

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 3 (1948)

Rubrik: IIa: Progress realised in the quality of concrete

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 28.03.2026

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

IIa1

Composition granulométrique des bétons

Granulométrie optimum. Meilleure combinaison courante. Détermination pratique

Kornzusammensetzung des Betons

Beste Kornzusammensetzung

Ubliche beste Zusammensetzung aus zwei Komponenten. Praktische Bestimmung

Composition of concrete

The best composition of concrete. The usual best composition of two components
Practical definition

R. VALLETTE

Chef de la Division des Ouvrages d'Art de la S. N. C. F., Paris

La composition des bétons a fait l'objet de nombreuses études et nous avons indiqué ⁽¹⁾ comment, après les avoir analysées, nous avons été amenés à reprendre complètement la question et à la mettre au point. Nous avons abouti à des granulométries et à des règles de composition conduisant au béton de plus haute qualité; nous avons étendu ces règles aux combinaisons binaires d'éléments courants tout venant de carrière, attendant, pour les sanctionner, les résultats des applications de chantier. Disposant aujourd'hui de ces résultats, nous pouvons donner ici, après de nombreuses déterminations, les méthodes pratiques conduisant aux meilleurs bétons de chantier.

Notre exposé comprendra : un résumé des lois et conditions régissant la composition des bétons; l'indication des granulométries et des compositions idéales; l'indication des méthodes de détermination de ces compositions avec leur application aux matériaux couramment livrés, permettant d'obtenir les meilleures combinaisons binaires possibles; enfin, la relation des résultats obtenus.

⁽¹⁾ *Travaux*, mai et août 1944.

Bases expérimentales de la composition des bétons

L'étude de la composition des bétons débute à la fin du siècle dernier. Dès ce début, les grands principes concernant la granulométrie ont été mis en évidence et il est juste et nécessaire à ce sujet de marquer la part prépondérante des chercheurs français dans ce domaine.

De Préau deau, Durand-Claye et Alexandre d'abord, mettent en évidence l'influence de la granulométrie, puis R. Féret, dès 1892, fixe les bases, qui se révéleront définitives, de cette granulométrie et de la composition des bétons, créant ainsi la science du béton : granulométrie discontinue (sans grains moyens), eau de gâchage, fonction de la finesse des grains et proportionnelle aux quantités, emploi du minimum de grains fins, résistance fonction croissante du rapport $\frac{c}{e+v}$ (c : ciment; e : eau; v : vides) suivant les lois (en volumes absolus) :

$$R = K \left(\frac{c}{e+v} - 0,1 \right) \quad \text{ou} \quad R = K \left(\frac{c}{c+e+v} \right)^2.$$

Il faut ajouter à ces bases, comme éléments (également expérimentaux) ayant une influence sur la composition : l'état du béton permettant une bonne mise en œuvre (ou ouvrabilité) étudié d'abord en Amérique; la question très importante de l'effet de paroi suivant la grandeur relative des grains et des moules et éventuellement le ferrailage (béton armé), mise en évidence par M. Caquot; les procédés de mise en œuvre, vibration, transport à la pompe (qui se fondent d'ailleurs avec l'ouvrabilité).

Enfin, M. Boloney a donné une expression expérimentale de l'eau de gâchage d'un poids P de pierres de grain d_1/d_2 (fig. 1).

$$e = \frac{K P}{\sqrt[3]{d_1 d_2}}$$

Les règles expérimentales de Féret furent délaissées pour des principes

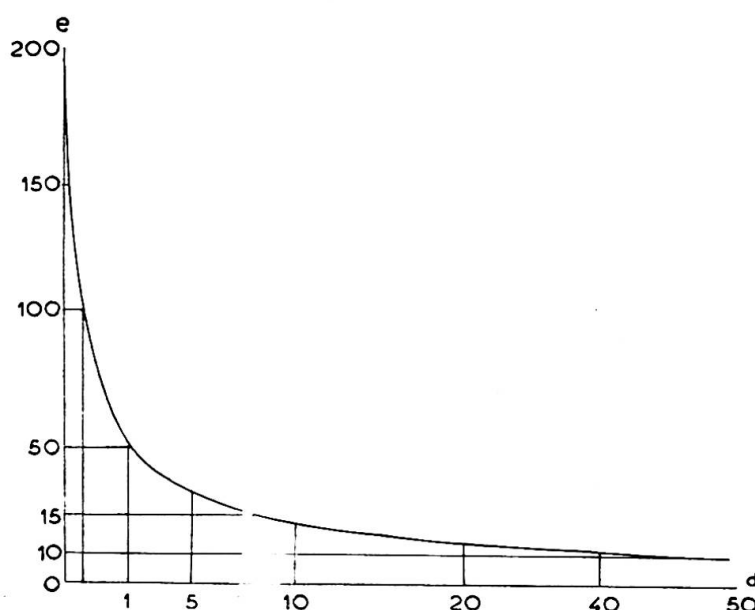


Fig. 1. Eau de gâchage des pierres en litres par mètre cube de grains de grosseur « d » en millimètres.

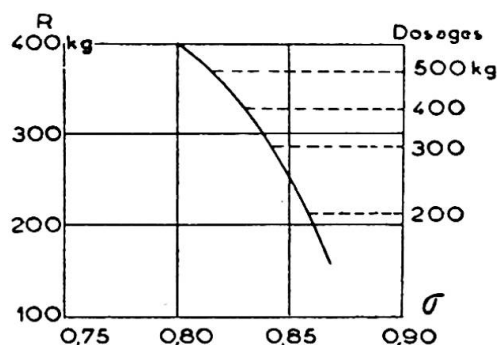


Fig. 2. Variation de la compacité σ avec le dosage C et la résistance R ($\sigma = 889-0,17 C$).

théoriques qui semblaient mieux satisfaire la raison : granulométries continues considérées comme étant les plus compactes, compacité du mélange sec ou gâché pris comme critère de qualité, mais qui ne résiste pas au contrôle expérimental, qui montre que :

Les granulométries continues composées de grains voisins, se pénétrant mal, ont une compacité particulièrement mauvaise (0,65 à 0,70) ; une composition assez discontinue donne bien mieux (près de 0,80 en binaire et de 0,90 en ternaire).

Les mélanges secs les plus compacts ne donnent d'ailleurs pas les meilleurs bétons.

La compacité du béton, elle-même, n'est pas un facteur indépendant de qualité, car elle diminue quand le dosage augmente (fig. 2). Des compacités allant de 0,43 à 0,84 ont donné de mêmes résistances (*Congrès A. I. P. C.*, 1936, *Rapport Préliminaire*, p. 1153).

Il faut donc revenir aux bases expérimentales caractérisant effectivement les critères de qualité des bétons.

Composition optima des bétons

Les qualités caractéristiques d'un béton sont : la résistance, la moindre perméabilité et la moindre porosité.

Les lois expérimentales montrent que ces qualités sont présentées par les compositions pleines exigeant, pour leur mise en œuvre, le minimum d'eau de gâchage pour un dosage fixé (maximum de $\frac{C}{E}$) et que, pour satisfaire à cette dernière condition, il faut employer les plus grosses granulométries.

Partant de ces bases, nous avons recherché et déterminé :

1° La grosseur relative la plus forte des grains secondaires D_2/d_2 pouvant remplir une structure primaire D_1/d_1 à gros grains;

2° L'échelle granulométrique complète des pierres à employer dans les compositions;

3° Les méthodes donnant les proportions de chaque catégorie à utiliser, suivant le dosage, pour obtenir le plus grand rapport $\frac{C}{E}$.

4° Les formules de composition dans quelques cas définis;

5° L'extension de la méthode aux compositions binaires gravier-sable, de matériaux tout venant livrés habituellement sur les chantiers (béton à minimum de sable).

a) GRANULOMÉTRIE IDÉALE

Les grains D_1 de la première catégorie doivent être pris le plus gros que le permet la nature des travaux et d_1 doit être très voisin de D_1 pour *obtenir de gros vides*. Nous avons pris 2 passoires voisines $d_1 = 0,63 D_1$ (incorporer les grains $0,63 D_1/0,2 D_1$ suivants, ne donne *aucun gain sur le vide total* et crée des vides fins).

Pour les grains de la seconde catégorie D_2/d_2 qui doivent être pris du plus gros module pouvant pénétrer dans la formation primaire sans la déranger, un essai est nécessaire (en fixant $d_2 = 0,63 D_2$ environ comme pour la première catégorie). Les essais (sur pierres roulées) nous ont conduits à fixer $D_2 = 0,2 d_1$ (*on gagne très peu sur le remplissage avec de plus petits grains et on perd nettement sur l'eau de mouillage*).

Les autres catégories, ternaires et quaternaires, sont à fixer par principe dans les mêmes conditions (formations homothétiques).

On arrive ainsi à des granulométries-types telles que les suivantes avec

$$d_1 = 0,63 D_1, \quad D_2 = 0,2 \text{ à } 0,25 d_2, \quad D_3 \approx 0,3 d_2$$

$$\frac{d_2}{D_2} = \frac{d_3}{D_3} = \frac{d_4}{D_4} = 0,5$$

Eléments	Béton cyclopéen •		Cailloux		Gra-villon	Mortiers	
Primaire D_1/d_1 .	400/250	200/120	100/63	63/40	25/16	10/6,3	3,2/1,6
Secondaire D_2/d_2 .	63/32	25/16	16/8	10/5	3,2/1,6	1,6/0,8	0,32/0,16
Ternaire D_3/d_3 .	10/5	5/2,5	2,5/1,2	1,6/0,8	0,6/0,2	—	—
Quaternaire D_4/d_4 .	1,6/0,8	0,8/0,3	0,32/0,16	0,25/0,12	—	—	—

b) COMPOSITION

Il s'agit de déterminer les proportions à employer des diverses catégories de grains pour obtenir avec le *minimum* d'eau un *mélange plein* en place dans les moules correspondant à ceux du chantier et avec les moyens de mise en œuvre prévus.

Avec le *béton armé*, les armatures sont à considérer, d'abord pour fixer D_1 , qui doit passer dans les mailles et intervalles et ensuite comme effet de parois, mais très faiblement, leur volume relatif étant réduit (en moyenne 2 à 3 %) certains nœuds exceptionnels d'armatures étant traités à part en les chargeant en mortier.

On voit, d'après cette définition du béton, que la détermination de sa composition comporte nécessairement une partie expérimentale pour contrôler sa facilité de moulage avec les moyens prévus (ouvrabilité) et le remplissage des moules à pâte ressuante.

On voit, d'autre part, qu'il faut employer le moins possible de grains des dernières catégories pour avoir le *minimum* d'eau (*béton à minimum de sable*).

Nous avons recherché et utilisé diverses méthodes pour réaliser toutes les conditions; finalement, nous nous sommes arrêtés à la suivante, mise au point au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics, et qui s'est montrée si générale et si sûre qu'on peut considérer comme définitivement réglée la question de la détermination pratique des bétons.

c) MÉTHODE

La méthode (qui peut être pratiquée directement au chantier) consiste à déterminer, en partant des dernières catégories, les mortiers de dosage minimum, puis à introduire le maximum de gravier compatible avec le bon remplissage des moules; enfin, à réaliser le dosage prévu en substituant, pour le dosage fixé, de la pâte pure aux sables fins (plein pour plein).

Le bon remplissage se constate par la ressuée de la pâte pure et peut se contrôler par le calcul des volumes apparent et absolu.

On se guide, pour les déterminations, sur le vide et les eaux de mouillage des éléments. Voici, par exemple, l'opération pour un béton de gravillon avec la granulométrie discontinue idéale.

d) APPLICATION

Béton de gravillon, g 25/16, vibré, pierres roulées, ciment Portland.

1° *Sable secondaire s₁, 3,2/1.6.*

Volume apparent : 1

Vides (grains mouillés) : 0,370

Volume plein mouillé : 0,630

2° *Mortier de dosage minimum* à pâte ressuante, volume de pâte égal aux vides avec un léger excès (1 kg de ciment mouillé à 0,23 C donne un volume de 0,56 litre).

3° *Béton binaire de dosage minimum* par incorporation au mortier du maximum de gravillon mouillé permettant un bon moulage, donnant au mètre cube de béton : en volumes absolus (moule de 2 litres, béton armé) :

$$540 \text{ g} + 238 \text{ s} + 309 \text{ kg C} + \text{eau} : 120 \text{ litres} = 1 \text{ 000}$$

Et en volumes apparents :

Gravillon : 980, sable : 424, ciment : 309 kg.

4° *Béton pratique à minimum de sable pour un dosage C quelconque* (fig. 3).

$C > 309$ kg. Un volume de pâte pure $(C-309)0,56$ est à substituer à un égal volume plein mouillé de sable, soit $0,63 \text{ s}$ (s volume apparent) donnant la composition :

$$g = 980, s = 0,89 (785 - C)$$

$C < 309$ kg. Il faut substituer à $(309 - C)$ kg de ciment, un volume apparent t de sable ternaire tel que les volumes pleins mouillés soient égaux (compacité du sable ternaire mouillé 0,74 t) donnant la composition :

$$g = 980, s = 424, t = 0,76 (309 - C).$$

5° *Rapport $\frac{C}{E}$ et résistance.*

On obtient des rapports $\frac{C}{E}$ remarquables donnés pour $C > 309$, par :

$$\frac{C}{E} = \frac{C}{67 + 0,168 C}$$

soit : 2,78, 3 et 3,30 pour les dosages 350, 400 et 500.

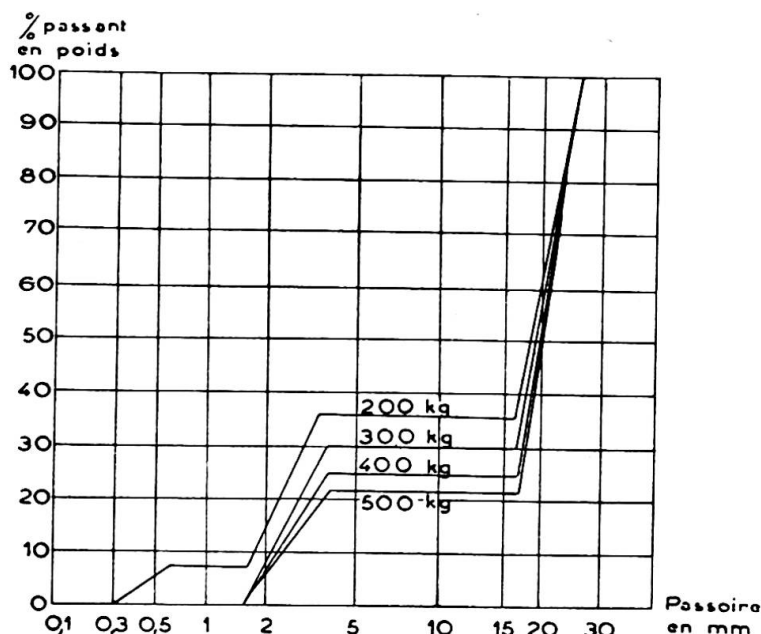


Fig. 3. Granulométrie optimum du béton de gravillon suivant dosages.

Pour $C < 309$, on a :

$$E = 90 + 0,093 C$$

Si on lui adjoint la formule de Férét sous la forme (R_m résistance du mortier normal) :

$$R = 6 R_m \left(\frac{C}{C + 3,1 E} \right)^2.$$

On remarque qu'on obtient encore une bonne résistance avec des dosages inférieurs à 200 kg.

Avec le *béton de cailloux*, les résultats sont évidemment encore plus favorables et on peut admettre des dosages inférieurs à 150 kg et on pourrait descendre à moins de 100 kg avec le *cyclopéen*.

Bétons à minimum de sable avec les matériaux tout venant de carrière, gravier et sable

Il s'agit, ici, de déterminer le mélange *gravier-sable* donnant un *béton plein et ouvrable* pour le dosage fixé, en exigeant le minimum d'eau, c'est-à-dire le mélange donnant ces conditions avec le *minimum de sable*.

C'est uniquement un problème de confection pratique du béton qui est résolu par la méthode indiquée ci-dessus pour la granulométrie discontinue.

Cette méthode est employée à la S. N. C. F. pour toutes les natures de bétons : gros béton, béton de gravillon armé, pour parties massives ou parois minces, en opérant dans des moules correspondant à ces conditions et avec les moyens de mise en œuvre prévus : piquage, coulage, vibration, avec lissage ou non des surfaces.

Voici quelques résultats :

Carrières ou travaux	Piacé		Courtalain	Châlons		Chan- tilly	Juvisy			Crosley
	Voile	c 50/12 s 3/0,2	c 6,3/2,5 roulé g 16/1,6 } bro- s 3,5+0,4 } yes moule 0,30	g 16/3 s 6/0,2			c 60/20 g 85,10 s 7/0,2		25/7 20/0,2 0,20	
Compo- sitions	min- ce	0,30		voûte	bé- quille		0,20	0,30		
Caillou .	—	1030	820	—	—	—	—	950	970	—
Gravillon.	920	—	135	800	950	990	975	broyé	roulé	325
Sable . .	355	429	475	400	304	298	290	484	402	790
Ciment .	350	225	275	400	400	400	350	250	250	350
Eau. . .	146	125	146	178	160	143	143	129	114	155
C/E . . .	2,4	1,80	1,88	2,26	2,50	2,80	2,45	1,93	2,2	2,26

Remarques

Les compositions variées indiquées, qui sont incontestablement les *meilleures qu'on puisse obtenir* avec les matériaux livrés montrent combien sont peu justifiées les compositions fixes (800/400 ou à courbe de référence). Les rapports C/E restent remarquables.

A dosage égal, ces rapports C/E sont d'autant meilleurs qu'on se rapproche plus des granulométries discontinues optima dont les compositions se retrouvent alors (Juvisy). Les sables fins sont défavorables, mais il y a auto-correction, car ce sont eux qui restent en moindre quantité avec la méthode utilisée.

Avec les pierres de broyage, on a trouvé des vides de 54 % pour le gravillon et jusqu'à 60 % pour des sables. Leur mise en place est plus difficile, aussi, la proportion de sable augmente, surtout en petite épaisseur, mais, là encore, la méthode indiquée permet d'obtenir les *meilleures conditions*.

Toutes ces compositions, *faibles en sable et en eau*, surprennent les chantiers aux premières gâchées, le béton apparaissant comme un tas de graviers non liés, mais leur bonne mise en œuvre sous la vibration rassure de suite. Un tour de main vite trouvé est nécessaire avec la vibration interne pour éviter le creux que forme l'aiguille avec ces mélanges qui deviennent tout de suite très fermes.

Résumé

Les bases définitives de la composition des bétons sont fournies par les *lois et règles de M. R. Feret* et par les conditions du bon remplissage des moules, compte tenu de l'effet de paroi et des moyens de mise en œuvre.

Ces lois expriment, d'une part, que les meilleurs bétons sont ceux qui exigent le *moins d'eau* pour leur mise en œuvre et, d'autre part, que cette quantité d'eau est fonction de la granulométrie des pierres, les plus petits grains exigeant le plus d'eau.

Ces conditions conduisent à rechercher comme *compositions idéales* celles qui fournissent un béton plein avec les plus gros grains possibles. La solution est donnée par une *granulométrie très discontinue*, formée de catégories de grains de grosseurs voisines dans chaque catégorie et très

distinctes entre catégories, de façon à assurer le remplissage des vides sans déranger les grains. Le mélange des catégories doit alors être fait de façon à utiliser le *moins possible de sable fin* pour obtenir le remplissage de la composition.

Ce *béton plein à minimum de grains fins* est obtenu automatiquement par une méthode expérimentale qui constitue un contrôle de l'état du béton. On obtient ainsi *avec certitude* le béton de plus haute qualité.

Quand on n'est pas maître de la granulométrie et qu'on doit employer les *matériaux tout venant* de carrières, les mêmes bases conduisent à rechercher le *béton à minimum de sable*. Il est obtenu par la même méthode expérimentale de composition que pour le béton ci-dessus et fournit la meilleure solution possible dans ce cas.

Les dispositions de cette méthode, qui fait intervenir les vides des structures de grains, leur eau de mouillage et les conditions de leur mélange, permettent de juger les granulométries et les compositions et d'acquérir la maîtrise des bétons.

Les conditions mêmes de la détermination de ces bétons montrent que les autres bases : compacité des mélanges secs, granulométries continues à courbe de référence, qui sont sans lien avec les lois expérimentales, ne peuvent conduire aux compositions optima qui viennent d'être fixées et qu'elles ne peuvent être retenues pour ce but.

On donne ici : les granulométries-types optima, les méthodes de détermination des compositions, l'application de ces méthodes pour ces granulométries-types, discontinues, puis, pour les matériaux tout-venant, l'évaluation de la résistance des bétons, en fonction du dosage et de la granulométrie; enfin les résultats remarquables obtenus dans l'application de ces bétons aux chantiers de la S. N. C. F.

Ces résultats, en consacrant ces méthodes, permettent de considérer comme définitivement résolue la question de la détermination pratique des meilleurs bétons.

Zusammenfassung

Die endgültigen Grundlagen der Zusammensetzung des Betons sind bestimmt durch die *Gesetze und Regeln von Feret* und durch die Bedingungen der guten Füllung der Schalung, wobei der Wirkung der Wände und der Betonherstellung Rechnung getragen wird.

Diese Gesetze drücken einerseits aus, dass die besten Betonsorten diejenigen sind, die zur Herstellung am *wenigsten Wasser* brauchen und andererseits, dass die Wassermenge eine Funktion der Granulometrie darstellt, wobei die kleineren Kornabstufungen am meisten Wasser verlangen.

Diese Bedingungen zeigen, dass die *optimalen Zusammensetzungen* diejenigen sind, die uns einen dichten Beton mit möglichst grossen Körnern liefern. Die Lösung ist gegeben durch eine *lückenhafte Kornabstufung*, zusammengesetzt aus Kategorien von Körnern gleicher Grössenordnung. Diese Kategorien unterscheiden sich stark voneinander, damit die Hohlräume sich füllen können ohne die Kornzusammensetzung zu stören. Die Kategorien sollen so gemischt werden, dass man *möglichst wenig Feinsand* braucht, um trotzdem die Hohlräume möglichst gut zu füllen.

Dieser dichte Beton mit einem Minimum an Feinkorn ergibt sich von

selbst nach einer experimentellen Methode, welche zugleich eine Kontrolle des Betons ermöglicht. Man erhält auf diese Weise *mit Sicherheit* einen Beton von höchster Qualität.

Wenn man auf die Granulometrie keinen Einfluss haben kann und das *Grubenmaterial wie es ist verwenden muss*, so führen dieselben Grundlagen dazu, einen *Beton mit einem Minimum an Sand* herzustellen, wobei dieselbe experimentelle Methode für die Zusammensetzung zur Anwendung gelangt.

Die Anordnungen dieser Methode, welche auf die Hohlräume der Kornstrukturen, das Anmachwasser und die Mischungsbedingungen aufbaut, erlauben ein sicheres Urteil über die Kornabstufungen und die Zusammensetzungen und führen zur vollständigen Beherrschung der Betonqualität.

Die Bedingung selbst für die Bestimmung dieser Betonsorten zeigt, dass die andern Grundlagen : Die Dichte der Trockenmischung, die stetige Kornzusammensetzungskurve, welche erdacht und ohne Zusammenhang mit den experimentellen Gesetzen sind, nicht zu den optimalen Zusammensetzungen führen können, wie sie eben aufgezeigt wurden und daher für diesen Zweck nicht mehr weiter zur Anwendung gelangen können.

Im Folgenden wird gegeben : Die Charakteristiken der optimalen Kornabstufungen, die Methoden für die Bestimmung der Zusammensetzungen, die Anwendung dieser Methoden für diese unstetigen Kornabstufungstypen; ferner für ungeeignete Kies-Sand-Mischungen, die Abschätzung der Betonfestigkeit, in Abhängigkeit der Zementdosierung und der Kornabstufung; endlich wird auf die hervorragenden Ergebnisse in der Anwendung dieser Betonsorten auf den Baustellen der S. N. C. F. hingewiesen.

Diese Ergebnisse, welche diese Methoden legitimieren, erlauben es, die Frage nach der praktischen Bestimmung der besten Betonsorten als gelöst zu betrachten.

Summary

The conclusive basic rules for the composition of concrete are defined in *Feret's Rules & Regulations* and conditioned by a good filling of the shuttering, in which account is taken of the effect of the walls and preparation of the concrete.

These rules state, on the one hand, that the best kinds of concrete are those requiring in their preparation the *least amount of water* and on the other hand that the quantity of water represents a function of grading, in which the small-grain grades require the most water.

These provisos show that the best compositions are those which give us a rich concrete with the largest possible grains. The solution is given in a very *incomplete grading*, composed of categories of grains of the same size. These categories vary a lot from one another, in order that the voids may be filled without disturbing the composition of the grains. The categories should be so mixed that *as little fine sand* as possible be used, in order to fill the voids as well as possible.

This rich concrete with a minimum of fine grains is obtained automatically, according to an experimental method which makes a control of the

concrete possible at the same time. By acting thus, a concrete of the highest quality is sure to be obtained.

If it is not possible to rely upon grading and the *excavated material has to be used as it is*, these rules lead to obtaining *concrete with a minimum of sand*, in which this experimental method for the composition is used.

The instructions of this method, which relies on the voids of the grain structures, the water to be added and the conditions for carrying out the mixing, enable us to form a sound judgement of the grading of grains and the compositions and lead to an absolute controlling of the quality of the concrete.

The proviso itself for the definition of these kinds of concrete shows that the other rudiments : density of the dry mixture, constant curve of the composition of grains, which were devised without any cohesion with experimental laws, cannot lead to perfect compositions in the manner in which they were compiled and can therefore no longer be used for this purpose.

The author then enumerates : characteristics of optimum grading, methods for defining compositions, the use of these methods for such inconstant grading; for unsuitable mixtures of sand and gravel the evaluation of strength, depending on the admixture of cement and grading of grains. Finally, he points to the excellent results in the use of these kinds of concrete obtained in works completed by the S. N. C. F.

These results, which prove the methods cited, enable us to regard the question of practical selection of the best kinds of concrete as solved.

Ila2

Vibration du béton et du béton armé

(Recherches et règles – Quelques travaux exécutés)

Vibrieren von Beton und Eisenbeton

(Nachforschungen und Richtlinien – Einige ausgeführte Konstruktionen)

Vibration of concrete and reinforced concrete

(Research and regulations – Some works carried out)

R. DUTRON

Directeur du Laboratoire de Recherches et de Contrôle G. P. C.
Groupement Professionnel des Fabricants de Ciment Portland Artificiel de Belgique, Bruxelles

Parmi les facteurs qui contribuent à la réalisation d'un béton de qualité, il faut retenir spécialement les moyens de serrage. Dans ses débuts, le béton était mis en place peu mouillé et damé énergiquement à la main. Dans la suite, la présence d'armatures parfois très denses et le désir d'accroître le rendement ont conduit à l'emploi d'un béton beaucoup plus plastique et même fluide pouvant être coulé.

La mise en évidence, par l'importance du rapport $\frac{C}{E}$ dans les formules de résistance du béton, de l'influence de la quantité d'eau de gâchage a quelque peu freiné le recours à une fluidité excessive; cependant un minimum de plasticité reste indispensable pour les bétons fortement armés tant que l'on n'use que du damage et du piquage à la main comme moyen de serrage au détriment de la compacité et de la résistance du béton.

Le problème était de conférer une possibilité et une facilité de mise en place, dans les conditions les plus difficiles, aux bétons de compositions granulométriques les plus favorables, même si elles sont nuisibles à l'ouvrabilité, et aussi peu mouillés que possible.

La solution la plus simple et la plus efficace présentement connue est la vibration. Grâce au perfectionnement, à la légèreté et à la maniabilité des appareils vibrants dont on dispose actuellement, l'emploi de la vibration est rendu facile dans les conditions les plus diverses des chantiers, mais la généralisation de l'usage de la vibration rencontre encore des obstacles dressés soit par la routine, soit par un défaut de connaissances

des règles essentielles d'application du procédé, soit encore en conséquence par l'impéritie ou le manque de confiance du personnel d'entreprise.

Les recherches en laboratoire et la pratique des chantiers sont cependant d'accord pour reconnaître les avantages de la vibration, et ceux-ci sont tels que la sécurité des ouvrages peut être accrue et que la composition des bétons peut être rendue plus économique, à égalité de résistance, malgré les frais supplémentaires qu'entraîne le serrage par vibration. Mais les recommandations pratiques d'exécution ou bien faisaient encore défaut ou bien demandaient à être contrôlées.

C'est pourquoi le Ministère des Travaux publics de Belgique a estimé utile d'entreprendre de nouveaux essais. Leur objet était d'obtenir confirmation de l'efficacité et des avantages de la vibration, de juger de la pertinence de certaines critiques et principalement d'établir quelques règles de vibration du béton et du béton armé sur chantier.

Notre Laboratoire a eu l'honneur d'être chargé d'exécuter ces recherches. Ne pouvant les décrire dans le détail, nous nous bornons à en indiquer l'essentiel et à en exposer les conclusions ainsi que les directives pratiques qui en ont été déduites.

Caractéristiques générales des bétons vibrés

Une première série d'essais a eu pour objet de mettre en comparaison le serrage de bétons de diverses granulométries 0/20 à 0/60 mm par vibration interne, par vibration sur table et par damage à la main. Il en a été tiré les conclusions suivantes :

— La vibration élargit le domaine d'application des lois et des règles connues concernant les propriétés physiques et mécaniques des bétons en général. Elle l'étend à des bétons de consistance beaucoup plus raide, parce que peu mouillés, composés de pierrailles de plus grande dimension et de moins de mortier, tout en leur assurant une mise en œuvre aisée et parfaite.

Les courbes granulométriques, les principes de granulométrie discontinue, la notion du module de finesse conservent toute leur utilité pour faire choix du dosage le plus rationnel, à la condition d'étendre leur application à des mélanges à pierrailles plus grosses, à proportion réduite de sable et à ouvrabilité moindre. Les limites à ces trois dernières conditions sont fixées par les conditions particulières du travail : moyens de vibration, dimensions et forme des coffrages, ferrailage et effet de paroi. Ces limites se traduisent par la nécessité d'enrober suffisamment les gros agrégats du béton après vibration d'une part, et d'éviter d'autre part un excès de mortier refluant en surface, nuisible à la résistance et favorable à la ségrégation.

— Les conditions ci-dessus étant supposé remplies, les avantages bien connus de la vibration se résument comme suit :

a) Accroissement des caractéristiques : densité, compacité, résistance à la compression et à la flexion des bétons, d'où il résulte soit une augmentation de la sécurité des ouvrages ou une réduction de leurs dimensions ou de plus courts délais de décoffrage, ou encore une réduction de la richesse en ciment;

b) Diminution du retrait et du fluage, augmentation de l'imperméabilité, du moins tant que l'on n'a pas recours à une consistance trop sèche;

c) Accroissement, par un béton peu mouillé, des possibilités de transport à grande distance sans danger de ségrégation.

Dans une autre série d'essais, on a recherché l'influence de la revibration et de la survibration et examiné les conditions de bonne reprise et d'adhérence du béton à lui-même.

— Nous n'apprenons rien en disant que la revibration du béton au cours de sa prise a une action généralement favorable et en tous cas jamais nuisible sur la résistance. La revibration du béton à l'aiguille, qui à première vue peut paraître préjudiciable puisque l'aiguille doit pénétrer et déplacer le béton en prise, a conduit aux mêmes conclusions. La revibration, qu'elle soit externe, interne ou superficielle n'a donc jamais pour résultat une diminution de résistance.

— Il est également connu qu'une durée de vibration exagérée, appelée survibration, peut avoir des conséquences fâcheuses par suite de la ségrégation qu'elle provoque. Nos essais ont cependant montré que les effets de la survibration sont extrêmement peu marqués pour des bétons de consistance raide et dosés sans excès de mortier. Mais, inversement, ces effets se manifestent d'autant plus que le béton est plus riche en mortier et plus plastique. En effet, la durée de vibration efficace de ces derniers bétons étant faible, on arrive rapidement à les survibrer. Ceci conduit encore à recommander la mise en œuvre de bétons les moins plastiques possible, avec comme règle générale d'éviter toute prolongation inutile et coûteuse de la durée de vibration au delà de ce qui est indispensable au bon serrage de béton.

— L'adhérence à la reprise du béton frais sur du béton déjà en commencement de prise a été le mieux assurée par vibration interne, en prenant soin d'enfoncer l'aiguille jusque dans le béton en prise. Ce dernier est considéré comme « revibrable » tant que l'aiguille y pénètre sans difficultés et que son logement s'y referme complètement lors de l'enlèvement lent de l'aiguille. Quand cette opération n'est plus possible, il faut considérer qu'il s'agit d'une reprise à faire sur béton durci. Celle-ci s'est également montrée meilleure par vibration interne que par vibration superficielle et que par damage. On peut accroître un peu la plasticité du béton nouveau, mais ce n'est pas indispensable, pas plus que de poser une barbotine de mortier riche, pourvu que, suivant l'usage, le béton ait été rendu aussi rugueux que possible, qu'il soit propre et bien humidifié. Il est recommandé de vibrer plus longtemps (+ 50 %) la couche de béton frais en contact avec le béton durci.

Directives pour la vibration du béton

Les conclusions précédentes sont du reste généralement admises par tous les expérimentateurs et par les praticiens du béton vibré. Mais pour ces derniers, il est plus important de connaître comment doit se conduire la vibration sur chantier pour arriver à ces résultats. C'est ce qui a fait l'objet de la plus grande partie des recherches qui ont été faites à la fois sur béton non armé et sur béton armé, en se limitant à deux moyens de vibration : la vibration interne et la vibration superficielle. Pour la vibration interne, il a été fait usage d'une aiguille vibrante ⁽¹⁾ dont les caractéristiques sont : diamètre 5,6 cm — longueur 42 cm — moment statique du

(1) De la Société Générale de Matériel d'Entrepreneurs S. G. M. E., à Anvers.

balourd $mr = 6,75 \times 10^{-4}$ masse/mètre — fréquence 6 550 — force centrifuge 315 kg ; pour la vibration superficielle, d'une génératrice Vibrogir ⁽²⁾ de fréquence 3 000, de moment statique variable par plots, choisi dans nos essais de manière à créer des forces centrifuges de 90 kg et 180 kg, la vibration se transmettant au béton par plateau.

Vibration du béton non armé

1. VIBRATION INTERNE

Les essais ont eu pour but de rechercher le rayon d'action de l'aiguille vibrante et la manière de conduire la vibration en serrant, dans diverses conditions, un nombre important d'éprouvettes définies comme suit :

a) Des plateaux de 1 m de diamètre et de 30 cm d'épaisseur, l'aiguille étant placée au centre, en faisant varier la consistance du béton, la durée de vibration, la forme de la pierraille, la rigidité du moule, et en appréciant le rayon dans chaque cas par la résistance, la densité, la porosité du béton et la remontée à travers le béton de corps creux légers à des distances croissantes de l'aiguille (fig. 1) ;

b) Des poutres de $200 \times 30 \times 30$ cm, en partant des données résultant des essais précédents, et en faisant varier la distance des points de vibration ainsi que la durée de vibration en chaque point ;

c) Des colonnes de $120 \times 30 \times 30$ cm.

Les conclusions de ces nombreux essais peuvent se résumer comme suit :

— La consistance la plus raide du béton est limitée par les deux conditions suivantes : l'aiguille doit pouvoir transmettre immédiatement sa vibration au béton avec un tassement bien marqué de celui-ci ; lors de l'enlèvement lent de l'aiguille, le remplissage du creux laissé par celle-ci doit être complet.

On satisfait encore facilement à ces conditions par une consistance sèche du béton dont la raideur ne doit cependant guère dépasser celle de la consistance dite « terre humide ».

La règle générale est de mettre en œuvre un béton de consistance beaucoup moins plastique que ce qu'exige la mise en place par damage pour les mêmes conditions d'exécution. A partir d'une consistance plastique, la vibration n'apporte plus d'avantages quant à la qualité du béton. Elle n'en garde qu'au point de vue facilité de mise en place.

— On vibre facilement des couches de béton de 30 à 45 cm d'épaisseur, l'épaisseur maximum étant évidemment fonction de la longueur de l'aiguille. Mais on peut aussi bien vibrer des couches plus minces de 15 à 20 cm. La première couche sur coffrage doit être vibrée plus longtemps (+ 50 %) que les couches suivantes. Pour de fortes épaisseurs, ou pour des colonnes, il est recommandé de vibrer chaque couche en faisant pénétrer l'aiguille d'environ 10 cm dans la couche inférieure.

— La vibration des poutres, dalles ou parties de béton de grande surface pose la question des emplacements et du nombre de points de vibration interne, ainsi que de la durée de vibration en chaque point. La solution dépend du rayon d'action du vibreur qui lui-même dépend de la plasticité du béton, de la durée de vibration en même temps que de la

(2) Laboratoire de Cinématique, à Bruxelles.

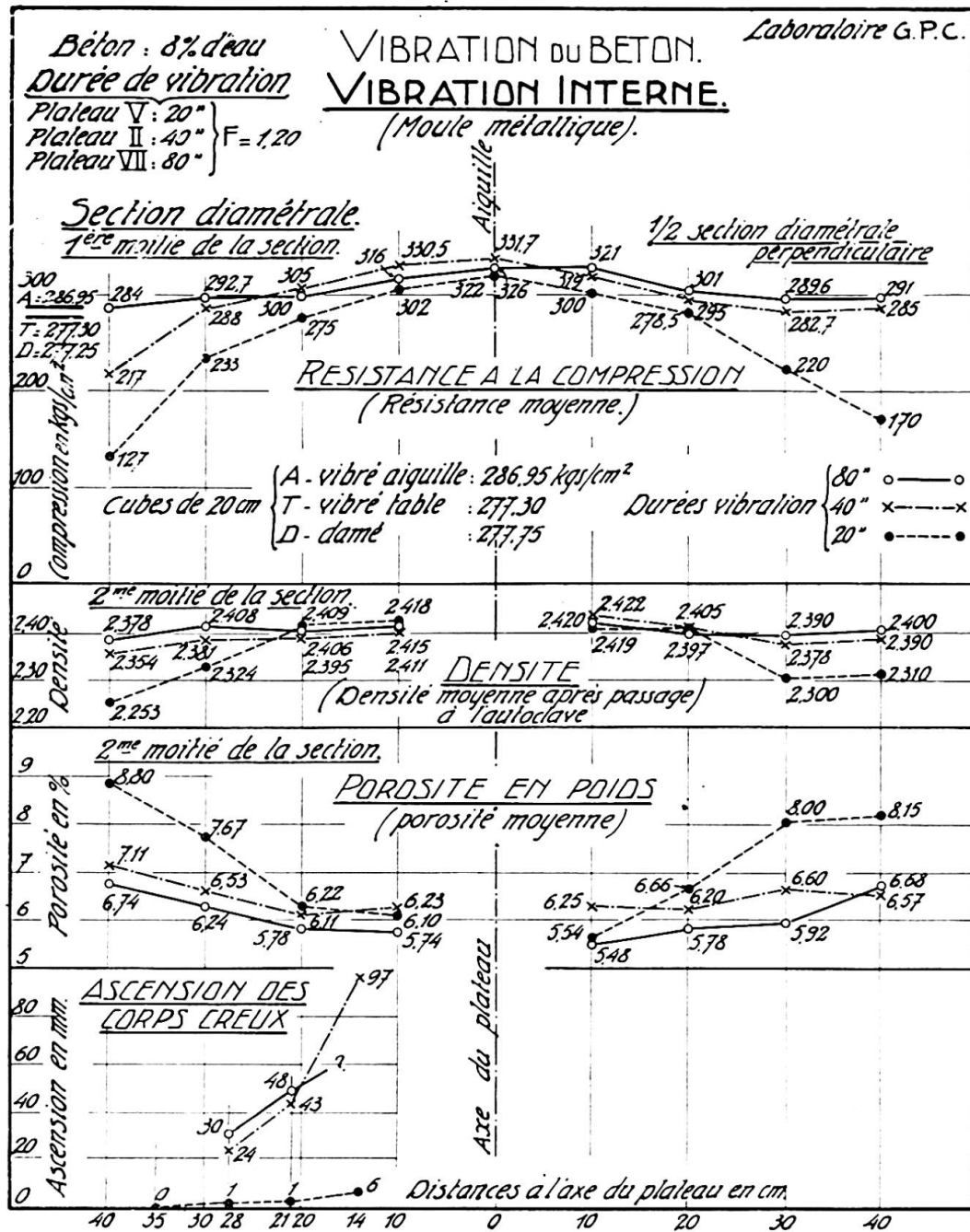


Fig. 1.

puissance et de la fréquence de l'aiguille. Pour l'aiguille de caractéristiques définies ci-dessus, le rayon d'action R en fonction de la plasticité du béton et de la durée de vibration peut se déduire de la partie inférieure du diagramme de la figure 2.

Pour chaque plasticité, le rayon d'action progresse de moins en moins quand se prolonge le temps de vibration si bien qu'il y a une limite de durée qu'il est sans intérêt et non économique de dépasser.

Il est évident que la distance D des points de vibration doit être telle que les cercles d'action se recouvrent de manière à ne laisser aucune partie du béton non vibrée. Cette condition est réalisée en donnant à D les valeurs $12/7 R$ ou $10/7 R$ suivant que les points sont disposés en quinconce ou quadrillage.

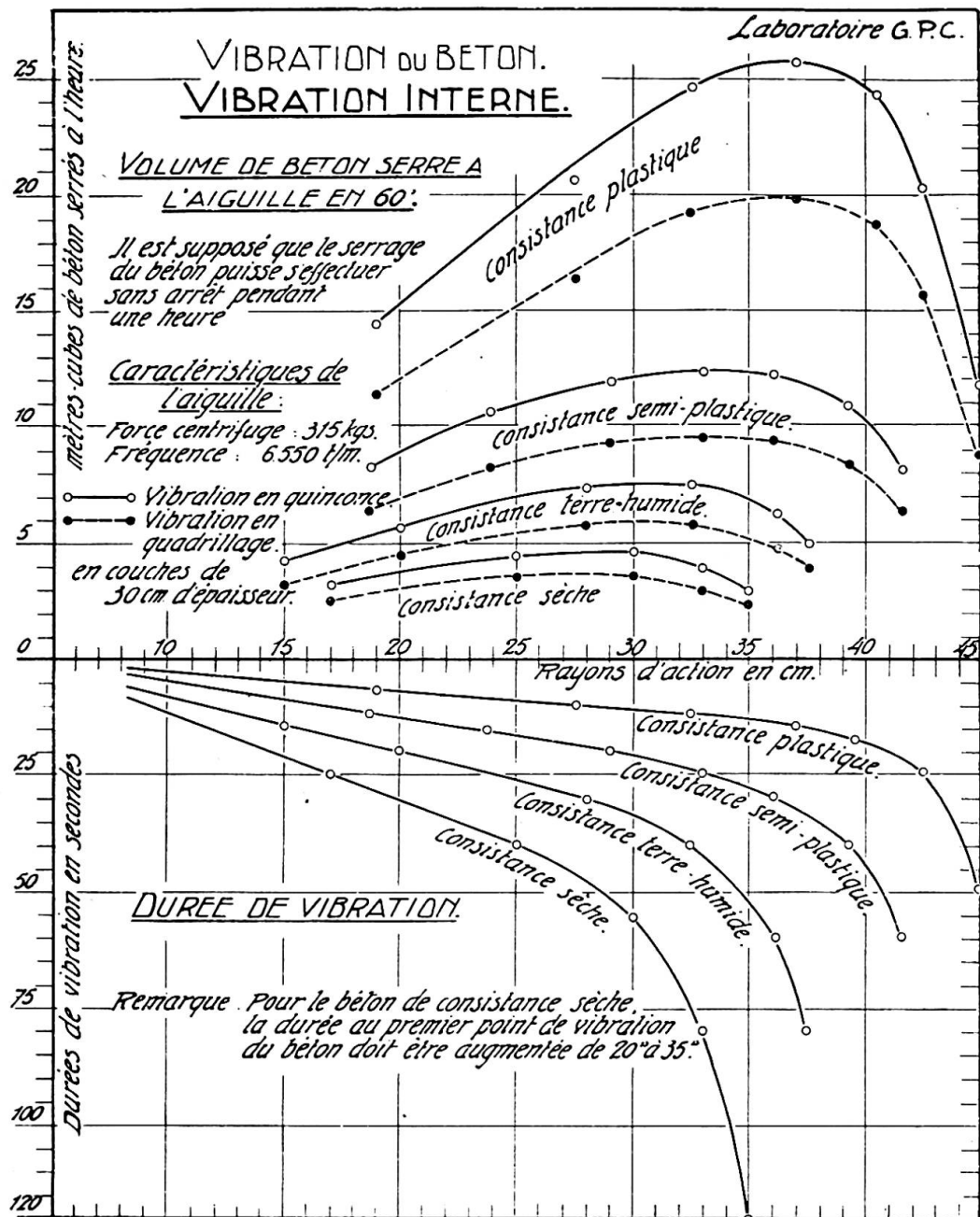


Fig. 2.

Le rendement en béton vibré est fonction de R et de la durée de vibration. Calculé en volume et reporté à la partie supérieure de la figure 2, on voit qu'il existe une durée et une distance optimum pour chaque consistance au voisinage desquelles il convient de se tenir. En pratique il est cependant préférable de faire choix de la solution qui, au voisinage des conditions de rendement maximum, correspond à des points plus nombreux et plus rapprochés. En d'autres termes, il est préférable pratiquement de vibrer en plus de points mais moins longtemps en chaque point plutôt qu'avec une durée plus longue en des emplacements plus espacés.

Sur ces données il est possible d'établir un véritable plan de vibration dans chaque cas. Si l'on a à faire emploi d'un appareil vibrant de caracté-

ristiques différentes les données relatives au rayon d'action se modifient nécessairement suivant une proportion à déterminer expérimentalement.

Du point de vue pratique un fait important a également été constaté au cours des nombreux essais exécutés; c'est que l'on fait une estimation assez bonne du rayon d'action et de la durée de vibration par l'observation du cercle du reflux du mortier en surface du béton jusqu'à enrobage de la pierraille suivant une surface sensiblement plane. Le rayon d'action apprécié de cette manière est en général inférieur à celui qui découle des essais de résistance. L'observation de l'aspect du béton constitue donc avec sécurité un bon guide pour la conduite de la vibration. Même lorsqu'un plan de vibration a été arrêté sur des données expérimentales préalables, l'ouvrier doit surveiller constamment l'aspect du béton en surface comme contrôle du fonctionnement normal des appareils et de la plasticité du béton.

2. VIBRATION SUPERFICIELLE

Les essais de vibration superficielle effectués à l'aide de l'appareil Vibrogir à plateau ont recherché, pour des bétons de granulométrie 0/20 à 0/60, l'épaisseur maximum pouvant être efficacement vibrée en une fois, en fonction de la plasticité du béton et de la puissance de l'appareil.

Pour toutes les consistances, les résultats les plus favorables ont été obtenus avec des couches de 10 cm pour le béton à petites pierrailles et de 15 cm pour le béton à grosses pierrailles, mais en utilisant la puissance la plus forte de l'appareil (180 kg) pour les consistances les plus raides. Avec une consistance plastique, l'épaisseur des couches peut être portée à 15 cm pour tous les bétons. La surface du plateau vibrant et la puissance de l'appareil de même que le rapport de ces deux caractéristiques peuvent modifier ces conclusions qui ne conviennent que pour l'appareil examiné.

La vibration doit être poussée en chaque emplacement du plateau jusqu'à montée bien marquée du mortier à travers les joints et aux bords du plateau et les emplacements successifs de celui-ci doivent légèrement se recouvrir. Le béton vibré superficiellement présente toujours une surface bien garnie de mortier, par suite de son contact direct avec le plateau, si bien que l'aspect du béton en surface ne permet pas d'apprécier la profondeur serrée. On ne peut se rendre compte de celle-ci qu'après décoffrage, et plus sûrement par des essais. C'est pourquoi, à moins d'essais préalables, il convient par sécurité de s'en tenir à la vibration en couches d'épaisseur relativement faible.

Vibration du béton armé

1. ADHÉRENCE DES ARMATURES

De nombreux essais comparatifs ont été menés avec serrage du béton par damage, par vibration interne, par vibration superficielle et par vibration directe des armatures, dans certains cas avec revibration des bétons ou des armatures après commencement de prise. Les conclusions sont les suivantes.

— Toute barre située dans le rayon d'action du vibreur est rendue bien adhérente; pour des *barres horizontales* l'adhérence a été améliorée par la vibration du béton et d'autant plus que celui-ci était de consistance

plus raide. Pour des *barres verticales*, l'adhérence a été pratiquement équivalente avec tous les modes de serrage, y compris le damage, du moins quand celui-ci est très soigné et poursuivi pendant un temps suffisant comme on peut le faire dans un laboratoire.

— Ces conclusions s'appliquent à la vibration directe des armatures pour autant que, dans ce cas, l'on ne mette pas en œuvre un béton de consistance trop raide.

La mise en revibration des barres déjà enrobées de béton après divers délais de commencement de prise, outre qu'elle a eu parfois pour certains délais une action favorable sur l'adhérence, n'a en tous cas jamais présenté, dans aucun des essais, l'effet dangereux que l'on objecte souvent. A ce point de vue, le redamage a offert plus d'inconvénients et a donné moins de garanties qu'une revibration même exercée directement et assez brutalement sur les armatures elles-mêmes.

2. VIBRATION DU BÉTON ARMÉ

Les essais ont été conduits en vue de rechercher les modifications à apporter aux règles précédentes de vibration du béton non armé, en fonction de l'écartement des armatures, de l'ouverture des mailles, de la densité et de la disposition du ferrailage. Les conclusions en sont données séparément pour les divers moyens de serrage.

Vibration interne.

Les barres et les quadrillages horizontaux constituent des obstacles beaucoup plus importants au passage et au tassement du béton que ces mêmes armatures disposées verticalement. L'obstacle est évidemment d'autant plus grand que l'ouverture des mailles ou l'écartement des barres ou des plans d'armature sont plus petits.

Le ferrailage s'oppose d'abord, au cours du placement du béton, au passage de celui-ci à travers les armatures et à son tassement normal par gravité; de ce fait, le béton est caverneux et ses particules manquent d'un contact suffisamment intime pour constituer un milieu de cohésion convenable pour assurer la transmission de la vibration. Il faut d'abord compléter le tassement initial du béton par piquage par exemple, ou mieux par vibration des armatures. Avec des ferrailages denses, cette dernière est recommandée pendant le versage même du béton, car elle facilite grandement le passage et l'arrangement du béton préalablement à son serrage à l'aiguille. Le rendement de l'aiguille en est fortement accru;

Quand le ferrailage est très serré, il faut également prévoir, de distance en distance, l'aménagement d'intervalles suffisants pour y faire passer l'aiguille, ce qui implique l'établissement d'un plan de vibration au cours de l'étude du projet.

Néanmoins, à partir d'une certaine densité, les armatures produisent le même effet qu'un accroissement de raideur propre du béton. Il faut donc diminuer la distance des points de vibration et augmenter la durée de celle-ci, ou éventuellement accroître la plasticité du béton. La mesure dans laquelle il faut apporter ces modifications ne peut être facilement précisée, à priori, sauf dans des cas particuliers qui ont été fixés par nos recherches et qui ne peuvent être développés ici.

Mais la solution qui consiste à *conduire la vibration d'après l'aspect du béton en surface* reste la plus rationnelle à adopter avec sécurité. Il est donc indispensable que l'ouvrier chargé de la vibration soit en mesure et tenu de bien observer les parties qu'il vibre.

En cas de suspension momentanée du travail, la vibration peut être reprise sans inconvénients puisque, comme nous l'avons dit, elle est favorable à la compacité et à la résistance et que la revibration des armatures est elle-même sans danger pour l'ouvrage.

Vibration superficielle

En béton armé, l'emploi de la vibration superficielle est nécessairement lié à la disposition et à la densité des armatures, et la forme ainsi que la dimension des plateaux doivent être appropriées aux intervalles libres, à moins que les armatures ne soient disposées en plans horizontaux pouvant être placés successivement au cours du bétonnage.

Dès que ce n'est plus possible, il faut recourir à la vibration interne ou à la vibration externe si l'élément à serrer est assez mince, ou encore à la vibration des armatures. La plasticité du béton et la durée de vibration sont à augmenter également pour le béton armé suivant certaines données pratiques déduites des essais. Le plateau vibrant convient particulièrement pour terminer la face supérieure des diverses parties des ouvrages.

Quand les armatures sont denses, leur vibration directe au cours du versage du béton est aussi à conseiller pour les raisons données précédemment.

Vibration des armatures.

Elle est réalisée à l'aide de tout fleuret ou bras vibrant auquel on fait prendre un double appui sur les armatures, ou entre les armatures et le coffrage à la manière d'un levier.

La force vibrante doit être modérée pour éviter le déplacement et la déformation des barres.

Une application intéressante de la vibration des armatures est celle qui a été indiquée précédemment et consiste à faciliter le passage du béton à travers les réseaux ferrailés et à provoquer un premier tassement initial du béton.

Lorsque le béton est armé de telle manière et à tel point que le recours à la vibration interne n'est plus possible, et lorsque la vibration sur coffrage n'est pas suffisante ou désirable, le recours uniquement à la vibration des armatures pour serrer le béton est recommandable. Un béton semi-plastique convient généralement et la plasticité ne doit être accrue que si l'écartement des armatures est très faible. La vibration est poursuivie jusqu'au moment où le mortier reflue en quantité suffisante pour enrober les pierrailles d'une couche mince à peu près continue.

La revibration modérée des armatures dans un béton déjà en cours de prise est sans inconvénient sérieux pour l'adhérence des armatures.

Quelques travaux exécutés

Voici quelques indications sommaires relatives à l'exécution par vibration de trois ouvrages en béton armé ou en béton précontraint.

1. PONT ROUTE EN ARC EN BÉTON ARMÉ

En deux arches de 56 mètres d'ouverture, enjambant la Dendre et une ligne de chemin de fer à Leuze (fig. 3).

Concernant la composition et la mise en œuvre du béton, ainsi du

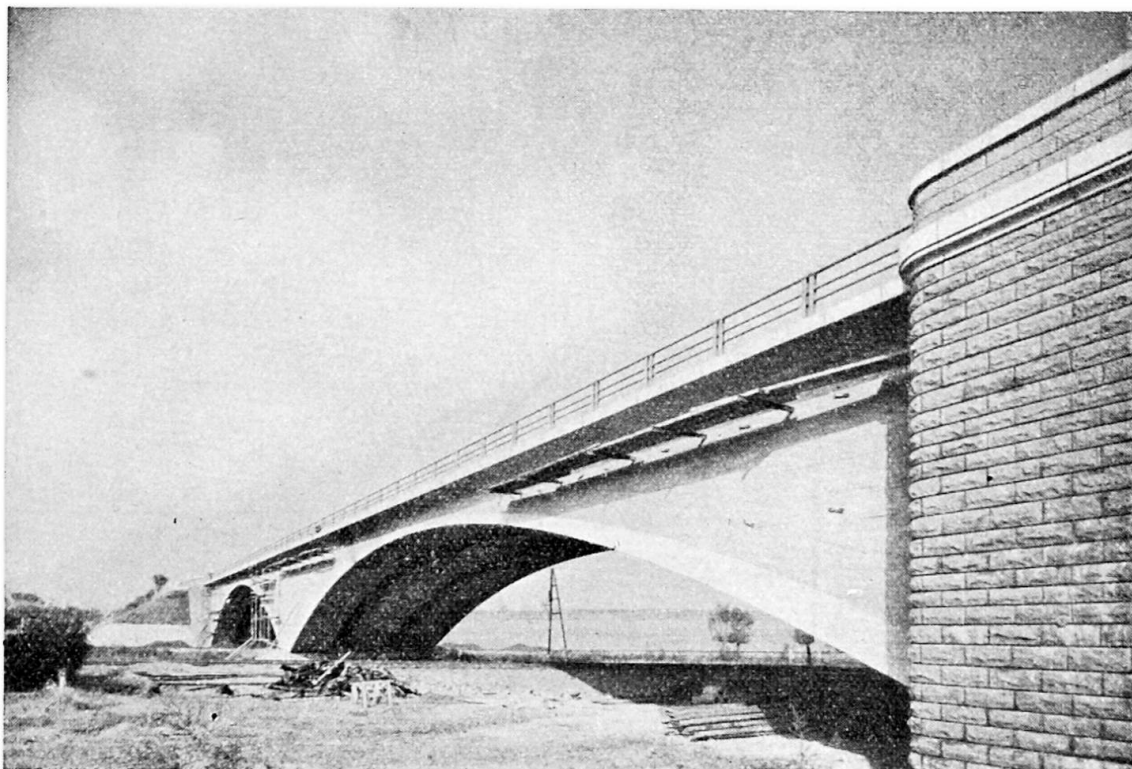


Fig. 3. Pont-route de Leuze.

Photo Sergysels

reste qu'au point de vue de ses autres caractéristiques qui nous intéressent moins ici, l'ouvrage a été particulièrement bien étudié et contrôlé par le Service des Ponts et Chaussées de la province du Hainaut et remarquablement exécuté par la Société anonyme Entreprises Louis De Waele de Bruxelles;

En dehors des bétons destinés aux murs et au massif des culées et pile, des compositions granulométriques les plus rationnelles ont été recherchées en application de la méthode de Faury.

— Pour les bétons destinés à certaines parties des culées et aux arcs (dimension maximum de l'agrégat : 20 mm ou 40 mm choisie en fonction de l'effet de paroi).

— Pour ceux destinés aux sommiers des culées et de la pile et aux articulations des naissances et de la clef (dimension maximum D ne dépassant pas 10 mm par suite de la valeur réduite du rayon moyen du coffrage).

Le contrôle du béton et de sa mise en œuvre a été fait très soigneusement : dosage du sable en poids — détermination journalière de son pourcentage d'humidité — consistance à la table à secousses, 1,10 environ pour les bétons 0/20 à 0/40 mm et 1,30 pour les bétons 0/10 mm — prélèvement régulier à la bétonnière de cubes d'essai tassés sur table vibrante — transport et distribution du béton dans l'ouvrage dans des conditions évitant toute ségrégation — enfin serrage du béton par vibration interne.

Pour ces conditions d'exécution, on s'est servi d'aiguilles vibrantes de fréquence 6 500, de deux types : l'une de diamètre 88 mm et de force

450 kg utilisée pour les masses les plus importantes et les moins armées, l'autre de diamètre 56 mm et de force 315 kg employée dans les parties les plus ferraillées. La vibration a été conduite suivant les règles indiquées ci-avant : distance entre les points de vibration appropriée aux difficultés de serrage et ne dépassant pas 43 cm, distance au coffrage 10 à 15 cm, durée de vibration 30 secondes en chaque point et 45 secondes pour la première couche sur coffrage et pour les couches de reprise. Aux articulations des naissances et de la clef, où le ferrailage est très dense, vibration des armatures pendant le versage du béton. Les ouvriers chargés du serrage du béton ont été sélectionnés et initiés à la conduite et à la surveillance de la vibration d'après l'aspect du béton.

Grâce à l'organisation du chantier et aux soins apportés par l'entreprise à l'exécution des travaux, la mise en œuvre et la qualité du béton ont donné entière satisfaction.

2. PASSERELLE DE MALHEYDE ET POUTRE EXPÉRIMENTALE

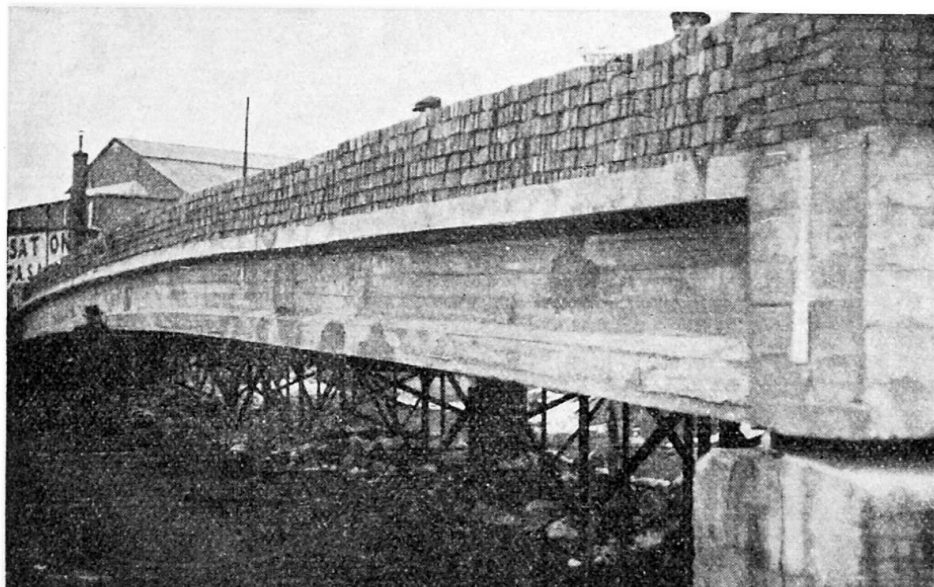


Fig. 4. Poutre expérimentale de 30 mètres de portée.

Photo Kaiser

L'ouvrage de Malheyde, qui franchit le canal de Charleroi, à Bruxelles, est en béton précontraint du type poutre en arc très surbaissé, de section en forme d'U renversé et à tirant rectiligne en acier spécial agissant en précontrainte,

Au préalable, fut soumise à des essais sévères une poutre expérimentale du même type, de 30 mètres de portée (fig. 4); passerelle et poutre d'essai ont été exécutées par les soins de la Société d'Etudes et de Travaux S. E. T. R. A. de Bruxelles suivant ses procédés de précontrainte.

La composition du béton de granulométrie 0/40 mm a été rationnellement établie en conclusion d'études faites par le laboratoire G. P. C.

L'exécution de la poutre d'essai s'est faite en un jour avec un béton gâché à la consistance terre humide à sèche qui a été vibré à l'aiguille S. G. M. E. ⁽³⁾ dans les ailes verticales des U et serré au plateau Vibrogir ⁽⁴⁾ dans le hourdis horizontal.

⁽³⁾ et ⁽⁴⁾ : Matériel décrit précédemment.

De nombreuses éprouvettes ont été prélevées sur le chantier en vue de déterminer les caractéristiques du béton à 28 jours et à 90 jours : résistance à la compression et à la flexion, module d'élasticité, qui ont atteint les valeurs élevées attendues (à 90 jours $R_b = 660 \text{ kg/dm}^2$; $R_{f1} = 76 \text{ kg/cm}^2$; $E = 480 \text{ t/cm}^2$), retrait et fluage qui ont été assez faibles.

La poutre a subi avec succès une série d'essais très sévères : chargements sous charge statique de service et déchargements répétés avec périodes de maintien sous charge, puis application d'une charge statique $= 2,41$ fois la charge de service jusqu'à apparition des premières fissures, puis maintien sous charge double de la charge de service, et enfin essais dynamiques.

L'ouvrage proprement dit, constituant passerelle à Malheyde, a été construit par segments séparés et accolés bétonnés sur place par vibration superficielle au plateau Vibrogir en couches de 10 cm, complétée par une vibration sur coffrage pour les parois verticales de la section en U, et par vibration superficielle seulement pour la table supérieure.

3. PONT DE ZAMMEL

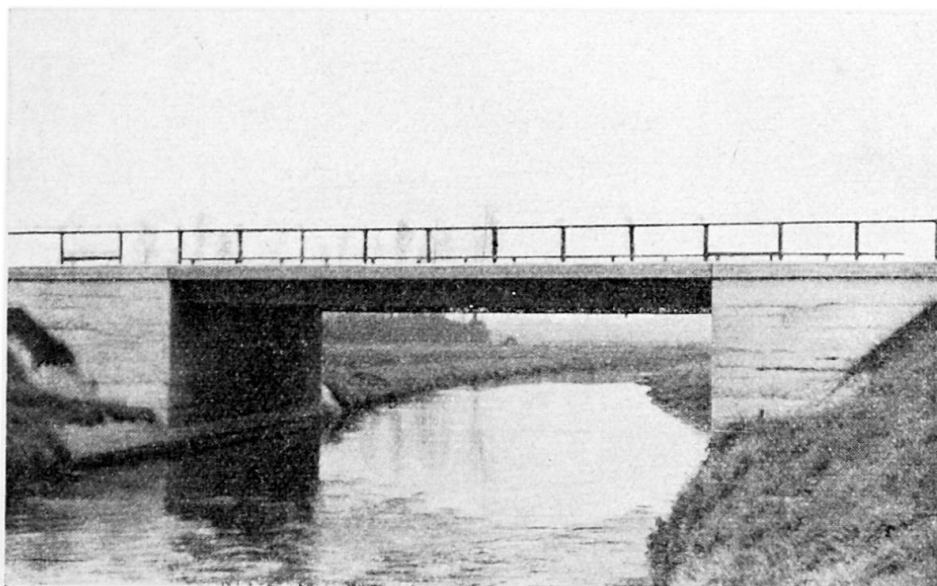


Fig. 5. Pont de Zammel, sur la Nèthe, sur la route Diest-Turnhout.

Photo Kaiser

C'est un *pont dalle en béton précontraint* qui franchit la Nèthe sur 13 mètres de portée. Sa largeur est de 12 mètres + deux encorbellements en béton armé de 85 cm. L'épaisseur moyenne de la dalle est de 54 cm (fig. 5).

La composition du béton fut particulièrement bien étudiée par les Services des Ponts et Chaussées de la province d'Anvers, suivant la méthode de Kennedy (E. U.) basée sur les vides et la surface des agrégats, la pâte de ciment devant être strictement suffisante pour remplir les vides et recouvrir les agrégats d'un film dont l'épaisseur varie avec la plasticité du béton. La fluidité du béton choisi a été de 1,22 à la table à secousses avec un

$$\frac{E}{C} = 0,35$$

Les caractéristiques de ce béton ont atteint aux essais de contrôle : A 28 jours : compression 620 kg/cm^2 ; flexion 75 kg/cm^2 ; $E = 390 \text{ t/cm}^2$.

Soumis à un essai de fatigue entre 10 et 230 kg/cm² à la cadence de 500 à la minute, ce béton est resté intact après 2 000 000 d'oscillations.

Pour la vibration de la dalle de béton, on a fait usage, avec des résultats très satisfaisants, d'une aiguille vibrante S. G. M. E. et de deux plateaux Vibrogir, de caractéristiques données précédemment. L'appareil Vibrogir a été équipé d'un plateau de 18 × 24 cm pour serrer le béton dans l'axe du pont, là où les nappes de câbles sont à même hauteur. Muni du plateau normal de 40 × 40 cm, le même appareil a été utilisé au finissage de la surface du béton. L'aiguille S. G. M. E. a servi au serrage des parties plus massives de béton, les points de vibration étant choisis de manière que se recouvrent les zones qui, suivant l'aspect du béton, étaient jugées bien vibrées.

Résumé

1. Compte-rendu résumé de recherches sur les propriétés physiques et mécaniques comparées des bétons vibrés et des bétons damés, et sur l'influence de la revibration et de la survibration.

2. Recherches et directives concernant la vibration du béton et du béton armé.

a) Vibration interne : rayon d'action du vibreur en fonction de la plasticité du béton, de la durée de la vibration — disposition et distance à donner aux points de vibration;

b) Vibration superficielle : épaisseurs vibrées en fonction de la plasticité et de la granulométrie du béton;

c) Vibration du béton armé par vibration interne, par vibration superficielle et par vibration directe des armatures en fonction de la disposition et de la densité du ferrailage ainsi que de la plasticité du béton;

d) Adhérence comparée des armatures suivant le mode de serrage du béton et par vibration directe des armatures;

e) Directives pour la conduite de la vibration du béton et du béton armé en conséquence des recherches effectuées.

3. Renseignements sur les compositions des bétons et leur mise en œuvre par vibration interne ou par vibration superficielle, pour l'exécution de trois ouvrages en béton armé et en béton précontraint.

Zusammenfassung

1. Zusammenfassender Bericht über die Untersuchungen der physikalischen und mechanischen Eigenschaften von vibriertem Beton und Stampfbeton, sowie über den Einfluss der Hochvibration und der Ueber-vibration.

2. Es werden Versuche und Richtlinien betreffend der Vibration von Beton und armiertem Beton aufgestellt.

a) Innenvibration : Aktionsradius des Vibrators in Funktion der Plastizität des Betons, der Vibrationsdauer — Anordnung und Abstände der Vibrationsstellen;

b) Oberflächenvibration : Vibrationsvolumen in Funktion der Plastizität und der Granulometrie des Betons;

c) Vibration des Eisenbetons durch Innenvibration, Oberflächenvibration und unmittelbare Vibration der Armierung in Funktion der Anordnung und Dichte der Armierung, wie auch der Plastizität des Betons;

d) Haftung der Armierung je nach der Art der Verdichtung des Betons durch Vibrieren und durch direkte Vibration der Armierung;

e) Richtlinien für die Handhabung der Vibration von Beton und Eisenbeton auf Grund der ausgeführten Untersuchungen.

3. Angaben über die Zusammensetzung des Betons und dessen Herstellung bei Innenvibration oder Oberflächenvibration zur Ausführung von drei Bauobjekten in Eisenbeton und in vorgespanntem Beton.

Summary

1. A condensed report of tests of physical and mechanical properties of vibrated concrete and rammed concrete, as well as the effect of high-vibration and super-vibration.

2. Tests and guiding principles for vibration of concrete and reinforced concrete :

a) Internal vibration : radius of action of the vibrator in function of plasticity of concrete and of duration of vibration — Layout and spacing of vibration-centres;

b) Superficial vibration : Volumes of vibration in function of plasticity and grading of concrete;

c) Vibration of reinforced concrete by internal, superficial and direct vibration of the reinforcement, according to layout and thickness of reinforcement and plasticity of concrete;

d) Holding of the reinforcement, according to solidification of concrete by vibration and by direct vibration of the reinforcement;

e) Guiding principles of manipulation of concrete and reinforced concrete vibration, based on tests made.

3. Data concerning composition of concrete and its production by internal or superficial vibration for the completion of three structures in reinforced concrete and pre-stressed concrete.

IIa3

Recherches théoriques et expérimentales concernant la vibration du béton

Theoretische und experimentelle Untersuchungen der Vibration des Betons

Theoretical and experimental investigation of vibration of concrete

R. L'HERMITE

Directeur des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris

Le béton frais, tel qu'il sort de la bétonnière, mélange d'eau, de ciment et d'agréats inertes est une matière incohérente dont il faut chercher à définir les propriétés mécaniques. Celles-ci ont été englobées sous le nom générique de « plasticité de mise en œuvre » ou « Workability » et les mesures destinées à les définir sont jusqu'à présent très peu précises et assez contestables. Ce sont l'essai au cône d'Abrams ou à la table à secousse. Nous avons pensé, pour sortir de l'empirisme de ces notions qu'il fallait, autant que possible, parler le langage du physicien et rapporter les mesures aux unités universelles de temps, déplacement et masse. Ceci nous a conduit à des essais de frottement interne et de viscosité sur le béton inerte puis sur le béton en vibration. Ces deux notions fondamentales éclairent d'un jour nouveau le problème de la vibration et permettent d'en comprendre le mécanisme.

Le cisaillement du béton frais

L'essai de cisaillement du béton frais est effectué dans un appareil semblable à ceux que l'on utilise dans la mécanique des sols (fig. 1). Une couronne cylindrique de béton de 30 cm de diamètre intérieur, de 20 cm d'épaisseur et de 20 cm de hauteur est enfermée dans une boîte de dimensions correspondantes, coupée en deux parties indépendantes par un plan horizontal perpendiculaire à l'axe du cylindre.

Elle reçoit une charge P par un piston en forme de couronne coulissant dans la partie supérieure de la boîte. Lorsque l'on fait tourner l'une par rapport à l'autre les deux moitiés superposées de la boîte, sous l'action

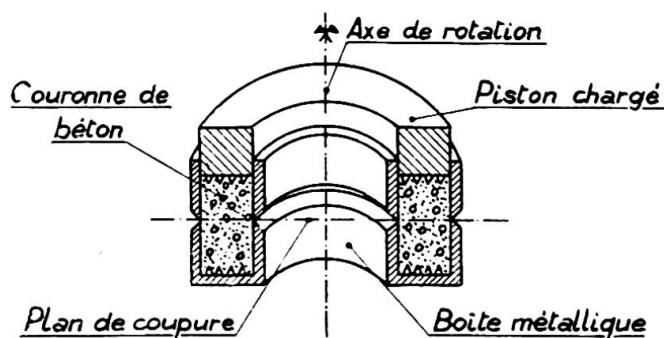


Fig. 1. Boîte de cisaillement par torsion pour le béton frais.

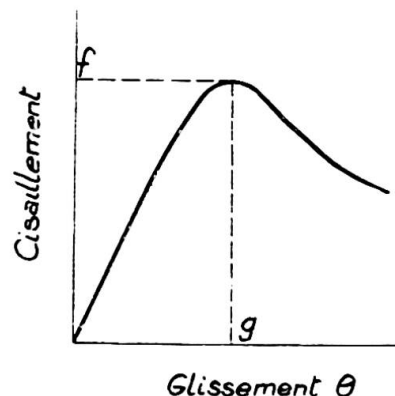


Fig. 2.

d'un couple de torsion M un glissement se produit dans le plan de coupe sous l'influence d'une pression p et d'un cisaillement τ . Si l'on provoque la rotation des deux parties à une vitesse angulaire $v_1 = \frac{d\theta}{dt}$, on mesure l'angle de rotation en fonction de θ et l'on obtient une courbe de déformation qui possède un maximum puis décroît (fig. 2). Les coordonnées de ce maximum sont intéressantes à connaître : f donne le cisaillement de rupture à partir duquel l'édifice constitué par le squelette s'écroule, g donne la déformation correspondante.

Si, dans une série d'expériences à vitesse de rotation identique nous faisons varier la pression p , nous trouvons une suite de valeurs de la résistance au cisaillement et l'on voit que la fonction $f(p)$ est sensiblement confondue avec une droite (fig. 3). L'angle φ_1 que la droite fait avec l'axe des abscisses est l'angle de frottement interne; elle coupe l'axe des ordonnées pour une valeur f_0 telle que $\frac{f_0}{\tan \varphi_1}$ est la cohésion.

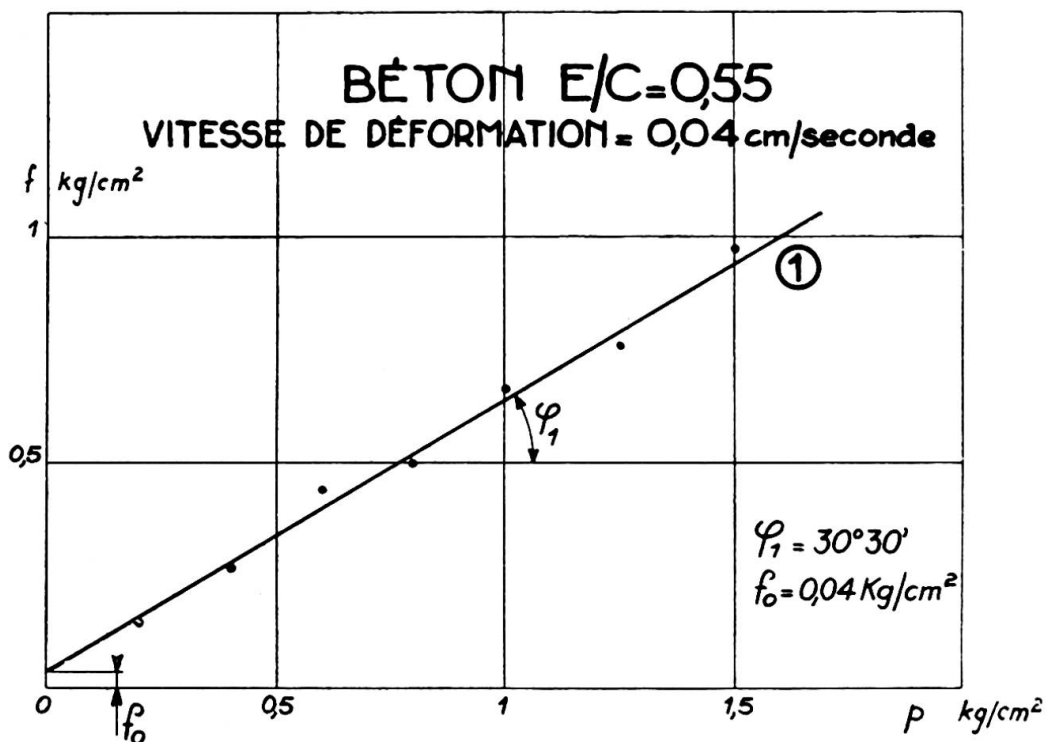


Fig. 3.

Opérons maintenant le cisaillement avec une seconde vitesse $v_2 > v_1$, nous trouvons alors un angle de Coulomb $\varphi_2 > \varphi_1$. On constate que l'angle de frottement augmente avec la vitesse et tend, pour une vitesse infiniment petite vers une valeur non nulle. Il existe donc un frottement indépendant de la vitesse, c'est le frottement vrai et un frottement qui est une fonction croissante de la vitesse; c'est le frottement visqueux. En définitive, en appelant K les coefficients de frottement, on peut écrire que :

$$f = f_0 + [K_0 + K_1(v)] p$$

où K_0 est le frottement vrai, K_1 le frottement visqueux. Généralement, f_0 et $K_1 p$ sont très faibles et l'on peut écrire plus simplement

$$f = Kp$$

avec $K = \operatorname{tg} \varphi$.

La vibration

Quoi de plus étonnant en apparence que la vibration du béton? Le fait de placer cette matière terreuse sur une table agitée de mouvements périodiques à la cadence de quelques dizaines par seconde produit un changement presque instantané de son aspect. La matière semble entrer en fusion et même en effervescence avec évacuation de l'air inclus, elle coule comme un liquide épais. A l'intérieur du mélange, les grains sont agités d'une manière désordonnée rappelant un mouvement Brownien. Ils se heurtent, et chacun des chocs occasionne une impulsion dont les résultantes correspondent à une force. Il en résulte une énergie d'agitation et une pression hydrostatique négative ou pression d'expansion qui tend à écarter les grains et à dilater le mélange. On trouve une analogie avec l'agitation thermique des molécules d'un gaz maintenu en espace clos.

Le volume total des grains en mouvement désordonné ne peut dépasser le volume des vides ε , déduction faite du liquide déplacé. La masse ne peut être supérieure à $\frac{\varepsilon D}{1-\varepsilon}$ où D est la densité. Mais cette masse est animée d'une vitesse moyenne v qui dépend de la fréquence et de la granulométrie. La pression d'agitation est dans ces conditions :

$$\varpi = \frac{\alpha n}{3} \cdot v \cdot \frac{\varepsilon}{1-\varepsilon} \cdot D.$$

La constante α inférieure à l'unité tient compte de l'énergie absorbée pendant le choc.

Le terme $\frac{n}{3}$ indique que chaque impulsion a lieu $\frac{n}{3}$ fois par unité de temps dans chaque direction de l'espace puisque ϖ est hydrostatique.

Si l'on appelle $d = \frac{D}{1-\varepsilon}$ la densité de la partie solide, on peut encore écrire : $\varpi = \alpha \frac{n}{3} v \cdot \varepsilon \cdot d$.

Supposons pour l'instant que nous connaissions ϖ . L'équilibre intérieur qui avant vibration était défini par $f < Kp$ devient

$$f < K(p - \varpi).$$

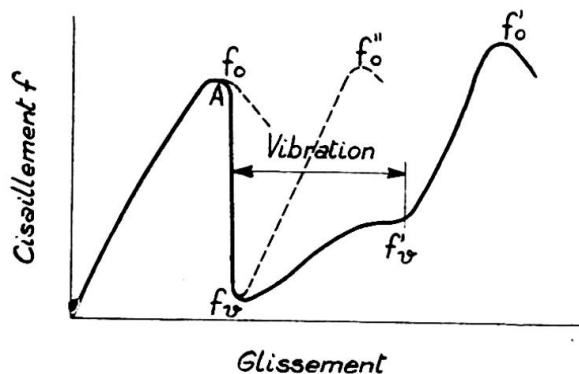


Fig. 4.

La valeur du cisaillement qui rompt l'équilibre est :

$$f = K(p - \varpi)$$

ce qui correspond à un coefficient de frottement apparent de :

$$K_v = K \left(1 - \frac{\varpi}{p} \right)$$

pour $\frac{\varpi}{p} > 1$, le coefficient K_v est

nul, la matière n'a plus de frottement interne et possède les pro-

priétés d'un liquide. Le mélange a subi une fusion pâteuse sous l'influence de l'agitation des agrégats. Nous dirons qu'elle se trouve dans l'état de liquidité.

Sur le piston de l'appareil représenté par la figure 1, plaçons un vibreur et sans mettre ce dernier en action, opérons un cisaillement jusqu'au maximum de la courbe en A (fig. 4). A cet instant, faisons agir le vibreur. La résistance au cisaillement tombe instantanément à une valeur beaucoup plus faible f_v , puis le tassement du mélange se poursuivant et sa compacité augmentant, sa résistance au cisaillement augmente à nouveau jusqu'à f'_v . Arrêtons à nouveau le vibreur, la résistance augmente rapidement jusqu'à une nouvelle valeur $f'_0 > f_0$. Nous obtenons de cette manière trois courbes $f(p)$ ainsi que l'on peut le constater sur la figure 5 tirée d'expériences dues à mon excellent collaborateur et ami M. Tournon. La première courbe (1) avant vibration, la seconde (V) pendant la vibration, correspondant au minimum $f(v)$, la troisième (2) après vibration.

Ces courbes forment en réalité les branches des courbes intrinsèques au sens de Mohr-Caquot, pour la matière dans une série d'états déterminés. Le fait que la partie asymptotique de la courbe (V) soit sensiblement parallèle à la droite (2) montre que les courbes intrinsèques pendant et sans vibration au même instant sont déduites l'une de l'autre par une translation qui correspond à la valeur de la pression d'expansion ϖ . Dans le cas de la figure 5, cette pression d'expansion est de 0,95 kg/cm² environ. Il subsiste cependant un frottement interne faible mais non nul entre 0 et A et un raccordement remplace le point anguleux théorique que l'on devrait trouver en A. Cette continuité est en réalité une résultante statistique de la dispersion des liaisons au sujet de laquelle nous reviendrons plus loin.

Considérons maintenant un grain de masse m au sein du mélange. Son mouvement x est défini par rapport au mouvement général des parties motrices par l'équation :

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + a \frac{dx}{dt} + bx = bx_0 \sin \omega_0 t$$

$x_0 \sin \omega_0 t$ représente la vibration d'ensemble, en phase avec le vibreur, d'amplitude x_0 et de fréquence $n_0 = \frac{\omega_0}{2\pi}$

$a \frac{dx}{dt}$ est la force de frottement et

bx est la force élastique qui s'oppose au déplacement. Nous pouvons

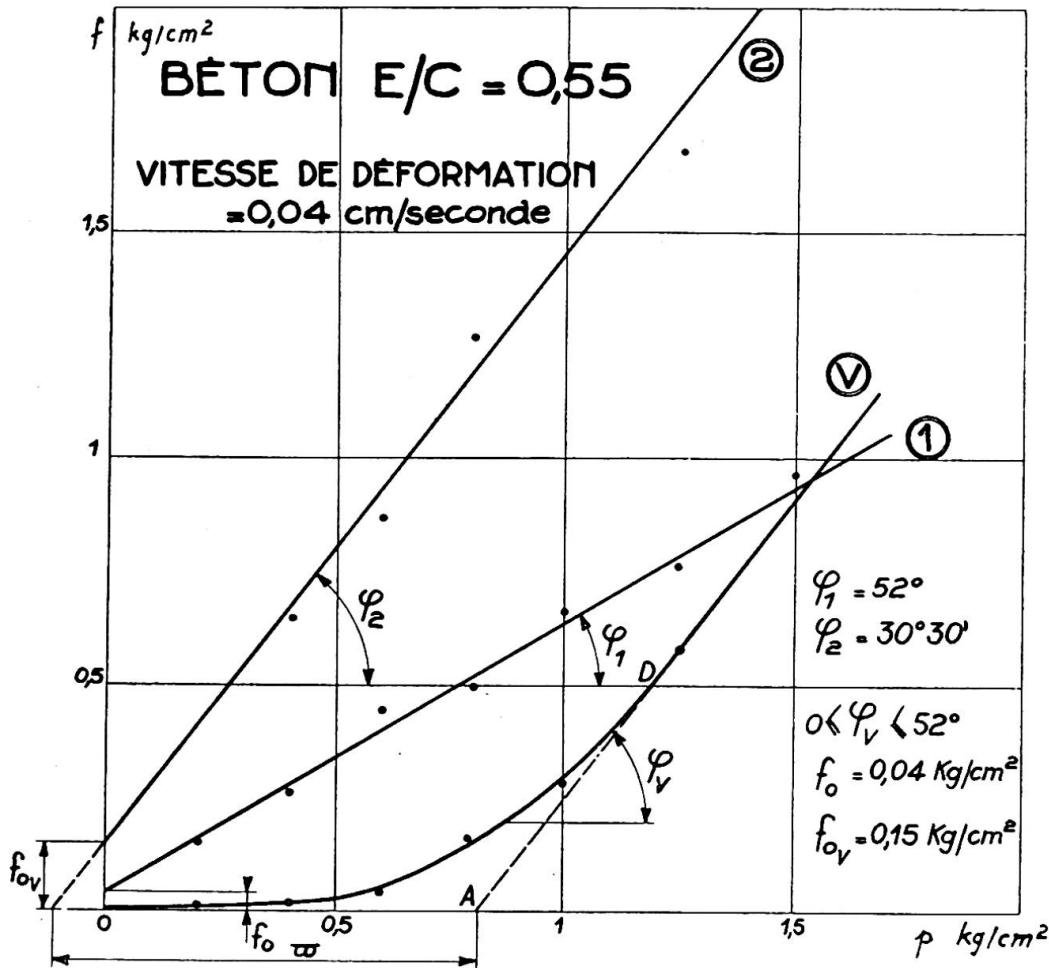


Fig. 5.

tenter d'exprimer les grandeurs m , a et b en fonction du rayon moyen r et nous trouvons que m est proportionnel au cube du rayon tandis que a et b sont proportionnels au carré du rayon. On peut ainsi établir un spectre des vitesses maxima de projection en fonction du rayon moyen.

Ce spectre se divise grossièrement en trois bandes :

En dessous d'un rayon r_1 les particules vibrent en phase avec le vibreur avec une amplitude sensiblement égale et ne produisent pas d'agitation;

Au-dessus d'un rayon r_2 , les particules ne vibrent pas;

Entre r_1 et r_2 , les particules vibrent en opposition avec le restant de l'agrégat et possèdent une amplitude plus grande que celle du vibreur, ce sont elles qui produisent l'agitation et la pression d'expansion.

Si l'on considère que cette bande passante est assez étroite pour qu'elle corresponde à un rayon moyen calculé comme étant celui de la fréquence propre, on trouve que la pression d'agitation est :

$$\varpi = Q(n)\varepsilon x_0$$

où $Q(n)$ est une fonction croissante de la fréquence dont la forme dépend de la granulométrie.

L'énergie totale de vibration est $W = 2\pi^2 dn^2 x_0^2$ si A_0^2 est l'amplitude moyenne de la bande passante, l'énergie dépensée en agitation est :

$Wa = 2\pi^2 dn^2 \sigma^2 A_0^2 \varepsilon$ et peut être rapportée à l'énergie totale par la relation :

$$\frac{Wa}{W} = \frac{S(n) \varepsilon}{1 - \varepsilon}$$

où $S(n)$ est une fonction décroissante de la fréquence et σ un coefficient de quadrature.

On trouve encore que l'énergie perdue par frottement est :

$$W_f = \nu \frac{\varepsilon}{1 - \varepsilon} W$$

le rapport $\frac{W_f}{W} = \Omega$ est l'amortissement, énergie relative perdue par unité de volume et par unité de temps. La pression d'expansion est reliée à l'énergie W par la relation :

$$\omega = R \frac{\varepsilon}{1 - \varepsilon} \sqrt{W}$$

R étant une constante indépendante de la fréquence; on voit que la pression d'expansion est directement proportionnelle à la racine carrée de l'énergie fournie.

Il faut remarquer que les énergies ainsi définies sont utilisées seulement dans la partie de l'agrégat comprenant les grains de rayon inférieur à r_2 . C'est seulement dans cette partie que peut avoir lieu la fluidification. Lorsque l'on vibre à haute fréquence un mortier à gros agrégats, on voit la structure qu'ils forment initialement s'écrouler comme si la gangue qui les entoure était entrée brusquement en fusion. Le rendement de l'opération peut alors être sensiblement amélioré puisque l'on répartit l'énergie fournie sur une partie réduite de la masse totale. Il s'agit cependant de choisir une fréquence de vibration en fonction de la granulométrie de telle façon que le rayon limite r_2 en dessous duquel va se produire la fluidification soit effectivement un mortier continu entourant des grains plus gros capables de se mettre en place par glissement sous l'influence de la gravité. C'est pourquoi une opération de ce genre réussit spécialement bien dans un béton à granulométrie discontinue.

D'une manière générale, pour assurer cette continuité de la partie fluidifiée on a intérêt à élargir la bande $r_1 r_2$, c'est-à-dire à employer simultanément plusieurs fréquences de vibration. Les appareils actuels provoquent effectivement des harmoniques qui concourent dans ce sens mais d'une manière difficile à contrôler. Les vibreurs pneumatiques à chocs, par exemple, donnent toute une série de fréquences simultanées. Mais nous pensons qu'il y aurait lieu de chercher à construire des appareils fournissant deux ou trois fréquences fondamentales à énergies comparables : 4 000, 8 000 et 12 000 périodes par minute, par exemple; le rendement en serait certainement considérablement accru.

Serrage et désaération du béton vibré

La première conséquence de la vibration est, ainsi que nous venons de le voir, de diminuer son frottement interne apparent sous l'influence de l'agitation d'une certaine classe de grains. Mais ce mouvement a également pour effet de faire passer ces grains d'une position initiale à une autre position plus stable. C'est cette modification de position relative qui est

la cause du serrage, c'est-à-dire de la diminution du volume des vides. La vitesse de serrage est donc proportionnelle au nombre de grains capable d'être projetés dont le volume total est égal à ε . Les particules sont animées d'une énergie totale Wa tandis qu'elles ont à rompre, pour opérer le serrage, la résistance au glissement du squelette. Cette rupture nécessite une énergie moyenne qui nous est donnée par l'essai statique de cisaillement, elle est proportionnelle au coefficient de frottement statique interne $K : U = K\xi$ où ξ est une constante caractéristique. Mais cette énergie est une résultante d'effets localisés aux points d'impact où les travaux de rupture sont essentiellement variables. Si nous admettons, en première approximation que tous les grains en agitation ont une masse voisine, on peut, en employant le calcul des probabilités, estimer que le nombre de grains capable de produire la rupture des liaisons de frottement est égal à $e^{-\left[\frac{U}{Wa}\right]^2}$. La vitesse de serrage est proportionnelle à ce nombre, mais elle est encore proportionnelle à la force extérieure qui entre en jeu aussitôt la rupture de la liaison, c'est-à-dire à p , et au volume des vides où le serrage peut se produire. De sorte que la vitesse de tassement devient :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -Qp\varepsilon e^{-\left[\frac{U}{Wa}\right]^2}.$$

Or ε diminue pendant le serrage, U augmente puisque K croît. Il en résulte que la vitesse de serrage diminue très rapidement et tend vers une valeur très faible avant que ε s'annule. Il reste un vide résiduel que la vibration ne peut réduire sans être prohibitive.

Nous avons raisonné, en outre, sans nous occuper de l'évacuation de l'air qui remplit les vides. Soit ε cette quantité d'air à l'origine sous pression p , elle devient pour un vide ε : $p_a = p \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon}$. Supposons maintenant que l'air étant arrivé à cette pression nous lui permettrons de circuler par perméabilité et de sortir du mélange. Un calcul simple montre que le volume d'air a sous pression p qui traverse un cube élémentaire taillé dans la masse est pendant l'unité de temps :

$$\frac{da}{dt} = \varphi \Delta^2 p_a$$

où Δ^2 est l'opérateur laplacien et φ une constante de perméabilité.

Si ε est constant en première approximation dans la région considérée :

$$\varepsilon \frac{dp_a}{dt} = p_a \frac{da}{dt}.$$

En appelant la surpression $p_a' = p_a - p$, on a finalement :

$$\frac{dp_a'}{dt} = \varphi \frac{\varepsilon}{p + p_a'} \Delta^2 p_a'.$$

Lorsque p_a' est petit devant p , la variation de surpression dans le mélange répond à la loi de Fourier :

$$\frac{dp_a'}{dt} = \varphi \frac{\varepsilon}{p} \Delta^2 p_a'.$$

Pour une couche plane, le temps nécessaire à obtenir une diminution de surpression, donc une évacuation d'air donnée est proportionnelle au

carré de la distance du point considéré à la surface libre. Enfin, l'on peut dire que, dans un moule, le temps de désaération est sensiblement proportionnel au carré du rapport volume sur surface libre :

$$T = \left(\frac{V}{S} \right)^2.$$

Viscosité du béton vibré et ségrégation

Nous avons vu que le béton vibré pouvait être, au delà d'une certaine limite assimilé à un liquide dont la principale propriété réside dans la viscosité. D'une façon générale, lorsque nous cherchons à déformer une masse de béton frais, elle tend à revenir vers son état d'équilibre en changeant de configuration. Ce changement d'état doit nécessiter une certaine énergie moyenne d'agitation telle que le nombre de ruptures de liaisons de frottement soit, comme précédemment égal à $e^{-\left[\frac{U}{Wa}\right]^2}$. Nous trouvons, comme coefficient de viscosité son inverse :

$$\eta = Je^{\left[\frac{U}{Wa}\right]^2}.$$

On voit que le coefficient de viscosité augmente avec la pression et le coefficient de frottement interne K . Il décroît avec l'énergie d'agitation, c'est-à-dire avec le volume des vides et l'amplitude.

En reportant cette valeur dans l'expression de la vitesse de serrage, on trouve que :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -\theta \frac{p\varepsilon}{\eta}$$

où θ est une constante qui dépend de la nature du béton et de la forme du moule. La vitesse de serrage est donc inversement proportionnelle à la viscosité du béton à l'instant donné.

Pour mesurer le coefficient de viscosité du béton, nous avons employé un appareil basé sur le principe du viscosimètre à bille (fig. 6). Un réservoir R , rempli de béton est placé sur une table vibrante T . Au sein de ce réservoir, on plonge une sphère S en acier. Cette sphère est équilibrée par

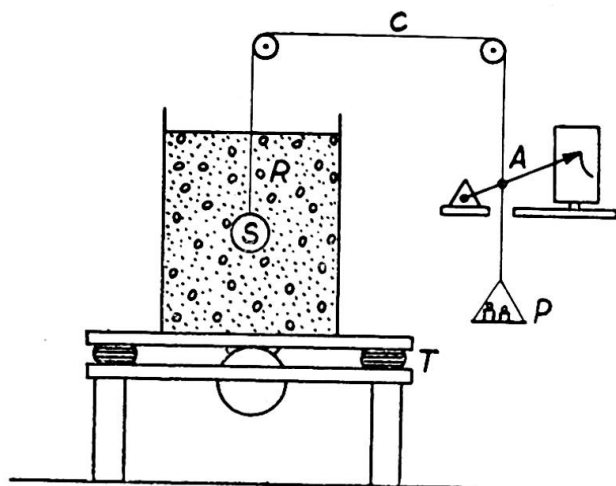


Fig. 6. Dispositif de mesure de la viscosité du béton frais.

un contrepoids P posé sur deux poulies. Le mouvement de la bille dans le sens vertical est enregistré grâce à une aiguille A. La force ascensionnelle de la bille par rapport au milieu est :

$$F = \Pi \left(1 - \frac{D}{\varrho} \right) - P$$

où Π est le poids de la sphère et ϱ sa densité, D est la densité du béton.

On place alors la sphère dans le béton et l'on met en marche le vibreur. Au bout d'un très court parcours, sa vitesse permet de mesurer la viscosité grâce à la formule de Stokes.

Les expériences faites au Laboratoire par M. Tournon ont montré que pour une vitesse faible de la bille inférieure à 0,4 cm/sec, pour des diamètres variant entre 5 et 10 cm, pour des forces ascensionnelles différentes, le coefficient de viscosité calculé est sensiblement constant. Pour le béton qui a fait l'objet des mesures de cisaillement reportées sur la figure 5, il est compris entre 60 et 70 gr/cm sec.

Il s'agissait d'un récipient contenant 250 kg de béton posé sur une table vibrant à 3 000 t/min sous une amplitude de 1 mm.

L'expérience faite en faisant varier la quantité d'eau de gâchage $\frac{E}{C}$ dans le dit béton a montré que, pendant la vibration, la viscosité était reliée à $\frac{E}{C}$ par une fonction linéaire empirique :

$$\log \frac{\eta}{\eta_0} = - \mu \frac{E}{C}$$

où η_0 et μ sont deux constantes dépendant de la granulométrie et des paramètres de la vibration.

Le mouvement de la sphère que nous venons d'étudier représente à une certaine échelle le déplacement d'un caillou à travers la masse sous l'influence de son propre poids. Cette vitesse de descente est proportionnelle au carré de son rayon moyen et inversement proportionnelle à la viscosité. Or, un tel déplacement des grains à vitesse différente suivant leur grosseur, dans la direction de la gravité, conduit au phénomène bien connu de ségrégation. L'inverse $\sigma = \frac{1}{\eta}$ du coefficient de viscosité peut donc être pris comme indice de ségrégation.

Si nous reprenons la formule empirique qui précède, nous voyons que l'indice de ségrégation est relié à la quantité d'eau par la relation :

$$\sigma = \eta_0 e^{\frac{E}{C}}.$$

Il augmente beaucoup plus vite que le rapport $\frac{E}{C}$.

Les expériences faites au laboratoire sur la ségrégation méritent d'être signalées. Un récipient rempli de béton est soumis à l'action de la vibration et l'on détermine après un certain temps d'une action de ce genre les poids spécifiques d'un certain nombre de tranches découpées sur la hauteur. La figure 7 donne un exemple obtenu par Tournon sur un béton $\frac{E}{C} = 0,675$ après 12 minutes de vibration. Mais cette série de mesures assez

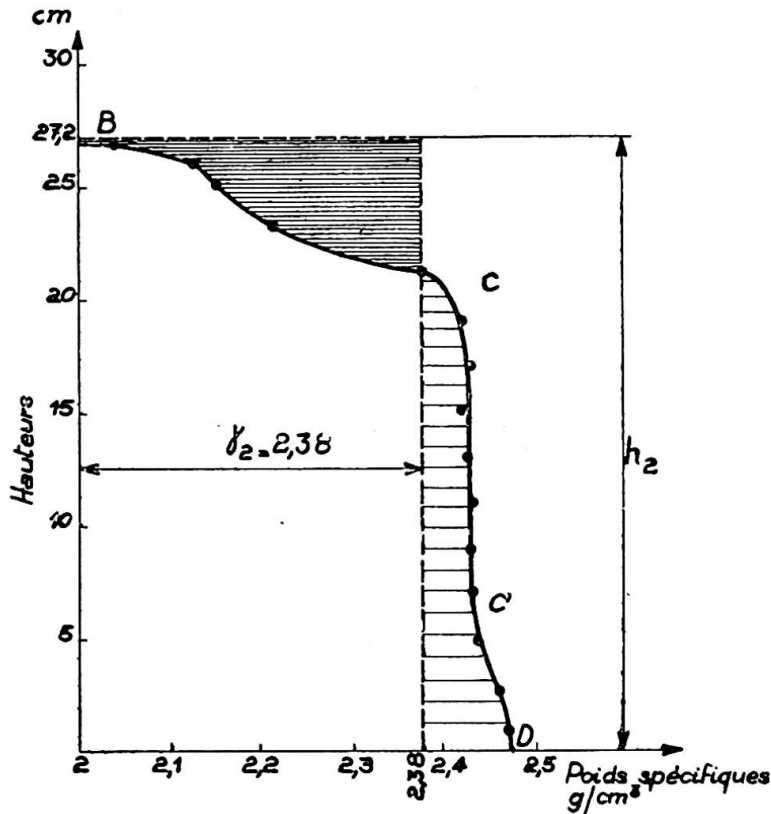


Fig. 7.

compliquées peuvent être remplacées par une mesure plus simple de la variation de hauteur du centre de gravité du contenu. Si HG_1 est la hauteur du centre de gravité avant vibration, HG_2 sa hauteur après vibration, si H est la hauteur du béton dans le récipient, l'indice de ségrégation peut être donné par le rapport : $\frac{HG_1 - HG_2}{H}$.

Dans le paragraphe consacré au frottement interne, nous avons considéré que celui-ci était nul en dessous d'une certaine valeur de la pression correspondant à $p = -\pi$. En réalité l'expérience montre que K croît d'abord lentement puis rapidement ainsi que le montre la figure 5. Cette continuité, en contradiction avec la discontinuité théorique est une résultante statistique de la dispersion des liaisons analogues à celle que nous avons mise en évidence pour la viscosité et le serrage. En effet, π est une pression négative qui ne peut agir que dans les points où les liaisons locales correspondent à une pression de contact supérieure à p . Le nombre de ces points est proportionnel à $e^{-\left[\frac{U}{\pi a}\right]^2}$. De sorte que les liaisons ne subsistent qu'aux points $1 - e^{-\left[\frac{U}{\pi a}\right]^2}$ et le coefficient de frottement interne apparent peut s'écrire en fonction de la viscosité :

$$K' = K \left[1 - \frac{\pi}{p} \left(1 - \frac{J}{\eta} \right) \right].$$

Cette relation entre les deux coefficients de viscosité nous permet de tirer une relation entre η et $\frac{\pi}{p}$ lorsque K' est connu. Pour l'état de liquidité parfait on en déduit une expression simplifiée de la vitesse de serrage :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -Q \cdot \varepsilon \cdot p \left(1 - \frac{p}{w}\right).$$

Propagation de la vibration

Considérons un point à l'intérieur de la masse de béton où l'énergie totale en action par unité de volume est W . L'énergie dissipée est Wf . Nous pouvons écrire que l'énergie qui traverse le volume subit une perte Wf et Gradient $W = -Wf$ que nous pouvons écrire encore :

$$\text{Grad } W = -\frac{\mu \varepsilon n W}{1 - \varepsilon}.$$

Si nous considérons l'instant initial avec ε constant :

$$W = W_0 [e^{-\Omega z_1} + e^{-\Omega z_2} + e^{-\Omega z_3}]$$

où $\Omega = \frac{Wf}{W}$ coefficient d'amortissement. L'énergie W diminue d'autant plus rapidement à partir du point W_0 que Ω est plus élevé, c'est-à-dire que :

A condition de vibration égale, que la pression d'expansion est plus grande;

A fréquence égale, que le volume des vides est plus grand;

A volume des vides égaux, que la fréquence est plus élevée.

Ceci explique que, pendant le serrage, les surfaces d'énergie constante s'éloignent de la source.

Dans une couche plan l'expression de la propagation de la vibration est $W = W_0 e^{-\Omega z}$ et si d est l'épaisseur de la couche, l'énergie totale absorbée est :

$$W_F = W_0 [1 - e^{-\Omega d}]$$

La vibration circulaire dans un milieu à deux dimensions où l'énergie est apportée par une aiguille vibrante donne :

$$W = W_0 \frac{r_0}{r} e^{-\Omega(r-r_0)}$$

où r_0 est le rayon de l'aiguille.

Quand l'énergie est apportée par une enveloppe cylindrique entourant un cylindre indéfini de béton au rayon r_1 , l'expression est :

$$W = W_0 \frac{r_1}{r} e^{-\Omega(r-r_1)}$$

L'énergie de la vibration augmente indéfiniment vers le centre où l'énergie ainsi concentrée provoque un mouvement de convection qui risque d'introduire de l'air dans le mélange et de conduire rapidement à la ségrégation.

Disons pour terminer que les expériences ont montré que le coefficient d'amortissement Ω est dans le cas d'un béton de chantier de gravillon de Seine à 350 kg de ciment compris entre 0,04 et 0,10 à la fréquence de 6 000 périodes par minute. Pour un béton de pierres cassées il peut atteindre 0,15 à la même fréquence.

Résumé

La principale caractéristique d'un béton frais réside dans son coefficient de frottement interne K . Ce dernier peut être mesuré grâce à un appareillage simple.

La fluidification du béton sous l'action de la vibration est due à une pression d'expansion provoquée par le mouvement et le choc des grains dans les vides du mélange. On peut la mesurer par un essai de cisaillement. Le coefficient de frottement interne apparent K' diminue pendant la vibration sous l'action de la pression d'expansion et croît au cours du serrage. La pression d'expansion est proportionnelle au volume des vides et à l'amplitude de la vibration moyenne. C'est une fonction croissante de la fréquence dont la forme dépend de la granulométrie.

Le rapport entre l'énergie dissipée par la vibration et l'énergie fournie est le coefficient d'amortissement. Il croît avec le pourcentage des vides et augmente avec la fréquence. L'énergie d'agitation est condensée dans une certaine partie de la granulométrie dont les limites dépendent de la fréquence. Lorsque cette partie est comprise entièrement dans le mortier entourant les gros agrégats, ceux-ci n'entrent pas en agitation et le rendement de la vibration est augmenté dans les parties correspondantes du mélange.

La vitesse de serrage du béton croît avec la pression et le volume des vides. Elle est inversement proportionnelle à la viscosité. La viscosité est, avec le frottement interne, une caractéristique primordiale du béton qui peut être mesurée facilement sur un appareil approprié. C'est la viscosité qui commande la ségrégation.

La désaération du béton accompagne le serrage et l'air inclus s'oppose à ce dernier. En vibration homogène, le temps de désaération est proportionnel au rapport entre le carré du volume et le carré de la surface libre.

La propagation de l'énergie vibratoire depuis la source se fait avec un amortissement tel que :

$$\frac{1}{W} \text{ Grad}^t W = -\Omega$$

où $\Omega = \frac{W_F}{W}$ est le coefficient d'amortissement.

L'énergie vibratoire diminue à partir de la source d'autant plus vite que :

- La pression d'expansion est plus élevée;
- La fréquence est plus élevée;
- Le volume des vides est plus grand;
- La vitesse de serrage est plus rapide.

L'augmentation de la fréquence donne un serrage plus énergique mais un rayon d'action plus limité à moins que les gros grains de l'agrégat exclus de l'agitation provoquent une augmentation du rendement dans la partie restante du mélange.

Zusammenfassung

Die Hauptcharakteristik eines jungen Betons besteht in seinem Innenreibungskoeffizienten K , der dank einer einfachen Messvorrichtung bestimmt werden kann. Das Fließen des Betons bei Vibration wird mittels

eines expansiven Druckes durch die Bewegung und den Zusammenstoss der Körner in den Hohlräumen der Mischung hervorgerufen. Man kann es durch einen Schubversuch messen. Der scheinbare innere Reibungskoeffizient K' nimmt während der Vibration ab und während des Verdichtens zu. Der Expansivdruck ist proportional dem Hohlraumvolumen und der Amplitude der mittleren Vibration und nimmt mit der Frequenz zu.

Das Verhältnis zwischen der durch die Vibration aufgebrauchten Energie und der eingeführten Energie ist der Dämpfungskoeffizient. Dieser nimmt mit dem Prozentsatz der Hohlräume und mit der Frequenz zu. Die Rüttelenergie ist in einem bestimmten Teil der Granulometrie konzentriert, dessen Grenzen von der Frequenz abhängen. Wenn dieser Teil vollständig im Mörtel enthalten ist, der die groben Körner umgibt, so werden letztere nicht in Bewegung geraten und der Wirkungsgrad der Vibration wird in dem entsprechenden Teil der Mischung verbessert.

Die Verdichtungsgeschwindigkeit des Betons nimmt mit dem Druck und dem Hohlraumvolumen zu. Sie ist umgekehrt proportional der Zähflüssigkeit. Sie ist zusammen mit der inneren Reibung eine hervorstechende Charakteristik des Betons und kann leicht mittelst einer geeigneten Vorrichtung gemessen werden. Die Zähflüssigkeit bewirkt die Absonderung.

Die Entlüftung des Betons begleitet die Verdichtung, wobei die eingeschlossene Luft der letzteren entgegenwirkt. Bei homogener Vibration ist die Entlüftungszeit proportional dem Verhältnis zwischen dem Quadrat des Volumens und dem Quadrat der freien Oberfläche.

Die Ausbreitung der Vibrationsenergie von der Quelle aus geschieht mit folgender Dämpfung :

$$\frac{1}{W} \cdot \text{Grad } W = -\Omega$$

wo $\Omega = \frac{W_F}{W}$ der Dämpfungskoeffizient ist.

Die Abnahme der Vibrationsenergie, von der Quelle aus, ist umso grösser als :

- Der Expansionsdruck hoch ist;
- Die Frequenz hoch ist;
- Das Hohlraumvolumen gross ist;
- Die Verdichtungsgeschwindigkeit grösser ist.

Die Zunahme der Frequenz bewirkt eine intensivere Verdichtung, aber einen begrenzteren Wirkungsradius, es sei denn, dass die grossen Körner, die von der Erschütterung ausgeschlossen sind, zu einer Vergrösserung des Wirkungsgrades im übrigen Teil der Mischung beitragen.

Summary

The chief characteristic of concrete lies in its internal friction coefficient K , which can be ascertained thanks to a simple measuring apparatus. The running of concrete during vibration is caused by an expansion pressure through the setting in motion and the shock of the grains in the hollows of the mixture. It can be measured by a shearing test. The apparent internal coefficient of friction K' lessens during vibration and increases during setting. The expansion pressure is proportional to the volume of the hollows and to the amplitude of the intermediate vibration and increases with frequency.

The proportion between the energy used up by vibration and the energy introduced is the damping coefficient. This increases with the percentage of hollows and frequency. The shaking energy is concentrated in a determined part of the grading, the limits of which depend on the frequency. If this part is entirely contained in the mortar which contains the coarse grains, the latter are not set in motion and the extent of efficiency of the vibration is improved in the corresponding part of the mixture.

The rapidity of condensation of the concrete increases with the pressure and volume of hollows. It is inversely proportional to viscosity. It is in conjunction with internal friction an outstanding characteristic of concrete and can be easily measured by an appropriate apparatus. Viscosity causes isolation.

Exclusion of air from concrete goes hand in hand with setting, for any air imprisoned counteracts it. When vibration is homogeneous the duration of exclusion of air is proportional to the relation between the square of the volumes and the square of the exposed upper surface.

Propagation of vibration-energy from its source occurs with the following damping :

$$\frac{1}{W} \cdot \text{Grad } W = -\Omega$$

in which $\Omega = \frac{W_F}{W}$ is the damping coefficient.

The diminution of the vibration energy, from the source, is all the greater when :

- Expansion pressure is high;
- Frequency is high;
- Volume of hollows is large;
- Rapidity of condensation is greater.

An increase in frequency causes a more intensive condensation but a restricted effective radius, unless the large grains excluded from vibration produce an increase of efficiency in the remaining part of the mixture.

IIa4

Destruction du béton : Effet de l'influence néfaste du gel

Betonschäden : Nachteilige Einflüsse in bezug auf die Frostbeständigkeit

The deterioration of concrete : Some factors affecting the resistance of concrete to frost action

J. A. LOE
B. Sc., A. M. I. C. E.
Harmondsworth

&

F. N. SPARKES
M. Sc., M. I. C. E.
Harmondsworth

Introduction

The resistance of concrete to damage by frost action varies considerably and depends partly on the type and proportions of the materials used in the mix and partly on the degree of exposure and moisture conditions to which the concrete is subjected. The action of frost in disintegrating concrete has already been explained ⁽¹⁾. This paper describes further experiments carried out subsequent to those described by Collins, to determine the effect of the type of materials used, the grading of aggregate, and the mix proportions, including water-cement ratio. The tests were made on 4-in (10.2-cm) cubes which were subjected to daily cycles of freezing in the laboratory.

Description of test to determine the frost resistance of various types of concrete

The tests were designed to determine the effects of the following factors on the frost resistance of concrete : water-cement ratio, cement content, aggregate grading, type of aggregate and use of admixtures.

⁽¹⁾ A. R. COLLINS, *The frost resistance of concrete* (*Journal of the Society of Chemical Industry*, August 1943, 62, 113-116).

A. R. COLLINS, *The destruction of concrete by frost* (*Journal of the Institution of Civil Engineers*, November 1944, 23, [1], 29-41).

T. C. POWERS, *A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete* (*Journal of the American Concrete Institute*, 1945, 16 [4], 245-72).

The concrete was made under well controlled laboratory conditions. The materials were batched by weight, and mixing was carried out in a horizontal pan type mixer. Slump and compacting-factor tests were made to measure the workability. Three mixes were normally made for each type of concrete, and from each of these three mixes about thirty 4-in (10.2-cm) cubes were cast. These were thoroughly compacted in two layers by means of an electric vibrating hammer. The cubes remained in their moulds for about 24 hours, being covered with wet mats during this period. After being demoulded the cubes were placed in water for a further period of six days.

At an age of seven days about half the cubes were subjected to daily cycles of freezing and thawing and the remaining specimens were stored in water at 14° C. until they were due for test. The cubes in the freezing tests were frozen in air for 16 hours (with a prolonged cycle of 40 hours at week-ends) in a cold room at a temperature of -20° Centigrade. Thawing was done by placing the cubes in water tanks at a temperature of about 14° Centigrade for 8 hours. At periodic intervals cubes were removed for crushing strength tests, after being given an additional 24 hours thawing in water and the corresponding cubes cured at normal temperatures were also tested at the same time. The crushing strength tests were made by placing each cube on its side as cast in the testing machine and applying the load at a rate of 2 000 lb/sq.in per min. (141 kg/sq.cm per min.).

Records were kept of the ages of any cubes that disintegrated before being due for test. If no such disintegration occurred the tests were continued for a total period of six months.

Mix proportions. Materials and aggregate gradings used in the tests

Table 1 gives details of the proportions and materials used in the various mixes. In some cases where similar mixes were required in two different series of experiments, a single mix was used for both. All the proportions given are by weight of dry materials. Details of the aggregate gradings are given in fig. 5.

Results of tests

The results of the tests are given in figs. 1-4 and 6-8 where the crushing strength of the cubes cured at normal temperatures as well as those subjected to freezing and thawing are plotted against age in days and number of freezing cycles. Most of the crushing strengths are the average from tests on one test cube from each of three mixes. The age at which it was decided that complete disintegration had occurred often varied considerably among cubes from the same mix, and the point at which the curve crosses the line of zero strength represents the average age of disintegration.

In order to enable the results of tests on different mixes to be more readily compared, a method has been used by which the durability of each mix is expressed by a single number. This is called the « durability factor » and is the ratio of an area under the curve of crushing strength after freezing and thawing divided by an area formed by the crushing strength curve

Effect of	Mix Proportions* (By Weight)	N° of Mixes Made	Materials	Durability Factor	Remarks
Water-Cement Ratio	1 : 2 : 4/0.5	3	Flint River Gravel (Grading Curve A in fig. 5)	1.06	Similar aggregate, gradings and cement content
	1 : 2 : 4/0.6	3		0.62	
	1 : 2 : 4/0.7	3		0.29	
	1 : 2 : 4/0.8	3		0.20	
Cement Content	1 : 2 : 4/0.6	3	Flint River Gravel (Grading Curve A in fig. 5)	0.82	Similar aggregate, gradings and water-cement ratios ditto
	1 : 2 1/2 : 5/0.6	3		1.26	
	1 : 2 : 4/0.8	3		0.20	
	1 : 3 : 6/0.8	3		0.53	
Aggregate Grading	1 : 2 : 4/0.6	3	Flint River Gravel	0.82	Similar aggregates, cement content and water-cement ratios
	1 : 3 : 3/0.6	3		1.01	
	1 : 1 : 2/0.6	3		1.38	
Type of Aggregate	1 : 2 : 4/0.6	1	Ketton limestone	1.14	Similar mix proportions
	1 : 2 : 4/0.6	1	Swanworth limestone	1.90	
	1 : 2 : 4/0.6	1	Rickmansworth chalk	0.01	
Admixtures	1 : 2 : 4/0.6	3	Flint River Gravel	0.98	Similar proportions and water-cement ratios, varying amount of Vinsol
	1 : 2 : 4/0.6	3		1.14	
	1 : 2 : 4/0.6	3		1.12	
	1 : 2 : 4/0.6	3		0.62	Similar proportions and water-cement ratios, varying amount of alumin. powder
	1 : 2 : 4/0.6	1		1.37	
	1 : 2 : 4/0.6	1		1.34	

* Expressed as Cement : fine aggregate : coarse aggregate/water-cement ratio.

TABLE I. *Details of the proportions and materials used in the various mixes.*

after normal curing. A somewhat similar method has already been used by Stanton Walker ⁽²⁾, who used the reduction in elastic modulus as his criterion instead of the crushing strength. The method of calculation is given in the Appendix.

Discussion of results

In considering the results of the tests, it should be remembered that the tests were carried out under very severe conditions, starting when the concrete was at an age of only 7 days. Concrete which satisfactorily withstands 25 to 35 cycles of freezing under these conditions will probably withstand satisfactorily the normal weather conditions met with in Great Britain for an indefinite period.

When a sound aggregate is used, such as a flint or granite, there appears to be little chance of frost affecting the aggregate itself, but disintegration of the cement paste may occur. The resistance of the cement paste

⁽²⁾ Stanton WALKER, *Freezing and thawing tests of concrete made with different aggregates* (Journal of the American Concrete Institute 15 [6], 573-77).

to frost damage is dependent upon its strength, the pore structure and the presence and availability of water.

a) *Effect of water-cement ratio.* The results, given in fig. 1 show that the water-cement ratio has a very great effect on the durability of concrete. A change in water-cement ratio from 0.5 to 0.8 in mixes which were alike in other respects, resulted in a change from concrete which satisfactorily resisted over 110 cycles of freezing without failure, to one in which complete disintegration occurred after 19 cycles.

The strength of the cubes subjected to freezing cycles and those cured at normal temperatures are plotted against the water-cement ratio in fig. 2 for various ages.

b) *Effect of cement content.* The results of tests on mixes having different cement contents but alike in other respects are given in fig. 3. The lean mixes (i.e. those containing less cement) were more resistant to frost action than richer mixes with the same water-cement ratio. For a water-cement ratio of 0.6, a reduction in the cement content from 1 : 6 to 1 : $7\frac{1}{2}$ increased the durability factor from 0.82 to 1.26, and for a water-cement ratio of 0.8 a change in cement content from 1 : 6 to 1 : 9 resulted in an increase in the durability factor from 0.20 to 0.53.

The explanation of the effect of cement content on the durability of concrete is thought to be very similar to that of aggregate grading and both of these factors are discussed together under the next heading.

c) *Effect of aggregate grading.* The results of tests on several series of mixes, each having similar cement contents and water-cement ratios but with different aggregate gradings, are given in fig. 4. The corresponding aggregate gradings are given in fig. 5. All these results show that a more durable mix was produced by using a higher sand content in the concrete.

The following is a suggested explanation of these results which would

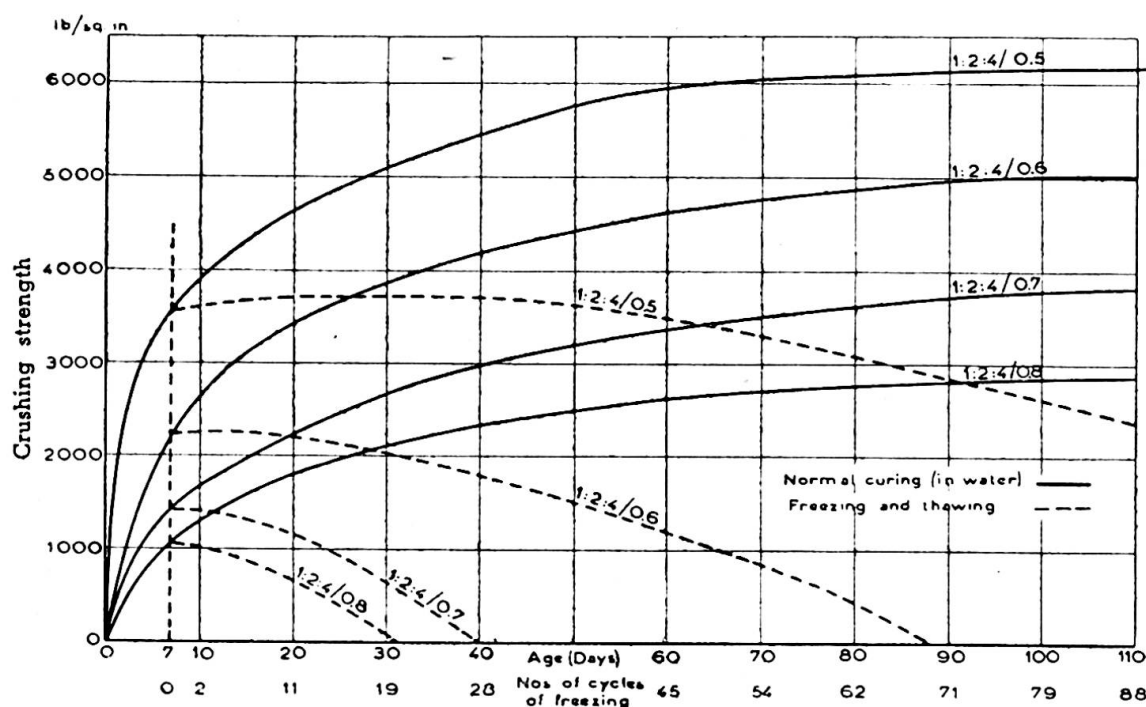
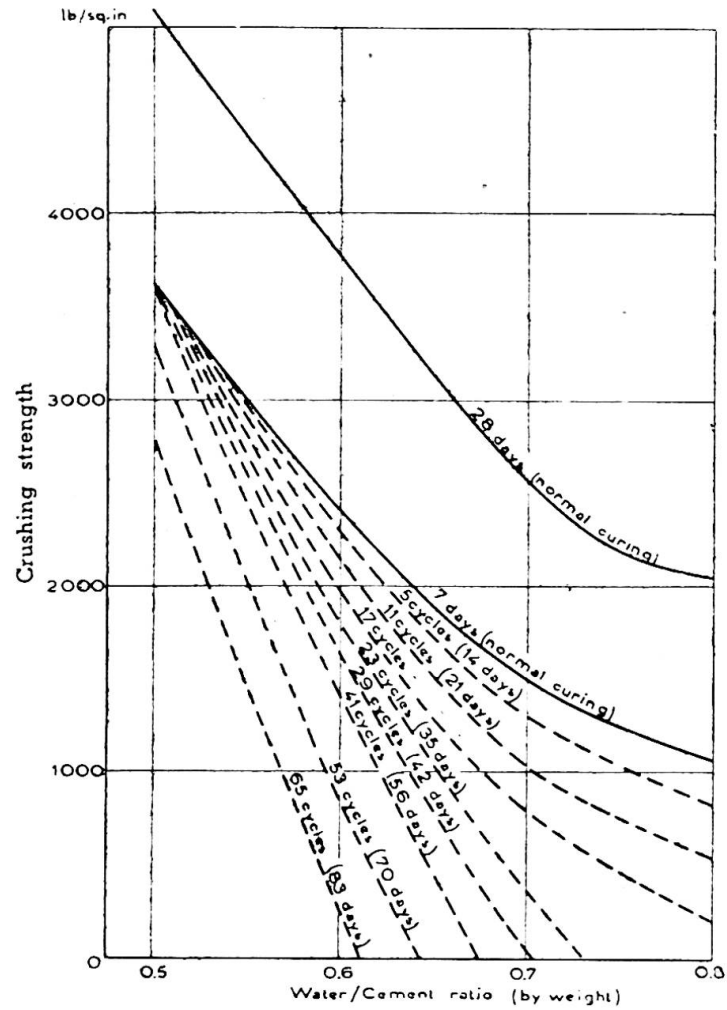


Fig. 1. The effect of water-cement ratio on the frost resistance of concrete.



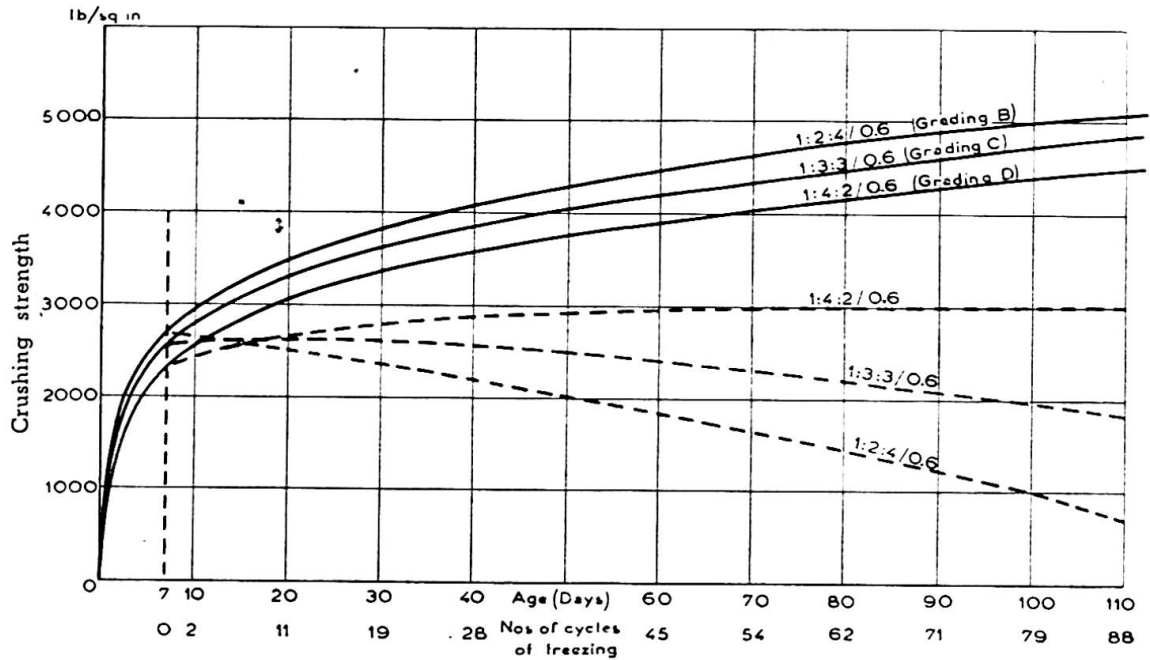


Fig. 4. Effect of aggregate grading on the frost resistance of concrete.

account for the effect of aggregate grading and cement content on the durability of concrete. For a given weight of aggregate, a material having a higher proportion of sand or fine gradings will have a larger total surface area than a material containing less of the small sizes. The cement paste may be considered as being used in two ways, some filling the voids between the aggregate particles and the remainder coating the aggregate particles with a layer of cement paste, the thickness of which depends upon the surface area of the aggregate and the amount of paste available.

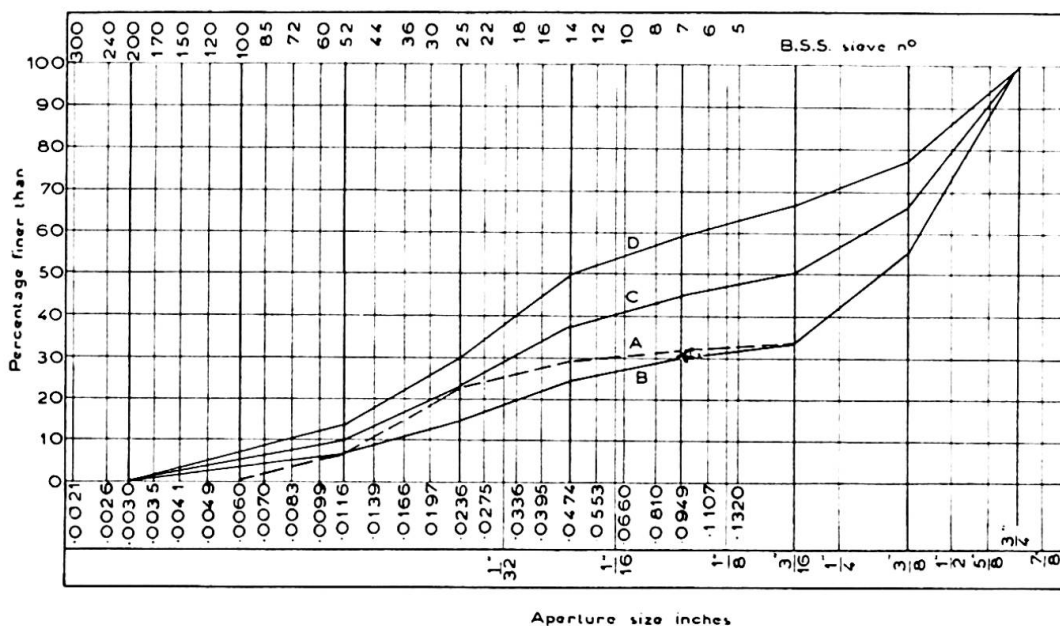


Fig. 5. Grading curves of aggregates.

For similar types of aggregate the percentage volume of voids differs only slightly and therefore the amount of paste left to coat the varying surface areas of the different gradings will be approximately constant and will result in films of cement paste of different thicknesses.

A thin film of cement paste between the aggregate particles will assist in resistance to frost damage in three ways : the structure as a whole is likely to be physically stronger, the total amount of water available will be smaller (assuming the aggregate to have a lower water absorption than the cement paste) and the flow of water to growing ice crystals will be reduced.

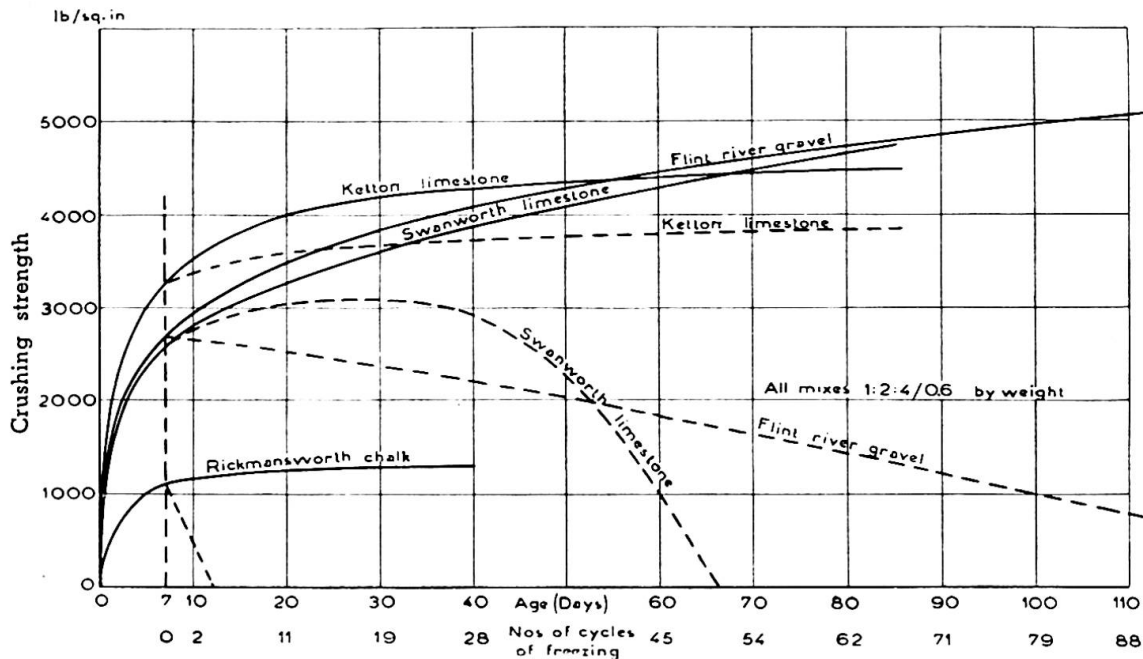


Fig. 6. Effect of limestone and chalk aggregates on the frost resistance of concrete.

d) *Effect of type of aggregate.* Tests were made on concrete containing chalk and limestone aggregate. The chalk was of medium hardness and two types of limestone were used, one of a porous oolitic type and the other a fairly hard limestone. The results are shown in fig. 6.

The concrete made with chalk aggregate disintegrated after 4 cycles of freezing and had a durability factor of 0.04. The limestone mixes were much more durable and both types compared favourably with flint gravel. The hard type had a durability factor of 0.90 and the porous oolitic type a factor of 1.14 but in the latter case the high figure may be due to the limestone having absorbed some of the mixing water and so reduced the effective water-cement ratio.

The special case of the cement grouted road using chalk as the aggregate is referred to later.

e) *Effect of admixtures.* The effects of two different types of admixture on the frost resistance of concrete are illustrated in figs. 7 and 8. These consisted of Vinsol resin and aluminium powder and gave the concrete

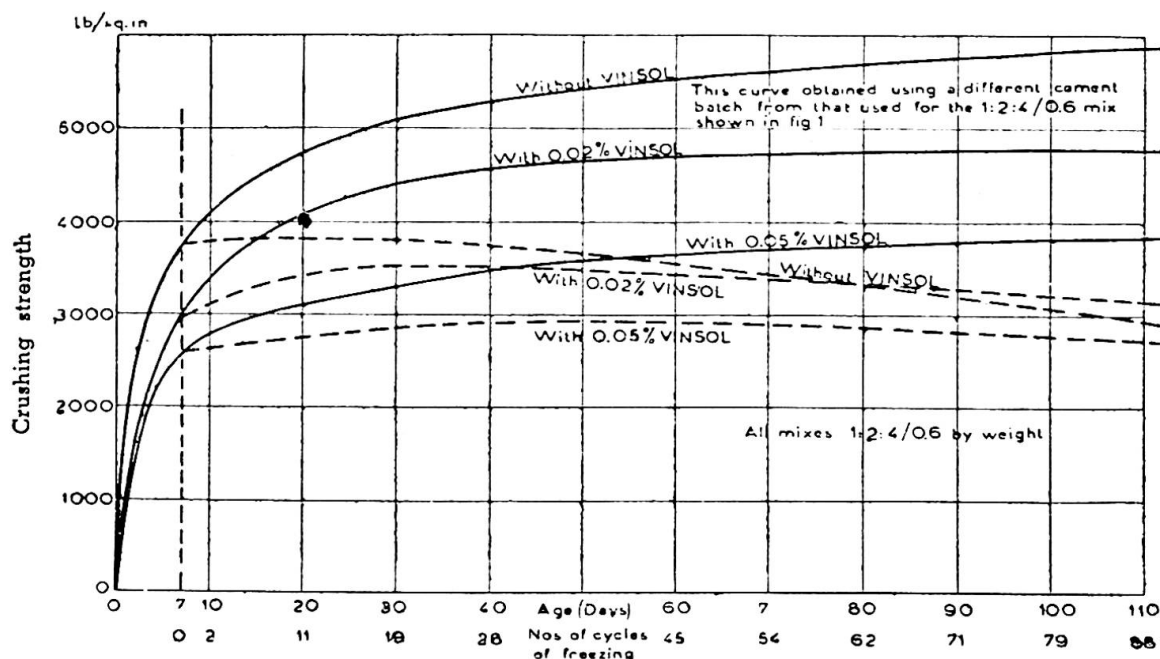


Fig. 7. Effect of addition of Vinsol resin on the frost resistance of concrete.

an improved durability as well as increasing the workability, but in both cases the crushing strength was reduced.

The durability factors and crushing strengths at 28 days of mixes containing varying amounts of Vinsol resin were as follows :

0.98 and 5 010 lb/sq.in with no Vinsol,

1.14 and 4 320 lb/sq.in with 0.02 per cent Vinsol (by weight),

1.12 and 3 370 lb/sq.in with 0.05 per cent Vinsol (by weight).

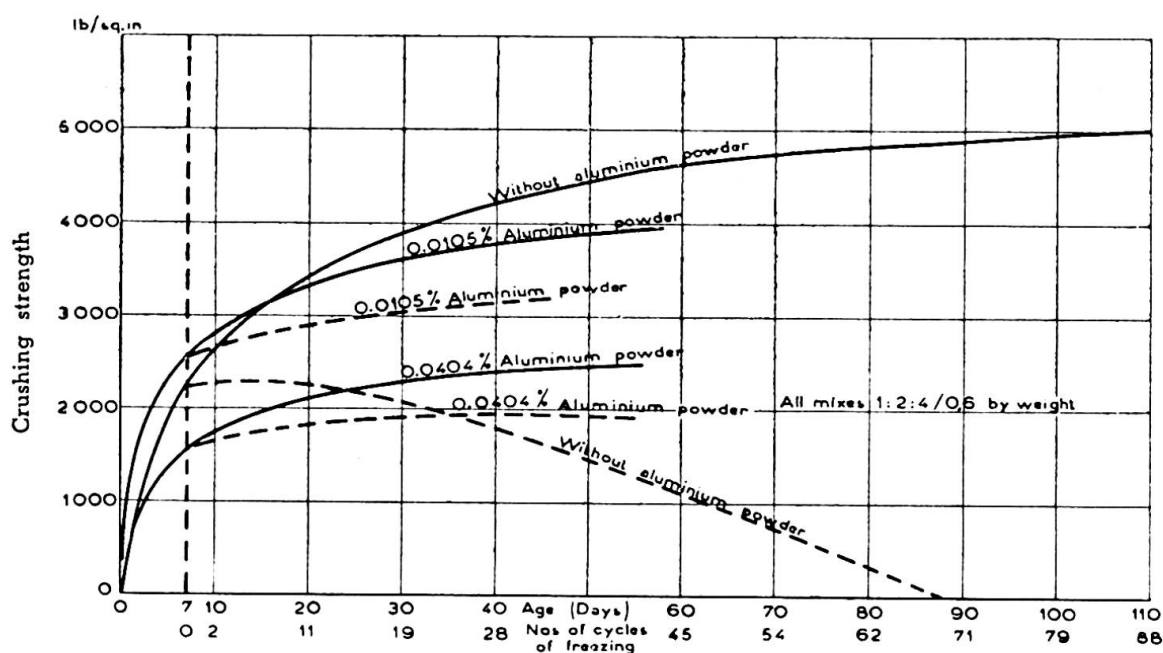


Fig. 8. Effect of addition of aluminium powder on the frost resistance of concrete.

If advantage is taken of the improved workability by reducing the water-cement ratio to the point where the workability of the Vinsol concrete is the same as that of normal concrete, it is likely that the crushing strength would not be appreciably reduced and even better resistance to frost action would result.

The durability factors and 28-day crushing strength of mixes containing aluminium powder were as follows :

- 0.62 and 3 700 lb/sq.in with no aluminium powder,
- 1.37 and 3 500 lb/sq.in with 0.0105 per cent aluminium powder,
- 1.34 and 2 100 lb/sq.in with 0.0404 per cent aluminium powder.

Again, the smaller proportion of aluminium powder gave greater strength and durability.

The improved resistance to frost damage resulting from the use of admixtures was comparatively small and under laboratory conditions could be equally well obtained by using a lower water-cement ratio provided the concrete could still be thoroughly compacted. Under field conditions, where control over mixing cannot be so rigid, there would be advantages in using the admixtures, especially if the water-cement ratio is reduced relative to that of normal concrete to maintain the same degree of workability.

It will be noticed that, for a 1 : 2 : 4/0.6 mix, higher strengths are obtained for the mixes whose results are given in fig. 1 than for those given in fig. 7 : this applies both to cubes cured normally in water and to cubes subjected to freezing cycles. This is probably accounted for by the fact that two different batches of cement were used and shows that, for cements of the same type, a variation in the frost-resisting properties may occur from batch to batch. To eliminate the effect of cement variation, all mixes made to determine the effect of one particular variable were made from the same batch of cement.

Recommendations for the design of concrete mixes to resist damage by frost action

The results illustrated in figs. 1-4 and 6-8 indicate that for concrete to have a good resistance to damage by frost action the following conditions should be fulfilled :

The water-cement ratio should be as low as possible consistent with the ability to compact it fully;

An aggregate which will produce a mix of good workability should be used;

The aggregate itself should be durable;

The cement content should be kept to a minimum.

The durability may be improved by the use of some types of admixture, particularly Vinsol resin.

It has been seen that higher sand contents in a mix gave greater durability when the water-cement ratios were similar. In practice a given degree of workability is generally required and the gradings with the higher sand content would require a higher water-cement ratio if the workability is not to be reduced. As the water-cement ratio has a much bigger influence on the durability of concrete than the thickness of the

cement paste film, it is always preferable to keep the water-cement ratio as low as possible. The grading which produces the mix of greatest workability should therefore be used because of its indirect effect of reducing the water-cement ratio necessary.

Aggregates which have a high silt content or which are composed of very angular particles, both of which reduce the workability of the mix, should be avoided if possible.

The use of chalk as a concrete aggregate

Experiments were carried out at the Road Research Laboratory during the war to examine the conditions in which a chalk aggregate could be made to resist frost effects. The results obtained suggest that, in areas where chalk is the only material economically available as aggregate, it may be used for, say, secondary roads provided that certain precautions are taken during construction. Since chalk is generally too soft to be tumbled about in a concrete mixer without powdering, it was broken to 1 in $-2\frac{1}{2}$ in ($2\frac{1}{2}-6\frac{1}{2}$ cm) in size and placed on the road bed. Cement-sand grout of fluid consistence was then poured into the voids to make a solid mass.

In carrying out the experiments, specimens of grouted chalk, 18 in square $\times$ 6 in deep (46 cm $\times$ 15 cm) were subjected to freezing from the top surface only, the sides and bottom being insulated by means of granulated cork. The cycle consisted of 16 hours at -10°C . and 8 hours in water at 14°C . By this means various methods of preventing frost damage to cement-grouted chalk concrete were examined, including :

Coating the chalk lumps with a protective layer such as tar, pitch, sodium silicate, sump oil or ferric stearate;

Using a grout containing admixtures such as Vinsol, bituminous emulsion or motor oil;

By covering the top surface of the specimens with a thin layer of grout, or grout with hard stone chippings pressed in, or by applying a thin surface coating of bituminous material;

By covering all the surfaces, i.e. top, bottom and sides with a layer of grout approximately $\frac{1}{2}$ in thick.

The last method was the most successful one. This may be carried out in practice in the following manner : The formation is prepared and the side forms are set for a sufficient length to cover about three days' work. Grout is then spread over the formation to a depth of approximately $\frac{1}{2}$ in, preferably being placed on waterproof paper, and allowed to harden for two or three days. Boards, $\frac{1}{2}$ in thick, are then attached to the inside of the forms. The next operation is to spread the chalk aggregate over the hardened layer of mortar to within $\frac{1}{2}$ in of the finished surface level. This is then grouted to fill the interstices of the chalk and the surface given a rough screed finish. If the chalk is sufficiently dry to absorb water rapidly from the grout, it will cause the grout to lose its fluidity before it has penetrated the full thickness and it is therefore necessary to water the chalk well before grouting. As soon as the grout is sufficiently hard (say after 3-4 hours) remove the side boards and fill the gaps with grout and continue grouting over the whole area until within $\frac{1}{4}$ in of the finished surface level. Stone chippings are then applied to provide a wearing surface.

A section of road was laid in this manner in England during the war at a site used by logging and by ammunition lorries. After two severe winters it was still satisfactorily carrying the traffic. Similar roads constructed without the protective coating disintegrated badly during the first winter of exposure.

Conclusions

The resistance of concrete to frost action is primarily dependent upon the water-cement ratio, the resistance to frost damage increasing as the water-cement ratio is reduced;

Variations in the quality of the cement from batch to batch affect the frost resistance of the concrete, and concrete made from a cement which gives a higher strength has a greater resistance to damage by frost action;

For mixes of a given water-cement ratio the durability is improved by the use of a low cement-aggregate ratio, although this will reduce the degree of workability of the mix;

The effect of the water-cement ratio on the resistance of concrete to frost action is very much greater than that of the cement-aggregate ratio, and it is therefore preferable to use the lowest water-cement ratio possible even if this means increasing the cement-aggregate ratio to obtain sufficient workability;

Although the results show that for a given water-cement ratio a high sand content produces a more durable mix, it also reduces the workability. If a given degree of workability is required, it is preferable to reduce the sand content and thereby enable a lower water-cement ratio to be used as this has a much greater effect in improving the durability of concrete than the high sand content;

Concrete made from a hard flint aggregate failed by disintegration of the cement paste alone, the aggregate remaining undamaged;

Concrete made from chalk or porous limestone is liable to fail by disintegration of the aggregate itself and this may occur very rapidly, particularly in the case of chalk;

Cement-grouted chalk aggregate has given relatively good results in resisting frost damage, when surrounded by a layer of mortar;

Concrete made with fairly hard limestone aggregates and having a low water-cement ratio is fairly resistant to the effects of repeated cycles of freezing;

The use of some admixtures such as Vinsol resin and aluminium powder increases the frost resistance of concrete. They also increase the workability of the concrete and so enable the water-cement ratio to be reduced; this is an additional point in favour of the use of such admixtures.

Appendix

Method of calculating durability factors

The durability factor is determined as follows :

(1) The area under the strength curve for concrete subjected to freezing cycles, enclosed by the 7-day ordinate, the strength curve, the 84-day ordinate

and the base line is measured. If the concrete has disintegrated before reaching an age of 84 days then the area enclosed by the 7-day ordinate, the strength curve and the base line is used instead. The area is expressed in units of lb/sq.in $\times$ number of days.

(2) The strength at 7 days (i.e. the strength at the beginning of the freezing cycles) is multiplied by (84 - 7) days.

(3) The Durability Factor is the ratio of (1) divided by (2) and is in non-dimensional units.

In some cases, where the tests were not continued for 84 days, the durability factor was calculated up to the age at which the tests were stopped.

A durability factor of 1.00 would be obtained if there is neither gain nor loss of crushing strength when the concrete is subjected to freezing cycles, and is therefore a useful reference figure.

A durability factor greater than 1.00 indicates that some increase in strength occurred after freezing and thawing commenced.

Résumé

Des recherches ont été entreprises pour déterminer l'effet des considérations suivantes sur la résistance au gel du béton :

- 1° Proportion eau-ciment;
- 2° Teneur en ciment;
- 3° Granulométrie de l'agrégat;
- 4° Espèce d'agrégat;
- 5° Emploi de dosages.

Les essais étaient effectués sur des cubes de béton de 10,2 cm de côté; ceux-ci étaient soumis tous les jours à un cycle de congélation dans de l'air à une température de -20° centigrade, et de dégel dans de l'eau à une température de 14° centigrade. Les dégâts occasionnés par les cycles de congélation étaient mesurés par la réduction de la résistance à l'écrasement des cubes, et enfin par le nombre de cycles nécessaires à la désagrégation complète. Les résultats sont fournis par des séries de graphiques qui donnent d'une part la résistance des cubes à l'écrasement, d'autre part l'âge et le nombre de cycles de congélation. On peut exprimer ces résultats pour chaque genre de béton par un seul chiffre, dit « Facteur de Durabilité ». Une explication de l'effet de la teneur en ciment et de la granulométrie de l'agrégat sur la durabilité du béton est suggérée.

La comparaison entre des essais de laboratoire et des essais sur le chantier, souligne la sévérité des essais de laboratoire et la vitesse relative avec laquelle les résultats peuvent être obtenus. Des recommandations sont données concernant les conditions à imposer au béton pour lui permettre de résister aux dégâts de l'effet de gel. Les conclusions principales sont :

- a) La durabilité du béton dépend premièrement de la proportion eau-ciment, et plus cette proportion s'abaisse, plus la durabilité augmente;
- b) La durabilité est améliorée par l'application de mélanges qui comportent une basse teneur en ciment en rapport avec l'agrégat;
- c) Quelques agrégats de craie et de pierre à chaux produisent un béton qui possède une résistance satisfaisante à l'action de congélation, pourvu qu'une faible proportion eau-ciment soit employée dans le gâchage;

d) Quelques additions qui produisent un entraînement d'air, fournissent un gâchage dont la durabilité et la maniabilité sont améliorées, mais en général ceci est accompagné d'une réduction de la résistance à l'écrasement.

Un cas spécial de l'effet d'un genre d'agrégat, est celui de l'usage de la craie dans la construction des routes à coulis de ciment : des essais étaient effectués pour déterminer les conditions dans lesquelles ce matériau peut être employé.

Zusammenfassung

Es wurde eine Untersuchung über den Einfluss der folgenden Faktoren auf die Frostbeständigkeit von Beton vorgenommen :

- 1) Wasserzementfaktor.
- 2) Zementbeigabe.
- 3) Kornzusammensetzung.
- 4) Art der Zuschlagstoffe.
- 5) Verwendung von Zusatzmitteln.

Die Prüfungen wurden an Betonprobewürfeln von 10,2 cm Kantenlänge durchgeführt, die einem täglichen Wechsel von Gefrieren in der Luft bei -20°C und Auftauen in Wasser von ungefähr 14°C unterworfen waren. Der Schaden durch das periodische Gefrieren und Auftauen wurde an der Verringerung der Druckfestigkeit des Betons und an der Anzahl der Perioden gemessen, die notwendig waren, um eine völlige Zerstörung des Betons herbeizuführen. Die Ergebnisse werden an Hand von Kurvendiagrammen dargestellt, in denen die Druckfestigkeit der Probewürfel einerseits und ihr Alter und die Anzahl der Perioden andererseits aufgetragen wurden. Diese Ergebnisse können für jegliche Art Beton als ein rein zahlenmässiges Verhältnis ausgedrückt werden. Man nennt sie die Beständigkeitswerte (durability factor). Für den Einfluss der Zementbeigabe und der Kornzusammensetzung wird eine Erklärung vorgeschlagen.

Der Vergleich der Laboratoriums- mit den Baustellenprüfungen zeigt deutlich die Genauigkeit der Laboratoriumsprüfungen und die kurze Zeit, in der die Ergebnisse erzielt werden können. Es werden Anregungen bezüglich der Erfordernisse gemacht, die zur Frostbeständigkeit des Betons nötig sind. Die wichtigsten Schlussfolgerungen sind :

a) Die Betonbeständigkeit hängt in erster Linie vom Wasserzementfaktor ab und nimmt mit geringerem Wasserzementfaktor zu.

b) Die Beständigkeit wird durch die Verwendung von Mischungen mit geringem Zement-Zuschlagstoffverhältnis erhöht.

c) Einige Kreide- und Kalksteinzuschlagstoffe ergeben einen Beton, der mit geringem Wasserzementfaktor eine genügende Frostbeständigkeit aufweist.

d) Einige luftzuführende (air-entraining) Zusätze ergeben eine Mischung von verbesserter Beständigkeit und Verarbeitbarkeit. Die Druckfestigkeit wird jedoch dabei gewöhnlich verringert.

Ein besonderer Fall betrifft den Gebrauch von Kreide beim Betonstrassenbau, wobei Versuche über die Anwendbarkeit dieses Materials durchgeführt wurden.

Summary

An investigation has been made to determine the effect of the following factors on the frost-resistance of concrete :

- 1) water-cement ratio,
- 2) cement content,
- 3) aggregate grading,
- 4) type of aggregate,
- 5) use of admixtures.

The tests were carried out on 4-in. (10.2 cm) concrete cubes subjected to daily cycles of freezing in air at -20° Centigrade and thawing in water at about 14° Centigrade. The damage done by the freezing cycles was measured by the reduction in the crushing strength of the cubes, and ultimately by the number of cycles required to cause complete disintegration. The results are given by means of a series of graphs showing the crushing strengths of cubes plotted against age and number of freezing cycles. These results for each type of concrete may be expressed by a single number, called the Durability Factor. A suggested explanation is given of the effect of cement content and aggregate grading on the durability of concrete.

The correlation of laboratory tests with field tests emphasises the severity of the laboratory tests and the comparative rapidity with which the results may be obtained. Recommendations are given for the requirements of a concrete to resist damage by frost action. The principal conclusions reached are :

a) The durability of concrete is primarily dependent upon the water-cement ratio, and the lower the water-cement ratio the greater the durability.

b) The durability is improved by the use of mixes having low cement paste-aggregate ratios.

c) Some chalk and limestone aggregates produce a concrete having satisfactory resistance to frost action provided a low water-cement ratio is used in the mix.

d) Some air-entraining admixtures produce a mix having improved durability and workability, but this is generally accompanied by a reduction in crushing strength.

A special case of the effect of aggregate type concerns the use of chalk in cement-grouted road construction and experiments were carried out to determine the conditions under which this material could be used.

IIa5

Etude sur la fissuration des ouvrages en béton armé

Untersuchung über Rissbildung in Eisenbetonbauten

**Investigation on formation of cracks
in reinforced concrete structure**

GEORG WÄSTLUND

Professor of Structural Engineering
and Bridge Building,
Royal Institute of Technology, Stockholm
Director, Swedish Cement
and Concrete Research Institute
at the Royal Institute of Technology,
Stockholm

&

PER OLOV JONSON, C. E.

Swedish Cement
and Concrete Research Institute,
at the Royal Institute of Technology,
Stockholm

Introduction

Formation of cracks in reinforced concrete structures has met with *increasing attention since high-grade reinforcement steels with higher allowable stresses came into use*. The width of cracks increases with increasing stress in reinforcement, irrespective of the steel grade.

In order to contribute to the elucidation of the crack formation problem, an investigation on this subject is being carried on by the Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Royal Institute of Technology, Stockholm, in cooperation with the Institution of Structural Engineering and Bridge Building at the Royal Institute of Technology, Stockholm, and the Construction Department of the Royal Administration of Roads and Waterways. The main purpose of this investigation is to provide information regarding crack formation in reinforced concrete bridges. The investigation comprises laboratory tests as well as records and measurements of cracks in existing bridges. Moreover, the investigation will in the near future include a theoretical study of the problem in order to deduce formulae for the approximate calculation of the maximum width of cracks.

The object of the laboratory tests was to examine crack formation in T-beams submitted to positive and negative moments. In connection herewith a more detailed study of the strength of bond between concrete and reinforcement in progress.

The present paper deals in the first place with crack formation in

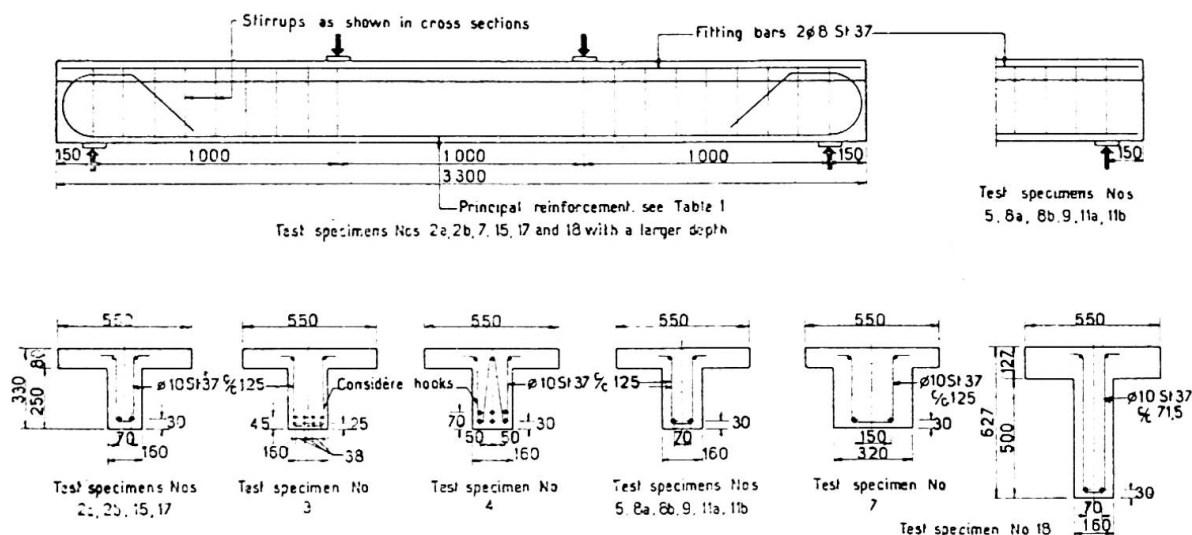


Fig. 1. Specimens used in tests regarding formation of cracks in T-beams subjected to positive moments. For test data, see Table 1.

beams subjected to positive moments, since it is only this part of the investigation that can be regarded as completed. Furthermore, a condensed account is given of some tests made on T-beams acted upon by negative moments, and some preliminary results of these tests are briefly stated.

Crack formation in T-beams submitted to *positive* moments has previously been dealt with more completely in *Proceedings of the Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Royal Institute of Technology, Stockholm, No. 10, 1947*, reprinted from the review *Betong* (Concrete), No. 2, 1947 (49 pages, 12 tables, 52 figures, in Swedish).

1. Study of crack formation in T-beams subjected to positive moments

A. LABORATORY TESTS

The laboratory tests were made in order to examine the effects on crack formation in T-beams by the following four factors, viz., 1) diameter of reinforcement bars, 2) ratio of reinforcement, 3) surface properties of reinforcement bars (plain bars and deformed bars), and 4) quality of concrete.

The test specimens are shown in fig. 1 and further test data are given in table 1. The test specimens differed in respect of the factors enumerated above. The tests were made as accurately as possible so as to curtail accidental errors. Thus, for instance, the concrete used for all test specimens was made of dried aggregate which was screened into separate fractions in advance. This was done in order to ensure uniform composition of the concrete used for making test specimens at different times. Accordingly, difference between the strength values was slight. The concrete was worked by hand in the forms, and had a slump of about 7 cm.

All cracks formed during the tests were successively studied, and their development was recorded. The widths of all cracks on both sides of the beam were measured on a level with the reinforcement by means of a microscope with an accuracy of about 1/100 mm.

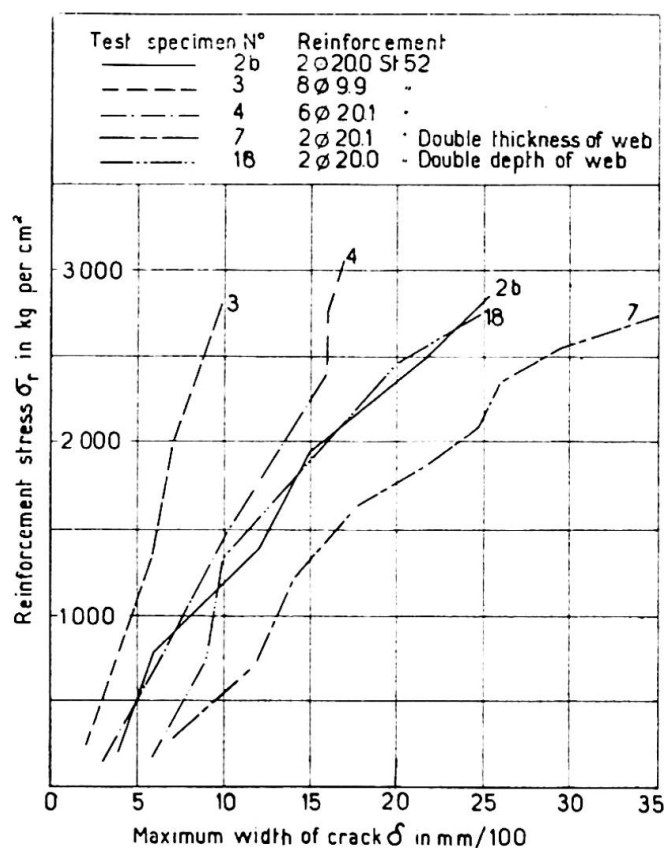


Fig. 2. Width of largest crack δ as a function of the reinforcement stress σ_r during the third application of load to five test beams differing in diameter of reinforcement bars (Nos. 2b and 3), ratio of reinforcement (Nos. 2b and 4), thickness of web (2b and 7), and depth of web (2b and 18).

In addition to the width of cracks, the total elongation of the beams was measured between the points of application of load. The deflections of the beams were measured at five points.

The reinforced concrete beams were tested in stages by repeated application and removal of load.

The results of the crack measurements are briefly summarised in fig. 2 to 4 and in table 1. They represent only the width of the *largest* crack observed during the *third* series of load application. The reason is that, in examining the test results, the greatest importance was attached to the behaviour of the beams during this load series, where the maximum load was equal to 3/4 of the ultimate load.

Diameter of reinforcement bars. The effect produced by the size of the diameter of reinforcement bars on the width of cracks is shown in fig. 2, vide test specimens Nos. 2b and 3 which were identical in every respect except for the diameter of the reinforcement bars. These curves show that the width of cracks increases almost linearly with the diameter of the reinforcement bars.

Ratio of reinforcement. The influence of the ratio of reinforcement on the width of cracks is illustrated by the results obtained from the tests made on specimens Nos. 2b and 4, in fig. 2. The curves show that the width of the largest crack observed on specimen No. 4, in which the area of reinforcement was three times as large as in specimen No. 2b, is slightly smaller with the same reinforcement stress. Under these circumstances an *increased ratio of reinforcement was favourable*.

Furthermore, the effect of the ratio of reinforcement can be exemplified

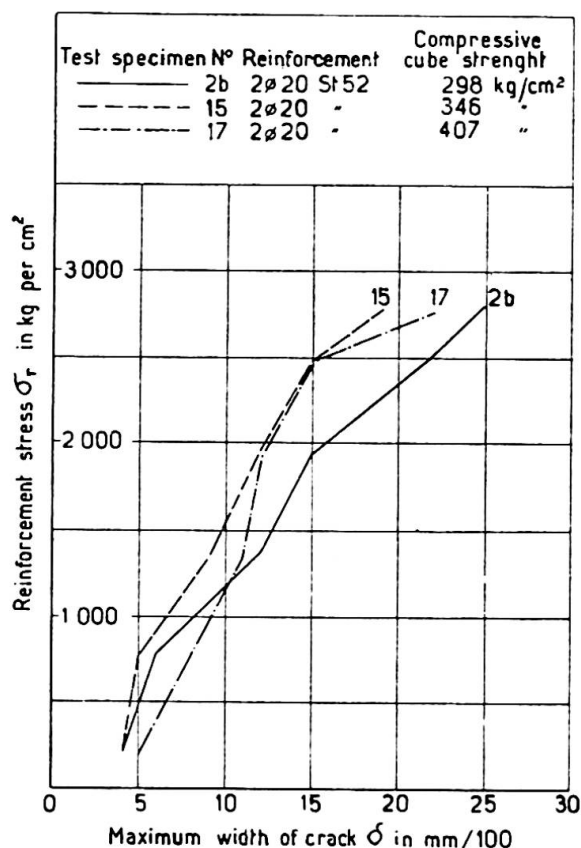
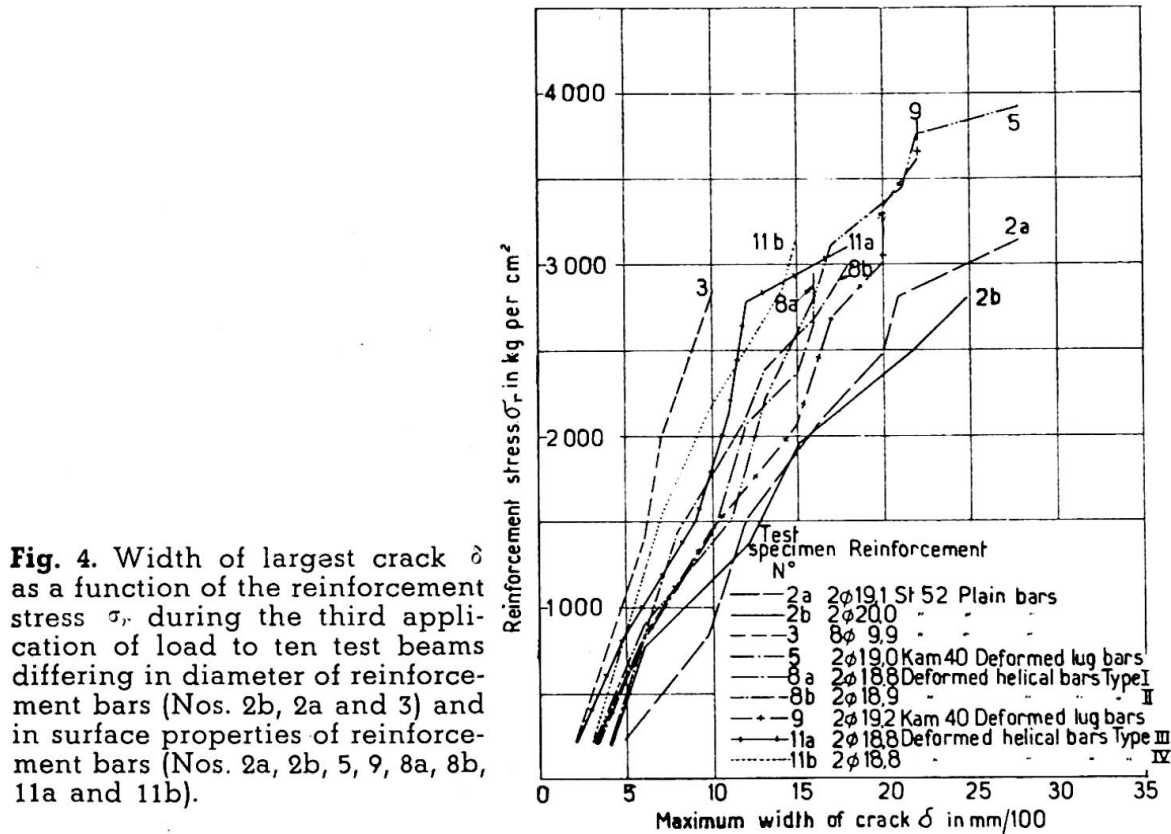


Fig. 3. Width of largest crack δ as a function of the reinforcement stress σ_r during the third application of load to three test beams differing in concrete strength.

by a comparison of test beams Nos. 2b, 7 and 18. These beams are provided with the same reinforcement, viz., 2 bars of 20 mm diameter, but the ratio of reinforcement of beam 2b is about twice as great as that of beams Nos. 7 and 18, because the latter two beams have twice the thickness and depth of web respectively. It will be seen from fig. 2 that *an increase in the thickness of web gives rise to a considerable increase in the width of cracks*. On the other hand, an increase in the depth of web is not likely to bring about an increase in the width of cracks. In all probability, it is the ratio of reinforcement in a relatively limited portion of the area under tension of the beam that influences the development of cracks. Consequently, the thickness of web should be only just large enough to ensure that the reinforcement is safely embedded in concrete.

Quality of concrete. The influence exerted by the quality of concrete on the width of cracks was investigated by tests made on three specimens. The results of these tests are reproduced in fig. 3. The compressive cube strength of the concrete (cube size $20 \times 20 \times 20$ cm) increases in the order : Nos. 2b, 15 and 17, but the curves in the diagram do not follow the same sequence. Therefore, these tests do not give any definite information as to the effect of the quality of concrete.

Surface properties of reinforcement. Fig. 4 shows the effect produced on the width of cracks by the surface properties of the reinforcement bars. All test specimens referred to in fig. 4 were identical in respect of cross-section and quality of concrete, and nearly equivalent as regards the ratio of reinforcement, but they differed as to type of reinforcement (see table 1). The greatest widths of cracks were observed on test beams Nos. 2a and 2b



which were reinforced with 2 plain bars, 19.1 mm in diameter, and 2 plain bars, 20 mm in diameter, respectively, whereas the smallest width of cracks was observed on the test beam No. 3 which was reinforced with 8 plain bars, 9.9 mm in diameter. The widths of cracks which were obtained in tests made on beams reinforced with various types of deformed bars, 19 mm in diameter, were between these upper and lower limits. Test specimens Nos. 5 and 9 were identical in design. Both these beams were reinforced with deformed bars of the transverse lug type which is standardised in accordance with Swedish State Specifications for Cement and Concrete. Test specimens Nos. 8a, 8b and 11a were approximately equivalent to specimens Nos. 5 and 9, and were reinforced with deformed helical bars, types I, II and III. The results obtained in the case of test beam No. 11b, which was reinforced with deformed helical bars of type IV, were appreciably better. These four types of deformed helical bars were made for tests only, and will not be manufactured for sale. They differ in the pitch angle formed by the helical ridge and the longitudinal axis of the bar. The respective pitch angles of the four types of deformed helical bars were 27°, 36°, 45° and 52°. The larger the pitch angle, the greater the number of turns of the helix per unit length of bar.

Fig. 4 shows that the width of cracks observed on test beams reinforced with deformed lug and helical bars were smaller than those obtained in the case of the corresponding plain bars. However, the difference is not so great as might perhaps have been assumed.

Some test results which throw more light on the problems discussed above are given in table 1. The results of tests made on plain concrete beams are also reproduced in table 1.

Test specimen N°	Reinforcement and Remarks	Yield strength of reinforcement bars kg/cm ²	Compressive cube strength (cube size 20×20×20 cm) σ_c 28 kg/cm ²	Computed (1) tensile stress in bending set up in concrete at first crack kg/cm ²
1	Plain concrete.	—	280	30.4
2 a	2 $\emptyset$ 19,1 St 52, plain bars.	3 670	278	29.1
2 b	2 $\emptyset$ 20,0 St 52, plain bars.	3 810	298	32.7
3	8 $\emptyset$ 9,9 St 52, plain bars.	3 640	276	39.6
4	6 $\emptyset$ 20,1 St 52, plain bars.	3 680	271	31.8
5	2 $\emptyset$ 19,0 Kam 40, deformed lug bars (°).	4 240	283	36.9
7	2 $\emptyset$ 20,1 St 52, plain bars. Double thickness of web. Cf. Fig. 1.	3 680	283	21.7
8 a	2 $\emptyset$ 18,8 Deformed helical bars, type I (°).	4 290	281	32.6
8 b	2 $\emptyset$ 18,9 Deformed helical bars, type II.	4 300	290	32.0
9	2 $\emptyset$ 19,2 Kam 40, deformed lug bars.	4 420	321	28.2
11 a	2 $\emptyset$ 18,8 Deformed helical bars, type III.	4 950	319	28.2
11 b	2 $\emptyset$ 18,8 Deformed helical bars, type IV.	4 900	302	29.3
14	Plain concrete.	—	345	25.5
15	2 $\emptyset$ 20,0 St 52, plain bars.	3 810	346	23.2
16	Plain concrete.	—	355	23.7
17	2 $\emptyset$ 20,0 St 52, plain bars.	3 810	407	31.7
18	2 $\emptyset$ 20,0 St 52, plain bars. Double depth of web. Cf. Fig. 1.	»	314	31.5

B. CRACK MEASUREMENTS ON BRIDGES

In addition to laboratory tests, crack measurements were made on seven bridges. The purpose of these measurements was to provide information as to development, distribution and width of cracks in actual structures.

Up to now, only results of measurements concerning crack formation in structural members submitted to *positive moments* have been worked out. Some characteristic data on the bridges subjected to the crack measurements are given in table 2.

In general, crack measurements covered half the length of each bridge. All concrete surfaces were closely examined, and the cracks were marked, recorded and mapped. The width of cracks was measured with an accuracy of about 2/100 mm by means of a microscope. During the measurements of the width of cracks, the bridges were mainly subjected to dead load stresses (due to the weight of the bridge and the earth pressure), and possibly also to temperature and shrinkage stresses. On the other hand, no live loads were applied to the bridges during the measurements.

All the seven bridges showed fairly regular formation of cracks. In the central portions of the spans the cracks were located in the lower parts of the girders, and the distance between the cracks varied from a few centimetres to about one metre. In general, the distance between cracks did not exceed 40 to 50 cm. On continuous bridges no cracks had formed in the vicinity of the zero moment points, but cracks were observed over supports in the upper parts of the girders and in the bridge deck.

No damage caused by crack formation in girders, due to positive moments, was detected on the bridges, just as could be expected, because most of the bridges were but a couple of years old. The oldest bridge,

Computed (2) Reinforcement stress at first crack kg/cm ²	Width of largest crack in mm/100 during third loading at a computed reinforcement stress (2)		(4) Maximum distance between cracks cm
	$\sigma_r=1600$ (3) kg/cm ²	$\sigma_r=1900$ (3) kg/cm ²	
—	—	—	—
1 020	13	—	23.0
1 062	13	—	22.5
1 368	6	—	11.2
600	11	—	15.0
1 336	—	12	17.8
1 070	18	—	32.2
1 124	—	12	14.5
1 127	—	11	18.2
979	—	14	15.8
1 009	—	10	16.5
1 024	—	9	17.3
—	—	—	—
756	10	—	22.3
—	—	—	—
1 045	12	—	22.4
1 598	13	—	25.5

TABLE 1. *Data on Reinforcement, Strength of Concretes at First Crack, Maximum Width of Crack, Maximum Distance Between Cracks, etc.*

(1) These stresses are computed on the assumption that the concrete, in conjunction with the reinforcement ($n = 15$), is able to withstand both tensile and compressive stresses.

(2) These stresses are computed on the assumption that the concrete is not able to withstand any tensile stresses.

(3) Permissible stresses for the respective steel grades stipulated in present Swedish State Specifications for Cement and Concrete (Staten off. utredningar 1942: 44).

(4) Maximum distance between two adjacent cracks measured after loading to yield strength of reinforcement.

(5) Distorted lug bars, Kam 40, with transverse lugs, are standardised according to the present Swedish State Specifications for Cement and Concrete and are manufactured for sale.

(6) Distorted helical bars were manufactured for tests only. These four types differ in the pitch angle between longitudinal axis of the bar and the helical ridge. The respective pitch angles of the types I to IV are 27°, 36°, 45° and 52°.

which is referred to as No. 6, was 10 years old at the time of examination.

On the other hand, lime bleeding was observed along many cracks in the bridge deck and in beams along the edges of the deck. This observation was made on one bridge, provided with a wearing top layer forming part of the load-bearing slab, without any special insulating layer, as well as on other bridges, which were provided with a waterproofing membrane between the load-bearing slab and the concrete pavement. On the first mentioned bridge it took rainwater only a few minutes to pass through cracks about 10 mm/100 in width. On the other hand, no similar water penetration phenomena were observed on the bridges provided with waterproofing membranes.

The widths of the largest tensile cracks formed in the lower parts of the girders on account of positive moments are given in table 2. In general, these cracks are so small that they do not expose the stability of the structure to any serious danger. It is to be noted, however, that all bridges subjected to examination, with the exception of bridge No. 7, were reinforced with bars made of standard steel St 44. If standard steel St 52 had been employed for reinforcement, and if use had been made of the higher allowable stresses specified for this grade of steel, then the width of cracks would certainly have been greater.

2. Study of crack formation in T-beams subjected to negative moments

LABORATORY TESTS

The investigation of crack formation in T-beams subjected to negative

Bridge (2) N°	Total number of spans	Examined spans N°	Length of span m	Depth of girder (slab)		Width of girder (slab) at lower edge cm	(3) Tensile rein- forcement at lower edge of girder (slab) at centre of span	Strength of concrete stipulated in specification (cube size 20x20x20 cm, kg/cm ²)
				at centre of span cm	at supports cm			
1	2	I	35.0	119.5	219.5	68	21 $\emptyset$ 32	370
2	2	I	20.0	86.0	154.5	48	10 $\emptyset$ 32 + 2 $\emptyset$ 19	315
3	2	I	25.0	88.5	171.5	48	12 $\emptyset$ 32	340
4	5	I and V II	8.2	35.0	71.0	560	36 $\emptyset$ 20	250
			11.2	»	»	»	54 $\emptyset$ 20	»
5	5	I	46.3	255.2	507.0	70 (5)	34 $\emptyset$ 32	340
		II	58.0	»	»	»	26 $\emptyset$ 32	»
		III	»	»	»	»	30 $\emptyset$ 32	»
6	5	Outer girder						
		I	10.0	105.0	105.0	70	11 $\emptyset$ 32	330
		II	11.5	»	»	»	8 $\emptyset$ 32	»
		III	11.5	»	»	»	9 $\emptyset$ 32	»
		Inner girder						
		I	10.0	100.0	100.0	60	11 $\emptyset$ 28	»
7	4	I	26.75	136.5	307.4	50	15 $\emptyset$ 31	310
		II	31.50	»	326.3	»	9 $\emptyset$ 31	»

moments is not yet completed. Accordingly, only some preliminary results are given below.

All test beams used in negative moment tests were identical in respect of the concrete area, see fig. 5, test specimen No. 102. The quality of concrete and total area of reinforcement were approximately equal in all test beams, whereas diameter and distribution of reinforcement bars varied. Reinforcement of four test specimens is shown in fig. 5. These test beams were reinforced with plain bars made of standard steel St 52. The theoretical span of the beams was 4.0 m. Each beam was subjected to two symmetrical concentrated loads, and the distance between loads was 1.28 m.

In these tests, the widths of transversal cracks were measured at the intersection of the cracks and four longitudinal gauge lines A, B, C and D. Positions of the gauge lines are indicated in fig. 5, see test specimen No. 107. Furthermore, reinforcement stresses in several bars of test beams Nos. 106, 107 and 111 were measured at the centre of a span. The deflections of the flange were measured along *three* longitudinal gauge lines on the test beams referred to above and along *one* gauge line on the other test specimens.

The following principal conclusions can be drawn from the preliminary test results.

1. It appears that distribution of reinforcement bars across the whole

TABLE 2. *Characteristic Data on Bridges Subjected to Crack Measurements* ⁽¹⁾.

Computed dead load stress in reinforcement at centre of span kg/cm ²	(4) Width of largest cracks observed at lower edges of bridge girder mm/100
594	15,15,15,15,15,14,14,14
544	14,10,10,9,9,9,9,9
522	25,25,25,25,24,22,22,21
302 600	15,12,10,8,5 — — — 16,16,16,15,14,13,13,13
875 755 777	35,30,30,30,25,22,22,22 25,20,20,20,20,18,18,18 22,22,20,20,20,18,15,15
500 372 378	15,13,13,12,12,12,12,10 16,13,11,11,10,10,9,8 12,12,12,12,11,10,8,7
590 435 394	14,14,12,12,11,11,10,10 19,12,11,10,10,10,10,10 11,10,8,8,8,7,7,6
030 780	20,15,15,15,14,13,12,12 22,22,20,20,20,18,15,15

(1) Cross-sections at centres of bridge spans and distribution of cracks in some girders and bridge decks are shown in *Proceedings of the Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Royal Institute of Technology, Stockholm*, No. 10, 1947.

(2) Bridges Nos. 1, 2 and 3 are girder frame bridges. Bridge No. 4 is a slab frame bridge. Bridges Nos. 5, 6 and 7 are continuous girder bridges.

(3) Bridges Nos. 1 to 6 are reinforced with plain bars made of standard steel, St 44. Bridge No. 7 is reinforced with deformed lug bars, Kam 40.

(4) It seems that these values have been exceeded at the construction joints where accurate measurements were rendered difficult by the vague contours of the cracks.

(5) The girders of this bridge are similar in shape to I-girders.

Gauge line	Observed width of cracks in mm/100			
	A	B	C	D
Test specimen N° 102 . . .	115	35	40	80
Test specimen N° 107 . . .	10	55	50	15
Test specimen N° 106 . . .	8	12	10	12
Test specimen N° 111 . . .	19	11	13	18

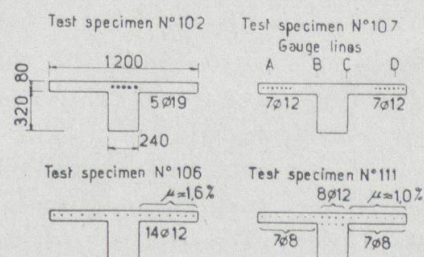
TABLE 3. *Maximum width of cracks observed on four test beams during the third application of load at a reinforcement stress of 1600 kg per cm². Cf. fig. 5.*

Fig. 5. Cross-section and reinforcement of four specimens used in tests regarding formation of cracks in beams subjected to negative moments.

flange, see test specimen No. 106, considerably reduces the width of cracks. This may be inferred from table 3 which gives a comparison of widths

of cracks measured on the four test specimens shown in fig. 5. The greatest width of cracks was observed in the case of test specimen No. 102.

2. Reinforcement stresses observed in the tests were practically equal in all bars at the same height, irrespective of their position with reference to the web. All reinforcement bars can therefore be regarded as almost equally effective.

3. Ultimate loads of all specimens subjected to the tests were approximately equal. These loads were determined by the yield strength of the reinforcement.

Résumé

Le présent rapport décrit une étude qui porte sur la fissuration des ouvrages en béton armé. Cette étude comprend des essais de laboratoire effectués sur des poutres en T et des mesures des fissures produites dans les ponts existants. Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer l'influence exercée par divers facteurs sur la fissuration du béton. Une série de poutres d'essai a été soumise aux moments positifs. Les résultats de ces essais peuvent être résumés comme suit : 1° la largeur des fissures augmente en fonction presque linéaire du diamètre des barres d'armature; 2° la largeur des fissures est légèrement réduite par l'augmentation du rapport des sections de l'armature et du béton; 3° l'emploi des barres à entailles et des barres hélicoïdales, au lieu des barres lisses, réduit la largeur des fissures, dans la supposition que les diamètres des barres d'armature et les efforts dans l'armature soient égaux; 4° l'effet produit sur la largeur des fissures par la résistance du béton à la compression mesurée aux cubes d'épreuve est peu important.

Une autre série de poutres d'essai a été soumise aux moments négatifs. Les résultats préliminaires de ces essais montrent que la largeur des fissures diminue si les barres d'armature sont convenablement réparties sur toute la largeur de l'aile de la poutre.

Dans les mesures des fissures effectuées sur les ponts existants, les fissures ont été enregistrées et la largeur des fissures a été mesurée sur sept ponts. La fissuration était assez régulière sur tous les sept ponts. En général, un grand nombre de fissures a été observé sur chaque pont.

Zusammenfassung

Der Bericht behandelt eine Untersuchung über die Rissbildung in Eisenbetonbauten. Die Untersuchung zerfällt in Laboratoriumsversuche an T-Trägern und Rissmessungen an fertigen Brücken. Bei einer der Versuchsreihen wurden die Träger von positiven Momenten beansprucht. Die Ergebnisse dieser Versuche können in aller Kürze wie folgt zusammengefasst werden : 1. die Rissbreite nimmt ungefähr geradlinig mit dem Durchmesser der Bewehrungseisen zu; 2. die Rissbreite wird bei zunehmendem Bewehrungsverhältnis etwas verringert; 3. die Bewehrung aus Rippen- und Spiralstahl ergibt bei gleichem Durchmesser und gleicher Bewehrungsspannung kleinere Rissbreiten als glatte Rundstahlbewehrung; 4. die Würfel-festigkeit des Betons übt auf die Rissbreite keinen wesentlichen Einfluss aus.

Bei einer anderen Versuchsreihe wurden die Träger von negativen Momenten beansprucht. Die vorläufigen Ergebnisse dieser Versuche zeigen, dass die Rissbreite kleiner wird, wenn die Bewehrungseisen über die ganze Breite des Trägerflansches gleichmässig verteilt werden.

Bei den an sieben fertigen Brücken vorgenommenen Messungen wurden die Risse verzeichnet und die Rissbreite gemessen. Die Rissbildung war bei sämtlichen untersuchten Brücken ziemlich regelmässig, und die Risse waren bei jeder Brücke gewöhnlich in grosser Zahl vorhanden.

Summary

This paper deals with an investigation on crack formation in reinforced concrete structures. The investigation comprises laboratory tests on T-beams and crack measurements on seven bridges. The purpose of the laboratory tests was to determine the effects produced by various factors on crack formation. One series of test specimens was subjected to positive moments. The results of these tests can briefly be summarised as follows : 1° width of cracks increases almost linearly with the diameter of reinforcement bars; 2° width of cracks becomes slightly smaller as the ratio of reinforcement increases; 3° the use of deformed lug and helical bars, as compared with plain bars, reduces the width of cracks, assuming the diameters of reinforcement bars and the stresses set up in the reinforcement to be the same; 4° the compressive cube strength of concrete does not exert any notable influence on the width of cracks.

Another series of test specimens was submitted to negative moments. The preliminary results of these tests show that the width of cracks is reduced when reinforcement bars are properly distributed across the whole flange of the beam.

In the crack measurements made on seven bridges, cracks were recorded and the width of cracks was measured. All these bridges showed fairly regular formation of cracks, and the number of cracks observed on each bridge was usually large.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Ila6

Essai dynamique du béton par une méthode supersonique ⁽¹⁾

Die dynamische Prüfung von Beton mittels einer supersonischen Methode ⁽¹⁾

The dynamic testing of concrete by a supersonic method ⁽¹⁾

R. JONES

B. Sc., Ph. D.
Harmondsworth

Introduction

In recent years, non-destructive methods of testing concrete have been developed in both Great Britain and America based on the measurement of the velocity of sound waves in the material. It has been found that the velocity is related to some of the other properties of concrete, and to its treatment after casting.

In America ⁽²⁾, a testing technique has been developed based on the measurement of the natural frequency of transverse vibration of concrete beams from which the velocity of sound in the material, and thence the elastic modulus, are deduced.

The advantages which are claimed for this method of test are :

The method is non-destructive and hence the same specimen may be employed to investigate the effects of factors such as ageing, frost damage, etc.;

Changes in the quality of the concrete may be related to changes in the dynamic elastic modulus;

⁽¹⁾ Crown copyright reserved.

⁽²⁾ THOMSON, W. T., *Measuring changes in physical properties of concrete by the dynamic method* (American Society for Testing Materials, Vol. 40, 1940, pp. 1113-1121).

OBERT, L. and W. I. DUVALL, *Discussion of dynamic methods of testing concrete with suggestions for standardisation* (American Society for Testing Materials, Vol. 41, 1941, pp. 1053-1071).

LONG, B. G., H. J. KURTZ and T. A. SANDERSON, *An instrument and a technic for field determinations of the modulus of elasticity and flexural strength of concrete (pavements)* (Journal of the American Concrete Institute, Vol. 16, No. 3, January, 1945, pp. 217-281).

A higher order of reproducibility of results is obtained compared with the cube compressive strength, which, hitherto, has been accepted as the main method of assessing concrete quality. As a result, fewer specimens are required for dynamic testing compared with cube tests;

The tests are simple and rapid in operation.

A disadvantage of this method is that it is restricted to specimens of a particular shape. Further, when the longitudinal sound wave velocity is measured on pavement slabs or mass concrete the dynamic modulus cannot be deduced without a knowledge of Poisson's ratio for the material. This is shown by the equations (1) and (2) below :

$$E = V^2 \rho (1 - \sigma^2) \text{ for pavements} \quad (1)$$

$$E = V^2 \rho \frac{(1 + \sigma)(1 - 2\sigma)}{(1 - \sigma)} \text{ for mass concrete} \quad (2)$$

where E = velocity of longitudinal waves

V = dynamic elastic modulus

ρ = density

σ = Poisson's ratio.

At the Road Research Laboratory, the aim of the investigation has been to devise a testing technique for determining the quality of concrete road slabs in situ, and, although this object has not yet been achieved, much useful data has been obtained relating the variation of the velocity of longitudinal pressure waves with the other properties of concrete. Information of this type would be necessary in any event in connexion with the testing of slabs in situ, since the quality of the concrete would have to be deduced from the dynamic measurements.

In the experiments described in this paper, measurements have been made of the longitudinal wave velocity in concrete beams, together with auxiliary experiments to determine the fundamental longitudinal resonance conditions for the same beams. From these data it was possible to determine the elastic modulus and hence compute Poisson's ratio.

The methods available for measuring the longitudinal wave velocity depend either on determining the wavelength of sustained vibrations of known frequency, or the measurement of the time taken for a pulse, produced either mechanically or electrically, to travel through a known distance of concrete. The latter method has received most attention because it is easier and quicker to use in practice, and apparatus has been constructed for measuring these times for mechanically or electrically produced pulses. The longitudinal wave velocity over the surface of large slabs of concrete can be measured by timing mechanically produced pulses, but this method is not capable of sufficient control or accuracy for use with smaller laboratory specimens. The general investigation of the variation of velocity with concrete quality has involved the testing of large numbers of laboratory specimens, and, for this purpose, the electrically produced pulse has been employed.

The measurement of the velocity of longitudinal waves in concrete, by a super-sonic method

The velocity of longitudinal waves in concrete is measured by sending a short duration pulse into a concrete specimen and measuring the time

taken for this pulse to traverse a known distance. The great advantage of the method is that it is not restricted to specimens of a certain shape but can be applied to any specimen where two flat opposite faces are available. In the use of the method on the cube and beam specimens normally employed in laboratory tests, the distance over which the pulse was timed was about 10 cm, and for concrete made from typical road mixes the time taken was about 20-25 microseconds. To differentiate between the various mixes it is essential, therefore, to have apparatus which is capable of measuring individual times accurately to a fraction of a microsecond and also to take a large number of similar observations from which to obtain a mean value. The apparatus specially designed to meet these requirements is shown schematically in fig 1.

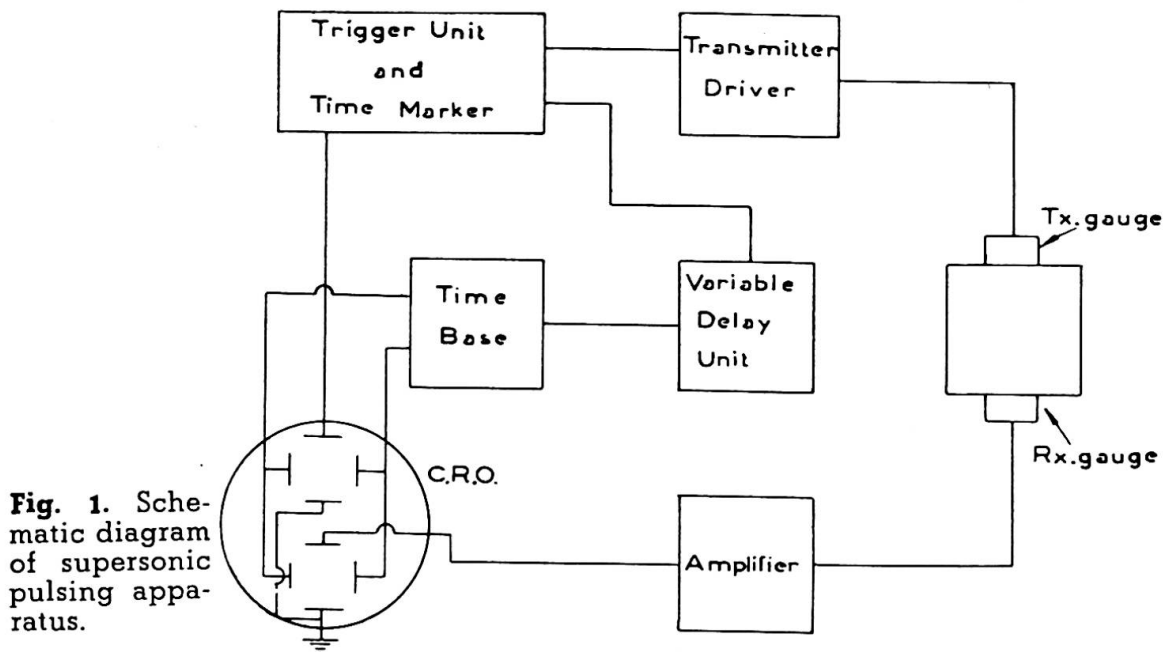


Fig. 1. Schematic diagram of supersonic pulsing apparatus.

The trigger unit supplies an electrical impulse of about 20 microseconds duration at a recurrence frequency of about 300 times per second which operates the time base *via* the delay unit so that the spots of the cathode ray tube are brightened and traverse the screen at some time variable, by means of a manually operated control on the delay unit, from about a microsecond to any chosen delay after the leading edge of the 20-microsecond pulse. The back edge of the 20-microsecond pulse is used to trigger a thyatron circuit (transmitter driver fig. 1) causing a short duration pulse to be applied to the piezo-electric crystal transmitter gauge which emits a short train of vibrations of supersonic frequency.

The vibrations after passing through the concrete are picked up by a receiving piezo-electric crystal gauge and, after amplification, the corresponding electrical signal is applied to the Y plate of the lower gun of the cathode ray tube. To the upper gun Y plate, timing pulses are applied direct from the crystal controlled circuits in the trigger unit giving timing marks on the top trace at intervals of 1.017 microseconds (small amplitude) and 10.17 microseconds (large amplitude).

If the transmitter and receiver gauges are held in direct contact, a signal appears on the lower trace when the time base operates with zero delay. The position of this signal is adjusted to coincide with a cursor line on the face of the screen and also with a large timing mark on the other trace. When the gauges are now placed on opposite sides of the specimen, the time of transmission of the supersonic pulse through the concrete may be measured by gradually turning the delay control and counting the number of time intervals passing the cursor line until the received signal appears on the lower trace under the cursor line. The operation is extremely rapid, and a high order of accuracy is possible, since individual times can normally be measured to within ± 0.2 microsecond.

The recurrence frequency of the trigger unit allows about 3 milliseconds between each cycle of events which is long in comparison of the time of transmission of the pulse through the specimen (normally less than 50 microseconds with distances less than 20 cm), and thus time is allowed during the resting period for reflections from the various boundaries to become of infinitesimally small amplitude before the next working stroke begins. For larger specimens it has been necessary on occasions to reduce the recurrence frequency to about 100 per second to obtain a reasonably linear trace before the onset of the signal.

It can be shown, theoretically, that, when supersonic waves are propagated through media, almost all the energy travels at right angles to the surface of the transmitter. The magnitude falls to zero at a semi angle θ given by :

$$\sin \theta = \frac{1.22 c}{nd}$$

c being the longitudinal wave velocity in the media;
 n the natural frequency of the transmitter;
 d the diameter of the transmitter.

Thus, for a transmitter of given diameter, the directionality of the energy increases with increasing frequency. Unfortunately, the attenuation of the energy by the media also increases with the frequency, and concrete, due to its non-homogeneous nature, imposes a high attenuation on high frequency waves so that a frequency of 250 kc has been the highest gauge frequency used, in which case θ is about 40° . Lower natural frequency gauges, down to 40 kc, have been employed with increase of output and less attenuation, but the increased spread of the energy gives rise to increased amplitude of the reflections within the specimens necessitating a lower recurrence frequency.

Variations of the velocity in laboratory and road core specimens

The forms of the specimens used in most of the tests made up to the present had also to be suitable for measurement of the static quantity with which the longitudinal wave velocity was being compared, and were mainly 10-cm cubes or beams 10 cm square by 40 cm long or 15 cm square by 77 cm long, used subsequently for compressive cube strength and modulus of rupture determinations. With these specimens, measurements

of the longitudinal wave velocity were made across the moulded faces of the concrete, intimate contact between the gauges and the concrete being facilitated by the use of a thin film of oil. It was impracticable to make routine measurements in a direction perpendicular to the top face of the specimens due to the uneven nature of the top surface which would have required special preparation to ensure sufficiently good contact between the gauges and the concrete. Since the gauges were about 3 cm diameter, it was possible to make nine separate observations across each pair of opposite moulded faces of a 10-cm cube specimen.

If the specimens contain large aggregate, as in the present case (ratio of size of aggregate/side of specimen = $1/5$), the concrete is far from isotropic, and a large scatter may be anticipated between successive measurements. Analysis of the times of propagation over the 10-cm path indicated that the scatter was greater for some mixes than for others and also that the distribution was irregular as may be seen from fig. 2 which represents the analysis of observations on thirty cubes of a $1 : 2\frac{1}{2} : 5/0.70$ mix. In the cases where large scatter was observed a closer examination of the results showed that there were three definite groups corresponding to transmission times across sections near the top, the middle and the bottom of the cube. If the results used for the distribution curve of fig. 2 are separated into the three different groups the separate distribution curves are those given in fig. 3. It will be seen that the distribution curves of the transmission times in the top and bottom slices are almost identical in shape, but with different mean transmission times corresponding to a higher longitudinal velocity in the bottom slice. The distribution curve in the middle slice indicates a spread of results with standard deviation approximately equal to twice that in the top or bottom sections, as though it were composed of results from the other two groups. It is to be expected that the method of manufacture will influence the results; the 10-cm cubes used in all tests were made in steel moulds in two 5-cm lifts, the lower lift being compacted before the upper lift was placed in position. Thus measurements over the middle slice overlap the original join between the two lifts, which was caused to disappear by the final compaction, and this may explain the greater scatter of the results over the middle slice.

In almost every cube and beam specimen tested the mean longitudinal wave velocity is higher at the bottom of the specimen than at the top, the magnitude of the difference being dependent on the water/cement ratio as may be seen from fig. 4, which gives the mean results at an age of 28 days from eighteen water-saturated cubes from each of five different mixes with five water/cement ratios. In general the wetter mixes of each series tend to produce a greater degree of non-uniformity in the cube, except the wettest mix of each series where it is possible that only a small amount of punning was used to obtain compaction. It is conceivable that the discrepancy is due to segregation of the aggregate, and though this may be a contributory cause, particularly with the leaner mixes, a more likely explanation may be that a higher percentage of water voids are present near the top of the specimens due to water rising during manufacture. The latter explanation is supported by some previous results obtained by a sonic longitudinal resonance method on beams cut from a road slab when it was observed that the velocity of the longitudinal vibrational sound wave was related approximately inversely to the percentage voids.

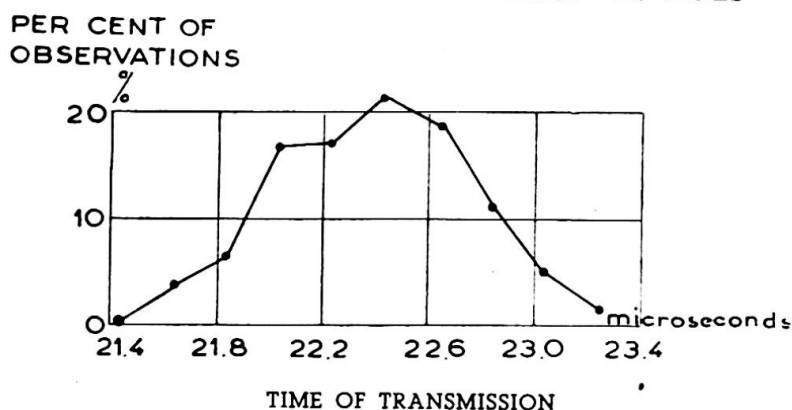


Fig. 2. Distribution of transmission times in concrete cubes.

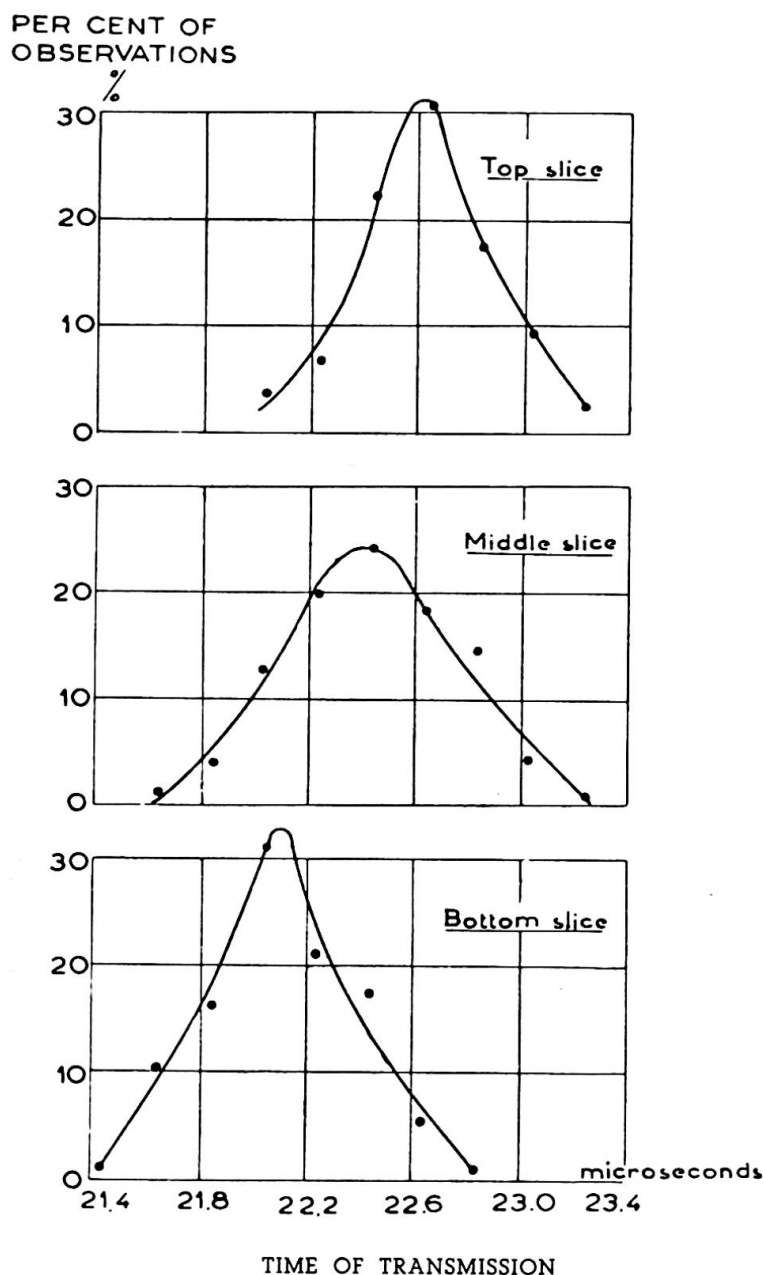


Fig. 3. Distribution of transmission times through three sections of concrete cubes.

The results quoted above serve to illustrate the scope of the supersonic method in the examination of laboratory specimens. Time has not permitted any further studies on the effect of different methods of specimen preparation and attention is now being devoted to the analysis of road cores.

When it was found that the longitudinal wave velocity was sensitive to void content, experiments were begun to investigate the possibility of using such a method in the routine analysis of road cores as an alternative to the analysis by density determinations of thin slices cut from the core, which is a long and costly procedure. Preliminary tests have been made on specially prepared oven-dried cores, and fig. 5 shows a comparison for one particular core, between the longitudinal wave velocity and compaction as measured by density analysis. When obtained from the road slab the core has rough cylindrical sides and therefore requires preparation before the velocity measurements can be made. In most preliminary tests flat parallel surfaces have been cut but further tests are being made to obtain a quicker method of preparation which will give adequate transmission without impairing the accuracy,

The variation of the longitudinal wave velocity in compacted concrete of different mix proportions and water/cement ratios

For the purpose of studying the variation of the longitudinal wave velocity in concrete of different mix proportions and water/cement ratios, use is made of the velocity obtained near the bottom of cube and beam specimens, since this, it may be assumed, is the nearest approach to fully compacted conditions. The extent and type of variation of this velocity in saturated specimens of concrete made with Ham River aggregate at 7 and 28 days is shown in figs. 6 and 7 respectively. These results represent the mean value from two series of beams, 15 cm square by 77 cm long, each beam being tested at different ages. The agreement between the beams made from the same mix was extremely good and in most cases the velocities agreed to within 1 per cent.

It will be seen that for each mix proportion the velocity decreases approximately linearly with increasing water/cement ratio, but mixes with higher aggregate content give a higher velocity at the same water/cement ratio. It is possible to draw a single curve through all the points at each age but the scatter would be extremely large. A better representa-

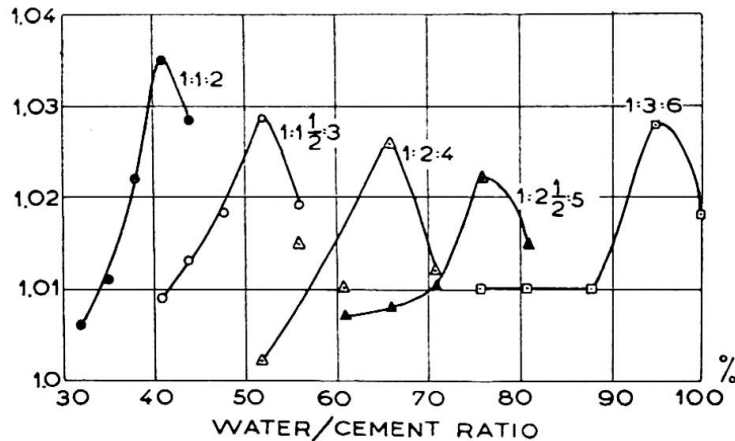


Fig. 4. Ratio of the longitudinal wave velocity near the bottom of a concrete cube to that near the top for different concrete mixes.

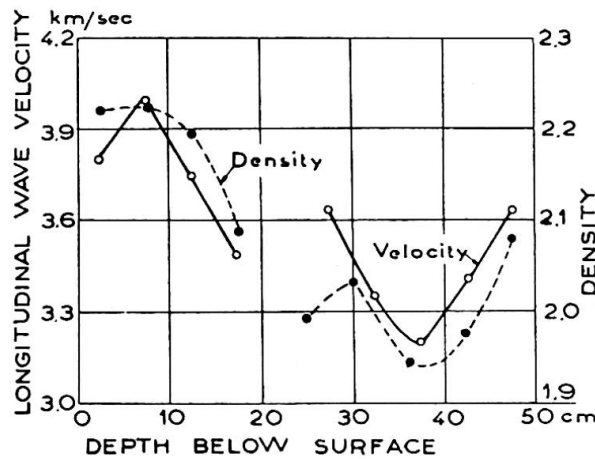


Fig. 5. Longitudinal wave velocity and density at various depth in a road slab.

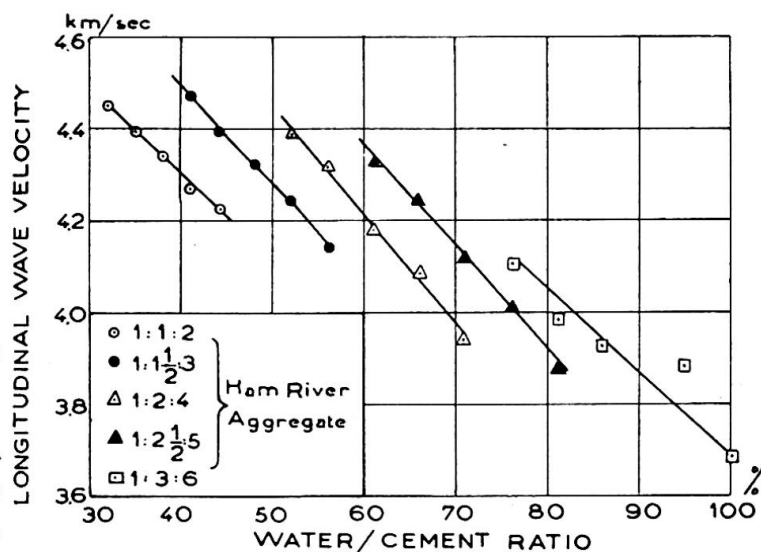


Fig. 6. Longitudinal wave velocity in concrete at an age of 7 days.

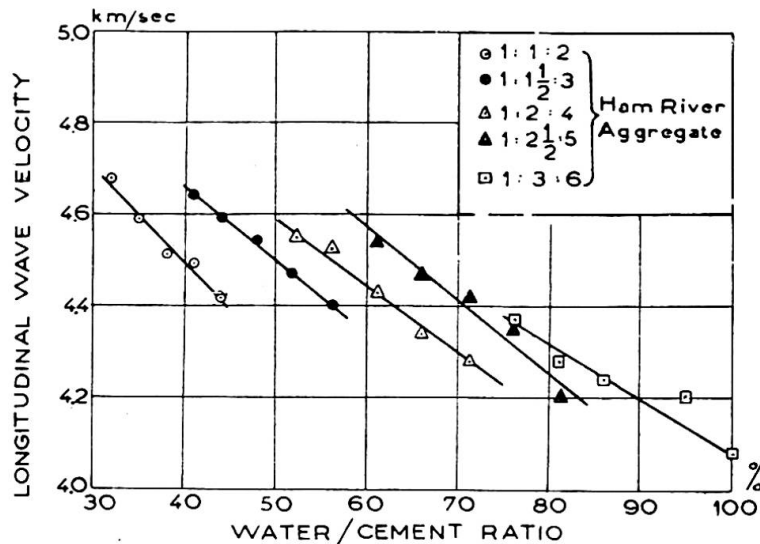


Fig. 7. Longitudinal wave velocity in concrete at an age of 28 days.

tion is that adopted in figs. 6 and 7 of a series of approximately parallel curves, one for each aggregate/cement ratio.

The increase of velocity between 7 and 28 days can be seen by a comparison of figs. 6 and 7, but results obtained on similar specimens at an age of three months showed little change from the 28-day results. Thus the main increase in the longitudinal wave velocity occurs prior to 28 days which is in agreement with results obtained using the resonance method when it was found that only small increases occurred in the dynamic modulus after an age of 28 days ⁽²⁾.

Variation of longitudinal velocity with static strengths

After the velocity measurements most of the water-saturated specimens were tested, statically, on the same day, the 10-cm cubes in compression and the 10-cm and 15-cm section beams in flexure by centre line and third line loading respectively.

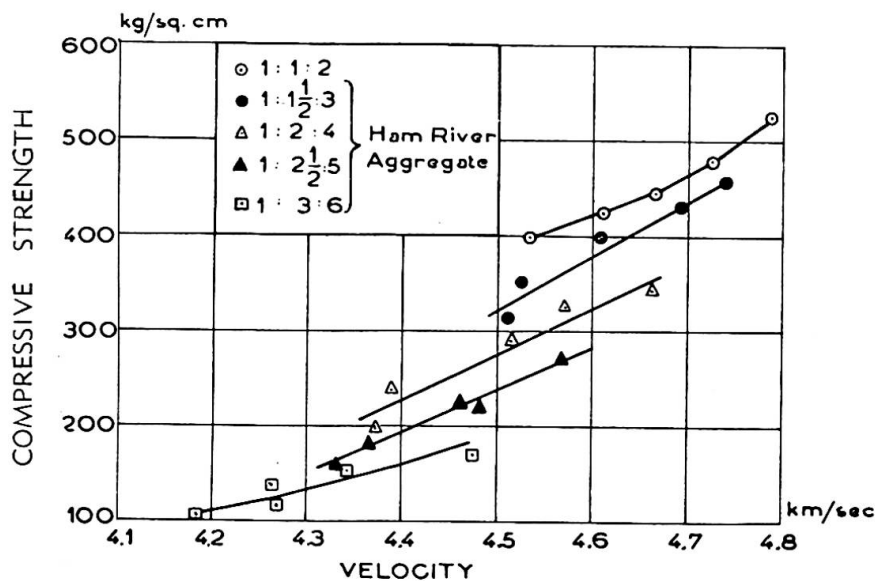
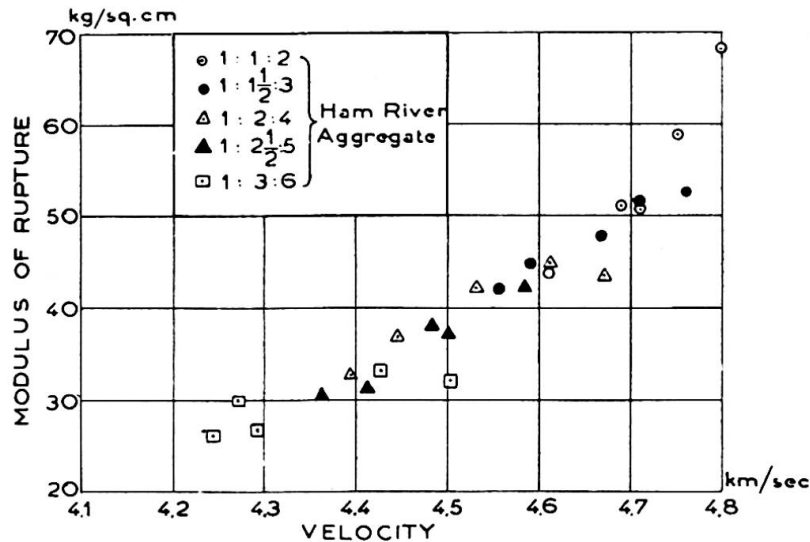


Fig. 8. Relation between the longitudinal wave velocity and the compressive cube strength.

Fig. 9. Relation between the longitudinal wave velocity and the modulus of rupture (centre line loading).



The variation of the mean longitudinal wave velocity with compressive strength for cubes made from Ham River aggregate is shown in fig. 8. It will be seen that, for a particular mix, the increase in strength is accompanied by an increase in longitudinal wave velocity but the actual value of the velocity is also dependent on the aggregate-cement ratio.

In fig. 9 the mean velocity from three 10-cm section beams of each mix of the Ham River concrete is plotted against the modulus of rupture measured by centre line loading. It will be seen that the results fall on a single curve irrespective of aggregate content, but it should be noted that the modulus of rupture results for a particular mix showed considerable scatter so that the three beams tested were probably too few to obtain an accurate result.

Fig. 10 gives mean longitudinal wave velocity plotted against the modulus of rupture, measured by third line loading for three 15-cm section beams from two concrete mixes $1:1\frac{1}{2}:3$ and $1:3:6$ each with three water/cement ratios adjusted to give three different workabilities corresponding approximately to 0-, 5- or 15-cm slumps with Bridport, Enderby

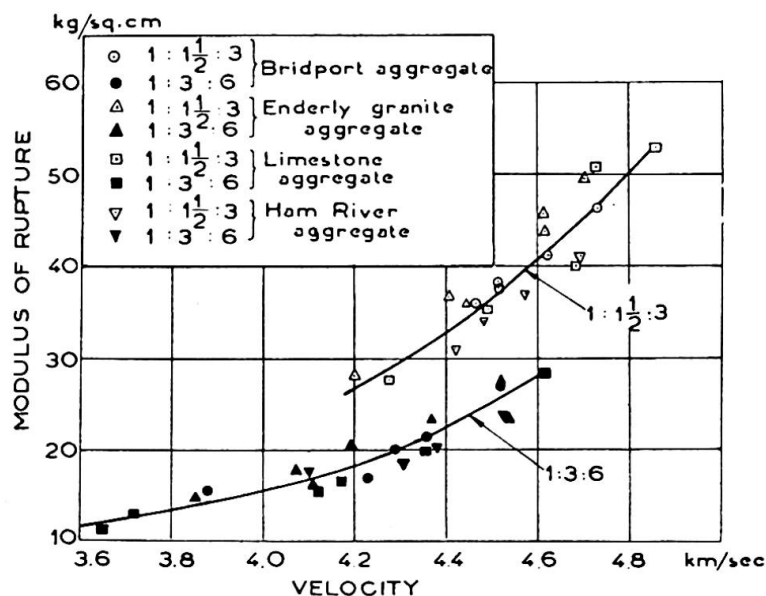


Fig. 10. Relation between the longitudinal wave velocity and the modulus of rupture (third line loading).

granite, Ham River and limestone aggregates. It will be seen that the relation between velocity and modulus of rupture appears to be independent of age and type of aggregate but to depend upon the aggregate/cement ratio. In these tests modulus of rupture values from beams of the same mix were more consistent and reproducible than those obtained previously from the smaller beams.

With the latter series of beams the tests were extended to include longitudinal resonance measurements from which the dynamic modulus may be calculated to a sufficient degree of accuracy from the equations

$$E = c^2 \rho \quad (3)$$

$$c = \frac{2 nl}{i} \quad (4)$$

where c = the longitudinal vibrational sound velocity

ρ = the density of the concrete

n = the natural frequency of vibration in longitudinal resonance

i = the order of the harmonic (= 1 for fundamental)

l = the length of the beam (about 79 cm).

The variation of the dynamic modulus with the modulus of rupture is given in fig. 11; it will be seen that the relation between these quantities is also dependent on aggregate/cement ratio, and that there is a greater scatter of the results about the curves for each of the two mixes than for the longitudinal wave velocity-modulus of rupture curves.

Measurement of Poisson's ratio

Poisson's ratio may be obtained from observations of the longitudinal wave velocity (V) and the fundamental longitudinal resonance (n) on the same beam specimen when by equations (2), (3) and (4) :

$$\frac{V}{2 nl} = \sqrt{\frac{1 - \sigma}{(1 - 2 \sigma)(1 + \sigma)}} \quad (5)$$

In order fully to justify the method measurements have been made on suitable metal beam specimens of known properties and the results were in very good agreement with values normally given (steel 0.28; brass 0.33).

Poisson's ratio has been determined from water-saturated beams at 28 days of 1 : 1½ : 3 and 1 : 3 : 6 mixes with different water/cement ratios and made with four different types of aggregate. Fig. 12 shows that there is an appreciable variation in Poisson's ratio with type and texture of the concrete and that the values obtained are somewhat higher than 1/6 which is often used (²). Thus in calculating the dynamic modulus from equations (1) or (2) it is essential to know the value of Poisson's ratio otherwise it is possible to introduce appreciable errors by assuming a constant value.

Investigation of frost damage

A recent application of the supersonic method to concrete has been to investigate the development of cracks in laboratory specimens caused by successive freezing and thawing cycles. Velocity measurements have been made during one of the thawing cycles on cube specimens completely

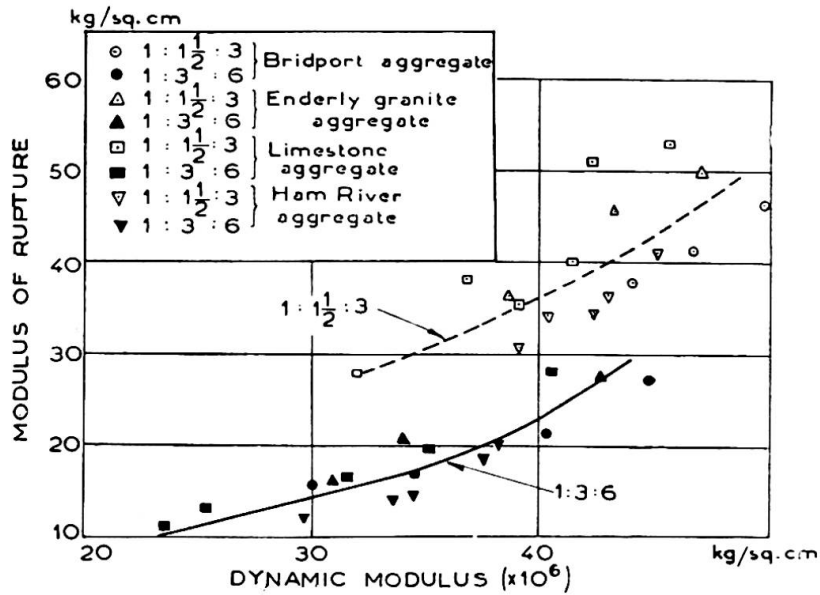


Fig. 11. Relation between the dynamic modulus and the modulus of rupture (third line loading).

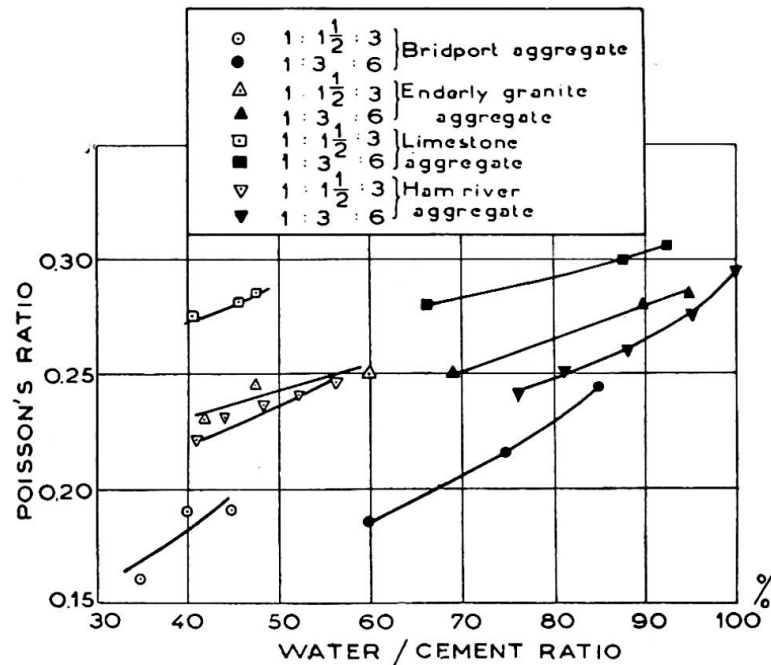


Fig. 12. Poisson's ratio of concrete made from different types of aggregate at an age of 28 days.

immersed in water after various numbers of freezing and thawing cycles. Table I illustrates the changes in velocity which occur at different positions on a cube.

Number of freezing and thawing cycles	Longitudinal wave velocity (km/sec)					
	Position 1	Position 2	Position 3	Position 4	Position 5	Position 6
0	4.50	4.47	4.47	4.45	4.43	4.43
5	4.36	4.33	4.34	4.27	4.27	4.24
10	4.24	4.20	4.21	3.67	3.51	3.35
15	4.16	3.96	4.00	3.21	2.67	2.30

TABLE I : Variation of the longitudinal wave velocity in concrete during freezing and thawing tests

It will be seen that the velocity decreases in a different manner at the different positions and whilst at position 1 the decrease after 15 cycles amounts to about 7 per cent, at position 6 the decrease is nearly 50 per cent. When large decreases in velocity occur the amplitude of the received signal is considerably reduced due to a greater attenuation of the supersonic pulse caused presumably by cracks opened up within the specimen.

The preliminary results obtained indicate that the method is likely to be of particular value in studying the internal rupture of superficially sound specimens.

The use of the longitudinal wave velocity as an index of concrete quality

It is not possible to obtain a unique figure to represent the quality of concrete: it is necessary to employ for its definition the results of physical tests which indicate the behaviour of the concrete under the relevant working conditions. Thus the quality of the concrete has often been based on its ultimate strength in compression or flexure and though neither quantity can be said to specify the concrete, they do provide a good indication of the quality of the mix. The inherent difficulty in determining the quality of concrete in situ lies mainly in the fact that test samples are not true samples of the mass of the concrete but are merely specially prepared samples of the concrete mix. Thus, if the concrete is poorly compacted, it is possible to obtain a poor quality concrete from a good quality mix, and in such cases strength tests on well compacted cubes from the same mix would not be representative of the concrete. It is considerations such as these which lead to the conclusion that a method applicable to the actual mass concrete is the only way to obtain reliable information as to its quality. There is obviously no type of strength test which will yield the requisite information on slabs in situ without damaging the slab, and it is therefore necessary to find a quantity which can be measured by non-destructive means and used as an index of quality. American workers have used the dynamic modulus for this purpose, but variations which have been found to occur in Poisson's ratio make the accurate determination of the modulus difficult except for laboratory specimens.

The longitudinal wave velocity is a quantity which can be determined directly in mass concrete and it is suggested that it can be used as an index of quality with certain limitations. For any concrete mix the longitudinal wave velocity can be used to indicate changes in quality of the concrete due to compaction or damage, but in order to relate, to a reasonable accuracy, the actual velocity results to values of the ultimate strength it is necessary to know the aggregate/cement ratio.

A great difficulty in applying the method to road slabs is to define the position of measurement on the slab. To determine the longitudinal wave velocity along the surface ⁽²⁾ does not give a representative value for the slabs as a whole but only for the relatively well compacted surface layers.

A method which has been tested entails the measurement of the thickness of the slab and also of the longitudinal wave velocity from observations on a pulse reflected from the bottom surface of the slab. The method presents numerous practical difficulties due to causes such as the back scatter of the energy from the inhomogeneities in the concrete and the

interference by surface waves which make the relatively small-magnitude reflected pulse difficult to detect with certainty.

Another method has been suggested in which the velocity is measured at different depths in the slab between two small holes drilled through the concrete by a procedure similar to that used on laboratory specimens. This method would give useful information of the variation of concrete with depth but it has the disadvantage that some damage is done to the slab.

Further research is needed before non-destructive methods assume the nature of routine measurements on concrete in situ, but the importance of the results to be obtained makes the work of especial value.

Acknowledgements

The work described in this paper was carried out at the Road Research Laboratory of the Department of Scientific and Industrial Research as part of the programme of the Road Research Board. The paper is presented by permission of the Director of Road Research. Mr. E. N. Gatfield made an important contribution in the design and development of the apparatus and helped in making the measurements.

Résumé

Ce rapport donne la description d'une méthode qui a été utilisée pour déterminer la vitesse d'une onde longitudinale dans des éprouvettes de béton, en mesurant le temps nécessaire pour traverser une distance connue de béton par une onde à fréquence supersonique. Des résultats montrent la valeur spéciale de cette méthode pour l'étude des variations qui se produisent dans la composition de béton dans des éprouvettes de laboratoire.

La valeur de la vitesse d'une onde longitudinale comme indice de la qualité de béton est discutée à propos des essais exécutés sur diverses éprouvettes de béton soumises plus tard à des essais de compression et flexion, et aux déterminations de densité.

Zusammenfassung

Es wird eine Methode beschrieben, welche benutzt wurde, um die Longitudinalwellenlänge in Betonprobekörpern durch Messung der Zeit festzustellen, die ein Impuls supersonischer Frequenz braucht, um im Beton eine bestimmte Strecke zurückzulegen. Es werden Ergebnisse aufgezeigt, welche den besonderen Wert der Methode für das Studium von Unregelmässigkeiten in der Betonzusammensetzung innerhalb von Probekörpern demonstrieren.

Der Wert der Longitudinalwellenlänge als ein Gradmesser für die Qualität von Beton wird unter Berücksichtigung von Untersuchungen besprochen, die an verschiedenen Betonprobekörpern durchgeführt wurden, an denen nachher Druck- und Biegeproben und Dichtebestimmungen untersucht wurden.

Summary

A method is described which has been used to determine the velocity of longitudinal waves in concrete specimens by measuring the time taken for a supersonic pulse to travel through a known distance of concrete. Results are given which illustrate the use of the method for studying the variations occurring in concrete composition within laboratory specimens.

The value of the longitudinal wave velocity as an index of concrete quality is discussed with reference to tests made on a variety of concrete specimens subsequently subjected to compressive and flexural strength tests and density analysis.

IIa7

Etude expérimentale de la rupture dans les pièces en béton armé à section rectangulaire soumises à la flexion

Méthode de calcul à coefficient de sécurité constant

Versuche über den Bruchwiderstand von Eisenbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt bei Biegung

Berechnungsmethode mit konstantem Sicherheitskoeffizienten

Experimental investigation about failure under bending of reinforced concrete members with rectangular cross sections

A design method with a constant safety factor

R. CHAMBAUD

Ingénieur des Arts et Manufactures, Paris

En collaboration avec

P. LEBELLE

Directeur de l'Institut Technique du Bâtiment
et des Travaux Publics, Paris

R. PASCAL

Ingénieur Civil
des Ponts et Chaussées, Paris

**Sous le patronage de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics
et de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France**

Il est bien connu que les méthodes classiques de calcul basées sur des valeurs fixes des modules d'élasticité du béton et du métal et sur des états purement élastiques ne donnent pas des coefficients de sécurité constants à l'égard de la rupture. Notre but est de déterminer, pour la flexion simple, la charge réelle de rupture des pièces à section rectangulaire sans armatures comprimées, et d'en déduire une méthode de calcul donnant une sécurité plus uniforme que les règles classiques.

La question n'est pas nouvelle et a déjà fait l'objet de nombreuses expériences tant en France qu'à l'étranger. Cependant les résultats existants ne donnent pas toujours sur les conditions dans lesquelles ces expériences ont été exécutées des renseignements suffisamment précis pour qu'on puisse les utiliser avec certitude. Aussi, nous a-t-il paru nécessaire de reprendre l'expérimentation et de lui donner une plus grande extension, en parti-

culier dans le sens des forts pourcentages d'acier, en considérant des bétons de qualités très diverses et des nuances d'acier très différentes.

Nos expériences ont été effectuées au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics; commencées en novembre 1947, elles ont été terminées en avril 1948. Les circonstances qui en ont retardé la mise en route ne nous ont pas permis d'être en possession de tous les résultats au moment de la rédaction de ce Mémoire et d'exposer dès maintenant, comme nous l'aurions désiré, nos conclusions définitives. Nous le ferons en séance devant le Congrès et nous présenterons un mémoire détaillé qui pourra être inséré dans le Rapport final. Il nous a cependant paru intéressant de faire connaître dès à présent d'une façon sommaire, en quoi consistent nos recherches et les conclusions provisoires qui semblent se dégager des premiers résultats expérimentaux obtenus.

Le moment de rupture d'une pièce à section rectangulaire sans armatures comprimées, soumise à la flexion, est fonction de la résistance du béton, de celle de l'acier et du pourcentage des armatures tendues. Nos expériences permettent de dégager les lois suivant lesquelles agissent ces trois paramètres. Elles sont entreprises sur une échelle relativement étendue, puisque le programme prévoit l'essai d'une centaine de poutres. Cette extension est rendue nécessaire par les considérations suivantes.

Si la résistance, la limite élastique et le module d'élasticité des aciers peuvent être considérés comme connus avec une précision suffisante, il n'en est pas de même pour les caractéristiques correspondantes des bétons. La dispersion est importante quel que soit le soin apporté dans l'exécution des mesures. On ne peut donc accorder confiance qu'à des résultats statistiques moyens et c'est ce que montrent très bien les premiers diagrammes traduisant nos résultats d'essais.

Les ciments employés sont des Portlands artificiels ordinaires et des Portlands à haute résistance initiale. Les bétons sont à petits agrégats, c'est-à-dire en rapport avec les dimensions des pièces d'essais. Les dosages en ciment varient de 275 kg à 525 kg par m³. Les résistances en compression mesurées sur cubes au jour des essais, varient entre 140 kg et 600 kg par cm². Les limites élastiques des aciers varient de 25 à 67 kg par mm² et les pourcentages d'aciers tendus de 0,6 à 6 %. Ces variations très étendues permettent d'englober tous les cas de la pratique. Les sections des poutres exécutées sont de 0^m10 × 0^m135 et 0^m125 × 0^m15 respectivement. Les portées sont égales à 2^m90 et 3^m70. Les pièces sont soumises à un moment constant dans la zone centrale sur une longueur de 0^m70. L'arrimage précis des armatures et leur fixité sont assurés par de petites barres transversales soudées.

Pour chacune des poutres, on prélève dans la même gâchée de béton, huit cubes de 0^m14 de côté qui, conservés dans les mêmes conditions que la poutre elle-même, servent de témoins et sont destinés à être essayés le jour même où la poutre est rompue. On découpe également dans chaque poutre, le jour des essais, un ou deux cubes, rompus à titre de contrôle. La limite élastique et la résistance des aciers sont mesurées individuellement pour les armatures de chaque poutre. Les caractéristiques individuelles de chaque pièce sont ainsi connues avec le maximum de précision.

Les charges sont appliquées par une machine statique à levier fonctionnant à poids, qui permet une mesure précise des efforts et leur maintien à valeur constante pendant la durée nécessaire. En principe les charges sont appliquées progressivement par dixièmes et laissées constantes dans chaque

état considéré pendant dix à quinze minutes. A la fin de l'essai, les fractions de charges sont réduites au $1/100$ ou au $1/200$ de la charge probable de rupture. Les flèches sont mesurées par appareil enregistreur mettant en évidence la déformation instantanée et le fluage. Pour un certain nombre de pièces, les charges sont laissées plus longtemps pour suivre la progression des déformations pendant une certaine durée et leur stabilisation approximative. Un certain nombre de poutres sont équipées de strain-gages, externes et internes, pour la mesure précise des déformations. La progression des fissures est suivie en cours d'essai, au microscope.

Le module d'élasticité des bétons est déterminé en mesurant les fréquences propres des vibrations longitudinales sur des éprouvettes de forme spéciale prélevées dans les gâchées de béton de chaque poutre. Ces mesures sont faites au moyen d'un appareil nouveau et suivant une technique spéciale qui viennent d'être tout récemment mis au point par le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics et qui semblent appelés dans l'avenir à des utilisations extrêmement intéressantes. Les résistances à la traction des bétons, ainsi que leurs densités sont également mesurées.

Conclusions

Les conclusions qui semblent se dégager des premiers résultats expérimentaux obtenus, sont les suivantes. Nous les donnons ici à titre provisoire, nous réservant d'y revenir devant le Congrès en les précisant et en y apportant tous les détails et les justifications nécessaires, une fois les essais terminés.

1° Pour une section rectangulaire sans armatures comprimées, il est possible d'établir une formule semi-empirique et semi-théorique, permettant de prévoir la résistance probable à la rupture par flexion, en fonction des caractéristiques du béton et de l'acier et du pourcentage d'acier tendu;

2° La comparaison avec les formules classiques fondées sur l'élasticité pure, fait apparaître des écarts importants surtout en ce qui concerne la capacité de résistance du béton. C'est avec la valeur la plus élevée du coefficient d'équivalence m (rapport entre le module d'élasticité de l'acier et celui du béton) que, dans tous les cas, et même pour les forts pourcentages, les résultats expérimentaux accusent le moins de désaccord;

3° Nos résultats permettent de déterminer le coefficient de sécurité probable à la rupture des pièces calculées en flexion simple par les formules classiques. On constate une variation de ce coefficient suivant l'importance des armatures, la qualité de l'acier et du béton et la valeur attribuée au coefficient d'équivalence m . On en déduit la méthode de calcul à préconiser pour avoir une sécurité constante.

La loi de croissance du moment résistant de rupture en fonction du pourcentage d'acier tendu montre l'efficacité à attendre d'une majoration des armatures et la limite pratique qu'il n'est pas intéressant de dépasser, selon les cas, dans l'échelle des hauts pourcentages d'aciers tendus;

4° Le calcul à coefficient de sécurité réel constant n'entraîne que peu de modifications dans la détermination de la section d'acier tendu;

5° Au contraire, nos expériences montrent la possibilité de faire des économies importantes sur l'acier comprimé. Il paraît possible d'employer de forts pourcentages d'acier tendu (jusqu'à 4 à 6 %) travaillant à des taux élevés (jusqu'à 16 à 18 kg/mm²) avec un coefficient de sécurité réel égal

à 2, et *sans aciers comprimés*, quand le béton est de haute qualité (300 kg/cm² et davantage).

Avec des bétons plus ordinaires les conclusions sont moins favorables, mais qualitativement dans le même sens;

6° Les hautes qualités des deux matériaux (acier et béton) doivent aller de pair si l'on veut en faire un bon emploi et éviter par exemple les fissurations prématurées qu'on aurait avec des aciers très résistants alliés à des bétons de qualité ordinaire ou médiocre.

Résumé

Nous avons entrepris aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics une importante série d'expériences en vue de déterminer la résistance réelle à la rupture par flexion simple dans les pièces à section rectangulaire sans armatures comprimées.

Le moment de rupture est fonction de la résistance du béton, de celle de l'acier et du pourcentage des armatures tendues, suivant des lois que nous cherchons à dégager et qui diffèrent de celles des calculs classiques basés sur des états purement élastiques.

Notre but est d'en déduire une méthode de calcul donnant, vis-à-vis de la rupture, un coefficient de sécurité aussi uniforme que possible, ce qui n'est pas le cas dans les calculs usuels.

Bien que les essais ne soient pas encore terminés, nous croyons utile d'indiquer ici les premières conclusions qui semblent se dégager des résultats expérimentaux déjà obtenus :

1° Une formule semi-empirique permet de prévoir les résistances probables de rupture;

2° Les écarts avec les formules classiques fondées sur l'élasticité pure sont importants, surtout en ce qui concerne la capacité de résistance du béton;

3° On déduit de ces résultats expérimentaux la méthode à préconiser pour avoir une sécurité constante à l'égard de la rupture par flexion;

4° La section d'acier tendu n'a que peu de modifications à subir;

5° Au contraire des économies importantes sur l'acier comprimé sont possibles;

6° Il est recommandé de proportionner les qualités des deux matériaux.

Ces conclusions seront précisées et justifiées devant le Congrès, une fois les essais terminés.

Zusammenfassung

Es wurde in den « Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics » eine wichtige Reihe von Versuchen unternommen, um die wirkliche Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken ohne Druckbewehrung bei einfacher Biegung festzustellen.

Das Bruchmoment ist vom Widerstand des Betons und der Eisen, sowie vom Zugbewehrungsanteil abhängig. Es wird versucht die Regeln dieser Abhängigkeit klarzumachen. Dabei gilt die klassische Theorie nicht mehr, der eine geradlinige Spannungsverteilung zugrunde liegt.

Das Ziel dieser Untersuchung besteht darin, für die Biegung ein Berechnungsverfahren herzustellen, das sich vom gewöhnlichen Verfahren durch eine möglichst gleichmässige Sicherheitszahl unterscheidet.

Sämtliche Ergebnisse sind noch nicht abgeschlossen. Es können jedoch schon hier nachstehende Schlussfolgerungen gezogen werden.

1. Zur Feststellung der wahrscheinlichen Tragfähigkeit eines Balkens ist es möglich, eine theoretisch-empirische Formel aufzustellen.

2. Die Abweichungen dieser Formel bezüglich der klassischen Theorie sind bedeutend, insbesondere was die Widerstandsfähigkeit des Betons betrifft.

3. Man erhält eine geeignete Methode, die eine gleichmässige Sicherheit gegen den Biegebuch gewährt.

4. Der Gesamtquerschnitt der Zügeisen bleibt beinahe unverändert.

5. Dagegen sind erhebliche Einsparungen an den Druckeisen möglich.

6. Es erweist sich als zweckmässig, die Qualitäten beider Materialien in passendem Verhältnis zueinander zu halten, das heisst, bei Verwendung hochwertiger Bewehrungsstahls auch nur hochwertigen Beton zu benutzen.

Nach Beendigung der Versuche werden obige Schlussfolgerungen am Kongress eingehend behandelt und begründet.

Summary

Tests have been made to a large extent in the « Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics » in order to ascertain the actual resistance to failure under simple bending of concrete members of rectangular cross sections reinforced in tension only.

The failure moment depends on the strength of concrete and steel and on the steel percentage according to laws which have to be brought out from the tests, since these laws do not agree with those of ordinary analysis based on a linear distribution of stresses.

The purpose of this investigation was to build up a design method that would give a safety factor to bending failure as constant as possible, a result that cannot be reached with usual analysis method.

Although the tests not being yet completed, it seemed it would be useful to give here the first conclusions that may be drawn from the experimental results already available.

1. A theoretic-empiric formula is able to predict the final load to which failure occurs.

2. Usual formulas based only upon sheer elasticity disagree with experiments widely, especially with respect to concrete strength.

3. From these experimental results can be inferred the recommended method that gives a constant safety factor for flexural members.

4. There is not much to alter in the cross sections of tensile steel.

5. On the contrary, important savings are possible on compression steel.

6. It is desirable, the qualities of both materials, steel and concrete, should be adapted one to another.

Those conclusions will be stated more accurately and will be justified at the Congress once the tests are completed.

Leere Seite
Blank page
Page vide