

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 82 (1956)
Heft: 6

Artikel: Quelques considérations à propos de l'étude des bétons du barrage de Mauvoisin
Autor: Rambert, O. / Racine, C.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-62055>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 04.05.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les quinze jours

Abonnements:

Suisse: 1 an, 26 francs
Etranger: 30 francs
Pour sociétaires:
Suisse: 1 an, 22 francs
Etranger: 27 francs
Prix du numéro: Fr. 1.60
Ch. post. « Bulletin technique de la Suisse romande »
N° II. 57 75, à Lausanne.

Adresser toutes communications concernant abonnements, changements d'adresse, expédition à
Imprimerie La Concorde,
Terreaux 31, Lausanne

Rédaction

et éditions de la S. A. du
Bulletin technique (tirés à part), Case Chauderon 475
**Administration de la S. A.
du Bulletin Technique**
Ch. de Roseneck 6 Lausanne

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des Anciens élèves de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

Comité de patronage — Président: R. Neeser, ingénieur, à Genève; Vice-président: G. Epitiaux, architecte, à Lausanne; Secrétaire: J. Calame, ingénieur, à Genève — Membres, Fribourg: MM. H. Gicot, ingénieur; M. Waeber, architecte — Vaud: MM. F. Chenaux, ingénieur; A. Chevalley, ingénieur; E. d'Okolski, architecte; Ch. Thévenaz, architecte — Genève: MM. Cl. Groscurin, architecte; E. Martin, architecte — Neuchâtel: MM. J. Béguin, architecte; R. Guye, ingénieur — Valais: MM. G. de Kalbermatten, ingénieur; D. Burgener, architecte.

Rédaction: D. Bonnard, ingénieur. Case postale Chauderon 475, Lausanne.

Conseil d'administration

de la Société anonyme du Bulletin technique: A. Stucky, ingénieur, président; M. Bridel; G. Epitiaux, architecte; R. Neeser, ingénieur.

Tarif des annonces

1/1 page	Fr. 264.—
1/2 »	» 134.40
1/4 »	» 67.20
1/8 »	» 33.60

**Annonces Suisses S. A.
(ASSA)**



Place Bel-Air 2. Tél. 22 33 26
Lausanne et succursales

SOMMAIRE: *Quelques considérations à propos de l'étude des bétons du barrage de Mauvoisin*, par O. RAMBERT et C. RACINE, ingénieurs, Elektro-Watt S. A., Zurich. — **BIBLIOGRAPHIE.** — **LES CONGRÈS:** *Journées suisses d'études sur l'énergie nucléaire; 5^{me} Conférence mondiale de l'Energie.* — **CARNET DES CONCOURS.** — **SERVICE DE PLACEMENT.** — **DOCUMENTATION GÉNÉRALE.** — **NOUVEAUTÉS, INFORMATIONS DIVERSES.**

QUELQUES CONSIDÉRATIONS A PROPOS DE L'ÉTUDE DES BÉTONS DU BARRAGE DE MAUVOISIN

par O. RAMBERT et C. RACINE, ingénieurs Electro-Watt S.A., Zurich

Introduction

La construction de grands barrages a grandement stimulé, au cours des dernières décennies, les recherches sur le béton. Les ouvrages ayant tendance à devenir toujours plus importants et plus sollicités, une étude approfondie du matériau de base est devenue techniquement et économiquement de plus en plus nécessaire et les moyens financiers qu'on devait — et pouvait — lui consacrer se sont considérablement accrus. Ainsi la Société des Forces motrices de Mauvoisin engage pour les essais de béton du barrage de Mauvoisin des dépenses d'environ un million de francs (soit 0,50 fr/m³ de béton mis en place), réparties sur les essais préliminaires et sur la construction, l'équipement et l'exploitation d'un laboratoire de chantier. Ces frais sont importants si on les prend pour eux-mêmes, mais si l'on considère qu'ils peuvent être couverts par une réduction de 7 à 8 kg/m³ seulement du dosage en ciment — réduction sans autre possible grâce à la mise au point et au contrôle suivi du béton — on se rend compte qu'ils restent dans des limites raisonnables.

Des essais de cette ampleur, tout en éclaircissant les problèmes particuliers relatifs à l'ouvrage, touchent nécessairement à un certain nombre de questions de principe que tous les constructeurs ont à résoudre. Même s'ils n'apportent pas d'éléments radicalement nouveaux dans les théories et les méthodes généralement admises, ils fournissent au spécialiste d'utiles points de comparaison et peuvent contribuer, par leur publication, au progrès de la technique du béton. C'est dans cet esprit que les auteurs ont repris et complété dans le présent article les considérations qu'ils ont faites dans leur rapport au 5^e Congrès des grands barrages¹.

Pour l'ingénieur qui s'occupe de béton, ce matériau est un sujet de fréquentes déceptions. Il s'efforce d'en déterminer telle caractéristique, et lorsqu'il lui semble l'avoir trouvée, des résultats ultérieurs viennent la

¹ O. RAMBERT et C. RACINE: *Les essais préliminaires de laboratoire sur le béton du barrage de Mauvoisin vus sous l'angle de l'influence des éléments fins, en particulier du ciment, sur quelques propriétés du béton.* Rapport n° 82 au 5^e Congrès des grands barrages, Paris, 1955.

démentir. Désirant étudier l'influence d'un facteur quelconque sur telle propriété, il fait le compte des autres facteurs susceptibles de conditionner l'essai, les contrôle rigoureusement et les tient invariables, et malgré toutes ses précautions, des dispersions entachent le résultat et le rendent peu probant. Faire des essais comparatifs de béton, c'est un peu mettre des concurrents en piste pour une épreuve quelconque, obtenir un certain classement et, en répétant l'épreuve, en obtenir un autre.

Il faut dire que ces incertitudes se font jour parce qu'on arrive actuellement, par une étude méthodique du béton, à la limite de ses performances. Si l'on compare les résistances d'un béton dosé à 150 kg/m³ avec un béton dosé à 250 kg/m³, il n'est pas difficile d'obtenir un résultat indiscutable. Mais si l'on veut prouver que quelques pour cent de plus dans la teneur en poussière sont susceptibles d'améliorer la qualité du matériau, on tombe dans ces difficultés. On les rencontre déjà en laboratoire, malgré des installations susceptibles entre autres de graduer exactement le sable, de doser le ciment et l'eau à moins de 1 % près. A combien plus forte raison apparaissent-elles sur un chantier de haute montagne, où l'on traite plusieurs milliers de m³ par jour en gâchées de 3 m³ et où personne ne peut plus contrôler, d'un coup d'œil, l'ensemble du processus de fabrication et de mise en place. La technique du béton doit tenir compte de ces conditions et ne pas rechercher des records qu'il est toujours possible d'obtenir de façon isolée grâce à des finesses de laboratoire.

Heureusement, ce que des essais peu nombreux ne peuvent donner, la statistique le fournit. Dès qu'un

nombre suffisant de mesures permet, par l'établissement de moyennes, d'atténuer l'effet des dispersions, des tendances se dessinent et les diagrammes cessent d'avoir d'explicables discontinuités.

Une telle étude statistique a pu être faite avec les essais de Mauvoisin. On dispose en effet d'une matière considérable, qui se mesure au nombre des éprouvettes fabriquées. Le Laboratoire fédéral d'essai des matériaux (L.F.E.M.) en a utilisé plus de 1000, mesurant entre autres 850 fois la résistance à la compression, 150 fois la résistance à la flexion, 80 fois la perméabilité, 40 fois la résistance au gel. Au chantier, on a fabriqué pendant les deux premières campagnes de bétonnage 2500 cubes et diverses autres éprouvettes. Ce nombre élevé de mesures a permis d'éliminer les résultats isolés et peu nombreux. Lors de l'établissement des bases de cet article, il a été admis qu'au laboratoire, où la fabrication, la conservation et la mise à l'épreuve des éprouvettes sont rigoureusement contrôlées, la moyenne de trois essais était déjà une bonne indication, alors qu'au chantier, 20 à 30 mesures au moins étaient nécessaires à l'établissement d'un résultat probant.

Il n'est pas dans le propos de cet article de s'étendre sur la description du barrage de Mauvoisin¹. Il suffit de rappeler que cet ouvrage, une voûte dont les dimensions sont les suivantes :

¹ Voir à ce sujet :

A. STUCKY : *Quelques problèmes relatifs aux fondations des grands barrages-réservoirs, Barrages du Mauvoisin et de la Grande-Dixence*. Bulletin technique de la Suisse romande, 16 et 30 octobre 1954.

O. RAMBERT et A. VERREY : *L'aménagement de Mauvoisin*. Cours d'eau et énergie, mai-juin-juillet 1955.

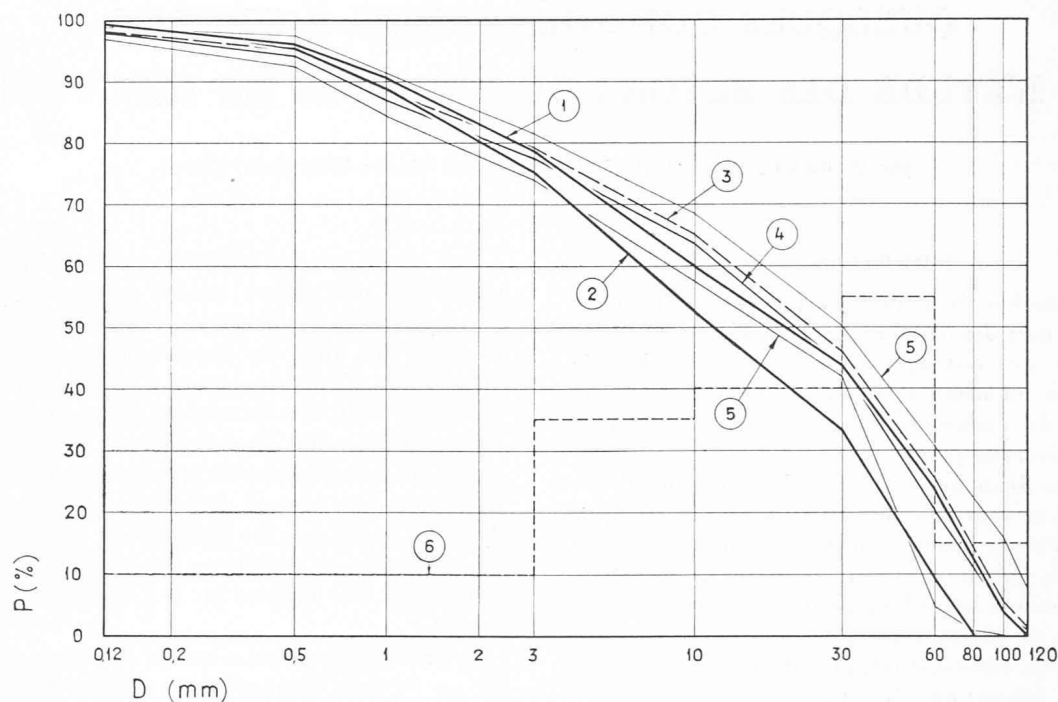


Fig. 1. — Granulométrie des agrégats utilisés.

D (échelle logarithmique) :

à 0,12 mm : tamis de 4900 mailles/cm² ;

à 0,2 mm : tamis de 900 mailles/cm² ;

dès 0,5 mm : passoires à trous ronds.

P Pourcentage en poids des grains plus grands que D :

① Ballast L.F.E.M. 0/120 mm.

② Ballast L.F.E.M. 0/80 mm.

③ Ballast chantier, campagne 1954.

④ Ballast chantier, campagne 1955.

⑤ Faisceau des courbes chantier 1954-55.

⑥ Pourcentage en poids des grains concassés dans les agrégats L.F.E.M.

Hauteur	237 m
Longueur au couronnement	520 m
Largeur au couronnement	14 m
Largeur à la base	53,5 m
Volume	env. 2 000 000 m ³ ,

est fortement sollicité, aussi bien au point de vue des efforts mécaniques, qui atteignent environ 100 kg/cm² à la compression pour la superposition des effets du poids propre, de la poussée de l'eau, des variations de température, de l'écartement de la vallée et du tremblement de terre, qu'au point de vue des conditions climatiques en haute montagne.

Le but des études sur le béton était avant tout de définir des compositions de résistance mécanique élevée, étanches et résistantes au gel. On en attendait accessoirement des renseignements pour le calcul de l'ouvrage, tels que les caractéristiques thermiques du béton, ses modules de déformation et d'élasticité, et des indications sur le retrait, le gonflement et le fluage.

Le choix des matériaux, agrégats et ciment

Dans la recherche des agrégats nécessaires, l'attention des ingénieurs s'est portée, comme pour d'autres barrages, sur les gravières tapissant le fond de la future retenue. Leur proximité les prédestinait à cette utilisation. La campagne de sondages et de prospection de l'été 1950 dans la plaine de Torrembé a prouvé que ces matériaux répondaient aux caractéristiques requises, aussi bien du point de vue qualitatif (pétrographie, morphologie et granulométrie), que du point de vue quantitatif (on a estimé les agrégats disponibles à 4 700 000 m³).

L'analyse pétrographique est la suivante :

Schistes de Casanna (inférieurs)	32 %
Gneiss d'Arolla	30 %
Roches vertes	11 %
Schistes lustrés	8 %
Quartz	7 %
Quartzites séricitiques	4,5 %
Roches gabbroïdes	4 %
Calcaire dolomitique	3,5 %
Total	100,0 %

Mis à part quelques éléments schisteux, formant localement le 15 % des gros agrégats et dont la qualité est inférieure, cette pétrographie est celle de bons agrégats à béton. Il n'y a que peu de micas, ce qui a évité les difficultés de lavage dont souffrent d'autres chantiers de barrage.

La morphologie est bonne aussi. Les galets vraiment allongés ou plats, dont l'influence sur la maniabilité et la résistance du béton est défavorable, sont peu nombreux.

En ce qui concerne la granulométrie, la graduation naturelle relevée à Torrembé est proche de celle du béton. Au vu des renseignements dont on disposait en 1950, on a estimé que la limitation de la grosseur des grains du béton à 120 mm garantirait à la fois une utilisation optimum de la gravière et un bon rendement au point de vue des résistances mécaniques du béton. On a jugé qu'en concassant les pierres plus grandes que 120 mm, on comblerait assez exactement le déficit entrevu alors dans les grosseurs de 3 à 60 mm. Les essais au laboratoire ont tenu compte de cette estimation et on a introduit dans les différentes composantes

les pourcentages de concassé indiqués à la figure 1, courbe 6.

La préparation des agrégats a lieu au chantier à la cadence de 400 m³/h selon le schéma suivant :

1. Concassage primaire à 120 mm avec 2 concasseurs giratoires en série.
2. Lavage et triage sur 4 voies parallèles comprenant chacune : 1 tambour de lavage, des tamis à secousses à 1 et 2 étages, puis pour le sable : 1 décanteur-trieur et 1 récupérateur à vis.
3. Concassage secondaire par 4 concasseurs giratoires.
4. Dès la prochaine campagne, fabrication de sable concassé dans 2 broyeurs spéciaux.

La station de triage produit cinq composantes : 0/4, 4/10, 10/30, 30/60 et 60/120 mm. Chacune de ces composantes peut servir à alimenter le concassage secondaire, dont le produit est remis dans le circuit au début du lavage-triage, ou les broyeurs à sable qui sont directement reliés aux silos de stockage.

L'exploitation de cette installation a montré que les estimations faites au début des prospections à Torrembé n'étaient pas éloignées de la réalité. On a constaté toutefois, comme cela est apparu dans d'autres gravières de haute montagne, que la quantité de sable est justement mesurée, surtout après le lavage qui élimine les poussières.

La courbe granulométrique adoptée pour les essais préliminaires n'a pas cessé d'être utilisée comme modèle de graduation. La figure 1 le montre bien, en mettant côte à côte la courbe L.F.E.M. ① et les courbes moyennes des campagnes 1954 ③ et 1955 ④. Une certaine dispersion est inévitable, mais elle reste à l'intérieur d'un faisceau assez étroit ⑤.

Le problème du sable est traité à part sous un titre spécial de cet article.

Au moment de choisir le *ciment*, on s'est posé la question de savoir si des liants spéciaux, à lent dégagement de chaleur, ne permettraient pas de faire des économies dans les dispositifs de réfrigération artificielle du béton. Comme nous le montrons par ailleurs, il a fallu répondre par la négative. Les avantages thermiques sont douteux et l'on aurait été dépendant de plusieurs fournisseurs, en partie de l'étranger, qu'il s'agisse de la livraison de pouzzolane, de trass ou de laitier. L'approvisionnement du chantier aurait perdu en sécurité, tout en n'étant pas meilleur marché.

Toutes ces raisons ont justifié l'adoption du ciment Portland normal. Fourni par plusieurs cimenteries du pied du Jura, il est livré en containers de 400 kg, acheminés par chemin de fer jusqu'à la gare du Châble, dans le val de Bagnes, puis par téléphérique jusqu'au chantier, à la cadence de 60 tonnes/heure, où il est stocké dans 4 silos d'une contenance totale de 4000 tonnes.

Le choix des éprouvettes et leur influence sur les résultats d'essai

Un essai de laboratoire est fortement conditionné par le type d'éprouvette utilisé. D'abord en ce qui concerne la réalisation pratique des mesures. Puis pour l'interprétation du résultat, qui ne peut être reporté directement

ni sur le béton réellement mis en œuvre, ni sur un autre type d'essai. Non seulement la mesure est différente, mais un phénomène peut apparaître ici et ne pas apparaître là. (Il semble que ce soit notamment le cas pour le gel.)

On a bien essayé, ces dernières années, de suppléer à l'incertitude des essais de laboratoire en faisant des mesures directes sur l'ouvrage. Diverses méthodes non destructives, reposant en particulier sur la mesure de la vitesse de propagation d'une onde de choc dans le béton¹, permettent d'estimer la valeur du module d'élasticité dynamique, de détecter des fissurations et par conséquent des dégâts dus au gel. Mais aucune relation générale ne paraît exister entre le module d'élasticité et les résistances du béton. Il faut, dans chaque cas, rechercher cette relation par des essais comparatifs qui ne peuvent être exécutés qu'en laboratoire et ne sont de nouveau plus rigoureusement applicables à l'ouvrage.

Puisqu'il est question de relation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression, notons-en la forme pour le béton de Mauvoisin, à la figure 2. Les mesures ont été faites — mécaniquement et non dynamiquement — sur des prismes 20/20/60 cm. On ne pourrait les utiliser pour des estimations de la résistance mécanique à partir des mesures d'auscultation dynamique citées plus haut, le module dynamique étant nettement plus élevé (deux fois environ).

Venons-en à diverses questions qui se sont posées lors des essais de Mauvoisin. Grâce au grand nombre d'éprouvettes fabriquées au L.F.E.M. il est possible de faire d'intéressantes comparaisons. Commençons par ce qui concerne les *résistances mécaniques*.

Lors des premiers essais, au début de 1952, on a utilisé l'éprouvette la plus courante, soit le cube de 20 cm d'arête, dans lequel on ramenait le grain maximum de 120 à 60 mm en tamisant le béton. Il en résultait des inconvénients pour la fabrication des cubes et pour l'interprétation des résultats, dont on se demandait s'ils pouvaient être étendus à du béton de grain maximum 120 mm. C'est pourquoi les essais ont été poursuivis en 1952 et 1953 sur des éprouvettes plus grandes, dans lesquelles on laissait la granulométrie complète. Des cubes de 30 cm d'arête ont servi aux essais de compression et des prismes 20/20/60 cm aux essais combinés flexion + compression cubique et module + compression prismatique.

Avant de se lancer dans la fabrication d'un grand nombre de prismes 20/20/60 cm, on a toutefois voulu se rendre compte si le bétonnage de grains de 120 mm dans un moule dont deux arêtes n'étaient que de 20 cm n'était pas à déconseiller, comme c'est le cas pour les cubes 20/20/20 cm. Une série de prismes moulés a été comparée à une série de prismes découpés dans des blocs plus grands, où l'effet de paroi n'existait donc que dans une moindre mesure. Aucune différence systématique n'a été constatée, ni dans les résistances, ni dans les modules, ni dans la dispersion des mesures.

¹ Voir la communication de MM. DAWANCE et CHEFDEVILLE intitulée: *L'auscultation dynamique du béton*, dans les Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux publics, Paris, n° 140, juillet-août 1950.

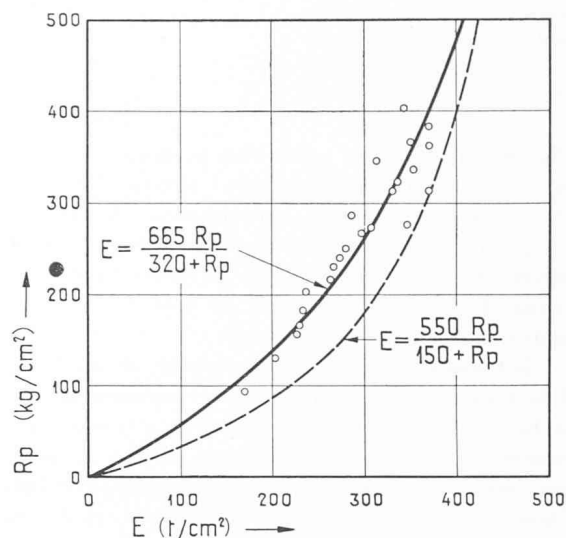


Fig. 2. — Relation entre le module d'élasticité mécanique (E) et la résistance à la compression prismatique (R_p).

Eprouvettes 20/20/60 cm, béton complet 0/120 mm,
 E Module de décharge de 50 à 5 kg/cm².
 — Courbe essais Mauvoisin.
 - - - Courbe établie par M. le professeur Roš.

Au cours de 1953, la question s'est posée de savoir de quel type d'éprouvette on allait adopter les résistances pour déterminer les dosages et contrôler la fabrication du béton au chantier. En accord avec les autorités de contrôle, on a retenu le cube 30/30/30 cm. Ce choix se justifiait par le fait que c'est sur des éprouvettes cubiques qu'on avait déjà rassemblé les plus importantes statistiques de résistance, aussi bien lors des essais de Mauvoisin au L.F.E.M. que de manière générale dans les laboratoires et sur les chantiers.

On s'est toutefois aussi intéressé au cylindre de 30 cm de diamètre et de 45 cm de hauteur, déjà utilisé à l'étranger et maintenant introduit sur des chantiers suisses. Cette éprouvette devrait donner une résistance plus proche de celle qui existe réellement dans l'ouvrage. La hauteur étant plus grande que la « largeur », l'effet de frettage lors de l'écrasement est moins marqué et, la section étant circulaire, la répartition des efforts est plus régulière.

Des essais furent entrepris pour déterminer le rapport entre les résistances mesurées sur cylindres et sur cubes 30/30/30 cm, rapport nécessaire pour transposer les résultats déjà acquis sur des cubes et des prismes. On désira s'assurer que ce rapport ne dépendait pas des méthodes d'apprêtage et de la vitesse de mise en charge sous la presse, et décida l'écrasement au même âge de 3 cylindres et 3 cubes dans chacun des trois laboratoires de Zurich, de Lausanne et de Mauvoisin. Les 18 éprouvettes, toutes fabriquées à Zurich, à partir de 2 gâchées identiques au dosage de 190 kg/m³, furent conservées au L.F.E.M. jusqu'au 20^e jour (air à 18° C et 90 % d'humidité relative). L'expédition des éprouvettes à Lausanne et Mauvoisin eut lieu le 21^e jour en grande vitesse. Dès leur réception, elles furent remises dans l'air à 18° C et 90 % d'humidité relative. Avant l'écrasement, fixé au 28^e jour, elles furent apprêtées selon les méthodes de chaque laboratoire, soit :

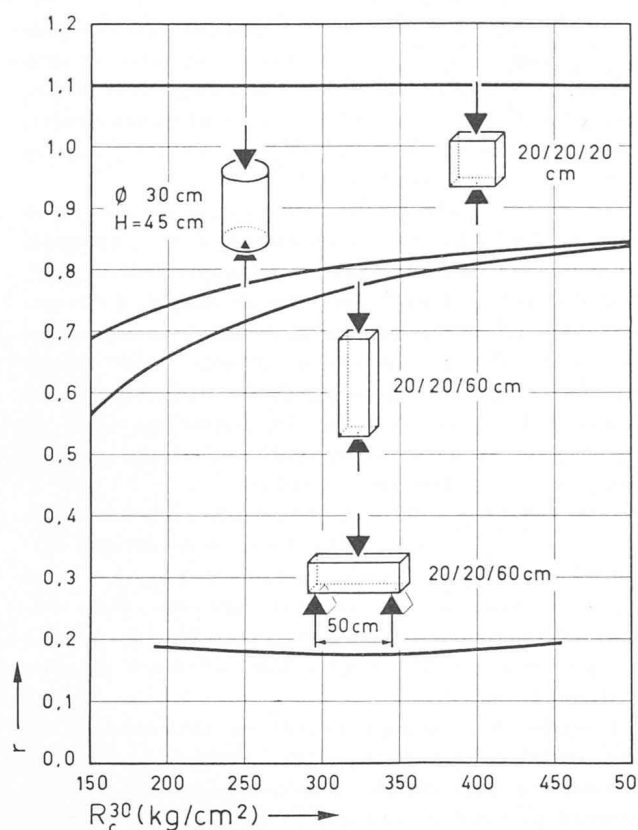


Fig. 3. — Relations entre les résistances mécaniques mesurées sur diverses éprouvettes.

R_c^{30} Résistance à la compression sur cubes 30/30/30 cm.

r Facteur à appliquer à la résistance R_c^{30} pour obtenir les résistances sur d'autres éprouvettes.

A Zurich et à Mauvoisin

Apprêtage des cylindres, deux jours avant l'essai, avec du mortier. Pas d'apprêtage des cubes, ceux-ci étant écrasés « couchés », suivant deux surfaces moulées, donc absolument lisses et parallèles. Mortier utilisé : une partie de mélange Portland : Lafarge = 5 : 1 et une partie de sable 0/1,5 mm (tous rapports en volume).

A Lausanne

Apprêtage des cylindres et des cubes (bien que les cubes aient aussi été écrasés « couchés »), quelques heures avant l'essai, à l'aide d'un mélange spécial fondu à 150° C (épaisseur 2 mm).

Les rapports « cylindre/cube » obtenus ont été presque identiques dans les trois laboratoires, bien que les apprêtages fussent différents et que la vitesse de mise en charge de Lausanne soit le double de celle de Zurich (2,60 contre 1,35 kg/cm² par seconde).

Grâce à des essais ultérieurs, il a été possible d'établir que ce rapport n'est pas constant. Il augmente avec la résistance, c'est-à-dire que, plus la résistance est haute (fort dosage, béton âgé), plus les valeurs obtenues par l'écrasement de cylindres se rapprochent de celles de cubes, le rapport tendant vers une limite située aux environs de 0,90. Une dépendance de même nature a été trouvée pour le rapport entre prismes 20/20/60 cm écrasés debout et cubes 20/20/20 cm (voir fig. 3).

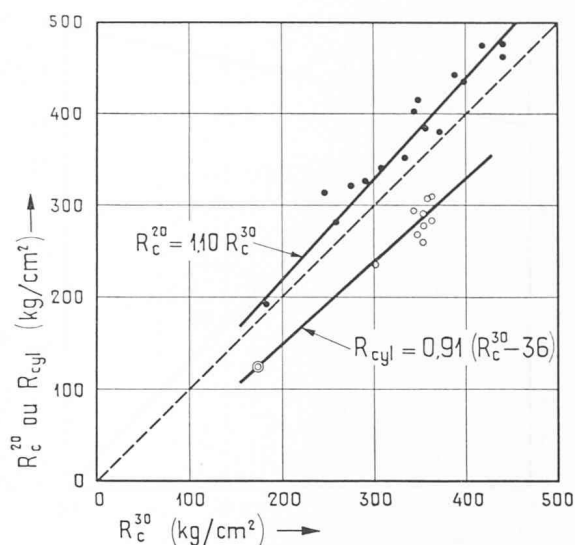


Fig. 4. — Relations entre les résistances à la compression mesurées sur cubes et cylindres.

R_c^{30} Mesure sur cube 30/30/30 cm.

R_c^{20} Mesure sur cube 20/20/20 cm.

R_{cyl} Mesure sur cylindre Ø 30/45 cm.

En effet, si l'on reporte (voir fig. 4 et 5) pour des paires d'éprouvettes fabriquées avec une même gâchée, la résistance obtenue sur cylindre ou sur prisme debout en fonction de celle du cube correspondant, on constate que les droites tracées de la manière la plus probable à travers les points trouvés ne passent pas par l'origine du diagramme. Si R_h est la résistance de l'éprouvette de hauteur h et de base c (côté ou diamètre) et R_c celle de l'éprouvette pour laquelle $h = c$, la relation entre R_h et R_c s'écrit, pour la dépendance linéaire admise :

$$R_h = a (R_c - b).$$

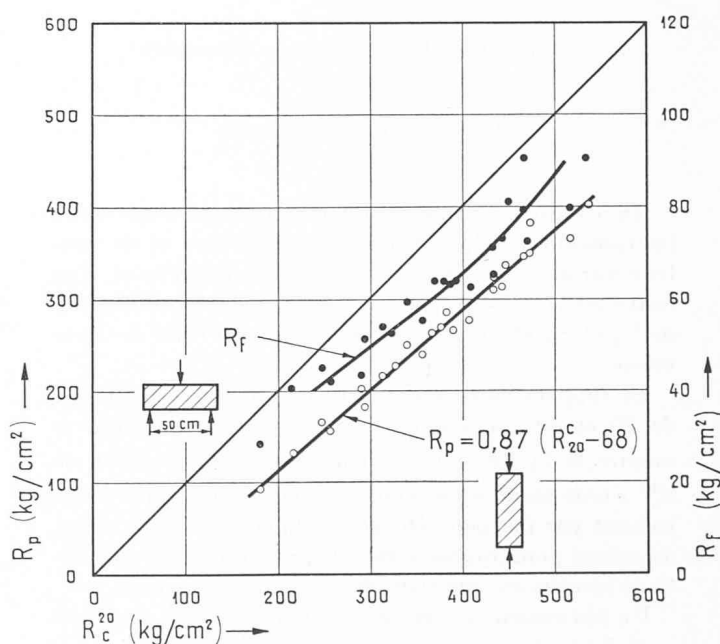


Fig. 5. — Relations entre les résistances mécaniques mesurées sur des prismes 20/20/60 cm.

R_c^{20} Résistance cubique.

R_f Résistance à la flexion.

R_p Résistance prismatique.

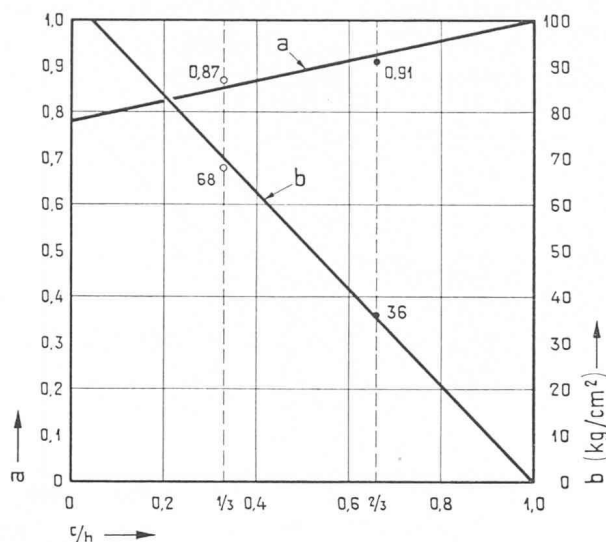


Fig. 6. — Relation générale entre les résistances à la compression mesurées sur des éprouvettes de hauteur variable.

- h Hauteur de l'éprouvette.
 c Côté ou diamètre de la base.
 R_h Résistance de l'éprouvette de hauteur h
 R_c Résistance de l'éprouvette de hauteur $h = c$.

$$R_h = a (R_c - b) \quad (\text{kg/cm}^2).$$

Si, de plus, l'on reporte les valeurs de a et b obtenues dans la comparaison cylindre-cube et prisme-cube en fonction de c/h (voir fig. 6), et que l'on tient compte que pour $c/h = 1$, $a = 1$ et $b = 0$, on peut très bien imaginer en première approximation une dépendance linéaire entre a , b et c/h , s'exprimant comme suit :

$$a = 1 - 0,22 \left(1 - \frac{c}{h}\right) \quad (\text{sans dimension})$$

$$b = 1,04 \left(1 - \frac{c}{h}\right) \quad (\text{kg/cm}^2).$$

On a ainsi les éléments d'une relation générale entre les résistances d'éprouvettes de même base et de hauteur variable. Il serait naturellement intéressant d'en contrôler la validité pour des valeurs de c/h différentes de $1/3$ et $2/3$ et pour d'autres bétons que celui de Mauvoisin.

Le rapport entre résistances d'éprouvettes cubiques de 20 et 30 cm d'arête est une constante, comme le montre la figure 4. Les valeurs de R_c^{20} en fonction de R_c^{30} s'ordonnent approximativement selon une droite passant par l'origine. On peut admettre qu'il en serait de même pour toutes séries d'éprouvettes de proportions identiques, mais de dimensions différentes.

Un phénomène intéressant — une anomalie cette fois — a été trouvé lors des *essais de gel*. La première série d'éprouvettes destinées à cette épreuve était constituée de prismes 20/20/60 cm. Ces bétons, sans adjuvant, dosés à CP 250 kg/m³ et plus, tiennent encore aujourd'hui à 500 cycles de gel et dégel. Une autre série, mise en chantier plus tard, fut bétonnée en prismes de

30/30/90 cm, dans l'idée de faire quelque chose de plus « à l'échelle ». Elle comprenait des bétons avec et sans adjuvants. A ce jour, après 700 cycles de gel et de dégel, seuls les bétons avec entraîneur d'air sont encore entiers. Les autres, qu'ils aient été dosés à CP 250, 275 ou 300 kg/m³, sont détruits.

Il y a donc contradiction entre ces deux séries, en ce qui concerne les bétons sans entraîneur d'air. L'anomalie est particulièrement frappante au dosage CP 250 kg/m³, dont il a été fait deux éprouvettes de chaque, il est vrai pas simultanément, mais selon la même composition. Les 20/20/60 cm sont encore intacts à 500 cycles (fig. 14, courbe ⑦), alors que les 30/30/90 cm ont été détruits à 150 cycles déjà (fig. 14, courbe ①). Dans un cas, le phénomène de désagrégation n'est pas apparu, dans l'autre, il a terminé son œuvre.

Lors d'essais comparatifs de gel avec des bétons de liants spéciaux, entrepris plus tard, on a fabriqué systématiquement deux séries parallèles avec les deux types de prismes. Les résultats ont été cette fois moins frappants. Seule la série avec ciment pouzzolanique (voir fig. 16) montre une différence de comportement.

Il semble donc bien que la grandeur de l'éprouvette a une certaine importance. De grandes éprouvettes donnent en tout cas des résultats plus accusés. Cela pourrait provenir du fait que la différence de température entre le cœur et la surface pendant le processus de gel est plus forte dans une grande éprouvette que dans une petite et y provoque des contractions ou des dilatations plus inégales.

Ces parallèles mettent en lumière à quel point l'essai de gel — tel qu'il est pratiqué actuellement — est peu adéquat. Car, s'il suffit de passer d'un prisme de 20/20/60 cm à un de 30/30/90 cm pour modifier la façon dont le béton se comporte au gel, on se représente combien il est difficile de transposer le résultat des essais de laboratoire au béton mis réellement en œuvre. Circonstance aggravante, la succession ininterrompue des cycles de gel et de dégel, rendue nécessaire par le besoin d'avoir des résultats en temps utile (voir fig. 13) met le béton à une épreuve plus violente qu'en réalité. On peut en effet très bien imaginer que le béton, fissuré par une première action du gel, se « cicatrise » si on lui en laisse le temps jusqu'à la prochaine action. Alors que les essais de résistance mécanique par exemple reproduisent les sollicitations de l'ouvrage avec une certaine approximation, il n'en est pas de même de l'essai de gel, pour lequel il ne semble pas y avoir de correspondance du tout. Ce n'est qu'une épreuve purement relative, qui permet de comparer des bétons entre eux dans les conditions de l'essai.

Le phénomène de « cicatrisation » est facile à contrôler. Il suffit de faire sur une éprouvette un essai de compression, en prenant soin de ne l'écraser que de la quantité nécessaire, jusqu'au fléchissement de l'aiguille de la presse. Elle est alors seulement fissurée, mais pas détruite. Si on la laisse reposer quelque temps et qu'on répète l'essai de compression, on mesure en général une résistance supérieure à celle obtenue la première fois. C'est que le ciment a eu tendance, dans les fissures où il est entré en contact avec l'humidité de l'air, à reprendre sa cristallisation.

Le choix des compositions pour le bétonnage au chantier

Pour des ouvrages de faibles dimensions, on utilise généralement, pour ne pas compliquer le travail du chantier, un béton unique dont la résistance coiffe, avec une certaine marge de sécurité, la contrainte maximum calculée. Dans le cas d'un grand barrage comme celui de Mauvoisin, il serait irrationnel d'aligner la qualité de l'ensemble du béton sur des sollicitations maxima de caractère local. Une différenciation s'impose et, pour autant que le nombre des types de béton soit limité à quelques-uns, elle ne gêne pas le processus de fabrication et de mise en place.

Une distinction fondamentale doit être faite entre le parement, où le béton doit avoir, sur une certaine épaisseur, les meilleures caractéristiques mécaniques, être étanche et résistant au gel, et le corps du barrage, où le gel ne joue aucun rôle, la perméabilité un rôle secondaire, et où des résistances mécaniques moins élevées suffisent.

Comme béton de parement, on a choisi un dosage de 250 kg/m³, qui donnait à la fois des résistances mécaniques susceptibles de couvrir les pointes de tension calculées à l'intrados ou à l'extrados du barrage, une bonne étanchéité et une bonne résistance au gel (ceci à condition d'y ajouter un entraîneur d'air). On s'est demandé si la réduction du grain maximum de 120 à 80 mm ne serait pas indiquée. Les essais ont en effet montré (voir fig. 11) qu'on pouvait de cette manière améliorer l'étanchéité et partant la résistance au gel. On perdait par contre environ 5 % de résistance, le béton devant être un peu plus mouillé en raison de l'augmentation relative de sable ($E/C = 0,49$ au lieu de 0,475). On a finalement renoncé à introduire cette nouvelle granulométrie, afin de simplifier la fabrication des agrégats et du béton.

En ce qui concerne le béton de noyau, on avait prévu initialement d'en fabriquer deux qualités. Il s'est avéré ultérieurement que le béton dosé au minimum de 160 kg/m³ — une limite au-dessous de laquelle, malgré l'emploi d'un entraîneur d'air, la mise en place devient difficile et où la consommation de sable dépasse les possibilités de la gravière — coiffait déjà par ses résistances les contraintes de la plus grande partie du corps du barrage et qu'il suffisait de faire passer localement de 3,50 ou 4,50 m à 7,50 m au maximum l'épaisseur du béton de parement pour qu'un seul béton de masse suffise.

On a ainsi pu limiter à deux le nombre des bétons. Si on leur ajoute le mortier de reprise dosé à 600 kg/m³, on obtient en tout trois compositions, dont la fabrication simultanée et automatique est sans autre possible par la tour à béton.

Il est évident que les notions de résistance du béton et de marge de sécurité, auxquelles il est fait appel dans ces considérations relatives au dosage, doivent être définies. Elles le sont le plus souvent de manière arbitraire, la résistance étant déduite plus ou moins rigoureusement d'un nombre limité d'essais de laboratoire et la contrainte admissible obtenue en divisant cette résistance par un coefficient de sécurité choisi intuitivement. C'est à M. le professeur Stucky que revient le

mérite d'avoir introduit, à l'occasion de ses études pour Mauvoisin, des définitions plus rigoureuses reposant sur le calcul des probabilités. Sans vouloir nous étendre sur cette question, qui est d'ordre mathématique, nous en précisons les points essentiels¹.

Et d'abord, à quelle résistance doit-on se référer ? Il faut choisir le type d'essai et le type d'éprouvette. A Mauvoisin, on s'est arrêté à la résistance à la compression mesurée à 90 jours sur des cubes 30/30/30 cm. Nous avons déjà indiqué les raisons qui ont mené au choix de l'éprouvette cubique. Quant au choix de l'âge de 90 jours, il se justifie par son caractère de compromis entre la nécessité d'attendre que le béton ait atteint une résistance proche de sa valeur finale et celle d'avoir des résultats en temps utile. L'élimination de la résistance à la traction comme critère de résistance est logique vu la prédominance des compressions dans l'ouvrage. On a corrigé cette lacune en majorant les efforts de compression dans les zones où l'état de tension comprenait également des tractions.

Du fait que, pour un nombre (r) d'écrasements, la résistance à la compression varie entre certaines limites, la question se pose de savoir si le coefficient de sécurité (n) doit être appliqué à la valeur minimum, ou à la valeur moyenne de la série d'essais. Si on l'applique à la valeur minimum, la sécurité est certainement atteinte dans tous les cas. Mais cette valeur minimum en elle-même n'est pas connue, il suffit d'augmenter suffisamment le nombre des essais pour retrouver les valeurs plus basses que celles considérées précédemment comme minima. Et l'on peut se demander s'il est vraiment nécessaire que la sécurité atteigne n en tous les points d'une grande masse de béton. Le bon sens fait admettre qu'une zone mauvaise, très réduite, résultant de circonstances accidentelles, ne nuit pas à la tenue de l'ouvrage dans son ensemble. Le béton s'adapte en fluant et les efforts se répartissent autrement dans les zones saines. Si on applique au contraire n à la valeur moyenne, qui est, elle, bien définie, il y aura, selon la théorie des probabilités, 50 cas sur 100 où le coefficient de sécurité réel sera inférieur à n . Cette manière de procéder n'est donc pas non plus satisfaisante.

La méthode préconisée par M. le professeur Stucky est un compromis entre ces deux extrêmes. Il propose de rapporter le coefficient de sécurité à la moyenne, mais de le faire dépendre de la dispersion quadratique moyenne (d) des essais². La dépendance est définie de manière que, plus les écarts sont grands entre la moyenne et les valeurs isolées, plus le coefficient est élevé.

¹ Un article de MM. TREMMEL et WOGGIN intitulé : *Mathematisch-statistische Auswertung der Güteprüfungen von Massenbeton*, paru dans « Der Bauingenieur », 1955, pages 28 à 32, reprend les idées de M. Stucky et en montre quelques applications.

² Selon la théorie des erreurs :

$$d(\%) = \frac{100}{R_m} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (R_m - R_i)^2}{n-1}}$$

où R_m = moyenne arithmétique de r résultats et $R_1, R_2, \dots, R_i, \dots, R_r$ = résultats isolés.

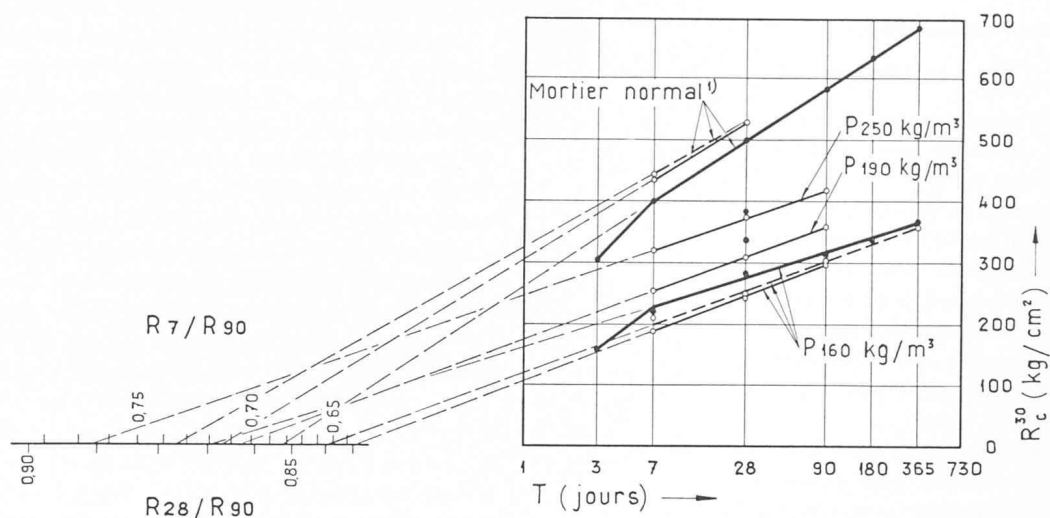


Fig. 7. — Résistance à la compression sur cubes 30/30/30 cm (R_c^{30}) en fonction de l'âge du béton (T)

- — Essais L.F.E.M.
- — Essais chantier, campagne 1954.
- — Essais chantier, campagne 1955.

¹ La résistance du mortier pour les campagnes 1954 et 1955 est tirée des essais de contrôle effectués par le L.F.E.M. sur des prélèvements faits au départ du ciment de la fabrique.

Cette méthode est simple et rationnelle puisqu'elle repose sur une statistique des résistances pendant une certaine période déterminée, par exemple trois mois ou une campagne de bétonnage entière. Elle a de plus l'avantage de créer une sorte de prime à la régularité du béton. Elle remplace la notion de qualité record par celle de qualité constante.

Pratiquement, on a fixé les dosages de départ en 1954 à partir des résistances de laboratoire. L'étude des dosages de la campagne 1955 a été faite sur la statis-

tique de la campagne 1954 et l'étude pour 1956 se fera sur les résultats de 1955.

Les résistances et les dispersions obtenues au L.F.E.M. et au chantier en 1954 et 1955 sont données aux figures 7, 8 et 9.

On voit que les résistances de chantier sont de 5 à 10 % inférieures à celles obtenues au laboratoire. Les granulométries étant pratiquement les mêmes (voir fig. 1), il faut expliquer cette différence par la présence d'air occlus et par une plus grande teneur en eau, rendue nécessaire par la mise en place. Au laboratoire, la durée de vibration du béton dans un moule 30/30/30 cm était en moyenne de 12 à 13 secondes, alors que la maniabilité exigée au chantier correspond à un temps de vibration de 9 secondes environ.

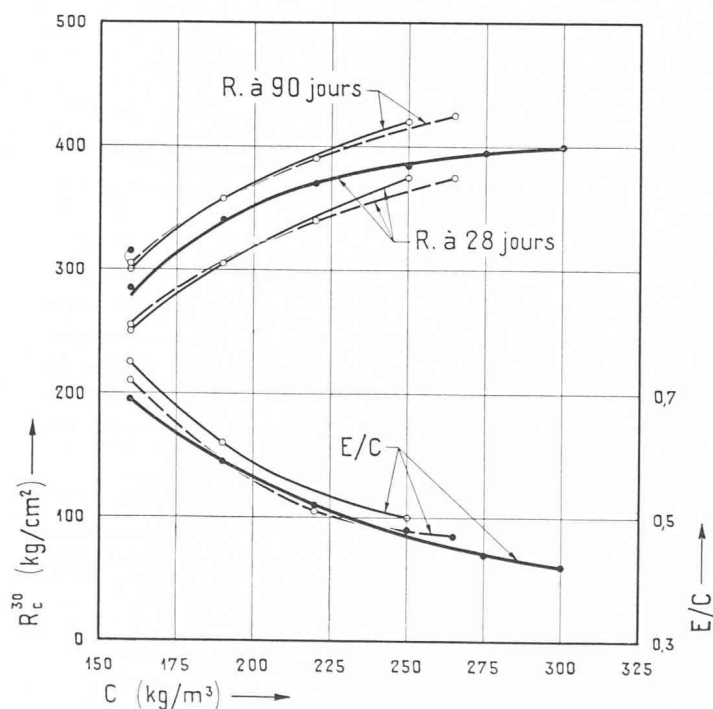


Fig. 8. — Résistance à la compression sur cubes 30/30/30 cm (R_c^{30}) en fonction du dosage (C) du béton.

- — Essais L.F.E.M.
- — Essais chantier, campagne 1954.
- — Essais chantier, campagne 1955.

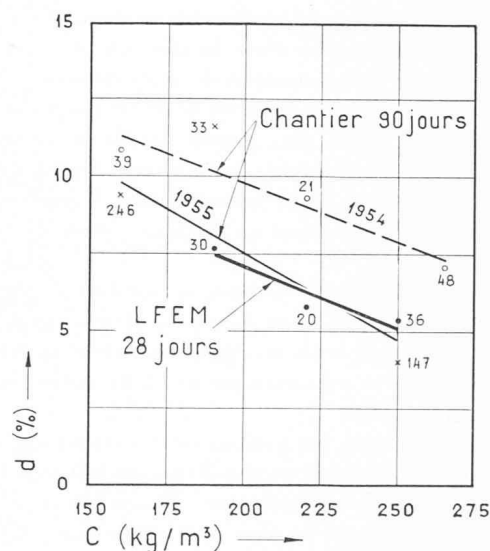


Fig. 9. — Dispersion moyenne quadratique (d) des résultats dont les moyennes sont données à la figure 8.

- — Essais L.F.E.M.
- — Essais chantier, campagne 1954.
- × — Essais chantier, campagne 1955.

Les dispersions diminuent fortement avec le dosage. Elles sont systématiquement inférieures aux 12 % admis comme normaux. La campagne 1955 marque à cet égard un certain progrès par rapport à 1954 et atteint les valeurs du laboratoire, ces dernières obtenues, il faut le remarquer, sur un nombre d'éprouvettes beaucoup plus réduit, à 28 jours déjà.

Remarquons en passant, en ce qui concerne la figure 7, que le report des résistances en fonction de l'âge aboutit à un alignement presque rectiligne des points si l'échelle des jours est choisie logarithmique. Ce phénomène ne s'est vérifié, il est vrai, que sur les moyennes de très nombreux essais. Si l'on prolonge les droites ainsi définies, on constate qu'elles ne se coupent en aucun point de l'axe des jours, comme cela devrait être le cas si la résistance du béton était proportionnelle à celle du ciment employé. Cette relation n'est qu'approchée.

Les adjuvants

Les essais ont débuté sur des compositions sans air occlus et ce n'est que plus tard que l'étude de l'effet des adjuvants a été introduite dans le programme. Il s'ensuit que le dossier du laboratoire de Zurich ne contient pas beaucoup de résultats avec air occlus et qu'il n'est pas possible d'en tirer une statistique vraiment probante quant à l'influence des entraîneurs d'air et plastifiants sur les propriétés du béton.

Seuls les essais de gel ont montré une différence indubitable de comportement entre les bétons sans et avec air occlus, et cette constatation, à laquelle vint s'ajouter le désir d'améliorer la maniabilité du béton de noyau (CP 160 kg/m³), a provoqué la décision d'employer un adjuvant au chantier. Il n'a donc été fabriqué sur place, à l'inverse du laboratoire, que peu de béton sans air occlus et il n'est pas davantage possible ici que là de faire des comparaisons bien étoffées sur le comportement relatif des bétons avec et sans air occlus.

De manière générale, l'emploi des adjuvants s'est montré délicat. Il suffit de petites irrégularités, non seulement dans la nature du sable, mais surtout dans la teneur en eau, pour que la formation d'air occlus devienne très variable. Il s'ensuit une assez grande dispersion de la maniabilité et de la résistance. On a déjà constaté ce fait au laboratoire de Zurich, malgré tout le soin apporté à la fabrication de séries de composition identique. Il s'est ensuite confirmé au chantier, où l'on a encore remarqué que la dispersion est plus forte pour les adjuvants combinés plastifiant + entraîneur d'air que pour les entraîneurs d'air ordinaires.

Un certain avantage de la combinaison d'un plastifiant et d'un entraîneur d'air est apparu au chantier dans les résistances du béton au dosage de P 250 kg/m³. Dans du béton plus faiblement dosé, qui contient relativement plus de sable et d'eau, il faut réduire le pourcentage d'adjuvant pour éviter qu'il ne se forme trop d'air occlus et ceci à tel point que le plastifiant ne se trouve plus en quantité suffisante pour pouvoir agir de manière sensible sur la dispersion des grains de ciment.

Il a été constaté, au laboratoire de Zurich, que des dosages exagérés en adjuvant — accident toujours possible sur un chantier — provoquaient des pertes de

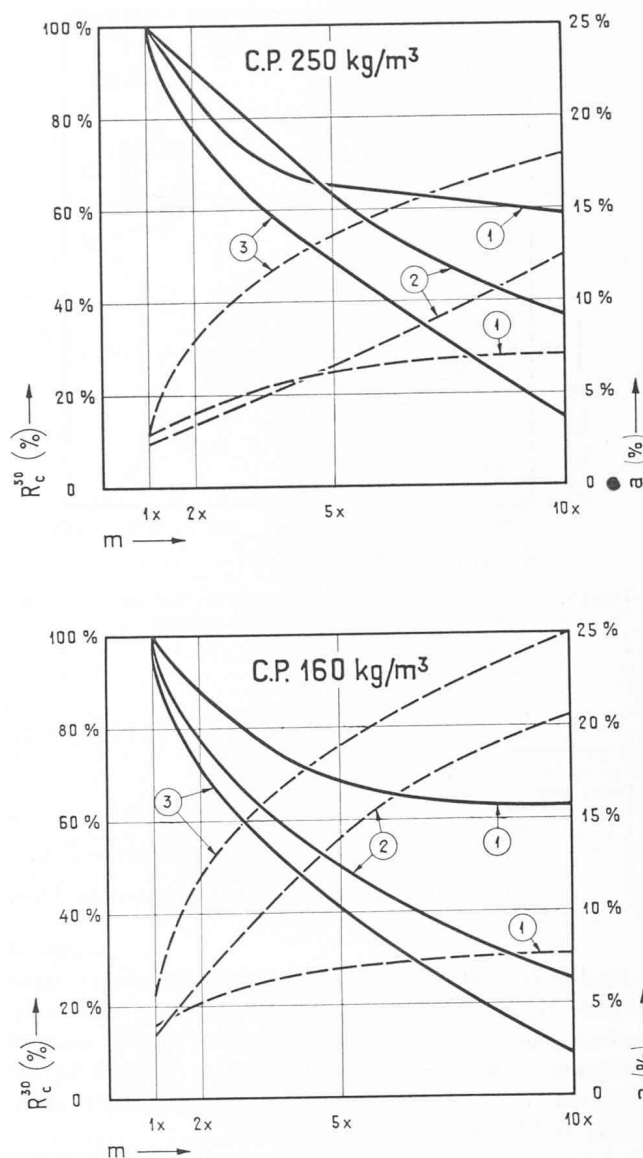


Fig. 10. — Influence d'un dosage exagéré en adjuvant sur la résistance du béton.

m Multiple du dosage normal en adjuvant.
 R_c^{30} Résistance sur cubes 30/30/30 cm (28 jours).
 — — — a Air occlus.
 (1) et (2) Entraîneurs d'air ordinaires.
 (3) Plastifiant — entraîneur d'air.

résistance variant d'un produit à l'autre (fig. 10). L'adjuvant combiné plastifiant-entraîneur d'air se montre plus délicat en ce domaine puisqu'il provoque une chute de résistance plus grande que les entraîneurs d'air ordinaires et — ce qui ne ressort pas de notre diagramme — qu'il agit de manière perturbatrice sur la prise. Il a fallu attendre jusqu'à dix jours pour démouler des éprouvettes contenant dix fois trop d'adjuvant de ce type.

À la perméabilité (voir fig. 11) l'adjuvant combiné s'est montré apte à améliorer les résultats par rapport à ceux du béton sans air occlus, mais il n'a pas été comparé à un entraîneur d'air ordinaire. Même remarque en ce qui concerne la ressuée de l'eau (voir fig. 12).

Au gel (voir fig. 14) il n'y a pas de différence de comportement entre les deux types d'adjuvants. Tous les bétons à air occlus ont atteint 700 cycles de gel et de

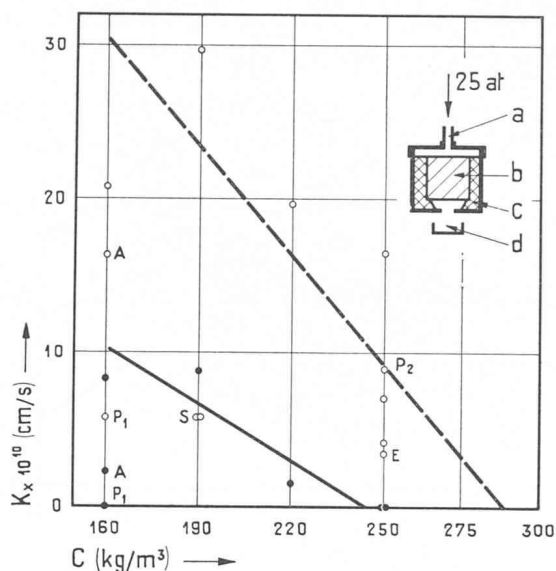


Fig. 11. — Perméabilité du béton, exprimée par son coefficient de Darcy (k), en fonction du dosage (c).

- a Conduite d'eau sous pression.
 b Cube 20/20/20 cm.
 c Etanchéité au bitume.
 d Récipient pour recueillir les pertes.
 O — — — Conservation dans l'air 18° C, humidité relative 90 %.
 ● — — — Conservation dans l'eau 18° C.
 Age du béton au début de l'essai : 3-12 mois.
 Points sans lettre : béton de Portland 0/120 mm.
 P₁ et P₂ Béton avec pouzzolanes de différents types (proportion 20-25 % du poids total de liant).
 A Béton de Portland avec plastifiant + entraîneur d'air.
 E Béton de Portland 0/80 mm.
 S Béton de Portland 0/120 mm, mais éprouvettes sciées.

dégel sans révéler de chute du module d'élasticité (mise à part la chute initiale qui est habituelle et environ la même pour tous). Les autres, sans air occlus, ont été détruits, dans l'ordre des dosages, le CP 250 kg/m³ d'abord (150 cycles), puis le CP 275 kg/m³ (200 cycles), enfin le CP 300 kg/m³ (400 cycles).

La campagne 1955 au chantier a été consacrée à des essais en grand, grâce au bétonnage de tranches de 100 000 m³ environ avec cinq adjuvants parmi les plus connus sur le marché suisse. On a pu fixer pour chaque produit le pourcentage le plus favorable de l'adjonction et obtenu ainsi les bases pour une comparaison économique, en cours au moment de la rédaction de cet article. C'est à la suite de cette comparaison et en tenant compte des principales caractéristiques techniques données ci-dessus que l'on procédera au choix de l'adjuvant pour les prochaines campagnes de bétonnage.

Notons encore un point intéressant concernant l'immunité relative au gel qui semble bien être la caractéristique des bétons à air occlus. On peut se demander si les pores d'un tel béton, situé en parement et soumis à la pression de l'eau accumulée, ne se gorgent pas d'eau, à tel point qu'une fois le niveau abaissé et ce béton soumis au gel, sa destruction soit plus rapide que

Fig. 13. — Diagramme des cycles de gel et de dégel auxquels le béton est soumis au L.F.E.M.

- — — Température au cœur de l'éprouvette 30/30/90 cm.
 — — — Température à la surface de l'éprouvette 30/30/90 cm.
 — — — Température au milieu de l'armoire frigorifique ou au fond du bassin de dégel.

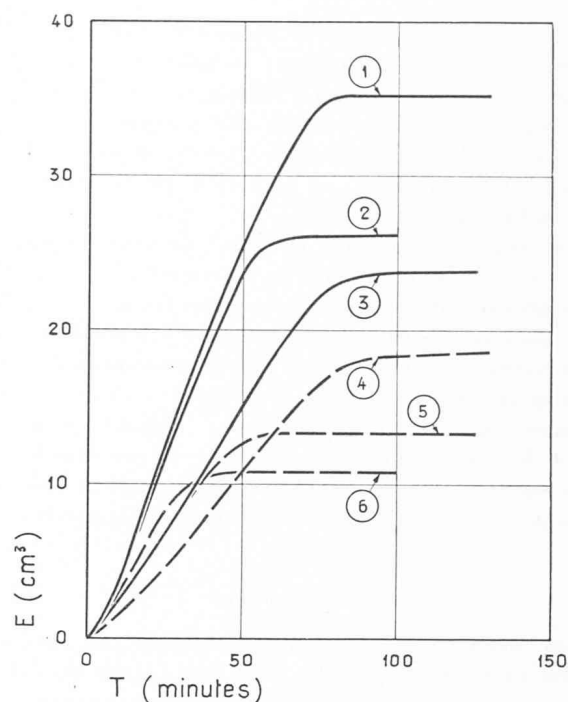
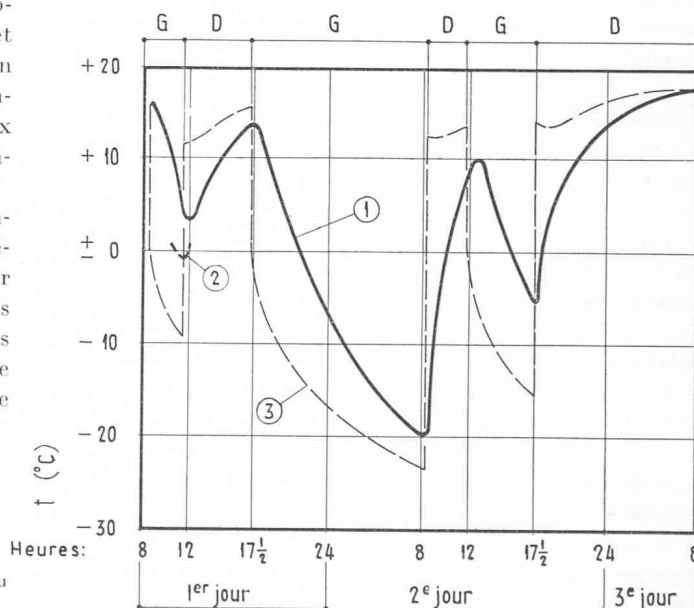


Fig. 12. — Ressuée de l'eau pour diverses pâtes de liant. (Bleeding-Test, norme américaine A.S.T.M. C-232)

- ①, ② et ③ Ciments Portland.
 ④ Ciment Portland ① avec pouzzolane (25 %).
 ⑤ Ciment Portland ③ avec pouzzolane (25 %).
 ⑥ Ciment Portland ② avec plastifiant — entraîneur d'air.

celle d'un béton ordinaire. Les essais habituels, où l'éprouvette est simplement baignée dans l'eau avant d'être placée dans l'armoire frigorifique, ne reproduisent pas ce phénomène.

C'est pour combler cette lacune que des éprouvettes avec et sans air occlus — air occlus produit par un adjuvant combiné avec plastifiant — ont été saturées d'eau sous une pression d'abord constante à 30 kg/cm², maintenue jusqu'à ce que la variation de poids des éprouvettes se stabilise (40 jours), puis lentement décroissante jusqu'à zéro (65 jours), figurant ainsi, de



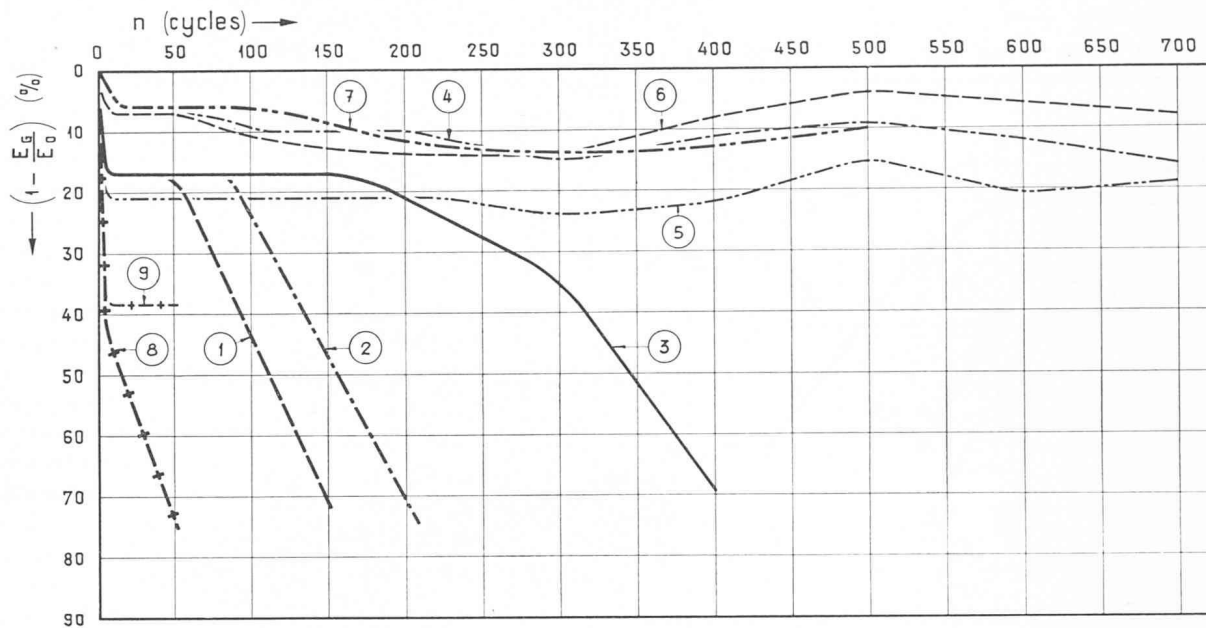


Fig. 14. — Influence d'entraîneurs d'air sur la résistance au gel du béton.

Age du béton au début de l'essai : au moins 3 mois.
Conservation à l'air à 18° C et à 90 % d'humidité relative, puis dans l'eau le dernier mois avant l'essai.

n Nombre de cycles de gel et de dégel (voir fig. 13).

E_G Module des éprouvettes gelées après n cycles.

E_0 Module des témoins conservés dans l'eau.

① Prismes 30/30/90 cm, CP 250 kg/m³ sans adjuvant.

② Prismes 30/30/90 cm, CP 275 kg/m³ sans adjuvant.

③ Prismes 30/30/90 cm, CP 300 kg/m³ sans adjuvant.

④ et ⑤ Prismes 30/30/90 cm, CP 250 kg/m³ avec entraîneurs d'air ordinaires.

⑥ Prismes 30/30/90 cm, CP 250 kg/m³, avec plastifiant — entraîneur d'air.

⑦ Prismes 20/20/60 cm, CP 250 kg/m³, sans adjuvant (composition ①).

⑧ et ⑨ Prismes 30/30/90 cm, saturés d'eau avant gel.

Composition ⑧ = compositions ① et ⑦.

Composition ⑨ = composition ⑥.

manière un peu accélérée, l'abaissement du niveau de la retenue. Elles ont été ensuite soumises à l'alternance de cycles de gel et de dégel. Il est apparu (courbes ⑧ et ⑨ de la fig. 14) que le béton avec air occlus, après une chute initiale du module d'élasticité plus grande que celle à laquelle il est normal de s'attendre, se stabilisait bien, alors que le béton ordinaire était très rapidement détruit.

Il semble donc que les pores créés par l'entraîneur d'air ne se remplissent pas complètement d'eau. Les résultats d'essais de saturation de mortier à air occlus (voir fig. 15) pourraient confirmer cette hypothèse. Il y a toutefois lieu de remarquer que de tels essais n'ont de valeur que si le volume total des pores et les variations de poids de l'éprouvette sont très exactement mesurés, ce qui est assez difficile.

Fig. 15. — Saturation de mortiers (6 : 1) avec plastifiant — entraîneur d'air.

Eprouvettes : cubes 7/7/7 cm. Sable normal Möriken.

ΔP Variation de poids des éprouvettes en g = échange d'eau en cm³.

① Conservation dans l'eau à 18° C.

② Conservation 39 jours à l'air à 18° C et à 90 % d'humidité relative, puis dans l'eau sous la pression de 30 at.

③ Conservation 39 jours à l'air à 18° C et à 70 % d'humidité relative, puis comme ②.

④ Conservation 39 jours à l'air à 18° C et à 35 % d'humidité relative, puis comme ②.

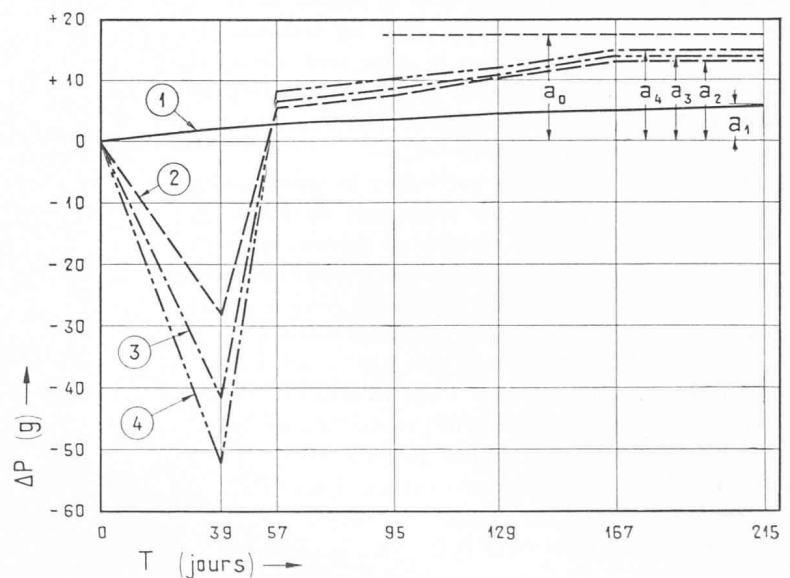
a_0 Volume total des pores dans le mortier = 17,3 cm³.

a_1 Volume des pores saturés d'eau = 5,6 cm³.

a_2 Volume des pores saturés d'eau = 13,1 cm³.

a_3 Volume des pores saturés d'eau = 13,7 cm³.

a_4 Volume des pores saturés d'eau = 14,9 cm³.



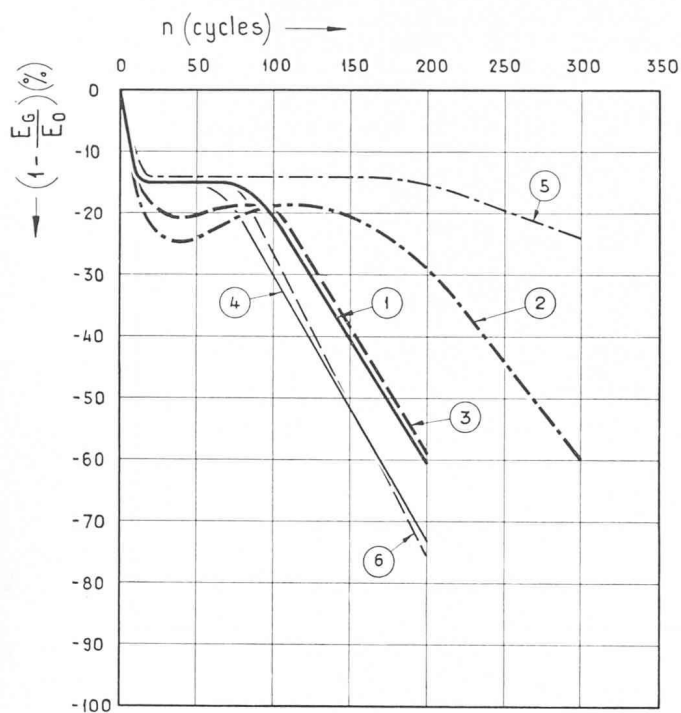


Fig. 16. — Influence de liants spéciaux sur la résistance au gel du béton.

Dosage 250 kg de liant par m³.

- ① Prismes 30/30/90 cm, CP pur.
- ② Prismes 30/30/90 cm, liant avec 30 % de pouzzolane.
- ③ Prismes 30/30/90 cm, liant avec 25 % de trass.
- ④ Prismes 20/20/60 cm, CP pur.
- ⑤ Prismes 20/20/60 cm, liant avec 30 % de pouzzolane.
- ⑥ Prismes 20/20/60 cm, liant avec 25 % de trass.

Autres explications, voir figure 14.

La granulométrie du sable

Il est connu que la granulométrie du sable a une grande influence sur les propriétés du béton, en particulier sur la maniabilité, la résistance à la compression et la perméabilité. On lui attribue également un rôle important dans la résistance au gel.

Le problème du sable ne peut toutefois pas être étudié pour lui-même. Il est lié au dosage en ciment et en air occlus, éléments dont la grosseur voisine la partie fine du sable. Pratiquement c'est la somme de ces trois éléments qui doit se trouver dans un faisceau granulométrique optimum et non le sable seul. Cela signifie qu'il n'existe théoriquement pas de graduation idéale unique pour le sable d'un chantier, où l'on fabrique des bétons de dosage très différent.

En ce qui concerne en particulier la teneur en poussière (< 0,12 mm), on ne peut fixer de limite qu'en fonction du dosage en ciment et suivant qu'il s'agit d'un béton avec ou sans air occlus. L'élimination totale de ces poussières, souvent considérée comme indispensable, n'est pas souhaitable pour des bétons au grain de 120 mm dosés à moins de 200-220 kg/m³, même s'ils contiennent de l'air occlus. Pour le béton de masse de Mauvoisin (dosage 160 kg/m³), cette teneur en poussière peut aller sans risque jusqu'à 10 % du sable 0/4 mm ou 2 % des agrégats totaux. Pour le béton de parement par contre (dosage 250 kg/m³), il faudrait couper la granulométrie à 0,12 mm.

Remarquons que, pour répondre à la nécessité théorique d'adapter la granulométrie du sable au dosage du béton, il faut disposer d'installations permettant de trier, puis de stocker et d'acheminer le sable jusqu'à la tour à béton en deux composantes au moins (par exemple 0/1 mm et 1/4 mm). Cet acheminement de composantes fines pose des problèmes dès que la distance entre la station de lavage-triage et la tour à béton est trop grande et il aurait été pratiquement impossible dans les conditions topographiques de Mauvoisin.

Le sable, après avoir été trié en trois composantes dans les décanteurs, est reconstitué immédiatement à la sortie des bacs. Sa composition est un compromis entre le sable naturel et les sables théoriquement optima pour les bétons de masse et de parement (voir tableau n° 1). On élimine une partie des poussières, mais la granulométrie dans son ensemble n'est pas modifiée. Un tel changement, qui serait souhaitable dans le sens d'une augmentation de la proportion de grains entre 0,12 et 0,5 mm, ne serait possible que par l'élimination d'une partie de la composante excédentaire 0,5 à 4 mm. Les quantités de sable disponibles à Torrembé ne suffisent pas à une telle opération.

Il a paru intéressant, dans le cadre des essais préliminaires au L.F.E.M., de déterminer les courbes granulométriques vers lesquelles il faut s'orienter, à défaut de pouvoir les réaliser complètement au chantier. L'étude a porté sur trois dosages : 150, 200 et 250 kg/m³. Elle devait initialement comprendre une série de bétons sans air occlus, puis une série avec air occlus. Après conclusion de la première série, les expériences faites entre temps par le laboratoire de chantier sur 60 000 m³ de béton avec air occlus de la campagne 1954 ont rendu la deuxième série moins nécessaire. Elle n'a pas été exécutée.

Les facteurs pris en considération dans cette étude étaient, du côté de la composition :

le type de sable 0/3 mm¹,

le dosage en ciment,

le rapport E/C,

et du côté des propriétés choisies comme critère de qualité :

la maniabilité,

la résistance à la compression².

On pourrait choisir, pour de tels essais, de maintenir, dans une série de bétons fabriqués avec le même dosage, une maniabilité constante en réglant le rapport E/C et de mesurer les résistances en fonction du type de sable. Il faudrait alors attendre le verdict des essais pendant 28 jours au moins, la résistance à 7 jours étant trop aléatoire pour tirer des conclusions. C'est pourquoi, afin d'accélérer les essais et de permettre l'élimination immédiate des sables nettement inadéquats, il paraît préférable de fabriquer des séries avec le même E/C, d'avoir ainsi à priori des résistances à peu près constantes, en application de la loi d'Abrams, et de renoncer

¹ Le rapport du sable et des autres composantes n'a pas été modifié au cours de l'étude. Le grain de 3 mm (au lieu de 4 mm au chantier) était celui utilisé au L.F.E.M. pour les essais préliminaires.

² Il a été fait abstraction volontaire d'autres propriétés, comme la perméabilité par exemple, afin de ne pas trop étendre le programme d'essai et de lui conserver son caractère de simple orientation.

TABLEAU n° 1

Granulométrie du sable 0/3 mm				
	Grains plus petits que ¹			
	0,12 mm ²	0,5 mm	1 mm	3 mm
1. Composition naturelle du sable de Torrembé (prélèvement 1951)	10 %	20 %	40 %	100 %
2. Composition utilisée pour les essais généraux au L.F.E.M. (sable corrigé):				
Faisceau	2-5 %	12-20 %	37-60 %	100 %
Moyenne (sable n° 2)	3 %	18 %	44 %	100 %
3. Compositions théoriquement optima pour des bétons à air occlus, ³ Ø max. = 120 mm . .				
Béton de masse P 160 kg/m ³	0-10 %	25-40 %	40-55 %	100 %
Béton de parement P 250 kg/m ³	0 %	5-25 %	25-40 %	100 %
Composition passe-partout	0 %	25 %	40-45 %	100 %
4. Compositions utilisées pour les essais spéciaux de mise au point du sable au L.F.E.M. :				
Béton P 250 kg/m ³ { sable n° 3	0 %	18 %	40 %	100 %
Béton P 200 kg/m ³ { sable n° 4	4 %	28 %	45 %	100 %
{ sable n° 5	8 %	28 %	45 %	100 %
Béton P 150 kg/m ³ { sable n° 6	0 %	35 %	52,5 %	100 %
{ sable n° 7	5 %	35 %	52,5 %	100 %
{ sable n° 8	10 %	35 %	52,5 %	100 %
5. Composition obtenue au chantier à la sortie des décanteurs (sable naturel + sable produit par le concassage des gros éléments) :				
Campagne 1954				
Faisceau	2-7 %	12-28 %	46-63 %	100 %
Moyenne	5 %	21 %	53 %	100 %
Campagne 1955				
Faisceau	3-10 %	14-29 %	42-63 %	100 %
Moyenne	5 %	22 %	56 %	100 %

¹ A 0,12 mm : tamis de 1900 mailles/cm².

A 0,5, 1 et 3 mm : passoirs à trous ronds.

² Pour calculer la quantité de fin < 0,12 mm contenu dans la granulométrie complète du béton, il faut savoir que le sable 0/3 mm entre pour 20 % environ dans la composition des agrégats 0/120 mm.

³ Obtenue à partir de la graduation la plus favorable du mortier (y compris ciment) donnée par divers auteurs.

en première approximation à la mesure des résistances. On peut toujours contrôler plus tard, pour quelques compositions trouvées favorables, que l'équivalence des résistances était bien réelle. Pratiquement, on prend comme point de départ d'une série un béton avec dosage, E/C, type de sable et par conséquent aussi maniabilité donnés, et recherche, pour d'autres types de sable, et tout en maintenant E/C constant, le dosage pour lequel la maniabilité est la même que celle du béton de départ. Un avantage de cette manière de procéder est de pouvoir chiffrer immédiatement, par le gain de tant ou tant de kilos de ciment par m³, la supériorité d'un sable sur un autre.

De tels essais reposent nécessairement sur un certain tâtonnement, et l'examen d'un grand nombre de sables diversement gradués est nécessaire. Pour simplifier le travail, il a été décidé de limiter préalablement les essais à du mortier de grain maximum 10 mm, et de n'utiliser du béton, à titre de contrôle, qu'une fois le faisceau optimum à peu près établi sur la base des essais de mortier. Cette simplification est tout à fait justifiée, la résistance du mortier ayant une influence prépondérante sur celle du béton. La composition du

mortier a été fixée à partir de celle du béton à étudier (voir tableau n° 2), en prenant la totalité du ciment et des agrégats de 0-10 mm et l'eau diminuée de 50 % de l'eau de mouillage des agrégats de 10-120 mm¹. Il a été prouvé qu'avec une telle réduction de la quantité d'eau, le mortier avait une consistance normale. Si l'on soustrait la totalité de l'eau de mouillage du 10/120 mm, il est trop raide. Si au contraire on ne le soustrait pas, il est trop fluide. Il a de plus été constaté qu'un mortier fabriqué spécialement de cette manière avait une résistance à la compression sensiblement égale à celle du mortier provenant du tamisage à 10 mm du béton complet 0/120 mm.

Pour la mesure de maniabilité du mortier, il a été appliqué, dans les grandes lignes, la méthode proposée par M. le Dr Fritsch². Le schéma de l'appareil est donné à la figure 17. Il permet l'enregistrement, en fonction du temps, du tassement d'une certaine quantité de mortier, mise en vibration sur une table. Avec

¹ Cette eau de mouillage a été trouvée égale à 0,115 % du poids des agrégats 10/120 mm.

² Dr J. FRITSCH : *Neue Erfahrungen im Massenbetonbau*. Schweizerische Bauzeitung du 6 mars 1954.

TABLEAU N° 2

Composition de quelques bétons et mortiers utilisés pour la recherche de la granulométrie optimum du sable 0/3 mm						
Composition de :	Dosage nominal en CP (kg/m ³)					
	250	240	200	190	150	140
<i>1 m³ de béton 0/120 mm</i>						
Ciment kg	250	240	200	190	150	140
Eau (E/C) kg	120 (0,48)	115 (0,48)	112 (0,56)	106 (0,56)	107 (0,71)	100
Sable 0/3 mm kg	445	445	455	460	465	465
Gravillon 3/10 mm kg	445	445	455	460	465	465
Composantes 10/120 mm . kg	1335	1335	1368	1369	1393	1390
Densité apparente . kg/m ³	2595	2580	2590	2585	2580	2560
<i>Mortier 0/10 mm contenu dans 1 m³ de béton</i>						
Ciment kg	250	240	200	190	150	140
Eau ¹ (E/C) kg	112 (0,45)	108 (0,45)	106 (0,52)	99 (0,52)	99 (0,66)	93 (0,66)
Sable 0/3 mm kg	445	445	455	460	465	465
Gravillon 3/10 mm kg	445	445	455	460	465	465
Total kg	1252	1238	1216	1209	1179	1163
<i>1 m³ de mortier 0/10 mm</i>						
Ciment kg	470	—	385	370	300	280
Eau (E/C) kg	212 (0,45)	—	200 (0,52)	192 (0,52)	198 (0,66)	185 (0,66)
Sable 0/3 mm kg	836	—	880	899	921	940
Gravillon 3/10 mm kg	837	—	880	899	921	940
Densité apparente . kg/m ³	2355	—	2345	2360	2340	2345

¹ La diminution de la quantité d'eau pour les mortiers par rapport aux bétons représente le 50 % de l'eau de mouillage des gros agrégats $\left(\frac{1}{2} \cdot 1400 \cdot \frac{1,15}{100}\right)$.

cette méthode, la maniabilité peut être exprimée soit par la surface $Q = \int_{T_0}^{T_1} (L_1 - L) dt$, soit par la durée du tassement ΔT . En pratique, la mesure de Q (en cm.s) s'est révélée beaucoup plus sensible que celle de ΔT . On l'a retenue pour définir la maniabilité des mortiers en commun avec l'indication classique de l'étalement sur la table à secousses (mesure selon Graf). Pour la maniabilité des bétons, on a indiqué le temps de vibration dans le moule 30/30/30 cm.

Il serait fastidieux de décrire les essais en détail¹. Des tâtonnements, certaines contradictions même, ont rendu leur ligne sinueuse et hésitante. Il est par contre intéressant d'en discuter les résultats. Ils sont donnés au tableau n° 3, dans lequel sont portées les résistances et les maniabilités des compositions retenues après élimination, grâce aux mesures de maniabilité sur mortiers, des sables ne pouvant entrer en ligne de compte.

Une contradiction saute aux yeux : à des mortiers de même maniabilité ne correspondent pas nécessairement des bétons de même maniabilité. Ou bien il n'y a véritablement pas de correspondance entre ces deux caractéristiques, ce qui mettrait en cause le principe même des essais, ou bien ces divergences proviennent des méthodes de mesure de la maniabilité, ou bien encore c'est la manière dont la composition du mortier est déduite de celle du béton, en particulier la réduction de l'eau de gâchage, qui est fautive. Il est difficile d'admettre la première hypothèse, parce qu'il paraît un peu absurde que l'adjonction d'agrégats 10/120 mm de même nature et de même granulométrie à des mortiers de même consistance donne des bétons de maniabilité

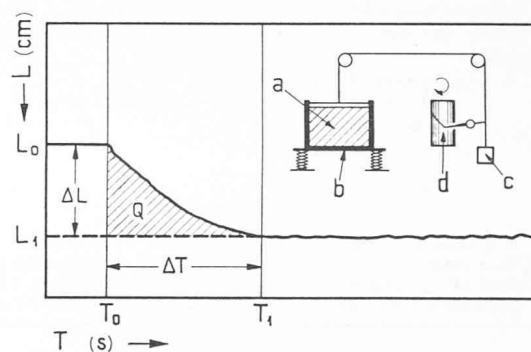


Fig. 17. — Schéma de la mesure de maniabilité du mortier.

- a Mortier examiné, placé dans un récipient à couvercle mobile.
- b Table vibrante.
- c Contrepoids réglable destiné à compenser partiellement le poids du couvercle.
- d Dispositif d'enregistrement relié au couvercle.
- L Course du couvercle (agrandi).
- ΔL Tassement du mortier provoqué par la vibration.
- T Temps.
- à T_0 Mise en marche de la table de vibration.
- à T_1 Fin du tassement.
- ΔT Durée de tassement du mortier

$$Q = \int_{T_0}^{T_1} (L_1 - L) dt.$$

différente. Il semblerait plus logique, au contraire, que les différences de maniabilité s'atténuent lorsqu'on passe du mortier au béton correspondant. Les deux autres hypothèses sont plus probables. Ces contradictions, quelle qu'en soit la cause, mettent de toute manière le doigt sur l'absence de définition claire et univoque de la maniabilité des bétons et mortiers. C'est un problème important et intéressant de la technique des essais de béton qui reste à résoudre.

En ce qui concerne les résistances, les conclusions que l'on peut tirer des essais de mortier se confirment avec les essais de béton, sauf au dosage de 240-250 kg/m³.

¹ Un aperçu en a été donné par les mêmes auteurs dans le rapport n° 82 au 5^e Congrès des grands barrages, Paris, 1955.

TABLEAU N° 3

<i>Influence de la granulométrie du sable 0/3 mm sur la maniabilité et la résistance des bétons et mortiers</i>										
Epreuves : béton 0/120 mm : cubes 30/30/30 cm										
mortier 0/10 mm : prismes 4/4/16 cm										
Conservation des épreuves : à l'air 18° C et 90 % d'humidité relative										
Dosage du béton, kg/m ³	250	250	240	200	190	190	150	140	140	140
Sable n°	2	3	3	2	4	5	2	6	7	8
% de poussières < 0,12 mm :										
a) dans le sable 0/3 mm	3	0	0	3	4	8	3	0	5	10
b) dans les agrégats 0/120 mm	0,6	0	0	0,6	0,8	1,6	0,6	0	1	2
Résistances à la compression, kg/cm ² :										
a) Béton : 7 jours	287		311	247	262		189	199	203	
(moyennes de 28 jours	403		409	341	359		244	256	258	
3 essais) 90 jours	451		465	381	426		295	301	285	
b) Mortier : 7 jours	356	320		244	259	241	180	180	175	198
(moyennes de 28 jours	447	423		337	364	342	242	255	269	282
8 essais) 90 jours	501	499		396	432	414	314	333	326	352
Maniabilité :										
a) Béton : temps de vibration dans le moule 30/30/30 cm s	8	—	9	9	13	—	11	15	13	—
b) Mortier : surface Q (fig. 17) cm. s	2,1	1,4	—	9,6	9,1	10,6	18,8	17,8	16,8	17,0
étalement selon Graf cm	115	111	—	102	103	100	102	100	100	100

TABLEAU N° 4

<i>Influence de liants spéciaux sur la résistance des bétons et mortiers</i>					
Conservation	eau 18° C	air 18° C 90 % h. r.			
Composition et type d'éprouvette	1 Mortier 3 : 1 4/4/16 cm	2 Béton 160 30/30/30 cm	2 Béton 250 30/30/30 cm	3 Mortier gunite 4/4/16 cm	1 Mortier 3 : 1 4/4/16 cm
<i>Ciment Portland normal (kg/cm²)</i>					
7 jours	400	230	—	305	385
28 jours	500	275	385	395	465
90 jours	585	315	435	425	485
180 jours	635	340	—	455	545
365 jours	680	370	—	510	600
<i>Comparaison avec d'autres ciments en % des valeurs ci-dessus :</i>					
7 jours					
CP moulu grossier ⁴	80	—	—	—	80
CP normal + pouzzolane ⁵	75-80	60-75	—	60-75	75-80
CP grossier + pouzzolane ⁵	70	—	—	—	70
28 jours					
CP moulu grossier	90	—	—	—	75
CP normal + pouzzolane	85-100	80-85	90	75-85	70-90
CP grossier + pouzzolane	90	—	—	—	90
90 jours					
CP moulu grossier	95	—	—	—	95
CP normal + pouzzolane	95-105	95	85-95	80-90	75-105
CP grossier + pouzzolane	90	—	—	—	95
180 jours					
CP moulu grossier	90	—	—	—	90
CP normal + pouzzolane	90-95	80-85	—	80-100	80-95
CP grossier + pouzzolane	90	—	—	—	85
365 jours					
CP moulu grossier	95	—	—	—	90
CP normal + pouzzolane	90-95	85	—	80-90	75-90
CP grossier + pouzzolane	90	—	—	—	85

¹ Mortier normal (sable gradué de Möriken).
² Béton complet 0/120 mm (agrégats de Torrembé).
³ Mortier dosé à 400 kg de liant/1000 l de gravier 0/8 mm (Isérables).
⁴ Résidu sur le tamis à 900 mailles/cm² : 1%, 4900 mailles/cm² : 17 %, 10 000 mailles/cm² : 26 %.
⁵ Les pouzzolanes forment 25-30 % du poids total du liant ; leur finesse de mouture est de l'ordre de celle du CP normal.

TABLEAU N° 5

Influence de liants spéciaux sur le gonflement (+) et le retrait (—) des bétons et mortiers						
Conservation	eau 18° C	air 18° C 90 % h. r.	air 18° C 70 % h. r.			
Composition et type d'éprouvette	1 Mortier 3 : 1 4/4/16 cm	1 Mortier 3 : 1 4/4/16 cm	2 Béton 250 20/20/60 cm	3 Mortier 6 : 1 10/10/50 cm	1 Mortier 3 : 1 10/10/50 cm	1 Mortier 3 : 1 4/4/16 cm
<i>Ciment Portland normal (°/°)</i>						
7 jours	+ 0,210	— 0,100	— 0,045	— 0,080	— 0,105	— 0,305
28 jours	+ 0,290	— 0,180	— 0,115	— 0,275	— 0,365	— 0,620
90 jours	+ 0,475	— 0,170	— 0,185	— 0,440	— 0,520	— 0,700
180 jours	—	—	— 0,230	— 0,495	— 0,630	—
365 jours	—	—	— 0,250	— 0,510	— 0,670	—
<i>Comparaison avec d'autres ciments en % des valeurs ci-dessus</i>						
7 jours						
C P moulu grossier ¹	—	—	—	55	100	—
CP normal + pouzzolane ⁵	100	140	115-150	125-135	180	120
CP grossier + pouzzolane ⁵	—	—	—	125	145	—
28 jours						
CP moulu grossier	—	—	—	95	100	—
CP normal + pouzzolane	115	140	110-120	120-150	140	100
CP grossier + pouzzolane	—	—	—	155	145	—
90 jours						
CP moulu grossier	—	—	—	105	100	—
CP normal + pouzzolane	105	115	105-120	115-140	135	95
CP grossier + pouzzolane	—	—	—	140	145	—
180 jours						
C P moulu grossier	—	—	—	105	100	—
CP normal + pouzzolane	—	—	105-120	135	125	—
CP grossier + pouzzolane	—	—	—	135	135	—
365 jours						
CP moulu grossier	—	—	—	105	95	—
CP normal + pouzzolane	—	—	110-125	140	125	—
CP grossier + pouzzolane	—	—	—	135	135	—

¹ Mortier normal (sable gradué de Möriken).
² Béton complet 0/120 mm (agrégats de Torrembé).
³ Sable gradué de Möriken.
⁴ Résidu sur le tamis à 900 mailles/cm²: 1 %, 4900 mailles/cm²: 17 %, 10 000 mailles/cm²: 26 %.
⁵ Les pouzzolanes forment 25-30 % du poids total du liant; leur finesse de mouture est de l'ordre de celle du CP normal.

La loi d'Abrams ne se vérifie pas tout à fait; il y a malgré E/C constant des variations jusqu'à 13 %, explicables en partie par la dispersion normale des essais. Les ordres de grandeur sont pourtant bien les mêmes et l'application de cette loi pour l'élimination immédiate de compositions inadéquates est certainement justifiée.

Les résultats obtenus confirment que les sables déduits théoriquement sont plus favorables que le sable naturel de Torrembé. Les compositions de sable optima trouvées sont les suivantes (voir fig. 18 et tableau n° 1) :

Pour le dosage 250 kg/m³: sable n° 3
 » » 200 kg/m³: sable n° 4
 » » 150 kg/m³: sable n° 8

L'influence de liants spéciaux

Comme nous le mentionnons par ailleurs, on s'est demandé, au début des études sur le béton de Mauvoisin, si des liants spéciaux ne pourraient pas influencer de manière favorable les conditions de refroidissement du barrage, vu leur dégagement de chaleur plus lent que

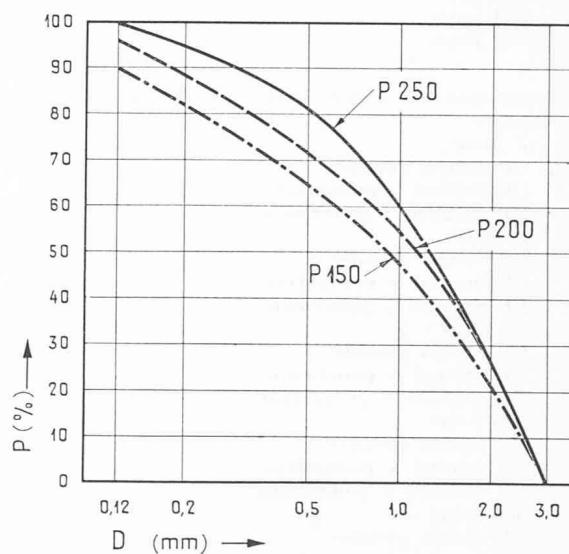


Fig. 18. — Granulométries optima du sable 0/3 mm pour du béton sans air occlus.

D (échelle logarithmique) :
 à 0,12 mm : tamis de 4900 mailles/cm²;
 à 0,2 mm : tamis de 900 mailles/cm²;
 dès 0,5 mm : passoirs à trous ronds.
P Pourcentage en poids des grains plus grands que *D*.

celui du Portland. Les liants étudiés ont été un ciment Portland moulu grossier¹ et divers mélanges de Portland normal ou grossier avec des pouzzolanes. Ces dernières venaient soit de la région de Rome, soit de la vallée du Rhin (trass). Elles avaient une finesse de mouture de l'ordre de celle du CP normal et ont été mélangées à sec à raison de 25 à 30 % du poids total de liant, soit de 33 à 43 % du poids de ciment Portland. On n'a pas étudié de ciment de laitier.

Examinons d'abord le point de vue thermique, puisque c'est par des raisons de cet ordre qu'on aurait pu éventuellement justifier l'adoption d'un liant spécial. Il ne faut pas se laisser tromper par des courbes de température du béton enregistrées dans les premiers deux ou trois jours dans des blocs de *faibles dimensions*. On constate pendant cette courte période que la température maximum atteinte est plus faible pour les liants de caractère pouzzolanique et pour des ciments grossièrement moulus que pour du Portland pur de finesse normale. Le liant spécial qui dégage sa chaleur de manière moins brusque que le Portland en permet l'évacuation à mesure dans le milieu ambiant (air ou eau) dans lequel le morceau de béton est placé. Les conditions sont différentes si l'on considère une *grande masse* de béton du centre de laquelle la chaleur ne s'échappe qu'après un temps assez long. La manière dont la chaleur se dégage joue alors un beaucoup moins grand rôle que la quantité totale de chaleur dégagée. On a constaté que cette quantité totale était pour le Portland normal de 60 kcal à 7 jours et de 84 kcal à 365 jours, alors que le ciment Portland grossier en dégage respectivement 51 et 80 et des ciments pouzzolaniques respectivement 50-60 et 76-82. Les différences sont assez faibles (maximum 10 % en moins) et n'étaient pas de nature à permettre une simplification sensible des dispositions à prendre pour la réfrigération du béton.

¹ Ce ciment n'aurait finalement pas pu être livré par l'industrie suisse du ciment, vu le degré actuel de son occupation. Il avait un résidu de 17 % sur le tamis à 4900 mailles/cm².

Autre point d'importance, des mortiers et des bétons de ciment grossier ou pouzzolanique ont des résistances qui n'atteignent en général que le 90 à 95 % de celles du Portland normal (voir tableau n° 4). Pour compenser cette différence, il aurait fallu adopter des dosages plus élevés de 15 kg/m³ pour le béton de masse et de 40 kg/m³ pour le béton de parement. Le durcissement d'autre part est plus sensible au dessèchement, comme le montre la comparaison entre le mortier 3 : 1 conservé dans l'eau et celui conservé dans l'air avec une humidité relative de 90 %. On constate pour certaines pouzzolanes des différences de 15 à 20 %. C'est évidemment un désavantage sur un chantier où l'arrosage du béton peut toujours arriver à manquer accidentellement.

Mentionnons encore une tendance plus forte au retrait (voir tableau n° 5), ce qui peut favoriser des fissurations superficielles.

Au gel, le comportement est sensiblement le même pour le Portland et les liants spéciaux (voir fig. 16). Le fait que les bétons à la pouzzolane ont tenu 100 cycles de plus ne nous paraît pas devoir être retenu comme systématique. Il n'a pas été fait d'essais de gel avec des liants spéciaux conjugués à de l'air occlus, mais tout porte à croire que la tenue au gel de tels bétons aurait été tout à fait comparable à celle des bétons de Portland normal reproduite à la figure 14. La conclusion à tirer des essais de gel sur béton est différente de celles qu'on émit d'abord sur la base d'essais de mortier (prismes 4/4/16 cm), où la présence de pouzzolane se révéla défavorable. On a constaté une fois de plus que les essais sur mortier ne remplacent pas des essais sur des éprouvettes de béton de bonnes dimensions.

Sur deux points, les ciments pouzzolaniques se sont montrés nettement favorables : ils provoquent une diminution de la ressuée de 40 % environ (voir fig. 12) et améliorent l'étanchéité du béton (voir fig. 11). Ces deux effets vont d'ailleurs de pair, puisque c'est la circulation de l'eau de ressuée qui crée en partie les capillaires par lesquels le béton est rendu perméable par la suite.

BIBLIOGRAPHIE

Les bétons légers : confection, propriétés, emploi, par J.-P. Lévy, ingénieur civil des Mines. Paris, Editions Eyrolles, 1955. — Un volume 16 × 25 cm, 206 pages, 8 planches hors texte, 40 figures. Prix : relié toile, 2000 fr. français.

Les bétons légers sont parfois insuffisamment connus dans notre pays, alors qu'ils ont atteint un énorme développement dans certains pays étrangers.

Qu'il s'agisse de bétons d'agrégats légers ou de bétons cellulaires, une certaine méfiance règne encore chez nous à l'égard de matériaux qui possèdent cependant de remarquables propriétés et dont l'emploi est susceptible de faire réaliser à la construction de substantielles économies. Encore faut-il que les bétons légers soient fabriqués et mis en œuvre dans des conditions bien déterminées si l'on ne veut pas risquer les mécomptes graves qui ont, dans le passé, suscité les critiques dont ils sont encore injustement l'objet.

C'est pourquoi l'auteur passe en revue de façon détaillée les divers bétons légers : bétons caverneux, bétons d'agrégats légers minéraux et végétaux, bétons

cellulaires. Il expose pour chacun d'eux les conditions de fabrication et de mise en œuvre et montre comment leurs propriétés d'emploi en dépendent.

C'est un des premiers ouvrages en langue française qui traite dans une vaste vue d'ensemble les bétons légers dont il n'avait jamais, jusqu'à présent, été question que d'une façon sporadique dans quelques revues spécialisées. Un vide est ainsi comblé dans un domaine encore insuffisamment exploré. Ce livre sera donc une documentation précieuse pour les chercheurs et les fabricants mais aussi pour les utilisateurs. Ils y trouveront rassemblées toutes les plus récentes connaissances sur les matériaux étudiés.

Sommaire : *Le béton caverneux* : Définitions. Conditions de fabrication. Propriétés. Conditions générales de mise en œuvre. Notions sur le matériel de mise en œuvre. — *Les bétons pleins d'agrégats minéraux légers ou bétons légers proprement dits* : Les agrégats minéraux légers. Fabrication, propriétés, mise en œuvre et application des bétons d'agrégats légers. — *Les bétons cellulaires* : Fabrication, propriétés, conditions d'emploi des bétons cellulaires. Avantages du béton cellulaire dans la construction. — *Les bétons d'agrégats légers ligneux* : Généralités. Les bétons de sciure de bois. Les bétons légers à base de fibres de bois. Bétoliège et produits divers.