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

Band: 4 (1952)

Rubrik: I: Fundamental principles and the properties 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: 03.09.2025

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

C

Concrete and reinforced-concrete structures

Constructions en béton et béton armé

Massivbau

I

Fundamental principles and the properties of concrete

Caractéristiques fondamentales et propriétés du béton

Grundlagen und Eigenschaften des Betons

General reporter—Rapporteur général—Generalberichterstatter

G. WÄSTLUND

Stockholm

1

Composition of concrete; influence of the preparation, transport and placing on the design of structures

Constitution du béton; influence de la fabrication, du transport et de la mise en place sur la conception des ouvrages

Zusammensetzung des Betons; Einfluss der Herstellung, des Transportes und des Einbringens auf den Bauwerksentwurf

2

Properties of concrete, average tensile strengths and their variations

Caractéristiques du béton, résistances moyennes et dispersions

Eigenschaften des Betons, mittlere Festigkeiten und Streuungen

3

Effect of repeated and continuous loading, creep

Effet des sollicitations répétées ou prolongées, fluage

Wirkung von wiederholten und dauernden Belastungen, Kriechen

4

Corrosion of concrete and reinforcement

Corrosion du béton et des armatures

Korrosion des Betons und der Armierung

C

Concrete and reinforced-concrete structures

Constructions en béton et béton armé

Massivbau

I

Fundamental principles and the properties of concrete

Caractéristiques fondamentales et propriétés du béton

Grundlagen und Eigenschaften des Betons

General report — Rapport général — Generalbericht

PROF. DR. GEORG WÄSTLUND
Royal Institute of Technology, Stockholm

The question of materials has, during the last few years, assumed an ever-growing importance, and this has resulted in an intensification of research in this field. There are several reasons for this. The enormous activity of the building industry since the Second World War, combined with a general shortage of building materials, has necessitated that the materials be used as efficiently as possible, which, in its turn, has led to a more thorough study of their fundamental properties. For many new methods of construction, e.g. prestressed concrete, the material properties, e.g. creep, are of much greater importance than in older types of construction. Certain types of damage to bridges and other concrete structures have raised the question as to their origins, and how they may be avoided in the future.

Of the papers presented in this section of the Congress, two authors, K. F. Antia and A. Joisel deal with the subject of "the composition of concrete." One paper, by D. A. Stewart, deals with "the properties of concrete." The three papers are, however, discussed together. One paper, by M. Prot, deals with "the effect of repeated and continuous loading and creep" and three papers, by F. Campus, M. Prot, and L. Séméac and M. Boutron, deal with "the corrosion of concrete and reinforcement".

1. COMPOSITION OF CONCRETE

2. PROPERTIES OF CONCRETE

The main object of all concrete mix design is to ensure certain properties of the hardened product. For bridges and most other structures the following are the characteristics most desired:

specified strength;
good durability, e.g. good frost-resistant properties in districts where frost damage is liable to occur;
minimum shrinkage;
minimum plastic deformation;
high modulus of elasticity.

The first two of the above are the most important to be taken into account when proportioning the mix.

The strength requirement itself determines one part of the mix design, i.e. the water–cement ratio; it is, of course, assumed that the concrete can in fact be fully compacted with the method of compaction adopted on the site. To obtain a given strength, therefore, it requires that the water–cement ratio be below a certain maximum value, *and* that the workability of the concrete be sufficient for full compaction to be obtained. If the effects of particle shape, surface properties and water absorption properties of the aggregates are ignored, then the workability of the mix is mainly determined by the grading and the amount of aggregate. In general, that grading is chosen which requires a minimum amount of cement paste so long as the workability is not impaired. Workability, however, may be measured in several different ways, and in fact personal judgement often decides the most suitable grading. This may explain the relatively large variations that may be found in recommended gradings in the literature on the subject, although it must be borne in mind that variations in surface properties, etc., of materials in different places may have a considerable effect.

The frost-resistance of a homogeneous concrete made from a given aggregate depends on the water–cement ratio, the aggregate grading and the amount of cement paste. If the strength requirement is very low, it may be that the water–cement ratio corresponding to the strength may be such that the frost-resistance properties are impaired; in such a case the water–cement ratio must be governed by the frost-resistance requirements and not the strength. For a given water–cement ratio, however, and disregarding for the moment the workability, the frost-resistance will increase with increasing fineness of the aggregate or with decreasing amount of cement paste.* In order to maintain a suitable workability, however, it is evident that there will be an optimum combination of grading and amount of cement paste to give the best frost-resistance.

A concrete mix possessing good frost-resistance properties when homogeneous may, however, due to segregation during compaction, be rendered vulnerable to frost action in weak zones; a typical example of such a weak zone often occurs in the thin mortar layer produced on the surface of a concrete pavement during compaction. This surface layer has a lower frost-resistance and a higher shrinkage than the concrete below, and is thus likely to scale under the action of frost. A further requirement, therefore, is that the mix must be stable, i.e. must not segregate during compaction.

* J. A. Loe and F. N. Sparkes. "The deterioration of concrete: some factors affecting the resistance of concrete to frost action," *Preliminary Publication, 3rd Congress I.A.B.S.E.*, p. 201, 1948.

Turning now to shrinkage and plastic deformation, these are both intimately connected with the amount of cement paste and the water–cement ratio. The reasoning above, however, shows that these two factors are already largely determined by the strength and durability requirements. It is therefore probable that shrinkage and plastic deformation can only be taken into account to a very limited extent in the design of the mix; where frost-resistance is not of importance, e.g. in floor slabs, it is possible, of course, to reduce shrinkage and plastic deformation by a suitable mix design. If strength and durability requirements give a wide choice of mixes, however, naturally that mix will be chosen which gives the lowest shrinkage and plastic deformation.

Finally, the modulus of elasticity can only be varied within very narrow limits —if at all—when the above requirements have been fulfilled. There is obviously no point in increasing the modulus of elasticity by, say, 5% by increasing the amount of aggregate in the mix, if the rigidity of the resulting reinforced concrete is going to be reduced by perhaps 80% due to hair cracks.

Thus for concrete structures exposed to the weather, the essential requirements to be taken into account are the strength and the durability, the latter including the stability of the mix. These properties depend on all the essential factors of the mix design—water–cement ratio, amount of cement paste and the grading. Since the relationship between strength and water–cement ratio may be assumed to be known for the various types of cement, only the choice of amount of cement paste and grading remain to be decided. These are not independent, of course; for a given workability and a given water–cement ratio, the amount of cement paste is intimately dependent on the grading. It is at present impossible to give a general relationship between grading and amount of cement paste, as too little is yet known of the influence of the surface properties, etc., of aggregates. The relationship must be determined experimentally for a particular aggregate using trial mixes. The main task of the designer of the mix is thus to choose the most appropriate grading of the aggregate.

This problem of the choice of the aggregate grading is one of the main points of all three papers treating mix design. A. Joisel, in his paper "La composition du béton," presents a detailed study of the grading curve proposed by Caquot in 1937.* Caquot assumed that a minimum percentage of voids in the combined aggregate would give a desired strength with a minimum cement content; he then showed theoretically that the amount of aggregate of particle size less than d should be directly proportional to $d^{1/5}$. Exceptions must, however, be made for the largest particle sizes.

In his treatment, Caquot assumed a constant value (0·44) for the relative volume of voids in a single particle size. Joisel has extended Caquot's investigation by studying the changes in the grading necessitated by different values of the relative volume of voids, viz. 0·48, 0·44 and 0·40. The results are similar to those of Caquot, but the exponent of the particle diameter d varies from 1/6 at the highest volume of voids (0·48) to 1/4·5 at the lowest volume (0·40).

Joisel's results are of interest from a theoretical point of view and, granted the assumptions, irrefutable. It is open to doubt, however, whether such a grading curve will result in concrete of suitable workability, and it may in fact be desirable to use another grading which, although it might require a higher cement content to fill the voids, may result in a lower cement content to give the same workability. The reporter is not convinced that the volume of voids will alone determine the amount of cement paste needed to give a required workability even if the surface properties of

* A. Caquot. "Le rôle des matériaux inertes dans le béton," *Mem. Soc. Ing. Civils de France*, p. 562, 1937.

the aggregate are the same. The questions of frost-resistance and stability of the mix have not been taken into account in Joisel's treatment of the problem.

D. A. Stewart, in his paper "The design of concrete mixes for bridge and other constructions," has treated the fundamental principles governing concrete proportioning so that the concrete may be fully compacted and develop the required strength, good frost-resistance, high modulus of elasticity, and low shrinkage and creep, with a minimum amount of cement. To reach this goal, the mix should be designed so that the cement mortar just fills the voids in the coarse aggregate. Consolidation must be done by vibration; as is possible, according to Stewart's experience. It is relatively simple to determine the quantity of the aggregate required if we know:

(*a*) the water–cement ratio—this is determined by the strength requirement;
(*b*) the aggregate–cement ratio—this is determined by workability considerations;
(*c*) the specific bulk density of the coarse aggregate, obtained by the same method of compaction as is to be used on the final concrete.

The maximum size of the fine aggregate must be chosen so that it will all pass through the interstices in the coarse aggregate. A sieving method is described in the paper which makes such a determination possible. The average particle size of the combined aggregate in relation to the free space available must also be borne in mind when designing a mix; Stewart gives formulae which can be used to determine the average particle size.

A concrete mix designed in this way will probably meet very high requirements of quality; strength is obtained with a low cement content, and shrinkage and creep will be low. Moreover, stability will be automatically ensured, since, from geometrical reasons, a mortar layer cannot be formed. On the other hand, good frost-resistance is not necessarily obtained; further study of the cement mortar filling the voids is required. Furthermore, is it really practicable to consolidate mixes designed in this way on an actual building site? Is the workability really sufficient?

K. F. Antia's paper, "A rational method of proportioning concrete in India and its economic importance," is a comprehensive survey of mix design, based on the assumption that strength is required as cheaply as possible. The essential recommendation is to be found in Table IV of the paper, where suitable values of the fineness modulus of the combined aggregate are given for various maximum particle sizes. The available aggregates should be combined so as to give a fineness modulus lying within the limits given in the table. The recommendation is based on tests. The water–cement ratio is determined from the strength requirement, and an empirical formula is given for the determination of the amount of aggregate required for a given consistency.

The grading recommendation is thus based on experiments in which the workability was controlled by means of the slump test. It is a matter of opinion whether the slump test alone can give a satisfactory measure of workability. Frost-resistance is not taken into account in Antia's paper, which is quite natural when considering concrete practice in India.

As is evident from the review above, it is necessary to ensure that high-grade concrete does not segregate during compaction. It is also necessary, when comparing the economy of different mixes, only to consider mixes possessing the same workability. In order to make this possible, we must, in some way or other, be able to measure the stability and workability. With regard to workability, Stewart, in his paper, refers to an apparatus which, "used in determining the state of full compac-

tion, will at the same time measure the workability of the concrete in terms of the time taken to reach that state." This same time for complete compaction may also be determined by the deformability meter which has been developed at the Swedish Cement and Concrete Research Institute.* In this apparatus the deformability of the fresh concrete is measured during vibration. So long as the deformability increases during the vibration, the concrete is not yet fully compacted. Decreasing deformability, on the other hand, means that the concrete is segregating due to the vibration. A stable concrete shows constant deformability after the maximum value has been attained. This apparatus thus reveals whether or not the mix is stable, and at the same time gives a measure of the required duration of vibration. It is the reporter's opinion that the use of such an apparatus would be of great value in comparing different mix designs.

3. Effect of repeated and continuous loading, creep

In his short paper, "Détermination des déformations des bétons sous les charges prolongées," M. Prot describes the main principles of a new testing machine intended for use in a study of the deformation properties of materials, with special reference to the time effect. It will be possible to vary the rate of application of load between wide limits, viz., in the ratio 1: 10,000. Stress and strain will both be recorded autographically. Details of the machine and, if available, preliminary results, will be given at the Congress.

4. Corrosion of concrete and reinforcement

As a building material, concrete possesses many excellent properties, and has thus been of great benefit in raising our general standard of living. Nevertheless, the poor durability of some bridges and other reinforced-concrete structures has given rise to a certain amount of concern. Much has been written on the subject of deterioration of concrete. A comprehensive and thorough survey is to be found in the excellent paper by Lea and Davey,† to which the reporter draws attention. In addition to the papers referred to in their survey, he would like to draw attention to an interesting paper on deterioration of bridges in America, by Jackson.‡ Another valuable investigation has been made by Ruth D. Terzaghi,§ which has recently been published. Of the more comprehensive works on this subject those by Kleinlogel‖ and by Dreyfus¶ may be mentioned.

The main pattern of the paper by Lea and Davey is as follows:

A. Internal causes:
   - (i) Materials: aggregates, cement, air-entraining cement, water
   - (ii) Internal changes: thermal movement of concrete, drying shrinkage and reversible wetting movement

B. External causes:
   - (i) Frost attack and corrosion of reinforcement

* See *Proceedings*, No. 12, and *Bulletins*, Nos. 12 and 24, of the Swedish Cement and Concrete Research Institute.

† F. M. Lea and N. Davey. "The deterioration of concrete in structures," *J. Inst. Civ. Engrs.* **32**, 248–275, 1949.

‡ F. H. Jackson. "Disintegration of bridge concrete in the West," *Public Roads*, **24**, No. 4, 1945.

§ Ruth D. Terzaghi. "Concrete deterioration due to carbonic acid," *J. Boston Soc. Civ. Engrs.*, 1949.

‖ A. Kleinlogel. *Einflüsse auf Beton und Stahlbeton*, 1950.

¶ J. Dreyfus. *La chimie des ciments*, Paris, 1950.

(ii) Erosion of concrete
(iii) Deterioration of concrete in sea-water
(iv) Deterioration of concrete in sulphate-bearing waters
(v) Attack of concrete by acid gases
(vi) Atmospheric attack
(vii) Tunnels and bridges
(viii) Sewers
(ix) Exposure to fire
(x) Architectural treatment of surface and attention to detail.

The reporter gives the above pattern in order to show where the three present papers fit in the general picture.

F. Campus, who has already published valuable papers on the subjects B(iii) and A(ii) in the above, deals in his present paper mainly with point B(vi), atmospheric attack, but also refers to points A(ii) and B(i).

M. Prot gives a new testing method in connection with point B(iii).

L. Séméac and M. Boutron mainly deal with points B(v) and B(x). As this paper has much in common with the paper by Campus, they will be treated together in the following paragraphs.

Campus describes some severe cases of damage that have occurred in reinforced-concrete transmission line poles in Belgium, in the form of both longitudinal and transverse cracks in the cover over the reinforcement, and severe corrosion of the reinforcement. He develops an interesting explanation of the cause of this damage, which, he states, is due to rainwater dissolving the lime in the concrete, thus rendering it porous. As long as the water is alkaline it does not attack the reinforcement, but if the water ceases to be alkaline and other conditions are favourable the steel will be attacked, will start rusting and swelling, and will finally burst the concrete covering the reinforcement.

The reporter has discussed this theory with several specialists. The chemists have nothing to say against it if the following distinction is made. As long as the concrete still possesses some strength, water bound by capillary forces, they say, will be alkaline, and will not, therefore, attack the reinforcement. If, however, pores or cracks exist of sufficient width, and if they are dry, then *moist air* may enter through them, and water vapour which is not alkaline may reach the reinforcement. There it may condense directly on the reinforcement, and possess such acidity that rusting may take place. This distinction does not invalidate any of the rest of Campus's treatment, which is based on an analysis of the inherent internal stresses and the additional stresses due to external causes such as atmospheric conditions, which, in unfavourable circumstances, may lead to disintegration.

Campus finishes with some practical recommendations for obtaining durable reinforced-concrete structures, taking into account the actual concreting, as well as the placing of the reinforcement.

Séméac and Boutron give a detailed and instructive account of damage to the concrete structure of railway sheds, and also, to a certain extent, to viaducts of railways in France. Their observations cover structures erected at various times over the last forty years. The damage is mainly due to attack from the smoke from the locomotives, but in the coastal districts the disintegration appears to develop more rapidly as a result of the deleterious effect of the salt in the air. As a result of their experience, two methods have been employed to minimise the destruction due to the smoke: first, reducing the source of attack—the smoke—by a more suitable design

of the structures; second, increasing the resistance of the material of the structure to attack, by using dense concrete, etc.

The reporter would like to stress the observation made by the authors of the importance of a careful design of even the details of the structure if corrosion is to be minimised or eliminated.

There are two points in the paper by F. Campus to which the reporter would like to draw a little more attention. One concerns structures in which high-alumina cement has been used. Campus mentions some instances of damage due to instability of certain components of hydrated high-alumina cement. In Sweden, too, severe damage has occurred in bridges between 16 and 24 years after completion of the concreting, which, it is quite evident, is due to this slow recrystallisation of the hydration products of the high-alumina cement. Dreyfus, in his book (*loc. cit.*, p. 279), points out that permanent construction using high-alumina cement has been forbidden by the French authorities since 1943.

The other observation made by Campus which the reporter finds particularly noteworthy occurs in the final remarks, where the author quotes his colleague Professor Magnel. One case of corrosion of the wires at the anchorage of a prestressed concrete structure, mentioned by Magnel, suggests that such points may be particularly vulnerable to corrosive action—stress corrosion—and that such wires should always be protected by being embedded in concrete. This is of vital significance, and this problem ought to be the subject of detailed study by concrete specialists in collaboration with metallurgists.

M. Prot, in his paper, deals with the problem of finding a rapid method of testing the suitability of cements for use in structures in sea-water with regard to durability. After discussing several possibilities, the author concludes that the essential features of such a test should be:

(*a*) an increase of the free exposed surface in relation to the mass, and
(*b*) a rapid circulation of the fluid attacking the surface.

Prot has already, in I.A.B.S.E. publications and at the last Congress in Liège, pointed out the great importance of knowing the scatter of various properties of the materials. In this connection, he now asserts that the durability test must be such that large numbers of specimens can, without difficulty, be tested simultaneously.

In accordance with the above principles, two testing arrangements have already been put into service, one at Le Havre and the other at Marseilles. These are described in detail in the paper. Each enables 300 specimens to be tested simultaneously, and is under fully automatic control. The test specimens, which take the form of U-shaped plates about 3 mm. thick, are made of cement paste or cement mortar. During the corrosion test they are subjected to a bending moment equal in magnitude to one-half of their failure moment before test. Each specimen is supplied with an indicator which records the time at which failure occurs due to deterioration. The author hopes to give some preliminary results at the Congress.

ACKNOWLEDGEMENTS

The reporter would like to express his gratitude to the following people for their valuable assistance in preparing this general report: Dr. Sven G. Bergström, of the Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, who, in collaboration with the reporter, prepared part 1 of the report; Messrs. Otto Forsman and Per Nycander, Professor Erik Rudberg and Dr. Rune Hedin of Stockholm, the specialists with whom

the reporter discussed the question of corrosion of reinforcement; and Dr. Ralph P. Andrew, London, who assisted the reporter in translating the report into English.

Summary

The fundamental requirements of hardened concrete are strength and durability. The limits of creep and shrinkage are usually of secondary importance, and can only be controlled to a limited extent in the mix design after the first two requirements have been satisfied. The usual aim in concrete mix design is to obtain a given strength with a minimum cement content; this, however, will not in general ensure a satisfactory frost-resistance either of the concrete as a whole or of planes of weakness which may occur due to segregation. For this purpose it is necessary to choose an optimum grading of the aggregate and an optimum content of cement paste for a given water–cement ratio.

The corrosion of concrete and reinforcement is a vast and complex problem. Two main aspects have been treated in the papers under discussion: deterioration due to atmospheric attack and deterioration due to acid gases. One of the authors has developed a theory of the causes of the first of these. Another paper draws attention to the importance of a careful design of structural details, so as to minimise the corrosive attack. A third aspect—deterioration in sea-water—has been treated from the point of view of testing the suitability of a given cement for use in such circumstances. A new method of test for this purpose is described.

Résumé

Les exigences fondamentales imposées au béton durci sont la résistance mécanique et la durée. Les limites d'écoulement plastique et de retrait sont généralement d'importance secondaire; on ne peut intervenir sur ces caractéristiques que d'une manière limitée dans l'étude des mélanges, après que les deux premières exigences ci-dessus mentionnées ont été satisfaites. Le but que l'on se propose généralement dans l'étude des mélanges de béton est d'obtenir une résistance mécanique donnée avec une teneur minimum en ciment. Cette disposition n'assure toutefois pas, en général, une résistance satisfaisante au gel, tant dans la masse du béton que dans des plans de moindre résistance qui peuvent se former par suite d'une ségrégation. Du point de vue de la résistance au gel, il est nécessaire de choisir une teneur optimum, tant en agrégat qu'en ciment, pour un rapport eau–ciment déterminé.

La corrosion du béton et de ses armatures constitue un problème vaste et complexe.

Deux aspects principaux de cette question ont été traités dans les rapports qui sont soumis à la discussion: ce sont la détérioration résultant de l'attaque atmosphérique et la détérioration due aux gaz adices. L'un des auteurs a proposé une théorie sur les causes de la première de ces détériorations. Dans un autre rapport, l'attention est attirée sur l'importance d'une étude minutieuse des détails des ouvrages, en vue de réduire les risques de corrosion au minimum. Un troisième aspect—la détérioration dans l'eau de mer—a fait l'objet d'une étude portant particulièrement sur le contrôle de l'aptitude d'un ciment donné à être employé dans ces conditions. Une nouvelle méthode correspondante d'essai est décrite.

Zusammenfassung

Die grundlegenden Anforderungen an den erhärteten Beton sind Festigkeit und Dauerhalfigkeit. Die Kriechund Schwindgrenze sind meistens von sekundärer Bedeutung und können nur bis zu einem beschränkten Grad durch das Mischung-

sverhältnis beeinflusst werden, nachdem die zwei ersten Bedingungen erfüllt sind. Das gewöhnliche Ziel bei der Festlegung des Mischungsverhältnisses für Beton besteht darin, mit einem Minimum an Zementzusatz eine vorgeschriebene Festigkeit zu erreichen. Dies gewährleistet jedoch nicht allgemein einen befriedigenden Frostwiderstand, sei es des ganzen Betons oder für bestimmte Flächen, die durch Entmischung geschwächt werden. Zu diesem Zwecke ist es notwendig, eine günstige Kornzusammensetzung und einen günstigen Zementgehalt für einen gegebenen Zement–Wasser-Faktor zu wählen.

Die Korrosion von Beton und Armierung ist ein weites und verwickeltes Problem. Zwei hauptsächliche Gesichtspunkte wurden in den zur Diskussion stehenden Arbeiten behandelt: Zerfall durch Witterungseinflüsse und Zerfall durch Säuregase. Einer der Verfasser hat eine Theorie über die Ursachen des ersteren entwickelt. Eine andere Arbeit macht auf die Bedeutung einer sorgfältigen Konstruktion baulicher Einzelheiten aufmerksam, um den Angriff der Korrosion auf ein Minimum zu reduzieren. Ein dritter Gesichtspunkt, der Zerfall in Meerwasser, wurde dahin behandelt, dass die Eignung eines bestimmten Zementes für den Gebrauch in solcher Umgebung untersucht wurde. Eine Prüfmethode für diesen Zweck wird beschrieben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CI 1

A rational method of proportioning concrete in India and its economic importance

Une méthode rationelle pour l'élaboration du béton et ses avantages économiques

Eine rationelle Methode der Betonmischung und ihre wirtschaftliche Bedeutung

K. F. ANTIA, B.Sc., M.INST.ENG.(IND.), A.M.I.STRUCT.E., F.P.W.INST.
Bombay

ECONOMIC IMPORTANCE OF RATIONAL PROPORTIONING

The object of proportioning the ingredients, namely, cement, water and aggregates, of which concrete is made is to obtain durable concrete of strength to suit the requirements and at the most economical rate. Although strength is all-important, consideration has to be given to other important requirements such as durability, economy of the resulting concrete and workability of the mixture. Strength is essential to enable a structure or its components to fulfil its functions. Durability is required so that concrete does not deteriorate with time or when exposed to the atmosphere. The concrete must also be thoroughly sound, of uniform quality and with the voids reduced to a minimum.

As little cement as possible, consistent with the required strength of the resulting concrete, should be used for purposes of economy. The size and proportion of coarse aggregate should be as large as possible for effecting the greatest possible economy, but the quantity will depend on the workability of the mixture. Economy is effected due to the larger aggregate having less surface to be covered with cement paste than the smaller aggregate. The quantity of fine aggregate should be adequate to fill the voids in the coarse aggregate, otherwise cement paste will have to be wasted in filling the voids. The quantity of fine aggregate therefore depends on the voids in the coarse aggregate.

The proportioning of concrete is, to a great extent, done by what is termed the "mix method." In this method the proportions of cement, fine aggregate and coarse aggregate are specified. Although this method has been satisfactory so far, it is not an economical method; there is always an element of uncertainty as to strength and it is not suited for concrete of high strength. A far more logical and satisfactory

method is to decide on the strength of concrete required and then to determine the proportions of components which will give the most economical results.

The method of proportioning concrete should be rational, namely, such that it results in concrete of required strength at the least possible cost.

It may be assumed that with rational proportioning, the extent of saving in cement would be at least 3% and this may not be considered an extravagant assumption. The annual saving in India with annual consumption of over 3 million tons would, on this assumption, be about 90,000 tons, equivalent to 9 million rupees. The potential saving is of such magnitude that rational proportioning of concrete might with advantage be made obligatory to Indian engineers.

Fundamental laws for rational proportioning

The fundamental laws of the water–cement ratio, consistency, and grading may be briefly stated as follows.

The strength and other desirable properties of concrete depend upon:

(*a*) The quantity of water which is mixed with a given quantity of cement. A decrease in the water content increases the strength. Other properties of concrete are also improved. This law applies to a workable mixture only, namely, a mixture which can be placed satisfactorily in the forms.

(*b*) The consistency of the mixture, which should be plastic and workable. The mixture should be thorougly compacted, and for thorough compaction the consistency of the mixture should be plastic and workable.

(*c*) For a given consistency, the most economic results are obtained when coarse and fine aggregates are well graded in size so that the mixed aggregates have the maximum density.

Water–cement ratio and durability of concrete

Although considerable experimental data with regard to the water–cement ratio are available in other countries, such data may not be applicable to India in view of the fact that almost all the experiments have been carried out in temperate climates.

Fortunately tests were carried out by an Indian railway a few years ago and data were collected from over 1,000 tests. In these tests the compressive strengths of concrete mixes, varying from 1:1½:3 to 1:3:6, were obtained by testing to destruction standard concrete cylinders. The results of these tests are given in fig. 1.

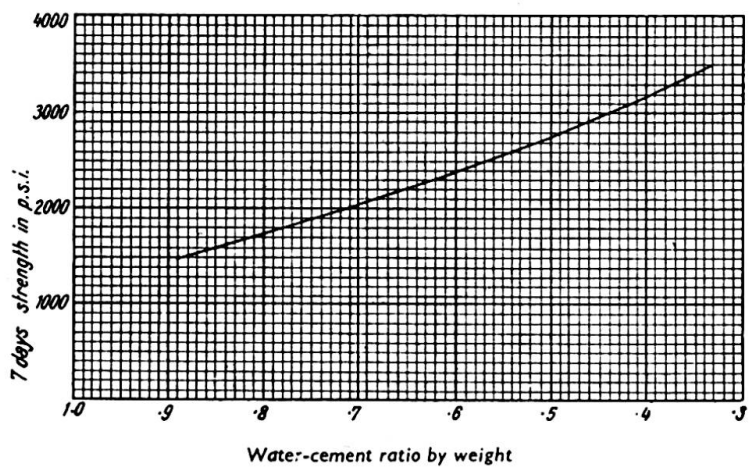


Fig. 1

It will be noted that the average strength at 7 days, which is 3,500 lb./in.^{2} with a water–cement ratio of 0·33, falls to 1,500 lb./in.^{2} when the water–cement ratio is increased to 0·89. This bears out forcibly the very great necessity for controlling the quantity of water in a concrete mix.

It may be added that as a result of these tests the original specification for concrete in a large construction which was given as "concrete of 1:2:4 mix" was altered to "concrete with a cylinder crushing strength averaging 2,000 lb./in.^{2} at 7 days." The mix required for this specification was found to be much leaner than 1:2:4, and not only was a considerable saving in cement effected but concrete of a specified strength was guaranteed. The application of rational methods of proportioning concrete with its guaranteed strength and resulting economy has therefore been proved to be possible in India and there is no reason why this method should not be made the standard method for all concrete works of any size in India.

For purposes of comparison, the standard American figures of probable minimum compressive strength at 28 days for various water-cement ratios are given in Table I. Indian values are compared with American values in fig. 2. For this purpose, Indian figures of strength at 7 days have been corrected to 28-day strength by assuming the 28-day strength to be 150% of the 7-day strength. This assumption is close to

TABLE I

Water–cement ratio	0·45	0·49	0·54	0·58	0·63	0·67	0·71	0·76	0·80	0·85	0·89
Weight of water in lb./cwt. (1 bag) of cement	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
Probable minimum compressive strength at 28 days in lb./in.^{2}	4,900	4,450	4,000	3,650	3,300	3,000	2,800	2,650	2,500	2,350	2,200

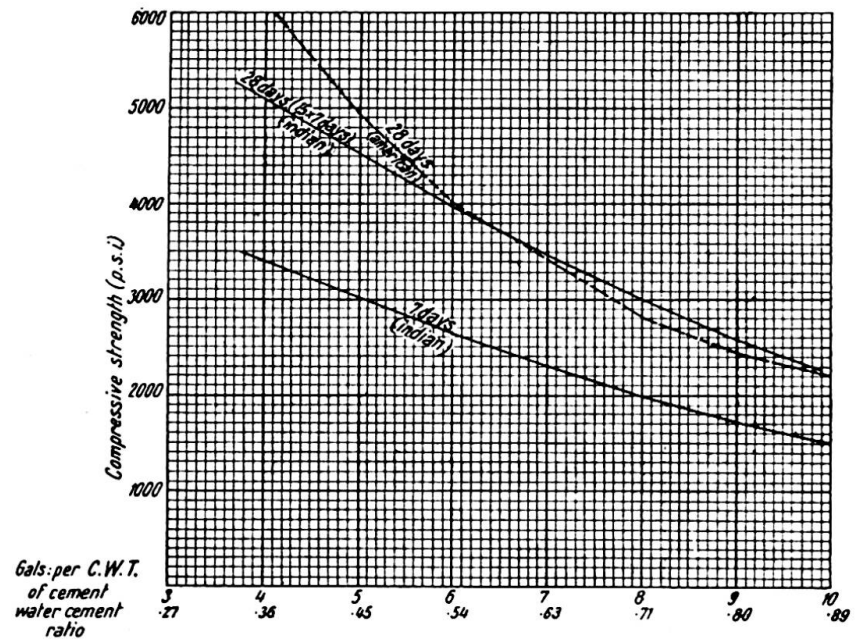


Fig. 2

the relation established in America between 7-day and 28-day strengths, as $S_{28}=1{\cdot}51S_7+49$.

As already indicated, the water–cement ratio governs not only the strength of the resulting concrete but many of its other properties, one of the most important being durability or resistance to exposure. For different types of exposures, American investigations indicate different water–cement ratios. Unfortunately investigations on this aspect have not so far been carried out in India.

Workability

The term workability in a concrete mix is a relative term and normally indicates the ease with which the concrete can be placed in the forms or moulds and the degree to which it resists segregation. Workability has varying values depending on several factors, namely, size and grading of the aggregate, placing of the reinforcement, the size of the structural members and the methods of compacting.

Workability of concrete is normally ascertained through the slump test, in which the partial collapse of fresh concrete moulded to a particular shape is the measure of the workability of concrete.

Workability, as already indicated, depends on several factors, including the size of the aggregates, and definite limits of slump cannot therefore be fixed, but the values in Table II form a suitable guide.

Table II

Slumps for various types of construction

Type of work	Slump (in.)	
	Without vibration	With vibration
(1) Normal R.C. sections, e.g. slabs, beams, columns, walls, etc.	2 to 6	1 to 3
(2) Foundations, footings, substructures, walls, etc.	1 to 5	1 to 2½
(3) Mass concrete	1 to 3	1

In making slump tests all aggregates above 2 in. should be removed.

It should be remembered that the vibration of concrete has an appreciable effect on workability. This is apparent from columns 2 and 3 of Table II. As workability is increased by vibration, the water–cement ratio can be reduced, resulting in increased strength. Other effects of vibration are an increase in the modulus of elasticity and a reduction in plastic flow and shrinkage on account of the reduction in water–cement ratio.

Size and grading of aggregates and fineness modulus

The chief advantage of using as large a size of coarse aggregate as possible is the increased yield for a given water–cement ratio. This is due to the proportion of coarse aggregate to fine aggregate becoming greater for the same workability with an increase in the size of coarse aggregate. The water content and therefore the cement content are therefore reduced. The size, however, is limited by the section of the concrete member, spacing of reinforcement, and in the case of large size aggregates by the type of mixer available. Although a maximum size of 9 in. has been used, the normal limit may be considered as 6 in.

Suitable grades of aggregates, both coarse and fine, result in a dense concrete and also in the required workability being obtained with the minimum quantity of water. The lower the water content, the smaller is the cement content as well, and therefore grading of aggregates leads to the most economical concrete of the required strength. Other advantages of grading are uniformity in the quality of the resulting concrete and reduced shrinkage cracks due to reduced water content.

It is possible to obtain concrete of the required strength without suitable grading of the aggregates by using excess fine aggregate, cement and water, but it is not the most economical mixture.

The grading of aggregate is ascertained by passing it through a series of sieves. The sizes of sieves selected are such that the linear dimensions of the mesh of sieve A are double those of sieve B, the next in the series. The quantities retained on each sieve are either (*a*) tabulated or plotted, or (*b*) totalled, and a factor known as "fineness modulus" obtained. It is equally correct to use the quantities passing through the sieve. The sieves used for grading aggregates are: Nos. 100—52—25—14—7—3/16 in.—3/8 in.—3/4 in.—1½ in.—3 in. and 6 in.

"Fineness modulus" is an empirical factor obtained by totalling the cumulative percentages of aggregates retained on each sieve of the series given above, and dividing by 100.

As a result of research and judgment, certain values of fineness modulus for mixed aggregates and varying with the maximum size of aggregate have been accepted as giving the required workability and the most economical mix. It is emphasised that there cannot be a definite fineness modulus for each maximum aggregate size, but values within a suitable range (Table III) are likely to give the best results. A series

TABLE III

Fineness moduli of mixed aggregates for concrete of maximum strength

Maximum size of coarse aggregate (in.)	Fineness moduli		Remarks
	Minimum	Maximum	
⅜	3·3	3·7	An increase in value above the maximum figures will result in a "harsh" mix. A decrease in value below the minimum figures will give an uneconomical mix.
½	4·5	5·0	
¾	4·8	5·3	
1	5·0	5·5	
1¼	5·1	5·7	
1½	5·4	6·0	
3	5·9	6·5	
6	6·5	7·0	

of experiments carried out in India has shown that for a range of mixes varying from 1:1½:3 to 1:3:6 no appreciable alteration is necessary and that the value of the fineness modulus depends chiefly on the maximum size and shape and on the quality of grading of the aggregates. Reasonable ranges of fineness moduli for fine aggregates and coarse aggregates are given in Table IV. If the fineness modulus of the aggregate tested does not fall within the given range it does not mean that the aggregate should be discarded; it only indicates that the particular aggregate is not likely to give the most economical results. It may also be noted that the coarser the aggregate, the greater is the value of the fineness modulus.

The proportion of fine aggregate to coarse aggregate can be determined from their fineness moduli (F.M.).

TABLE IV

Recommended limits of fineness modulus of fine and coarse aggregates

Maximum size of aggregate (in.)	Fineness modulus limits	
	Minimum	Maximum
Fine aggregate up to $\frac{3}{16}$ . . .	2·34	3·61
Coarse aggregate $\frac{3}{4}$ . . .	6·30	6·90
,, ,, $1\frac{1}{2}$ . . .	6·95	7·60
,, ,, 3 . . .	7·60	8·20
,, ,, 6 . . .	8·00	8·60

If F_c and F_f are the fineness moduli and if V_c, V_f and V_m are the percentage of coarse, fine and mixed aggregates respectively, and if F_m is a suitable fineness modulus for mixed aggregate, then:

$$\frac{V_f}{V_m}=\frac{F_c-F_m}{F_c-F_f}\times 100$$

In order to obtain the fineness moduli of aggregates, sieving may be started with the finest of the sieves, i.e. No. 100, or with the largest of the sieves. If sieving is commenced with the finest sieve, the quantity retained on each sieve is to be simply totalled and divided by 100. From practical considerations, sieving has to be started with the largest sieve. The value of F.M. is obtained either by tabulation or with the help of a formula. In the example given in Table V the quantities retained on each sieve are tabulated in column 3 and the corresponding percentages worked out in column 4. The values in column 4 are multiplied by the sieve factor in column 2 to obtain the cumulative percentage in column 5. The total of column 5 divided by 100 gives the F.M.

TABLE V

Sieve size (1)	Sieve factor (2)	Quantity retained on each sieve (3)	Percentage retained on each sieve (4)	Cumulative percentage on each sieve (5)
$\frac{3}{16}$ in.	6	0·10	5·0	30·0
No. 7	5	0·23	11·5	57·5
No. 14	4	0·30	15·0	60·0
No. 25	3	0·83	41·5	124·5
No. 52	2	0·35	17·5	35·0
		2 lb.	100	316·5 (F.M.=3·17)

The same results may be obtained without tabulation from the following formula:

$$\text{F.M.}=\frac{nx_1+(n-1)x_2+(n-2)x_3+E_c \ . \ . \ . \ +x_n}{w} \quad . \ . \ . \ . \quad (1)$$

where n is the number of sieves used (six if the size of aggregate is 3/16 in., nine for $1\frac{1}{2}$ in. aggregate, etc.). $x_1, x_2, \ldots x_n$ are the quantities retained on each sieve, x_1 being the quantity retained on the largest sieve and x_n that on the smallest sieve, i.e. No. 100, and w is the total weight of the sample.

The ranges of F.M. in Table IV give the approximate limits of suitable grading of

various aggregates. For more accurate results, the percentage of aggregate retained on each sieve is indicated. In fig. 3 are given the recommended grading ranges for fine aggregate and for coarse aggregates of maximum size $1\frac{1}{2}$ in. and $\frac{3}{4}$ in. If the sieve analysis of a given aggregate falls within these ranges, the aggregate is suitable. If the grading is coarser than that given by the lower limits of fig. 3, the mix is likely to be too harsh for good workability; and if it is finer than that indicated by the upper limits, the mix will be uneconomical.

A large quantity of coarse aggregate results in an economic mix, whilst an increased quantity of fine aggregate produces a more workable mix. An economic and at the same time workable range of the mixed aggregate falls within narrow limits. These limits are indicated approximately by the fineness modulus of mixed aggregate and more accurately by grading curves. The average grading curves for mixed aggregates with the maximum size of aggregates varying from 3/8 in. to 6 in. are shown in fig. 4. Equivalent fineness moduli are also indicated. The aim in deciding the proportion of fine to coarse aggregate should be to obtain a grading curve as near to the average curve given in fig. 4 for the particular size of coarse aggregate.

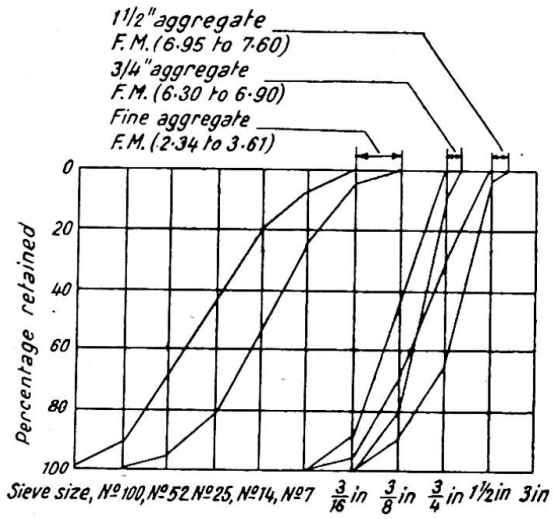


Fig. 3

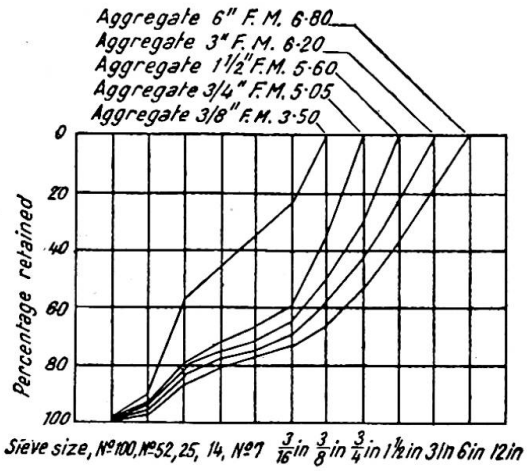


Fig. 4

The simplest method of obtaining the proportion of fine to coarse aggregate is by formula (1). The proportion of fine to coarse aggregate has no effect on the richness or otherwise of the concrete, but satisfactory grading is more important with lean mixes, namely, those with a comparatively small proportion of cement.

With a larger proportion of coarse aggregate, volume change as well as the heat of hydration is reduced. The proportion also depends on the shape of the individual pieces, the proportion of coarse aggregate being reduced with flat elongated pieces. In terms of absolute volume, as defined later in the paper, the quantity of coarse aggregate of $1\frac{1}{2}$ in. size in a concrete mix with a suitable grading and proportioning, ranges between 35% and 45% for broken or crushed stone and between 40% and 50% for gravel.

Proportion of cement to mixed aggregate

The relation between the water–cement ratio and the quantities of cement and mixed aggregate is necessary in order to determine the quantity of mixed aggregate per cwt. of cement for a required strength. Experiments have been carried out in

India in which various proportions of coarse and fine aggregates have been used to ascertain the water–cement ratio in various mixes of concrete and of mortar. The results are summarised as follows.

With the consistency of concrete suitable for mass concrete work (see Table II) the quantity of mixing water required is:

(*a*) 7·5 lb. per cubic foot of dry compacted mixed aggregate, the proportions being based on the fineness modulus;

(*b*) 24 lb. per hundredweight of cement.

In carrying out these experiments, the varying factors have been eliminated by drying the coarse and fine aggregates before use and compacting with a steel rod before measuring any volumes. When dry fine and coarse aggregates are measured separately after compacting and again after mixing the two aggregates and compacting, the volume of the mixed aggregate is less than the sum of the separate volumes. The mixed aggregate factor is obviously equal to:

$$\frac{\text{Volume of dry compacted mixed aggregate}}{\text{Volume of dry compacted fine aggregate} + \text{volume of dry compacted coarse aggregate}}$$

The author suggests the following formula on the strength of the above results:

$$V_m = 1{\cdot}33\left(\frac{w}{ab} - 2C\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

where w is the quantity of water in gallons per cubic foot of cement,

C is the cement in cubic feet,

V_m is the volume of dry compacted mixed aggregate,

and a and b are factors.

Factor a depends on the quality of both coarse and fine aggregates and the values may be taken as shown in Table VI.

TABLE VI

Value of factor a	Conditions
1·2	For crushed-stone aggregate and poorly graded fine aggregate
1·1	For crushed-stone aggregate
1·1	For poorly graded fine aggregate
1·0	For shingle aggregate and well-graded fine aggregate

Factor b depends on the required consistency and the values recommended are given in Table VII.

TABLE VII

Value of factor b	Conditions
1·2	For slump up to 6 in.
1·1	,, ,, ,, ,, 4 in.
1·0	,, ,, ,, ,, 2 in.

For 1 cubic foot of cement formula (2) becomes:

$$V_m = 1{\cdot}33\frac{w}{ab} - 2{\cdot}67 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

The quantity of water in gallons per cubic foot of concrete of the required strength having been determined from fig. 1, values of factors a and b are selected and the volume of mixed aggregate in cubic feet per cubic foot of cement is obtained from formula (3). The quantities of coarse and fine aggregates are then obtained from the percentages of these materials worked out from the fineness modulus.

Moisture in aggregates, bulking and yield

The percentage of water in the water–cement ratio is affected (*a*) by water absorbed by the aggregate if the aggregate is very dry, (*b*) by surface water if the aggregate is wet, and (*c*) by evaporation if concrete is mixed in hot dry weather. Corrections have therefore to be made for these factors, the quantity of water being increased for (*a*) and (*c*), and reduced for (*b*).

Experience in India indicates a fairly constant percentage for absorption for broken "trap" stone aggregate.

When water is added to dry sand, it covers the particles of sand. These films of water push the sand particles further apart and the volume increases. This is known as bulking. With increase in water, the volume continues to increase until the sand is completely saturated, when the volume of sand is reduced to its original dry volume.

The finer the sand, the greater is the bulking, and this may be as much as 45%. Average figures may be taken as 30% for fine and 20% for coarse sand. Tests carried out in India gave a bulking percentage of about 32% with sand of fineness modulus 2·2. Saturation point was reached when the quantity of water was about 5 lb. per cubic foot of sand.

Bulking also takes place in coarse aggregate but to a smaller extent. Indian experiments show that wet coarse aggregate (broken stone and shingle) when loosely filled bulks about 10% to 12%.

The method of measuring the percentage of bulking is either by volume or by weight. The sand is loosely filled in a volume measure. It is then removed and thoroughly dried, filled again in the volume measure and consolidated by prodding with a rod. The difference in volume gives the bulking percentage. A more accurate measure is by weight. The weights of (*a*) wet and loosely filled sand, (*b*) dry and consolidated sand, and (*c*) water content are obtained. The bulking percentage is then:

$$\frac{M_d-(M_c-M_w)}{(M_c-M_w)}\times 100 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

where M_d is weight of dry sand,
M_c is weight of sand combined with water,
M_w is weight of water.

For uniformity and accuracy, all measurements are based on consolidated aggregates.

When certain quantities of cement and coarse and fine aggregates are mixed together, the resultant volume of concrete is much less than the sum of volume of the dry unmixed materials. The reduction in volume depends upon several factors such as the quality of the aggregates, grading, proportions, cement and water content and the extent and type of consolidation. Three methods of ascertaining the yield are given, the choice depending on the degree of accuracy required:

(i) Very approximate figures of the quantities of ingredients of concrete may be obtained by considering the volume of ingredients as 1·5 times that of the resultant

concrete. For example, the quantities of sand, broken stone and cement required for 100 ft.^{3} of 1:2:4 concrete are very approximately:

$$1{\cdot}5 \times 100 \times \frac{2}{7} = 43 \text{ ft.}^3$$

$$1{\cdot}5 \times 100 \times \frac{4}{7} = 86 \text{ ft.}^3$$

$$1{\cdot}5 \times 100 \times \frac{1}{7} \times \frac{90}{112} = 17{\cdot}2 \text{ bags}$$

(ii) Accurate values are obtained by adopting the absolute volume method. The absolute volume of a material is the volume of the solid particles in it, i.e. it is the total volume minus voids. The quantity of concrete resulting from a mixture of its ingredients is the sum of the absolute volumes of its ingredents. Absolute volume is obtained by multiplying the absolute specific gravity of the material by the weight of a cubic foot of water (62·4 lb.). The absolute specific gravity is the unit weight of the solid material divided by the unit weight of water. In the absence of tests of the materials used, the absolute specific gravity of cement and fine and coarse aggregates may be taken as 3·15, 2·65 and 2·55 respectively.

(iii) Another fairly accurate method of determining the yield is to make use of Table VIII based on the results of a large number of experiments carried out in India.

TABLE VIII

Proportion of cement to mixed aggregate	1:2	1:3	1:3·5	1:4	1:4·5	1:5	1:5·5	1:6
Cwt. of cement per 100 ft.^{3} of concrete	33	23·5	21	18·5	16·8	15	14	12·8
Proportion of cement to mixed aggregate	1:6·5	1:7	1:7·5	1:8	1:8·5	1:9	1:9·5	1:10
Cwt. of cement per 100 ft.^{3} of concrete	12	11	10·5	9·8	9·3	8·8	8·3	7·8

In this table the proportion is one cubic foot of cement to the volume of dry compacted mixed aggregate and the table is applicable when formula (3) is used.

PROCEDURE FOR PROPORTIONING OF CONCRETE

It will be seen that the concrete mix is economically designed by first selecting the water–cement ratio which will give concrete of required strength and durability, determining a suitable consistency and finding the proportion of coarse and fine aggregates with the available grading to give adequate workability when mixed with the cement paste in definite proportions of water and cement. The steps are therefore as follows:

(*a*) Determine a water–cement ratio which will give the required strength (see fig. 1).

(*b*) Ascertain whether the ratio selected will be suitable for the type of exposure to which it will be subjected.

(*c*) Determine the slump which is required depending on the type of structure or part of structure (see Table II).

(*d*) Determine the maximum size of coarse aggregate.
(*e*) Ascertain the fineness moduli of the available coarse and fine aggregates (compare with Table IV), select a suitable fineness modulus for the mixed aggregate (see Table III) and work out the proportions of coarse and fine aggregates.
(*f*) Determine the mixed aggregate factor.
(*g*) Determine the bulking percentage (see formula (4)).
(*h*) Determine the quantity of dry compacted mixed aggregate per cubic foot of cement (see formula (3)).
(*i*) Determine the field mix and the quantities of aggregates per bag of cement.
(*j*) Deduct the moisture content in the aggregates and determine the actual quantity of mixing water to be used.
(*k*) Determine the yield of concrete per cwt. of cement (see Table VIII).

An example is given below.

The proportions given in the chart (fig. 5) may be used as a guide for obtaining, without calculations, approximate quantities of the ingredients of concrete for the required compressive strength and consistency. It is emphasised that the figures are approximate and tests with available aggregates may result in figures slightly different from those obtained from the chart.

EXAMPLE

Concrete with an ultimate compressive strength of 1,800 lb./in.^{2} is required for the interior 9 in. × 9 in. columns with heavy reinforcement. The properties of available sand and shingle aggregate are as follows:

	Fineness modulus	Moisture content lb./ft.^{3}	Weight without drying and compacting lb./ft.^{3}	Weight after drying and compacting lb./ft.^{3}
Sand	2·7	3·5	90	101
"Trap" stone . .	6·6	0·5	109	112

A field mix is required for the most economical unvibrated concrete of requisite strength and also the quantities of materials for 100 ft.^{3} of concrete:

(*a*) The water–cement ratio for 1,800 lb./in.^{2} is 0·77 (or 6·95 gal./ft.^{3}).
(*b*) The limiting water–cement ratios for exposure do not apply, as the columns are in the interior of a building.
(*c*) The average slump as per Table II is 4 in.
(*d*) The maximum size of aggregate is $1\frac{1}{2}$ in., but $\frac{3}{4}$ in. size will be used due to heavy reinforcement.
(*e*) A suitable fineness modulus for mixed aggregate with $\frac{3}{4}$ in. maximum size is 5·0 (see Table III). The percentage of sand to be mixed with coarse aggregate is therefore:

$$\frac{F_c-F_m}{F_c-F_f}\times 100=\frac{6{\cdot}6-5{\cdot}0}{6{\cdot}6-2{\cdot}7}\times 100=41\,\%$$

The percentage of coarse aggregate $=100-41=59\,\%$.

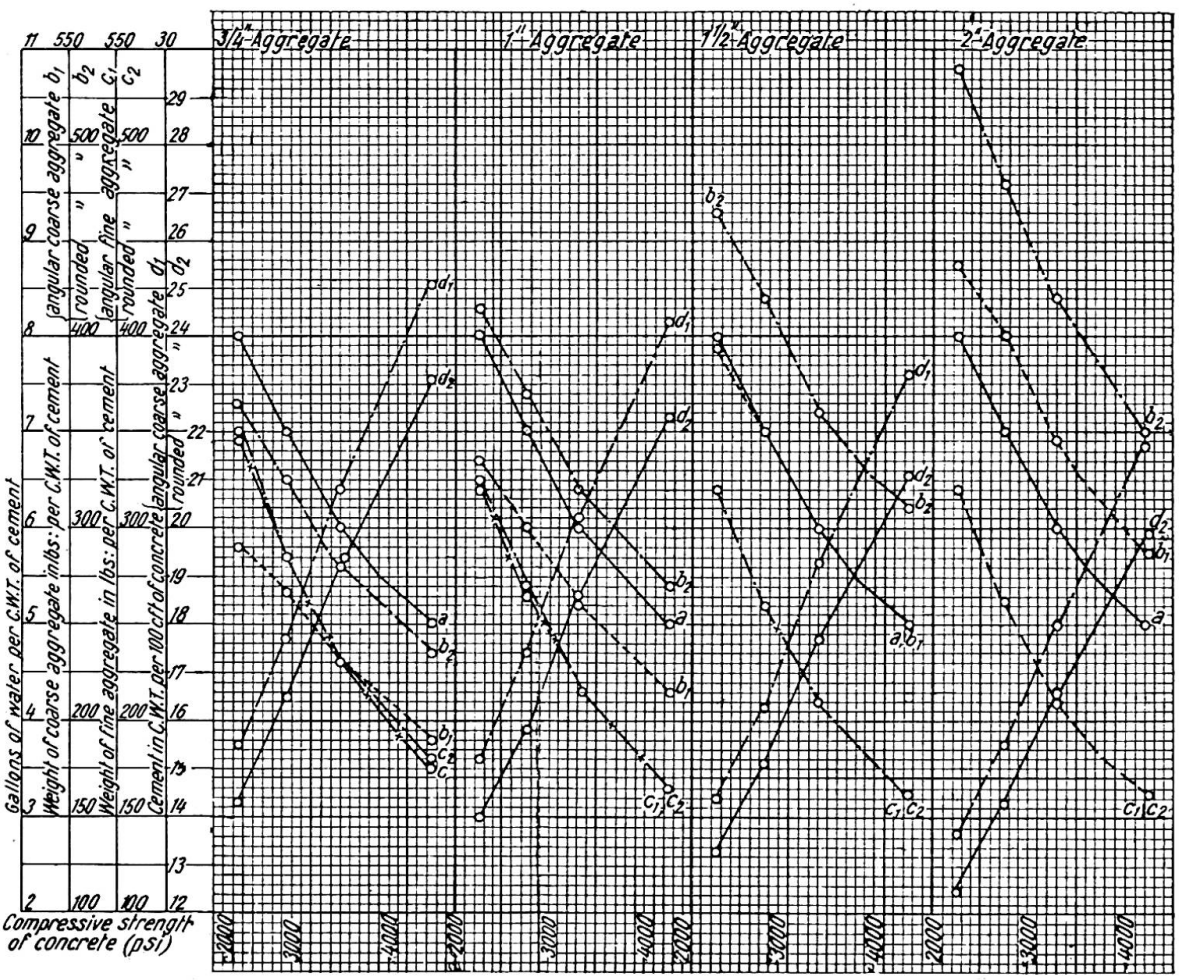


Fig. 5. Proportions for concrete of medium consistency (3 in. slump)

1. (*a*) For each increase of 1 in. in slump:
   (i) Increase the water by 3·7 gallons/100 ft.^{3} of concrete;
   (ii) Increase the cement as follows:

Water-cement ratio	Additional cement for 100 ft.^{3} of concrete
5 gallons/cwt. cement	9·5 lb.
6 gallons/cwt. cement	12·5 lb.
7 gallons/cwt. cement	15·8 lb.
8 gallons/cwt. cement	19·0 lb.

   (iii) Decrease the coarse aggregate by 24 lb./cwt. of cement;
   (*b*) For each decrease of 1 in. slump reverse the modifications shown above.

2. The proportions given in the table are for average aggregates. If very fine aggregate is used the quantity of fine aggregate should be reduced by about 10 lb./cwt. of cement and coarse aggregate increased by the same quantity. For fine aggregates of coarse quality the quantity should be increased and a corresponding reduction made in the coarse aggregate.

3. The approximate weights of fine and coarse aggregates are based on a specific gravity of 2·65 for saturated surface dry condition.

(*f*) Quantities of dry compacted sand and coarse aggregate are mixed in proportion of 1:1·44 (i.e. 41:59) and compacted. The volume of the mixed aggregate is found to be 2·24. The compacting factor is therefore:

$$\frac{2{\cdot}24}{1+1{\cdot}44}=0{\cdot}92$$

(*g*) The bulking percentage of sand is:

$$\frac{101-(90-3{\cdot}5)}{(90-3{\cdot}5)}\times 100=16{\cdot}8\,\%$$

The bulking percentage of coarse aggregate is:

$$\frac{112-(109-0{\cdot}5)}{(109-0{\cdot}5)}\times 100=3{\cdot}2\,\%$$

(*h*) The quantity of mixed dry aggregate per cubic foot of cement is obtained from:

$$V_m=1{\cdot}33\frac{w}{ab}-2{\cdot}67=\left(1{\cdot}33\times\frac{6{\cdot}95}{1\times 1{\cdot}1}\right)-2{\cdot}67=5{\cdot}73$$

(*i*) The quantity of sand (in the available condition) required per cubic foot of cement is:

$$\left(\frac{41}{100}\times 5{\cdot}73\right)\times\frac{1}{0{\cdot}92}\times\frac{116{\cdot}8}{100}=2{\cdot}98\text{ ft.}^3$$

The quantity of coarse aggregate (in the available condition) is:

$$\left(\frac{59}{100}\times 5{\cdot}73\right)\times\frac{1}{0{\cdot}92}\times\frac{103{\cdot}2}{100}=3{\cdot}78\text{ ft.}^3$$

The field mix is therefore 1:2·98:3·78.

The quantities of sand and coarse aggregate required per bag (1 cwt.) of cement are $1{\cdot}2\times 2{\cdot}98=3{\cdot}58$ ft.^{3} and $1{\cdot}2\times 3{\cdot}78=4{\cdot}54$ ft.^{3} respectively.

(*j*) As the moisture contents of sand and coarse aggregate are 3·5 ft.^{3} and 0·5 ft.^{3} respectively, the reduction in mixing water per cubic foot of cement is:

$$(3{\cdot}5\times 2{\cdot}98)+(0{\cdot}5\times 3{\cdot}78)=12{\cdot}32\text{ lb.}=1{\cdot}23\text{ gallons}$$

Hence water to be used per cubic foot of cement $=6{\cdot}95-1{\cdot}23=5{\cdot}72$ gallons and per bag of cement $=1{\cdot}2\times 5{\cdot}72=6{\cdot}86$ gallons.

(*k*) The quantity of cement (in bags) required per 100 ft.^{3} of concrete with the proportion of 1:5·73 is 13·5 bags (see Table VIII). The quantities of sand and coarse aggregates per 100 ft.^{3} of concrete are $13{\cdot}5\times 3{\cdot}58=48{\cdot}3$ ft.^{3} and $13{\cdot}5\times 4{\cdot}54=61{\cdot}3$ ft.^{3} respectively.

Hence with the sand and coarse aggregate available, the field mix will be 1:2·98:3·78 and the following quantities of materials will be required for 100 ft.^{3} of concrete: 13·5 bags cement, 92·6 gallons of water, 48·3 ft.^{3} of fine and 61·3 ft.^{3} of coarse aggregates.

Conclusions

Results of Indian research have been used to a very large extent in this paper in explaining rational procedure for proportioning concrete. The experiments so far conducted cannot, however, be considered exhaustive and there is not only considerable scope but also great necessity for undertaking further research on a large scale.

Such research should dea with the various types of aggregates available all over India and also for varying climatic conditions, seasons and even for large temperature variations during the day.

The procedure for proportioning concrete given in the paper may be considered as tentative and further research may necessitate modification.

Preparation of charts and tables covering all the varying conditions from which proportions of the constituent materials of concrete may be read off would be invaluable. Such charts and tables should, however, be prepared only as a result of numerous tests carried out in different parts of the country. Such charts and tables would make rational proportioning as simple as the present unsatisfactory mix method and assist not only in producing concrete of guaranteed strength but also in effecting a large annual saving.

Summary

By a rational method of proportioning concrete is meant a method which results in concrete of any required strength at the most economical rate.

The rational proportioning of concrete has considerable bearing on Indian economy as it is estimated that with an anticipated consumption of over three million tons of cement in 1950–51 the saving could be as much as nine million rupees, assuming that 3% cement is saved in proportioning concrete by the rational method as compared with the present approximate method.

The paper indicates briefly the present approximate method of proportioning and describes in detail a method of scientific proportioning based on Indian data. The method is simple and requires little equipment and an example has been given to illustrate the method.

Results of Indian research have been used to a large extent in the paper, but data from other nations, particularly the U.S.A., have been included where Indian data are inadequate. Experiments so far conducted in India cannot be considered as exhaustive and there is considerable scope and necessity for further research in India on this subject.

Résumé

Une méthode rationnelle pour l'élaboration des mélanges de béton est une méthode, qui permet d'obtenir des bétons présentant les caractéristiques de résistance voulues, dans les rapports de mélange les plus économiques.

L'élaboration rationnelle des mélanges de béton présente une importance considérable pour l'économie indienne. On estime en effet que sur une consommation prévue de plus de trois millions de tonnes de ciment, pour les années 1950 et 1951, on a pu réaliser une économie de neuf millions de roupies, grâce à l'application de la "méthode rationnelle," qui permet d'économiser en moyenne 3% de ciment par rapport aux autres méthodes actuelles d'approximation.

L'auteur expose brièvement les méthodes actuelles d'approximation et décrit d'une manière détaillée une méthode scientifique de dosage des mélanges, basée sur les conditions économiques particulières à l'Inde. Cette méthode est simple et exige peu de moyens auxiliaires. Elle est illustrée par un exemple.

L'auteur fait très largement appel aux résultats des recherches indiennes et même, lorsqu'ils ne suffisent pas, à ceux des recherches étrangères et tout particulièrement américaines. Les essais qui ont été jusqu'à maintenant effectués en Inde ne doivent nullement être considérés comme achevés; de nombreuses possibilités s'offrent encore et de larges investigations sont encore nécessaires.

Zusammenfassung

Unter einer rationellen Methode der Betonmischung versteht man eine Methode, nach welcher Beton von einer gewünschten Festigkeit mit dem wirtschaftlichsten Mischungsverhältnis erzeugt werden kann.

Die rationelle Mischung von Beton hat einen beträchtlichen Einfluss auf die indische Wirtschaft, wenn man abschätzt, dass bei einem voranschlagten Verbrauch von mehr als drei Millionen Tonnen Zement in den Jahren 1950/51 die Ersparnis von neun Millionen Rupees erzielt werden könnte, wenn durch Anwendung der "Rationellen Methode" anstelle der gegenwärtigen Näherungsmethoden durchschnittlich 3% Zement gespart würden.

Die Arbeit erläutert kurz die gegenwärtige Näherungsmethode für die Mischung und beschreibt im Einzelnen eine wissenschaftliche Methode der Dosierung, basierend auf den indischen Verhältnissen. Diese Methode ist einfach und erfordert wenig Hilfsmittel. Zur Erläuterung ist ein Beispiel beigefügt.

Die Ergebnisse der indischen Forschung sind in dieser Arbeit in grossem Umfang benützt worden doch wo diese nicht genügen, wurden auch Angaben aus anderen Ländern, besonders aus den U.S.A. mit herangezogen. Die bis jetzt in Indien durchgeführten Versuche können keineswegs als erschöpfend betrachtet werden; es bestehen noch beträchtliche Möglichkeiten und weitere Forschungen auf diesem Gebiete sind in Indien noch notwendig.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CI 1

La composition du béton

The composition of concrete

Die Zusammensetzung des Betons

ALBERT JOISEL

Ingénieur diplômé de l'Ecole Polytechnique
Directeur du laboratoire du Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques, Paris

Avertissement

Des milliers d'ouvrages ont été publiés au cours des soixantes dernières années, dans les divers pays du monde, sur la composition du béton.

La multiplicité des théories, des courbes granulométriques et des méthodes proposées montre assez combien le sujet est complexe. Notre propos n'est donc pas de présenter une mise au point définitive de ce problème, mais plutôt un de ses aspects.

Le présent mémoire fait partie d'une étude d'ensemble *théorique et expérimentale* qui doit être publiée dans les Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics en 1952. Il nous a été impossible de la résumer efficacement et nous avons préféré en extraire un des principes théoriques essentiels.

L'effet de paroi et la théorie de M. A. Caquot

M. Caquot a exposé dans les Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils de France (juillet–août, 1937) une théorie qui a jeté une vive lumière sur les problèmes de la composition du béton. Nous allons la résumer brièvement.

Si β est la compacité d'un agrégat de dimension uniforme d (pour un serrage donné) une surface fictive S coupe les grains en milieu indéfini suivant une aire βS. Si les grains sont dans un moule, sa surface intérieure les rencontre suivant une aire nulle. Tout se passe donc comme si le moule était réduit d'un volume KSd (pour une paroi indéfinie). M. Caquot adopte pour β la valeur 0,56 en moyenne.

Granulométrie discontinue

Considérons un récipient de volume unité rempli de deux sortes de grains de dimensions respective d_1 et d_2, très petites par rapport à lui. Soient v_1 et v_2 leurs *volumes apparents* et posons $\alpha = d_2/d_1$. Portons v_1 en ordonnées et v_2 en abscisses

(fig.1). Si le récipient est rempli de grains de dimension d_1, le point figuratif est A. Ajoutons des grains de dimension d_2:

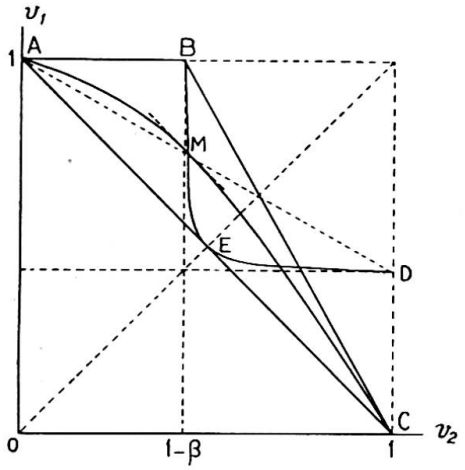


Fig. 1

Si $\alpha=1$, le point figuratif décrit le segment AC

Si $\alpha=0$, le point figuratif décrit les segments ABC

Si $\alpha=\infty$, le point figuratif décrit les segments ADC

Si α est quelconque, le point figuratif décrit une courbe AMC.

La compacité du mélange est maximum en un point M où la tangente est parallèle à AC.

L'expérience montre que le lieu géométrique du point M est une hyperbole BED d'équations paramétriques:

$$\left.\begin{aligned} v_1&=a+\frac{b}{\mu} \\ v_2&=a+b\mu \end{aligned}\right\} \text{avec } \mu=\left[\frac{\alpha+\mu_0^{1/3}}{1+\mu_0^{1/3}\alpha}\right]^3$$

Les constantes a, b et μ_0 se déterminent aux points B et E. On en déduit facilement le Tableau I.

TABLEAU I

$\alpha=$	1/2	1/4	1/8	1/16	1/64	1/256	1/512	1/1024	1/4096
v_1	0,566	0,667	0,776	0,862	0,965	0,990	0,996	0,998	0,999
v_2	0,467	0,452	0,445	0,443	0,441	0,440	0,440	0,440	0,440
$v_1+v_2-0{,}44$	0,593	0,679	0,781	0,865	0,966	0,990	0,996	0,998	0,999

On voit qu'en première approximation, on peut prendre:

$$\begin{cases} v_2=0{,}44=1-\beta \text{ (ce qui se voit bien sur la figure 1)} \\ v_1=v_1+v_2-0{,}44 \end{cases}$$

tout en conservant la véritable valeur de la somme v_1+v_2, ce qui est l'essentiel.

Ainsi, dans le cas de la compacité maximum les deux sortes de grains supportent un effet de paroi mutuel, mais tout se passe comme si cet effet ne portait *que sur les gros grains* dont le volume est réduit par le facteur $v_1+v_2-0{,}44$. Par exemple, pour $\alpha=1/4$ on a pour les *volumes absolus* des deux sortes de grains:

$$\begin{aligned} \sigma_2&=0{,}44\times0{,}56=0{,}246 \\ \sigma_1&=0{,}679\times0{,}56=0{,}380 \\ \hline \sigma_1+\sigma_2&= \qquad 0{,}626 \qquad \text{vide}=0{,}374 \end{aligned}$$

Pour trois sortes, on a:

$$\begin{aligned} \sigma_3&=0{,}374\times0{,}56=0{,}209 \\ \sigma_2&=0{,}679\times0{,}246=0{,}167 \\ \sigma_1&=0{,}865\times0{,}380=0{,}329 \\ \hline \sigma_1+\sigma_2+\sigma_3&= \qquad 0{,}705 \qquad \text{vide}=0{,}295, \text{ etc.} \end{aligned}$$

On peut ainsi tracer les courbes représentatives des vides *en fonction des dimensions extrêmes* des grains pour différentes valeurs de α (fig. 2). On voit que toutes ces courbes admettent sensiblement pour enveloppe inférieure la courbe d'équation $0{,}47\ (D/d)^{-1.5}$.

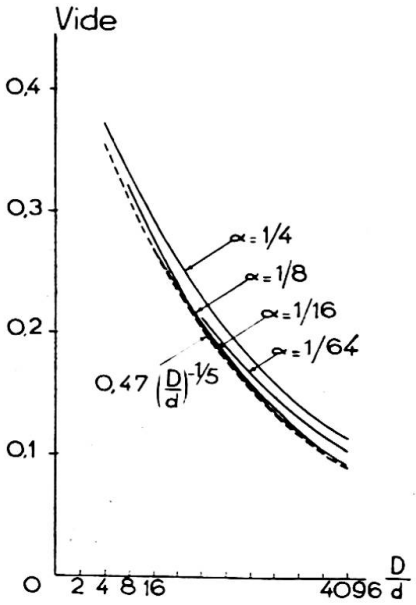


Fig. 2

Granulométrie continue et indéfinie

L'expérience montre que *le mélange de plusieurs ensembles de granulométrie quelconque aboutit à un ensemble dont le volume des vides est au plus égal à la somme des vides des ensembles constituants.*

Si l'on sépare les grains d'un ensemble continu par une série de passoires dont les ouvertures sont en progression géométrique, par exemple de rayon $10^{0,3} \simeq 2$, et si on leur affecte les indices 1, 2, 3, 4, 5 . . ., on peut dire que cet ensemble est un mélange de quatre ensembles discontinus par exemple:

$$\begin{array}{l} n,\ n+4,\ n+8,\ \ldots \\ n+1,\ n+5,\ n+9,\ \ldots \\ n+2,\ n+6,\ n+10,\ \ldots \\ n+3,\ n+7,\ n+11,\ \ldots \end{array}$$

dont les rapports de dimension sont $\alpha = 1/16$.

Le vide minimum vers lequel tend naturellement l'ensemble est proportionnel à $(D/d)^{-1/5}$.

Il en résulte que si V_n est un volume très grand contenant des grains jusqu'à l'indice *n inclusivement*, et V_{n+1} le volume contenant des grains jusqu'à l'indice $n+1$ et ayant le même vide que V_n, on a:

$$\frac{\text{Vide de } V_n}{V_n} = \frac{\text{Vide de } V_{n+1}}{V_{n+1}} \times 2^{1/5}$$

D'où les expressions suivantes:

$$\begin{aligned} V_{n+1} &= V_n \times 2^{1/5} = V_n \times 1{,}149 \\ V_{n+2} &= V_n \times 2^{2/5} = V_n \times 1{,}320 \\ V_{n+3} &= V_n \times 2^{3/5} = V_n \times 1{,}516 \\ V_{n+4} &= V_n \times 2^{4/5} = V_n \times 1{,}741 \\ V_{n+5} &= V_n \times 2^{5/5} = V_n \times 2 \\ V_{n+6} &= V_n \times 2^{6/5} = V_n \times 2{,}297, \text{ etc.} \end{aligned}$$

D'où l'on tire:

Volume absolu des grains d'indice $n+1 = 0{,}149 V_n$
" " " " " $n+2 = 2^{1/5} \times 0{,}149 V_n$
" " " " " $n+3 = 2^{2/5} \times 0{,}149 V_n$
" " " " " $n+4 = 2^{3/5} \times 0{,}149 V_n$
" " " " " $n+5 = 2^{4/5} \times 0{,}149 V_n$
" " " " " $n+6 = 2 \times 0{,}149 V_n$

Granulométrie continue et limitée—Correction pour les plus gros grains

(*a*) Béton en masse indéfinie

Prenons $V_n = 1$ et soit ρ le *rayon moyen des grains d'indice n*, c'est-à-dire que:

$$\rho = \frac{\text{volume des grains d'indice } n}{\text{surface des grains d'indice } n}$$

Pour une granulométrie indéfinie, le volume des grains d'indice $n+1$ serait 0,149 et leur rayon moyen serait 2ρ.

La surface des grains d'indice $n+1$ serait donc $\dfrac{0,149}{2\rho}$

La surface des grains d'indice $n+2$ serait $\dfrac{2^{1/5}\times 0,149}{2^2\rho}$

La surface des grains d'indice $n+3$ serait $\dfrac{2^{2/5}\times 0,149}{2^3\rho}$, etc.

La surface totale des grains d'indice $>n$ (somme d'une progression géométrique illimitée) serait:

$$\frac{\dfrac{0,149}{2\rho}}{1-\dfrac{2^{1/5}}{2}}=\frac{1}{5,7\rho}$$

et le rayon moyen de *leurs intervalles* (de volume unité puisque $V_n=1$) serait donc par définition: $5,7\rho$.

Supposons maintenant que n soit l'indice de la dernière sorte de grains (les plus gros) de l'ensemble. Cette dernière sorte de grains a pour volume absolu V_n-V_{n-1}.

Posons $$V_n-V_{n-1}=xV_{n-1}$$

La surface de la *dernière sorte de grains* est par définition $(xV_{n-1})/\rho$. Et le rayon moyen des *intervalles de cette dernière sorte* est par définition ρ/x.

Or le rayon moyen de l'avant dernière sorte de grains est $\rho/2$. Il faut donc que $\rho/x=5,7\times\rho/2$. D'où $x=0,35$ au lieu de 0,149 pour une granulométrie indéfinie. On voit donc que la proportion de la dernière sorte de grains doit être plus forte que pour la granulométrie indéfinie.

(*b*) Effet de paroi des coffrages

Posons encore $$V_n-V_{n-1}=xV_{n-1}$$

La surface des intervalles formés par la dernière sorte de grains est $(xV_{n-1})/\rho$.

La surface des coffrages est $$\frac{V_n}{R}=\frac{V_{n-1}(1+x)}{R}$$

On doit donc avoir:

$$\frac{xV_{n-1}}{\rho}+\frac{V_{n-1}(1+x)}{R}=\frac{0,35\,V_{n-1}}{\rho}$$

D'où $$x=\frac{0,35-\rho/R}{1+\rho/R}$$

Cette formule permet de calculer la proportion de la dernière sorte de grains pour un rayon moyen donné des coffrages.

Comme r, rayon moyen *des grains les plus gros*$=\rho\sqrt{2}$, on en déduit facilement le Tableau II.

M. Caquot considère que pour un vide 100, la limite de la zone du liant ressort à 0,4 mm. corespondant à un volume 200.

TABLEAU II

ρ/R	0,175	0,140	0,105	0,070	0,035	0
r/R	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05	0
x	0,149	0,184	0,222	0,262	0,304	0,35

Le tracé de ses courbes granulométriques est donc représenté par la figure 3.
Exemple: Moule cubique de 140 mm. d'arête; agrégat roulé $D \simeq 12{,}5$ mm.

$$R = \frac{(140)^3}{6 \times (140)^2} = 23{,}3 \text{ mm.}$$

$$r \simeq \frac{\frac{\pi(12{,}5)^3}{6}}{\pi \times 12.5^2} = 2{,}1 \text{ mm.}$$

$$\frac{r}{R} = \frac{2{,}08}{23{,}3} = 0{,}09.$$

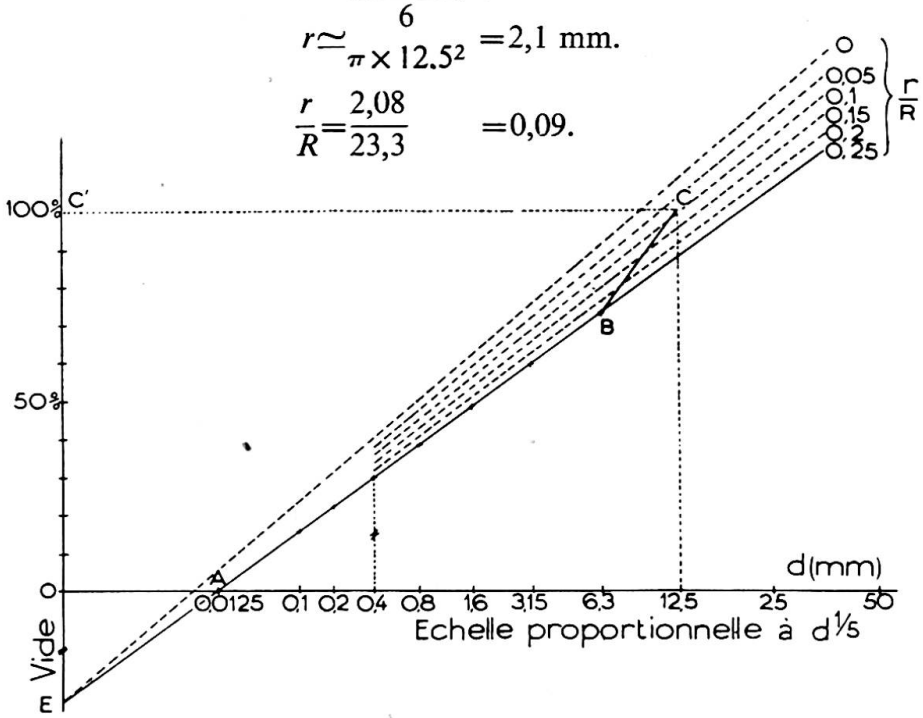


Fig. 3. Volume absolu de matériaux solides passant à travers les passoires

La courbe granulométrique est formée par les deux segments de droite ABC. On en déduit facilement les proportions des diverses classes de grains:

	%
0–0,1 mm.	16
0,1–0,2 mm.	7
0,2–0,4 mm.	7
0,4–0,8 mm.	8
0,8–1,6 mm.	11
1,6–3,15 mm.	11
3,15–6,3 mm.	13
6,3–12,5 mm.	27
	100

On a aussi le dosage de l'eau: OE/EC'=227 litres/m.^{3}

PRINCIPE DE LA COMPACITÉ MAXIMUM

Pour obtenir une courbe granulométrique de référence, M. Caquot a été conduit à adopter un nombre fixant la compacité d'un ensemble de grains solides de même grosseur. Il a choisi 0,56 qui est la compacité moyenne qu'on obtient habituellement, mais on trouve expérimentalement suivant les formes de grains et aussi suivant le *serrage* adopté des compacités sensiblement différentes: La compacité maximum de billes sphériques identiques est $\frac{\pi}{3\sqrt{2}}=0{,}74$ et pratiquement des grains d'agrégat de même grosseur atteignent des compacités de 0,65 grâce à certaines vibrations sous pression.

Par contre, la compacité de certains ensembles de grosseur uniforme peut être assez faible, dans le cas de serrage par coulage par exemple, surtout si la forme des grains est défectueuse, s'ils comportent des plaquettes ou des aiguilles, ou s'ils sont petits.

Il convient donc d'envisager les conséquences des écarts de compacité sur l'échelle des abscisses qui doit être adoptée dans chaque cas pour que la courbe granulométrique reste linéaire. Pour cela, nous étudierons quelques valeurs de la compacité β d'un ensemble de grains de même grosseur.

1er cas $\beta=0{,}52$

L'hyperbole est évidemment toujours la courbe la plus simple qu'on puisse adopter comme lieu du point M (fig. 1) correspondant au maximum de compacité.

Posons comme l'a fait M. Caquot:

$$\left.\begin{aligned} v_1&=a+\frac{b}{\mu} \\ v_2&=a+b\mu \end{aligned}\right\} \text{avec } \mu=\left[\frac{\alpha+\mu_0{}^{1/3}}{1+\mu_0{}^{1/3}\alpha}\right]^3$$

Il est clair que la forme de cette fonction μ n'interviendra pas dans le résultat final; nous cherchons en effet l'enveloppe de toutes les courbes telles que celles de la figure 2, c'est-à-dire des courbes correspondant à toutes les valeurs de μ, ou à toutes les valeurs de α. La fonction μ n'intervient que dans la répartition de ces courbes, mais l'enveloppe reste la même.

On détermine facilement les constantes a, b, μ_0 aux points B et E (fig. 1): $a=0{,}479$; $b=0{,}021$; $\mu_0=0{,}04$. Et l'on en déduit le Tableau III:

TABLEAU III

$\alpha=$	1/2	1/4	1/8	1/16	1/32	1/64	1/128	1/256	1/512	1/1024	1/2048	1/4096
v_1	0,535	0,608	0,711	0,815	0,896	0,942	0,970	0,984	0,993	0,996	0,998	1,000
v_2	0,487	0,482	0,481	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480
$v_1+v_2-0{,}48$	0,542	0,610	0,712	0,815	0,896	0,942	0,970	0,984	0,993	0,996	0,998	1,000

En prenant comme précédemment:

$$v_2=0{,}48 \text{ quel que soit } \alpha$$
$$\text{et } v_1=v_1+v_2-0{,}48$$

on peut calculer les vides d'ensembles discontinus pour différentes valeurs de α, comme il a été indiqué précédemment; on obtient le Tableau IV:

TABLEAU IV

α	Nombres de sortes de grains						
	1	2	3	4	5	6	7
1	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
1/2	0,48	0,468	0,449	0,430	0,411	0,394	0,377
1/4	0,48	0,433	0,364	0,307	0,256	0,215	0,179
1/8	0,48	0,380	0,276	0,205	0,156		
1/16	0,48	0,326	0,208	0,134			
1/32	0,48	0,284	0,162	0,083			
1/64	0,48	0,260	0,140				
1/128	0,48	0,243	0,123				
1/256	0,48	0,237					

On peut ainsi construire les courbes représentatives des vides *en fonction des dimensions extrêmes* des grains pour les diverses valeurs de α (fig. 4).

On trouve que toutes ces courbes admettent pour enveloppe:

$$0{,}504(D/d)^{-1/6}=\frac{0{,}504}{(D/d)^{0{,}167}}$$

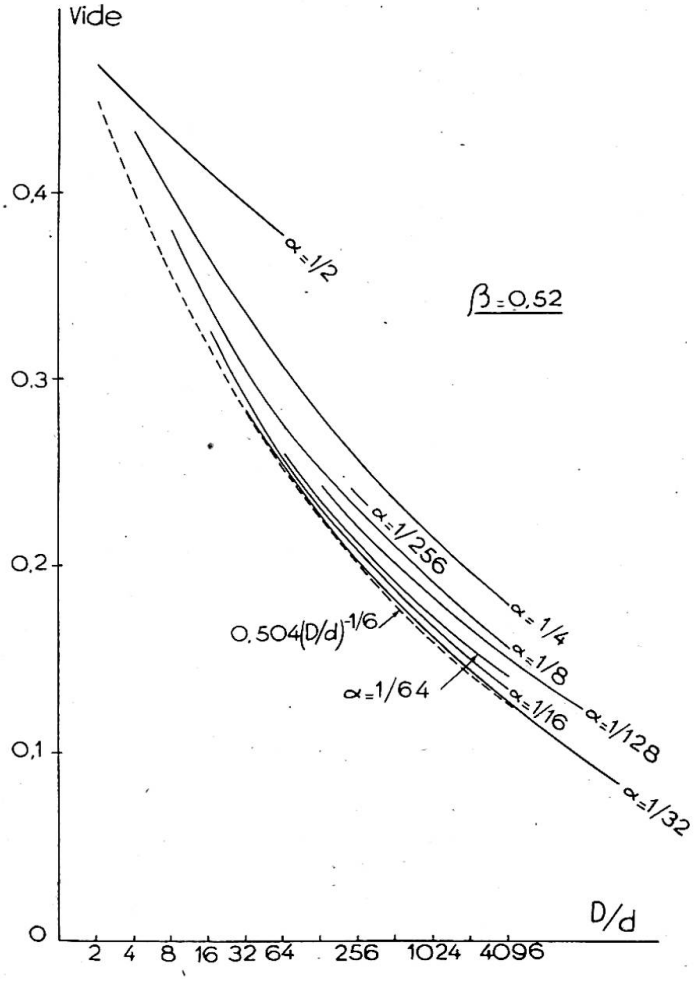


Fig. 4

2ème cas $\beta=0{,}56$

On trouve: $a=0{,}432$; $b=0{,}0682$; $\mu_0=0{,}12$.

Les valeurs de ν_1 et ν_2 en fonction de α ont été données précédemment.

On en déduit les vides d'ensembles discontinus pour différentes valeurs de α du Tableau V.

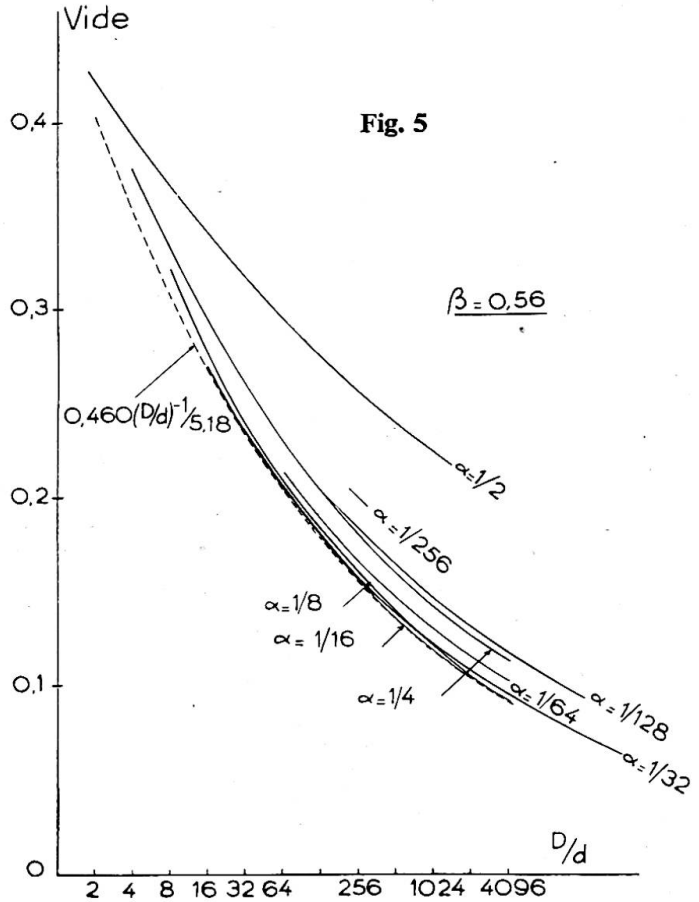
TABLEAU V

α	Nombres de sortes de grains						
	1	2	3	4	5	6	7
1	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44
1/2	0,44	0,422	0,392	0,364	0,341	0,317	0,295
1/4	0,44	0,374	0,295	0,230	0,181	0,142	0,114
1/8	0,44	0,322	0,208	0,139	0,092		
1/16	0,44	0,270	0,157	0,092			
1/32	0,44	0,235	0,122	0,064			
1/64	0,44	0,213	0,103				
1/128	0,44	0,204	0,094				
1/256	0,44	0,200					

On peut ainsi tracer les courbes représentatives de ces vides en fonction des dimensions extrêmes des grains (fig. 5).

On trouve que toutes ces courbes admettent pour enveloppe:

$$0{,}460\ (D/d)^{-1/5{,}18}=\frac{0{,}460}{(D/d)^{0{,}193}}$$



3ème cas $\beta=0{,}60$

On trouve: $a=0{,}375$; $b=0{,}125$; $\mu_0=0{,}2$. On en déduit les valeurs de ν_1 et ν_2 (Tableau VI).

TABLEAU VI

$\alpha=$	1/2	1/4	1/8	1/16	1/32	1/64	1/128	1/256	1/512	1/1024	1/2048	1/4096
ν_1	0,586	0,697	0,806	0,885	0,940	0,967	0,985	0,991	0,994	0,997	1,000	1,000
ν_2	0,449	0,423	0,411	0,406	0,403	0,401	0,401	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
$\nu_1+\nu_2-0{,}40$	0,635	0,720	0,817	0,891	0,943	0,968	0,986	0,991	0,994	0,997	1,000	1,000

En prenant:

$$\nu_2=0{,}40$$
$$\text{et } \nu_1=\nu_1+\nu_2-0{,}40$$

on peut calculer les vides d'ensembles discontinus pour différentes valeurs de α du Tableau VII.

TABLEAU VII

α	Nombres de sortes de grains						
	1	2	3	4	5	6	7
1	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400	0,400
1/2	0,400	0,379	0,347	0,315	0,286	0,260	0,238
1/4	0,400	0,328	0,246	0,184	0,139	0,105	0,078
1/8	0,400	0,270	0,168	0,106	0,065		
1/16	0,400	0,226	0,121	0,065			
1/32	0,400	0,194	0,094	0,045			
1/64	0,400	0,179	0,080				
1/128	0,400	0,168	0,070				
1/256	0,400	0,165					

On peut ainsi tracer les courbes représentatives de ces vides en fonction des dimensions extrêmes des grains (fig. 6).

On trouve que toutes ces courbes admettent pour enveloppe:

$$0{,}416\ (D/d)^{-1/4{,}5}=\frac{0{,}416}{(D/d)^{0{,}222}}$$

La récapitulation des calculs précédents fournit le Tableau VIII:

TABLEAU VIII

Compacité β d'un ensemble de grains de même grosseur	0,52	0,56	0,60
Equation de la courbe représentative du vide en fonction du rapport des dimensions extrêmes des grains	$\frac{0{,}504}{(D/d)^{0{,}167}}$	$\frac{0{,}460}{(D/d)^{0{,}193}}$	$\frac{0{,}416}{(D/d)^{0{,}222}}$

On vérifie que pour une granulométrie uniforme, la somme β+vide est indépendante de β et voisine de 1:

Compacité β .	0,52	0,56	0,60
β+vide . .	1,024	1,020	1,016

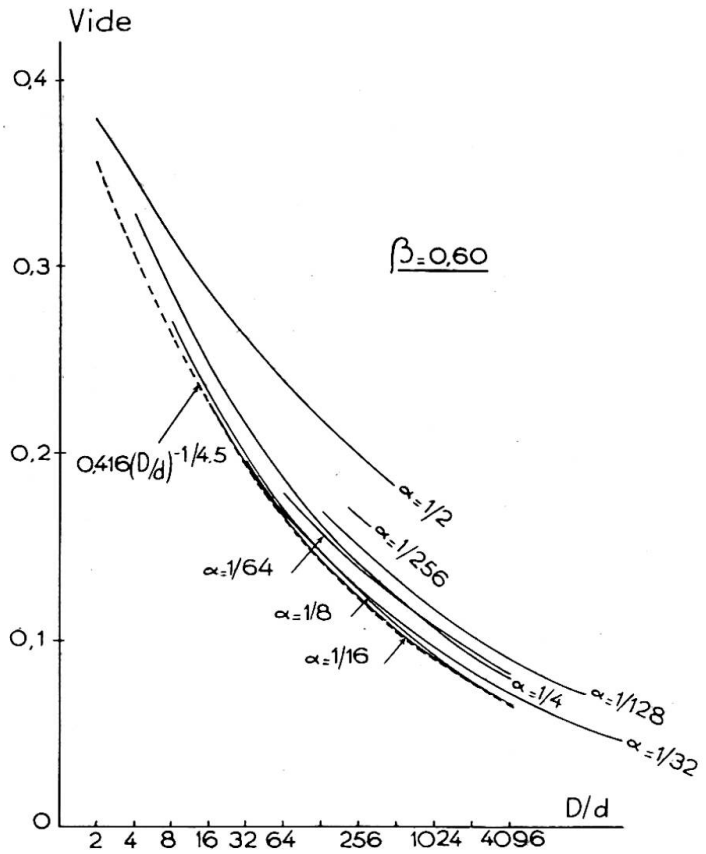


Fig. 6

Si l'on porte sur un graphique (fig. 7) en abscisse β et en ordonnée l'exposant de D/d figurant dans l'équation de la courbe représentative du vide en fonction du rapport D/d, on voit que les points obtenus définissent une courbe régulière. Ainsi, la courbe granulométrique idéale de l'agrégat est une droite dans un graphique où les abscisses sont proportionnelles à d^m (fig. 8).

Cet exposant m dépend de la compacité β à laquelle se tasse un agrégat de granulométrie uniforme en milieu indéfini.

Correction pour les plus gros grains

(*a*) Béton en masse indéfinie

Le principe du calcul qu'a fait M. Caquot pour des abscisses proportionnelles à $d^{1/5}$ est toujours valable. Si $V_n=1$ et si ρ est le rayon moyen des grains d'indice n, la surface totale des grains d'indice $>n$ serait encore:

$$\frac{\dfrac{2^m-1}{2\rho}}{1-\dfrac{2^m}{2}}=\frac{2^m-1}{(2-2^m)\rho}$$

et le rayon moyen de *leurs intervalles*: $\frac{2-2^m}{2^m-1}\rho$.

Si n est l'indice de la dernière sorte de grains (les plus gros) cette dernière sorte a pour volume absolu:

$$V_n - V_{n-1} = xV_{n-1}$$

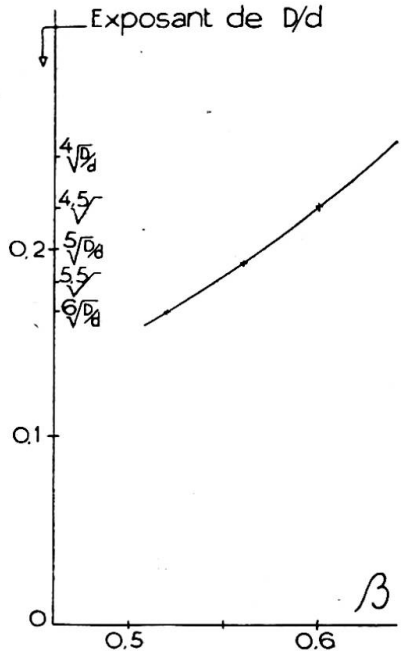


Fig. 7

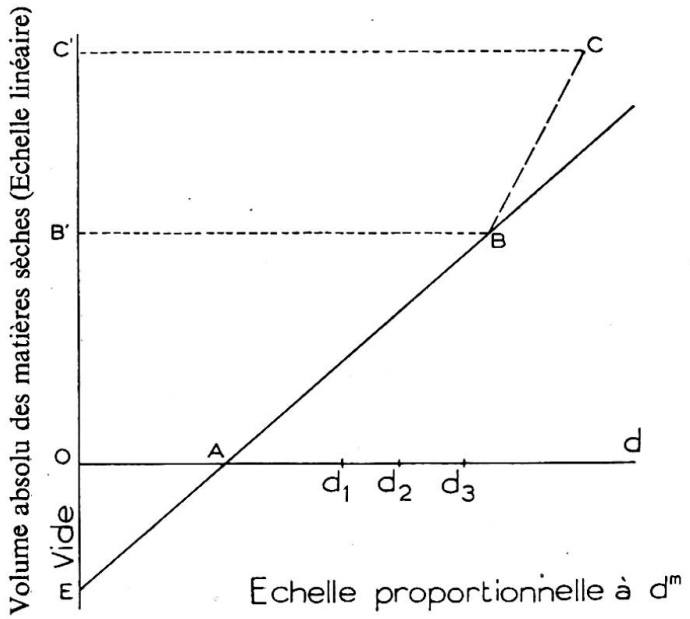


Fig. 8

La surface de la *dernière sorte de grains* est par définition $(xV_{n-1})/\rho$. Et le rayon moyen des *intervalles de cette dernière sorte* est par définition ρ/x.

Or le rayon moyen de l'avant-dernière sorte de grains est $\rho/2$.

Il faut donc que
$$\frac{\rho}{x} = \frac{2-2^m}{2^m-1}\,\frac{\rho}{2}$$

D'où
$$x = \frac{B'C'}{EB'} = \frac{2^m-1}{1-2^{m-1}}$$

On obtient donc x en fonction de m:

m	1/6	1/5	1/4
x	0,278	0,350	0,464

(*b*) Effet de paroi des coffrages

Comme précédemment, on a:

$$x = \frac{B'C'}{EB'} = \frac{\dfrac{2^m-1}{1-2^{m-1}} - \dfrac{\rho}{R}}{1+\dfrac{\rho}{R}}$$

Comme r (rayon moyen *des grains les plus gros*)$=\rho\sqrt{2}$, on en déduit facilement le Tableau IX des valeurs de x qui fixent la proportion de la dernière sorte de grains:

TABLEAU IX

ρ/R	0,175	0,140	0,105	0,070	0,035	0
r/R	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05	0
x $m=1/6$	0,088	0,121	0,157	0,194	0,235	0,278
x $m=1/5$	0,149	0,184	0,222	0,262	0,304	0,350
x $m=1/4$	0,246	0,284	0,325	0,368	0,415	0,464

La figure 9 représente les valeurs de x pour les valeurs de r/R de 0 à 0,25, en fonction de l'exposant m, ou de la compacité β d'un agrégat de granulométrie uniforme.

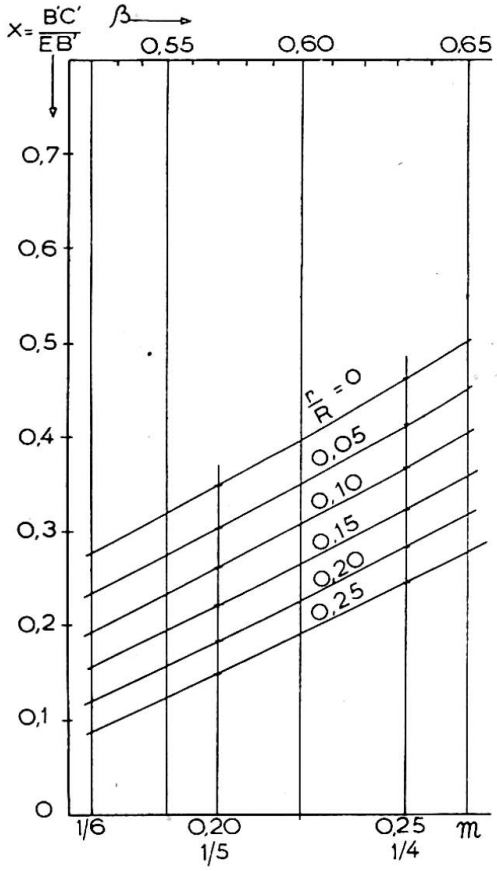


Fig. 9

Si le point de rencontre A de la courbe granulométrique et de l'axe des abscisses (fig.8) est fixé, le dosage de l'eau (représenté par le rapport OE/EC′ en volume par mètre cube de béton) est d'autant plus faible que l'échelle est plus grande, c'est-à-dire que m est plus grand, ou que β est plus grand ce qui était facile à prévoir. On peut donc diminuer le dosage de l'eau en choisissant un agrégat qui se tasse facilement (grains bien arrondis) et un moyen de serrage puissant qui favorise l'orientation des grains (vibration, pression, etc.).

CONCLUSION

Si l'on cherche la compacité maximum d'un béton, et si l'agrégat est un mélange de diverses classes dont chacune a une forme et une facilité de serrage propre, chacune doit correspondre à une échelle particulière: si ces agrégats sont séparés par d_1, d_2, d_3, etc. (fig. 8), à l'agrégat d_1/d_2 doit correspondre une échelle d'exposant $m_{1,\,2}$; à l'agrégat d_2/d_3 une échelle d'exposant $m_{2,\,3}$, etc.

Si la vibration a pour effet d'augmenter surtout la compacité de l'agrégat d_p/d_{p+1}, l'exposant $m_{p,\,p+1}$ doit être diminué et l'échelle de l'intervalle (d_p, d_{p+1}) augmentée. Il en résulte que la proportion de cet agrégat doit aussi être augmentée puisqu'elle est toujours prise sur des ordonnées linéaires.

Résumé

La partie moyenne de la courbe granulométrique d'un béton correspondant à la compacité maximum est une droite dans un graphique où les ordonnées sont normales, et où les abscisses sont proportionnelles à d^m si d est l'ouverture des passoires.

L'exposant m est de l'ordre de 1/5 comme l'a prévu M. Caquot; il peut varier de 1/6 à 1/4 environ en fonction de la forme des grains et du mode de serrage.

La proportion des plus gros grains doit être calculée en fonction du coffrage.

Summary

The middle part of the granulometric curve corresponding to a concrete of maximum density is graphically represented by a straight line if the abscissa d^m is chosen as the vertical ordinate, d representing the size of the sieve openings.

The order of magnitude of the exponent m is 1/5, as M. Caquot has foreseen. It can vary between 1/6 and 1/4, depending on the shape of grain and the manner of compaction.

The proportion of the largest particles must be calculated having regard to the shuttering.

Zusammenfassung

Der mittlere Teil der Kornzusammensetzungs-Kurve eines Betons mit grösster Dichte ist in der graphischen Darstellung eine Gerade, wenn bei senkrechten Ordinaten die Abszisse d^m gewählt wird, wobei d die Grösse der Sieböffnungen bedeutet.

Der Exponent m ist von der Grössenordnung 1/5, wie es M. Caquot vorgesehen hatte. Er kann zwischen 1/6 und 1/4 varieren, je nach Kornform und Verdichtungsart.

Das Verhältnis der grössten Kornkomponente muss in Zusammenhang mit der Schalung berechnet werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CI 2

Design of concrete mixes for bridge and other constructions

Etude des mélanges de béton pour ponts et autres ouvrages

Bestimmung der Betonmischung für Brücken und andere Bauwerke

D. A. STEWART, A.M.I.C.E., A.M.I.E.E.
London

Introduction

The lack of a concrete technology based upon recognised scientific principles is a serious deterrent to advances in the economic design of structures and the release of some other structural materials which may be in short supply. Furthermore, there is a grave lack of basic knowledge of concrete as a material and it must be supposed therefore that many of the assumptions made for purposes of design fail to accord with the true characteristics of the material, demonstrable both under carefully controlled conditions and in the field. It is noteworthy that while much attention is given to the design of structures, stress analysis and even the metallurgy of steel in the university training of civil engineers, little more than an hour or so is devoted to the subject of concrete during the whole of the student's academic career. Nevertheless, on a basis of what can be but the most superficial knowledge of the behaviour and characteristics of concrete this same student will be expected to produce a plain or reinforced-concrete structure in which the design loading may be partially or wholly borne by the concrete, as well as any incidental loads due to local conditions and uncalculated characteristics of the material itself.

The advent of prestressed concrete demands the development of a much more complete and realistic concrete technology based on a properly co-ordinated and planned research. Much of the research that has taken place over the last forty years is worthless, either because sufficient and close control of the experimental conditions was not maintained or because the various pieces of research work, while good in themselves, could not be co-related owing to the lack of a common basis of comparison.

The comparison on a common basis of one concrete with another is extremely difficult. To appreciate this consider one aspect only, the degree of compaction. Obviously it is desirable that in comparing concretes generally, the degree of compaction to which the concretes are brought should be the same and, for preference,

should be that of full compaction. The accurate determination of the fully compacted state has presented some difficulty, particularly in regard to hand-placed concrete, but the introduction of mechanical placing as represented by vibration has simplified this problem. The method and apparatus employed to this end are referred to later.

It is well known that the strength of concrete is greatly affected by the presence of voids. This source of variation may be eliminated from experimental results by always working with concrete specimens that are fully compacted. If, however, only fully compacted concretes are to be used, then it is clear that the workability of the concrete becomes an important factor, since the amount of work required to produce full compaction in one mix may be quite inadequate in bringing about the same state in another. However, the same apparatus used in determining the state of full compaction will at the same time measure the workability of the concrete in terms of the time taken to reach that state.

A considerable research programme has been carried out at London University and at Durham. This work has made it evident that where a relatively large volume of concrete can be compacted as a whole by vibration, as distinct from the very localised and indefinite effect normal in hand ramming, a mix may be designed on a mathematical basis instead of relying upon the wasteful and arbitrary proportions so commonly employed. The theory and practice of this mix design was worked out in the laboratory and then applied on a considerable range of jobs with excellent results. The only assumption made in postulating the theory is that with suitable and adequate vibration any correctly designed concrete mix may be fully compacted.

Effects of vibration

It has been apparent to many engineers that the use of intense vibration will bring about segregation in a concrete if the treatment is continued for a sufficient length of time. Because of this reaction of concretes to vibration many have assumed that vibration is either destructive of good concrete or if it is applied at all it should be for very short periods only. These observations are perfectly correct but the deductions made from them are unsound. The action of the vibrators is to reduce the space between all solid particles in the concrete, in fact to reduce the volume occupied by the mix when first introduced into the mould. The closing of the voids forces out those materials in excess of requirements for the formation of a fully consolidated concrete. Clearly, those materials of the lowest viscosity will be the most easily displaced and as a rule sand, cement and water in the form of mortar come to the surface of the mix together with entrapped air. The term consolidated has been used here intentionally and not as an alternative to compaction. The sense in which it is used is the same as in soil mechanics, namely, to indicate a state of density attained by the changed proportions of the ingredients of a soil system subjected to a compacting force or pressure.

Mortar is not the only ingredient of the concrete which may be in excess. It is quite possible to have an excess of coarse material present which will separate out under the action of vibration. The accompanying diagram (fig. 1) indicates the three states of mix proportions which can arise.

The aim of vibration is, in fact, to produce a controlled segregation of air and surplus water as a secondary effect resulting from the primary object of bringing about the consolidation of the concrete. If this object is to be achieved without the undesirable features associated with the existence of a disproportionate amount of one or other material in the concrete, it is evident that the mix must be designed to meet

specific requirements. These requirements will be influenced by four main considerations:

(1) The placing conditions.
(2) The type, grading, shape and surface texture of the aggregates.
(3) The method of compaction.
(4) The particular characteristics required of the concrete.

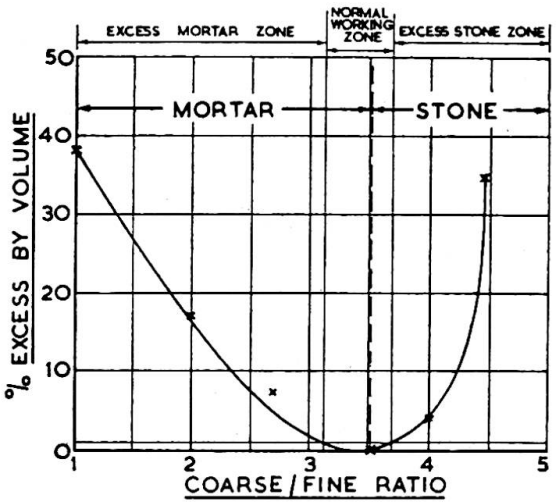


Fig. 1

PLACING CONDITIONS

The type of concrete, its workability, degree of coarseness and richness, and hence the mix design, must be greatly influenced by the volume to be placed and the general configuration of the formwork. That is to say, whether it encloses large free areas as in mass work or relatively complicated, narrow, and densely-reinforced members. The depth of section may have an important bearing upon the workability of the concrete, particularly if the steel density in the lower part of the member is great because, when it is impossible for the placing gang to see the flow of the material about and between the bars, special precautions must be taken to increase the workability at these points so as to ensure the complete filling of the whole of the enclosed volume. In circumstances such as these the mix must be specifically designed by the engineer to meet these requirements. Adjustments to the workability, as may be necessary, should not be left to the mixer driver, as is at present common practice, because this reduces the level of control and cannot be considered good engineering.

In mass concrete special conditions arise which permit the use of a large mean size of aggregate, as well as appreciably leaner mixes of lower workability for any specified strength. This is because in large volumes the aggregates are little restricted in their action under the influence of the vibrators, and are able to re-orient themselves more easily and completely in relation to their neighbours than they can in more restricted placing conditions. As a consequence the density of packing is brought closer to the upper limit, with the result that the void ratio is greatly reduced and with it the quantity of cement paste required. This permits the use of less water or cement, or both, depending upon the ultimate characteristics demanded of the concrete and economic considerations generally.

Size of aggregates

The degree of restriction within the formwork must decide the choice of maximum as well as mean particle size. Two main considerations govern this choice. In the first place, the distance between shutters must be so related to the maximum size as to ensure freedom for the vibrator to bring about redistribution and re-orientation of the coarse aggregate. In the second place, the mean size of the coarse aggregate must be such as to have a free passage between bars and through the cover-space between the formwork and the bars. The reinforced-concrete designer should remember that his design and steel layout, not forgetting enforced overlaps and intersections, will have a very profound influence upon the required workability of the concrete, for the reasons stated above, and upon the free use of internal vibrators in the process of placing.

Type of aggregate

The important bearing which the type of aggregate, its grading, shape and surface texture has upon the behaviour of freshly mixed concrete, as well as upon its post-curing qualities, is not generally understood. It is therefore hardly surprising that the science of mix design is seldom applied even where the bulk of concrete being placed would fully justify its employment in the interests of economy and quality of products.

Considered from the aspect of workability alone, since this is dependent upon the internal friction of the mix, it is obvious that the surface area and surface texture of the aggregates must play an important part. The shape and surface texture both influence the angle of repose of a particular aggregate and this again affects the workability of the concrete made from it. The size of aggregate is important because of the relationship between surface area to mass and its effect upon the number and size of the individual voids in a given volume of the material. The surface texture of most crushed-rock aggregates is rough and therefore able to carry a larger weight of water per square centimetre of projected area than is carried by a crushed-flint aggregate, the surface of this material usually being smooth. Although the weight of water present on the former is larger than on the latter the effective amount of water available for lubrication is probably no greater, and may be less in the case of a granite or whinstone than for a crushed flint. The workability of any concrete for a given water content increases as the effective surface area of the mix is decreased, therefore it should be the object of the designer to obtain a smooth, rounded aggregate, having as large a mean size as possible, so as to reduce to the minimum the lubrication requirements of the mix and hence the value of the water–cement ratio. In this way for a given aggregate–cement ratio, a concrete can be produced which will possess one of the three following alternative properties:

(i) a high compacting factor or workability,
(ii) a high compressive strength,
(iii) a low cement content for a particular strength

or a compromise may be made in which the speed of placing is somewhat reduced and a satisfactory compressive strength is attained accompanied by an appreciable saving in the use of cement.

Compressive strength is, however, but one of the qualities of concrete which interest the designer. It is one which gives perhaps the least trouble to attain, as, except for certain prestressed work, the highest minimum values demanded in general

civil and structural works are easily within the capacity of concretes much leaner than those generally specified. In practice the designer's choice of aggregate characteristics must be guided by such considerations as availability and the principal function that the finished concrete has to perform. For instance, whether a high modulus of rupture is desirable as in road and runway pavements, or it may be that the concrete is to form an impervious skin to protect steelwork. He must consider the effect of thermal variations in relation to the development of internal stresses in the concrete itself, or of external forces applied by it to another part of the structure. Again some aggregates possess a high absorption and their use so reduces the workability of the concrete that insufficient compaction is attained, giving rise to a reduced compressive strength and leaving the concrete, where exposed, vulnerable to frost attack.

In designing a concrete mix the bulk density of the coarse aggregate is of very great importance as also is the grading. Although the bulk density cannot be determined from the grading, the designer must know the distribution of the particle sizes in the mix, since the size of the voids depends upon the size of the particles enclosing them. For instance, the bulk density of a cubic foot of $1\frac{1}{2}$ in. to $\frac{3}{4}$ in. aggregate may well be the same as that of an equal volume of $\frac{3}{4}$ in. to $\frac{3}{8}$ in. aggregate derived from the same rock and having the same general shape; but whereas the number of voids in the former might be of the order of 700, those in the latter will not be less than 4,000. It is therefore illogical to use the same grading of filler for these two aggregates, since, while that which would satisfactorily fill the $\frac{3}{4}$ in. to $\frac{3}{8}$ in. aggregate could be used also to fill the larger voids, the total surface area of this small-sized filler would materially reduce the workability of the resulting concrete to below that which could have been attained by the use of another filler having a more suitable size relationship; that is to say, a coarser sand.

Thus in designing a mix it is evident that the grading and mean particle size of the sand must receive the engineer's close attention. It is also evident that if the sand is to act as a filler, then all its particles must be able to pass into and through the interstices of the coarse aggregate; otherwise, during the process of compacting, the sand particles of excessive size will wedge the large stones apart, upsetting the initial bulk density of this material and rendering the design data invalid. In most present-day specifications it is the practice to call for what is termed a good concreting sand. Such a sand is described in the British Standard 882/1944 as a Class A concreting sand. On inspection it will be found that the grading ranges from 95% passing $\frac{3}{16}$ in. sieve to 10% passing sieve No. 100. Such a sand cannot make a satisfactory filler for coarser aggregates if their mean size is less than $1\frac{1}{2}$ in., that is to say, an aggregate graded between $2\frac{1}{2}$ in. and 1 in. Both experience and calculation have shown that for the range of aggregates in more general use the more important sand sizes are those lying between No. 25 and No. 100 B.S. sieves.

Method of Compaction

The method of compacting the concrete has a very important bearing upon the design of the mix and particularly upon the ratio of sand to stone. The two principal methods in general use are hand ramming and vibration. Concretes which are to be hand rammed must possess a high workability in order that the formwork may be adequately filled and the reinforcement thoroughly embedded. The degree of compaction normally attained by manual placing is seldom if ever as high as that

reached when vibration is employed. In consequence the weight of coarse aggregate per unit volume of concrete will be lower in hand-rammed concrete and hence the quantity of filler required in the form of mortar will be greater. This mortar may be made either rich or lean depending upon the workability and strength required of the concrete. Because of the higher mortar content mixes suitable for or designed for hand placing are intrinsically less workable than mixes designed for vibration, because of the larger volume of sand required to fill the less densely packed coarse aggregates; the resulting increased surface demands added water for a given workability, but as hand ramming is also less efficient in compacting the concrete than vibration a further increase in workability must be obtained by the addition of still more water so as to lubricate the appreciably larger surface area of the combined aggregates caused by the increase in sand content.

The object of compaction is to convert the freshly placed concrete into a dense homogeneous mass. Such a mass forms a completely related system of particles having a more or less uniform distribution of particle sizes. It is clear, therefore that whatever process of compacting is employed the best results will be attained by treating the mass as a whole, or where subdivision of volume is essential then these volumes should be of the largest size practicable. Hand ramming is a process which is very localised in its action and effect, and since the system of particles as a whole becomes more and more continuous as its density increases, the local groupings will be badly upset by the insertion of the tamping bar, and the accompanying regrouping which takes place at the point of insertion is bound to influence the orientation and distribution of particles in the immediate neighbourhood. While the same criticism may be made of the internal vibrator, the degree of local disturbance at the point of entry or withdrawal is small compared with the very much larger mass of concrete treated at one time by a vibrator, and consequently the disintegrating effect of the vibrator's insertion or withdrawal is virtually negligible compared with that caused by a tamping bar. Furthermore, by withdrawing the vibrator slowly a redistribution and re-alignment of particles takes place. Such an adjustment cannot take place on the withdrawal of a tamping bar except in very wet mixes.

The mechanism of vibration as applied to concrete has been dealt with in some detail by the author in his book *The Design and Placing of High Quality Concrete*. It is shown that the effect of vibration is to reduce the fraction between particles and, by gently disturbing the mix, to break down arching so that there is a general collapse of the particles. The work done in this process is proportional to the change of centre of gravity from the freshly placed condition to the compacted condition. As compaction proceeds the coarse aggregates close up more and more, forcing out from between them the more fluid components of the mix. The same phenomenon of concentration takes place in the mortar which, in turn, expels surplus water and some cement particles where these are in excess. Thus as compaction proceeds the amount of lubricating water available increases with a consequent increase in the rate of compaction.

Advantage may well be taken of the segregation of the mixing water under the influence of vibration, particularly in difficult placing conditions where a high workability is specially desired, this being attained by the addition of an increased quantity of water. This additional water, provided it is not excessive, will be brought to the surface of the concrete where it cannot produce undesirable void space. Because of the capacity of the vibrators to force surplus water out of a mix it is usual to find that the strength and other qualities of the concrete in the job are better than those in the test cubes where these are hand rammed.

Period of treatment

It is essential that the vibrational treatment given to the concrete should be sufficient to overcome the internal friction of the concrete in changing from the uncompacted to the compacted state and the resistance offered to its flow by the shuttering and reinforcement. The period of treatment must depend upon the useful work done on the concrete in unit time by the vibrator, the number of vibrators employed, the volume of concrete treated and the workability of the mix. The configuration of the formwork, its overall dimensions and the density and disposition of reinforcement also influence the time required to bring about full compaction. It is undesirable to prolong the vibration beyond the time required to reach the compact state, not because the concrete will be harmed by over-vibration, for this is unlikely to happen in normal practice with a correctly designed mix, but because the continuation of vibration after compaction has been attained is uneconomical. The very short periods of vibrational treatment given to concrete in general practice are quite inadequate to the end in view, but are dictated by the fear that so-called "over-vibration" will cause segregation and loss of grout through shutter leakage. While these fears are justified to some extent, since segregation and grout leakage do take place in many cases, the cause is not over-vibration but the use of unsuitable mix proportions and poorly constructed shuttering. It is most unfortunate that in designing shuttering, shutter layouts, and working sequences, the fluidity produced in the concrete by vibration is frequently overlooked. In passing, it is interesting to note that shutters which do not leak quite liquid concrete when it is manually placed, fail to contain stiff mixes under the influence of vibration, a point which is not appreciated by those responsible for the manufacture and erection of formwork.

Characteristics of set concrete

The characteristics required of the set concrete vary with the purpose for which the concrete is intended. In many instances the predominant requirement is compressive strength developed in bending or as a result of direct loading, as in the case of some columns. The use of concrete in pavements demands two additional features besides compressive strength and resistance to impact: these are a low shrinkage coefficient and a high flexural strength. In prestressed work the concrete to be associated with the very high tensile steels must have all the previously mentioned qualities as well as a low coefficient of creep.

In concrete the modulus of elasticity under load increases with an increase in compressive strength. This means that for a fully compacted concrete the value of E increases with a reduction in the water–cement ratio. However, a low water–cement ratio may be obtained in a concrete having a very high cement content permitting, in turn, a proportionately large water content so that the mix is in fact quite wet. Although such a concrete may be easy to place it will, on hardening, develop appreciable shrinkage, and under the influence of a sustained load the creep will be found to be large. Both shrinkage and creep are closely associated with the total paste content of a unit volume of concrete; it is therefore very desirable that prestressed concrete should contain the largest weight of combined aggregates and as little cement and water as possible commensurate with obtaining adequate workability and strength.

The term "consolidated" has been used in describing the compactness of a concrete in which the quantity of mortar, including the water, is just sufficient to fill the voids in the coarse aggregate when the particles of this material are in intimate contact

with each other. Such a compactness of the coarse aggregates can be effected by the application of vibration. Concrete of this type contains 10% to 15% less mortar, and hence cement paste, for a given strength than does that in more general use. It will be obvious that since the shrinkage and creep take place largely in the mortar, which contains the bulk of the paste, a reduction in the mortar present in the mix must materially reduce these movements. Since the coarse aggregates are in general contact, by virtue of the consolidated state of the concrete, the creep must be more closely related to the behaviour of the aggregates themselves under the influence of the load than to the mortar in these specially designed mixes.

Summary of mix requirements

To sum up before embarking upon the method of design, the principal characteristics which the mix must possess are:

(1) The mean size of the coarse aggregate should be such as to permit the particles to pass between the shuttering and any immediately adjacent bars, and also between the bars.

(2) The mean size of the combined aggregates should be as large as possible, taking into account the condition imposed by (1) above, while at the same time ensuring the effectiveness of the sand as a filler for the coarse material; that is to say, the whole of the fine aggregate must be able to pass into and through the coarse fraction in its compacted state.

(3) The aggregate–cement ratio should be as large as possible while ensuring adequate workability to allow the attainment of the fully compacted state of the concrete, in the particular placing condition, with the water–cement ratio dictated by strength requirements.

Mix design

In designing a concrete mix, as in any other problem of design, assumptions, which may not be strictly true because they do not envisage some of the number of variable factors, have to be made for purposes of simplification. Yet in practice these assumptions approximate so closely to the truth on account of other compensating errors or conditions that calculations based upon them give reasonably workable and satisfactory results.

The particles of both coarse and fine aggregates as well as those of the cement vary enormously in shape and in the relationship of volume to surface area, so that an accurate mathematical approach to mean particle size, individual void volume, and surface area is out of the question. However, by the assumptions that the particles are spherical in form and that the mean diameter of particle in any one size group, i.e. those lying between two adjacent sieves such as $\frac{3}{4}$ in. and $\frac{3}{8}$ in., is equal to half the sum of the upper and lower limits, a system of mix design can be evolved which is applicable to the general run of aggregates, whether natural or crushed, provided these are of good shape as normally judged.

Working from first principles the proportions of a mix may be determined in the following way.

A cubic foot of fully compacted concrete will contain:

1 cubic foot of combined aggregate, and
P cubic feet of cement paste.

Now the amount of paste present will depend upon the aggregate–cement ratio and

the water–cement ratio, which in turn depend upon the ultimate characteristics required of the concrete. If the aggregate–cement ratio and the water–cement ratio have been fixed by consideration of workability and strength, the specific bulk-density required of the combined aggregates may be calculated from the formula:

$$\text{Specific bulk-density}=\frac{y}{\frac{1}{d_c}+\frac{y}{d_a}+x}=Z^*$$

where y=aggregate–cement ratio
x=water–cement ratio
d_c=specific gravity of cement
d_a=mean specific gravity of the combined aggregates

Now if K is the specific bulk-density of the coarse aggregate,

$$K=\frac{\text{Weight per cubic foot}}{62{\cdot}5},$$

then $(Z-K)/Z\times 100$ will give the weight of sand required expressed as a percentage of the combined aggregates.

It is important in making this calculation to choose a coarse aggregate of suitable bulk-density, otherwise the proportion of sand will be either too small or too great to produce a sound concrete. The value of the bulk-density required is that which will be attained in the coarse aggregate by the method of compaction to be adopted in placing the concrete. The value of the bulk-density will depend also upon the nature of the grading. It is evident that a coarse aggregate so graded as to have a very high bulk-density will demand a very small sand content, particularly if the mix is rich, i.e. a large volume of cement paste is present.

For instance, consider the case where the calculated specific bulk-density of the combined aggregate is 1·95 and the coarse aggregates graded from $\frac{3}{4}$ in. to $\frac{3}{16}$ in. have a bulk-density of 103 lb./ft.,^{3} that is, a specific bulk-density of 1·65; the percentage of sand required will be:

$$\frac{1{\cdot}95-1{\cdot}65}{1{\cdot}95}=15{\cdot}4\%$$

It would not be impossible to make a sound concrete with this very low sand content, but because of the small mean size of the coarse aggregate and hence the very much smaller size of the individual voids in it, the sand would have to be extremely fine to pass freely through them, with the result that its surface area would be very large; as a consequence the weight of water required to make a workable concrete might well be much in excess of the permitted quantity based on the chosen water–cement ratio.

It is therefore most desirable to keep the size of the coarse aggregate as large as possible and reduce the range of grading so as to maintain sufficiently large individual voids to be able to accommodate sands ranging from B.S. sieve No. 14 to No. 100.

In practice it is best to use a coarse aggregate having a bulk-density of between 94 and 96 lb./ft.^{3} when suitably compacted, the equivalent specific bulk-densities being 1·5 to 1·54. These values will give sand contents ranging from 24% to 27% of the weight of combined aggregates for aggregate–cement ratios lying between 6 : 1 and 8 : 1. The coarseness of the sand will then depend upon the mean void size in the

* For proof of this formula see *Design and Placing of High Quality Concrete*, by the author.

coarse material, and this can be determined most easily and with greater practical effectiveness by a special sieving operation carried out as follows.

Two B.S. $\frac{3}{16}$ in. sieves are selected having diameters which are large in relation to the maximum size of the coarse aggregate. One of the sieves is overloaded with the coarse material so that the stones obtrude above the upper edge. The other sieve is then placed on top of the first so that its lower edge is just entered into the upper rim of the loaded sieve. The two sieves are then forced together while being shaken vigorously until the stones between the upper and lower meshes are unable to shift. A known weight of sand, considered suitable for the mix, is then placed in the upper sieve and the sieves are then shaken and twisted as in the ordinary operation of making a mechanical analysis. If the materials are properly dried a proportion of the sand, depending upon its coarseness, will be found to pass right through the two sieves and the aggregate and that part which is of too large a particle size will be discovered lodged in the upper surface of the coarse material when the sieves are separated. An analysis of the sand passing through the sieves will give the maximum particle size which may be expected to act as an efficient filler without causing the coarse material to bulk. As a rule the diameter of the largest filler or sand particle will be found to be about $0{\cdot}125d$, where d is the size of a square opening through which the mean size of coarse aggregate particle would pass. Thus if the mean size of coarse aggregate lies between $\frac{3}{4}$ in. and $\frac{3}{8}$ in., the sand to be used in making the concrete should pass a sieve four sizes smaller; in this case No. 14.

The mean particle size will be given by:

$$\frac{\Sigma \text{ diameters of particles in sample}}{\text{Number of particles in sample}}$$

Consider a continuous grading from $1\frac{1}{2}$ in. to $\frac{3}{16}$ in., and let r_0 be the radius of the mean particle size in the first size group $1\frac{1}{2}$ in. to $\frac{3}{4}$ in. (group 0). Let N_0 be the number of particles in group 0, N_1 the number in group 1 (size $\frac{3}{4}$ in. to $\frac{3}{8}$ in.) and so on, and N_n the number in group n.

Let W=weight of sample; $p_0, p_1 \ldots p_n$=the percentage by weight in the respective size groups.

Then the total number of particles is:

$$N=\frac{12^3}{62{\cdot}5}\times\frac{3W}{4\pi r_0{}^3 d_a}(p_0 8^0+p_1 8^1+p_2 8^2 \ldots p_n 8^n)$$

the sum of the diameters of all particles is D_s

$$D_s=2r_0N_0+\frac{2r_0N_1}{2}+\frac{2r_0N_2}{4}+\ \ldots \text{ etc.}$$

$$=2r_0\left(\frac{N_0}{2^0}+\frac{N_1}{2^1}+\frac{N_2}{2^2}+\ \ldots\ \frac{N_n}{2^n}\right)$$

The number of particles in any group is given by:

$$N_n=\frac{12^3}{62{\cdot}5}\cdot\frac{3}{4}\cdot\frac{\pi r_0{}^3 d_a}{W}\cdot p_n 8^n$$

D_s can now be written:

$$D_s=\frac{2r_0}{2^0}\times\frac{3Wp_0}{4\pi r_0{}^3}\times\frac{12^3\times 8^0}{62{\cdot}5d_a}+\frac{2r_0}{2^1}\cdot\frac{3Wp_1}{4\pi r_0{}^3}\times\frac{12^3\times 8^1}{62{\cdot}5d_a}+\ \ldots \text{ etc.}$$

$$D_s=\frac{13{\cdot}19W}{d_a r_0{}^2}(p_0 4^0+p_1 4^1+p_2 4^2+\ \ldots\ p_n 4^n).$$

The mean particle diameter D_m is given by the equation:

$$D_m = 2r_0\left(\frac{p_0 4^0 + p_1 4^1 + p_2 4^2 + \ . \ . \ . \ p_n 4^n}{p_0 8^0 + p_1 8^1 + p_2 8^2 + \ . \ . \ . \ p_n 8^n}\right)$$

As an example take the following gradings of coarse aggregate:

Size group	$1\frac{1}{2}$ to $\frac{3}{4}$ in.	$\frac{3}{4}$ to $\frac{3}{8}$ in.	$\frac{3}{8}$ to $\frac{3}{16}$ in.
A % retained .	20	60	20
B % ,, . .	0	90	10
Value of N . .	0	1	2

For grading A:

$$D_m = 1{\cdot}125\left(\frac{20\times 4^0 + 60\times 4^1 + 20\times 4^2}{20\times 8^0 + 60\times 8^1 + 20\times 8^2}\right)$$

Thus the value of D_m is 0·37 in., and for grading B the value of D_m is 0·43 in.

Calculations of this kind may be criticised on the ground that the answers obtained may co-relate poorly with an exact determination of the mean aggregate size. But it is better to make an estimate based on sound mathematical principles rather than to make no estimate at all or alternatively guess at a value. The information gained from this investigation of the gradings has indicated two points of interest. Firstly, that the probable workability of grading A, given equal conditions, is less than that of grading B, in spite of having a larger maximum aggregate size. Secondly, if bar cover is restricted or the space between bars is one of the major considerations in determining the mean aggregate size, then in spite of the fact that 20% of the total weight in the sample is retained on the $\frac{3}{4}$ in. screen, grading A will give the best overall distribution of material in the process of placing. However, to complete the investigation the two gradings A and B should be plotted in the usual way. Having plotted these, the mean value should be drawn, when it will be seen at once on which side the larger weight of material lies.

It is necessary to introduce a note of caution here so that in examining the grading curves the beginner will not be misled by the apparently high percentage of material coarser than the mean. The important point to be considered is the actual number of particles above and below the mean size.

In the gradings under consideration the following conditions arise:

Grading	No. of particles		
	% above	% below	Mean
A	29·3	70·7	0·37
B	53	47·0	0·43

Thus it can be seen that the risk of a stoppage occurring during placing in using apparently coarser grading is very much less than the normal grading curve would suggest.

Gap-grading

The use of gap-grading in mixes designed for high quality or for greater economy in the use of cement has two main advantages. The first of these is directly related

to the design aspect of the matter, while the second relates particularly to the quality control of the concrete.

From the design point of view the advantage of a gap-grading is that a coarse aggregate may be built up which has not only the requisite void ratio but also individual voids in it capable of absorbing the available sand grading. As has been indicated, a low void ratio, i.e. a high specific bulk-density, often requires such a small percentage of sand that except under special conditions the mix cannot be compacted. The gaps formed in the grading by the omission of certain sizes can be used to open up the coarse material so that it can accept a more workable volume of sand as well as sand of a coarser grading. The removal of particular sizes reduces the number of voids in the coarse aggregate and so increases their size for a given overall value. A typical gap-grading is shown in fig. 2.

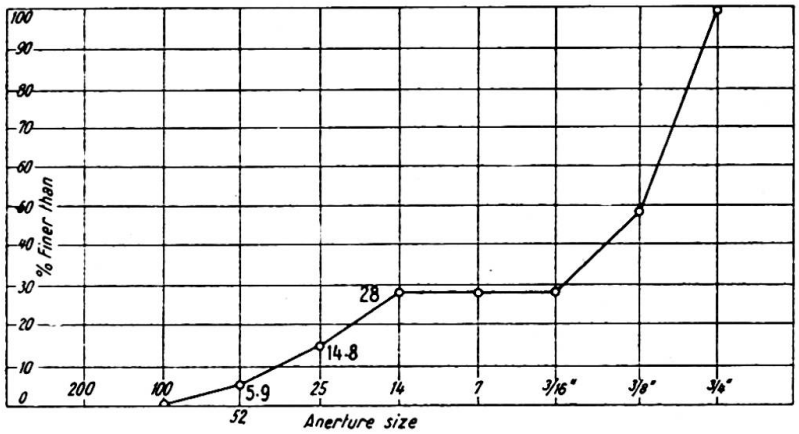


Fig. 2

As a rule the gap in the grading is obtained by the omission of one or more standard sizes or by introducing additional screens where the size of the contract warrants such a step. Usually very good results may be obtained by using one or at most two "single-sized" aggregates such as $1\frac{1}{2}$ in. to $\frac{3}{4}$ in. plus $\frac{3}{8}$ in. to $\frac{3}{16}$ in. if a fine sand is available graded B.S. No. 14 to 100, but where the sand is coarsely graded, $\frac{3}{16}$ in. to B.S. No. 100, then, the $1\frac{1}{2}$ in. to $\frac{3}{4}$ in. alone would be required. This use of single-sized aggregates materially reduces the possible variation in the grading of the coarse aggregate and hence in its bulk-density, and therefore very considerably assists in controlling the quality of the concrete and reducing the coefficient of variation without undue supervision.

The foregoing discussion on mix design will no doubt have given the impression that what has always been regarded as a very simple matter has been converted into an involved process without any easily apparent and worthwhile reward by way of structural economy in time or material. This is, in fact, not true, there being three main advantages to be derived from the engineering standpoint, each of which may be turned to economic gain.

(1) The use of vibration together with the rational design of the concrete mix makes it possible to obtain relatively high strength characteristics from the concrete while using a mix which is leaner by an appreciable amount than that normally employed. For instance, the British Code of Practice for Reinforced Concrete requires a mix of the proportions of approximately 5 : 1 by weight or 1 : $1\frac{1}{2}$: 3 by volume if a design stress of 1,250 lb./in.^{2} is to be used, and the concrete test cube must give a

strength of not less than 3,750 lb./in.^{2} at 28 days. If, however, a designed mix is used and placed by vibration, the same minimum strength can be achieved with an 8 : 1 by weight concrete. This produces a saving of 235 lb. of cement per cubic yard and at the same time increases the density from 146 to 151 lb./ft.^{3}, thus providing a more impervious concrete.

(2) A mix which has been designed upon the lines indicated in the earlier section of this paper will usually employ single-sized coarse aggregates, and in the majority of jobs only one of these. Thus, as has been pointed out, the grading control is greatly improved and simplified. The simplification of the weigh-batching of mixes appreciably reduces the variation in concrete quality that can arise at this point in the process, and when this is taken in conjunction with the more uniform and complete compaction obtained with vibration the overall variation is markedly less than that usually encountered in normal practice; probably the greatest source of variation will be that due to fluctuation in cement quality, particularly if this material is derived from more than one works. Where control at the site is that which might be expected on a contract involving £100,000, the coefficient of variation on the cube tests will be of the order of 10%. Thus it is reasonable to use a rather lower factor of safety in this type of concrete or the employment of a higher working stress for the same minimum cube strength.

(3) A higher quality of product of greater durability can be obtained at a lower initial cost.

The three main advantages are therefore a reduction in material costs due to the use of leaner mixes and higher working stresses in the concrete; often accompanied by a reduction in the volume of steel required in tension, compression and shear, and a reduction in costs of batching, mixing, and placing, since less material is required and the rate of compaction is about twice that in normal working per man employed. Finally a reduction may be expected in maintenance costs, an item which has become alarmingly high in reinforced-concrete structures of many types, some of which are not more than fifteen years old.

Concrete compaction and the design of members

In order that the fullest advantage may be taken of the compacting effects of vibrators and the use of coarse low-workability mixes advocated by the author rather more than usual attention must be given to the design of members and the layout of the steel in them. The satisfactory transfer of the load from the concrete to the steel is dependent upon the bond between these two elements of the member. It is therefore most important to ensure that the concrete can be fully compacted round the bars and that air and water pockets on the underside of bars are eliminated. This compact condition can be assured only if the vibrator can be brought within effective range of the particular section of concrete under consideration. Fig. 3 shows two methods of steel distribution for identical load conditions. The bottom method will be recognised as that adopted in current practice, while the uppermost is an arrangement which lends itself to ease of assembly, placing of the concrete and manipulation of internal vibrators. The triangular cross-sectional arrangement (shown in fig. 4) of the bars and their sizes make it possible to maintain a more uniform stress distribution in the steel irrespective of the position of bars in relationship to the centroid. The maintenance of this steel cross-sectional area to centroid relationship when the bars are taken to the upper part of the beam where it is about to pass over supports does produce an added complication but this is a small inconvenience in view of the ease

of placing offered by this type of layout. The spacing of the bars in the triangular arrangement is based upon the value of the mean size of coarse aggregate being not more than 0·45 in., a condition that can be obtained with single-sized $1\frac{1}{2}$ in. to $\frac{3}{4}$ in. material having the grading tolerance allowed by B.S. 882/1944 below the $\frac{3}{4}$ in. sieve.

Figs. 3 and 4 show the effect upon the economics of beam design where full advantage is taken of mix design and vibration. The design was taken out upon a simply supported beam having a 20-ton load at the centre of its 60-ft. span. The data given cover design stresses in steel and concrete, bending and resistance moments, steel areas and concrete mixes. The design of the beam which takes advantage of the scientific proportioning of mix and the placing of that mix by vibration has been called "rational design," for want of a better description, while the other is referred to as "normal design." The savings made by the "rational" method are as follows: reduction in dead load 22·2%, giving rise to a reduction of volume of steel of 8·5%, and a saving of just over 36% in cement consumption due to a smaller quantity of leaner concrete being used to obtain a 9% increase in design stress above that used in the normal procedure.

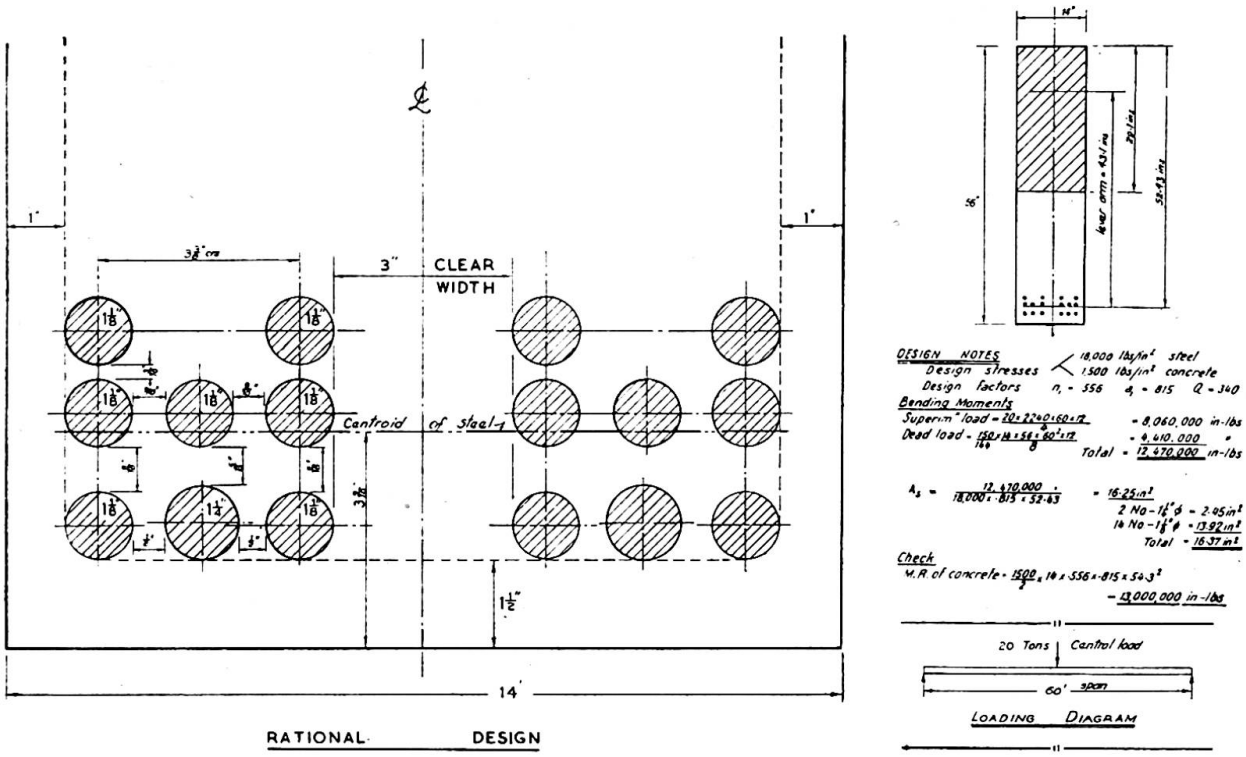


Fig. 3(*a*). The comparison of beam design methods

Advantages of rational design:

For a constant superimposed central load of 20 tons the following savings in material are made possible:

(1) Steel	8·5%
(2) Dead load	22·2%
(3) Cement	36·2%

Mix details: *

Aggregate-cement ratio	1 : 8 (by weight)
Water-cement ratio	0·5 to 0·525
Maximum sized aggregate	$1\frac{1}{2}$ in.

* See written instructions for complete details of gradings, etc.

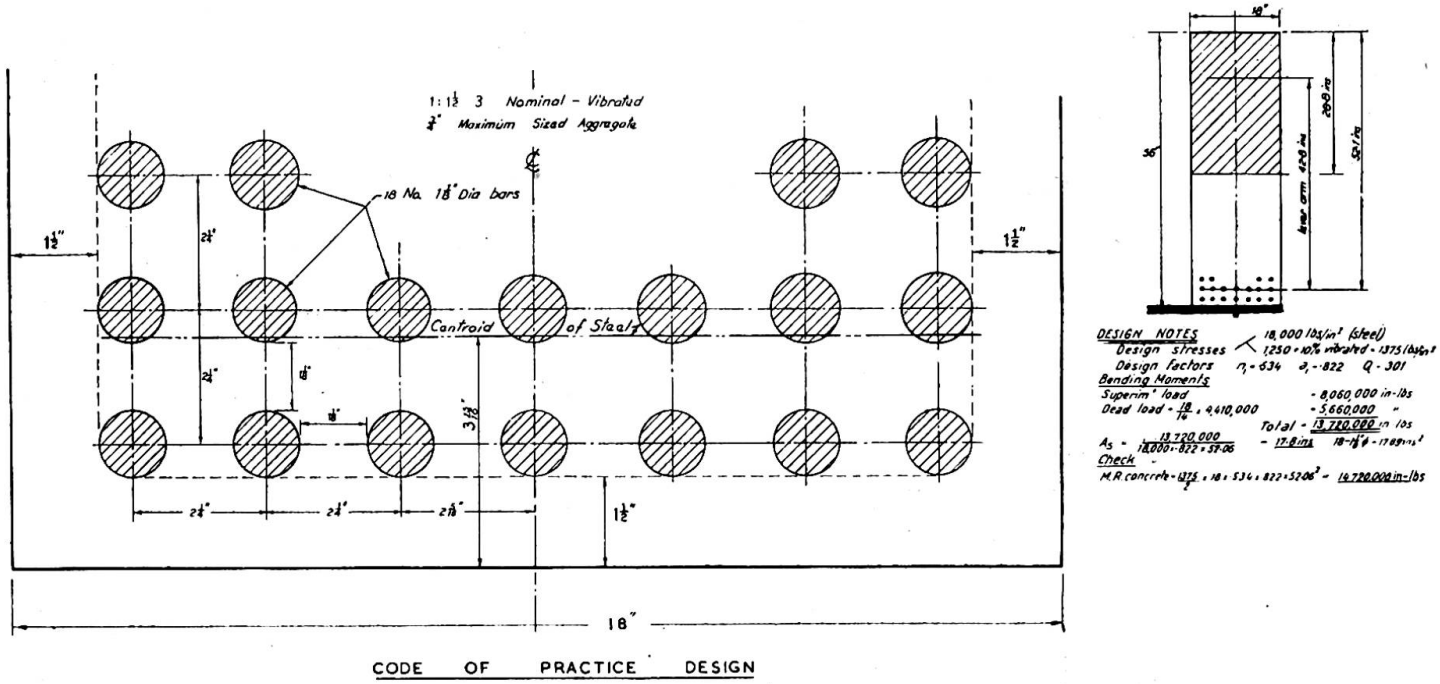


Fig. 3(*b*). The comparison of beam design methods

DESIGN DATA

Normal

Design stresses:

Steel	18,000 lb./in.^{2}
Concrete	1,250+10% vibrated=1,375 lb./in.^{2}
Lever arm factor	0·822
Neutral arm factor	0·534

$Q=301$

Bending moments:

Superimposed load . . .		8,060,000 in.-lb.
Dead load	$\frac{150}{144}\times\frac{18\times56\times60^2\times12}{8}=$	5,660,000 in.-lb.
	Total	13,720,000 in.-lb.

$$A_s=\frac{13{,}720{,}000}{18{,}000\times0{\cdot}822\times52{\cdot}06}=17{\cdot}8\text{ in.}^2\ (18-1\tfrac{1}{8}\phi=17{\cdot}89\text{ in.}^2).$$

Check: M.R. concrete$=301\times18\times52{\cdot}06^2=14{,}720{,}000$ in.-lb.

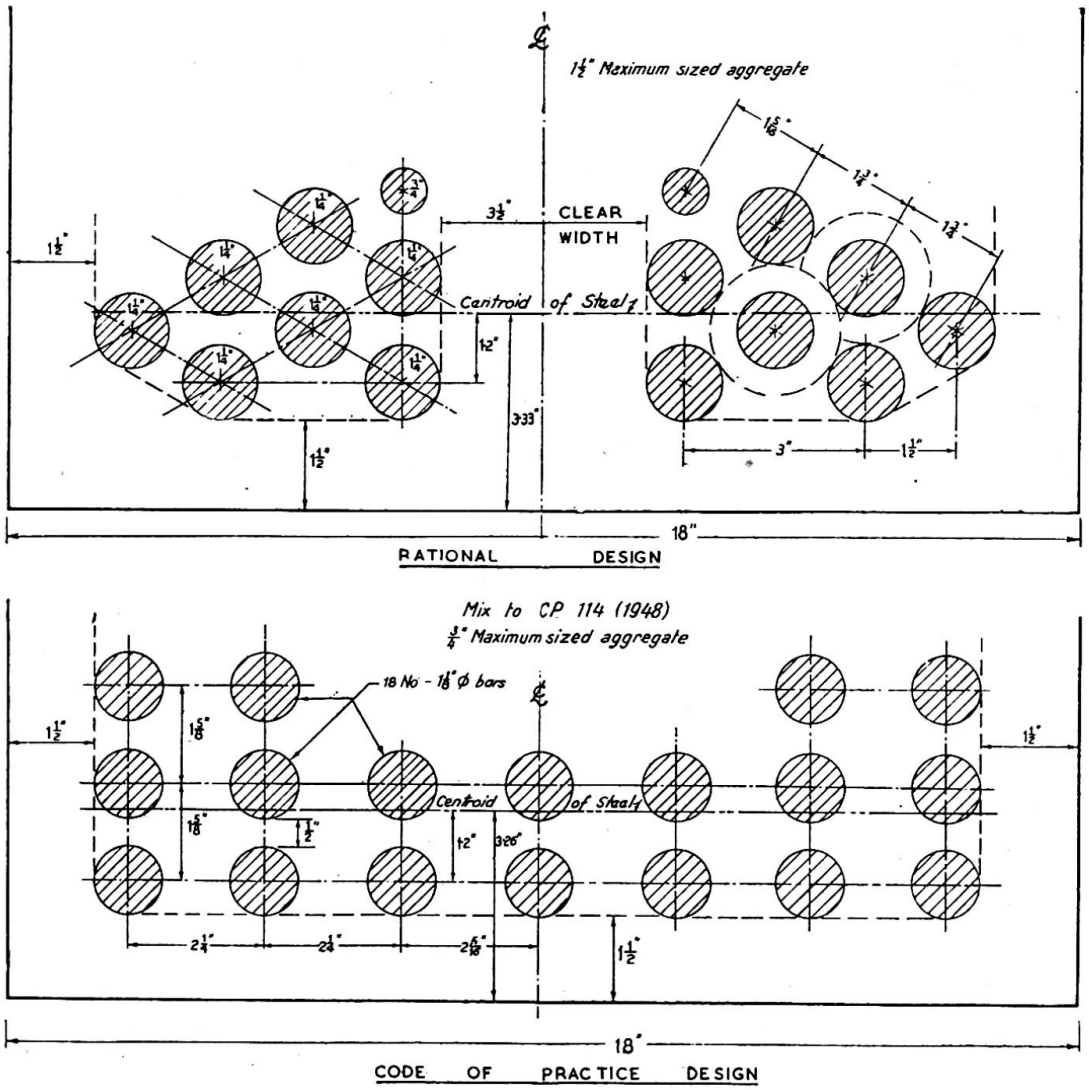


Fig. 4. The comparison of beam design methods

Notes.—The beam section given in the upper detail contains the same area of steel as the lower but has been arranged so as to facilitate the concrete placing by vibration. The centroid of the steel has been maintained at the same level.

It is practical to use an aggregate having a suitable grading of 1½ in. maximum size for the "Rationally Designed" beam, whereas the maximum allowed for in the Code of Practice beam is ¾ in.

Rational

Design stresses:

Steel	18,000 lb./in.^{2}	
Concrete	1,500 lb./ in.^{2}	
Lever arm factor . . .	0·815	$Q=340$
Neutral arm factor . . .	0·556	

Bending moments:

Superimposed load . . .		8,060,000 in.-lb.
Dead load	$\frac{14}{18}\times 5{,}660{,}000=$	4,410,000 in.-lb.
	Total	12,470,000 in.-lb.

$$A_s=\frac{12{,}470{,}000}{18{,}000\times 0{\cdot}815\times 52{\cdot}43}=16{\cdot}25 \text{ in.}^2$$

2 No.—$1\frac{1}{4}$ in. $\phi=$	2·45 in.^{2}
14 No.—$1\frac{1}{8}$ in. $\phi=$	13·92 in.^{2}
Total	16·37 in.^{2}

Check: M.R. concrete$=340\times 14\times 54{\cdot}3^2=13{,}000{,}000$ in.-lb.

It is the author's hope that this paper will stimulate sufficient interest in the very real problems of proportioning, mixing and placing concrete to bring about the development of a modern concrete technology.

Summary

The paper points out the need for a more enlightened concrete technology and goes on to analyse the factors influencing the characteristics of concrete, such as: type of aggregate, the effect of the maximum size of aggregate, and the percentage of sand present in the mix. Placing conditions and methods are examined in relation to mix proportions, workability and aggregates and it is shown that mixes can be designed on a mathematical basis, particularly where vibration is used. The effects of vibration are examined in relation to the characteristics of the newly placed and set concrete and special attention is called to the economies that can be effected by mix design, vibration compact and the correct distribution of the reinforcement in members. In one example it is shown that the following savings can be made in a beam of 60-ft. span, carrying a 20-ton central load:

Reduction in dead weight . . .	22%
Reduction in volume of steel . . .	8·5%
Reduction in weight of cement. . .	36%

The savings quoted are made on the quantities that would have been used if standardised design procedure had been adopted and it is shown that the method advocated by the author would tend to give a better quality product than would be expected normally.

The paper is based on the author's research and his work on a number of large contracts carried out in the last five years.

Résumé

L'auteur montre la nécessité d'étendre la technologie du béton. Il passe ensuite à l'analyse des facteurs qui exercent une influence sur les caractéristiques du béton après solidification, telles que la nature de l'agrégat, l'influence de la dimension maximum de ses éléments et le pourcentage de sable dans le mélange.

Les conditions et procédés de mise en œuvre sont examinés corrélativement aux proportions du mélange, à sa maniabilité et aux agrégats eux-mêmes. L'auteur montre que l'on peut étudier les mélanges sur des bases mathématiques, tout particulièrement lorsque l'on a recours à la vibration. Il étudie l'influence de la vibration du point de vue des caractéristiques du béton fraîchement mis en œuvre et du béton après solidification et attire particulièrement l'attention sur les économies que l'on peut réaliser en étudiant avec soin le mélange, la compaction par vibration et la judicieuse répartition des armatures dans les membrures de l'ouvrage. Un exemple montre que sur une poutre admettant une portée de 18 mètres et portant une charge centrale de 20 tonnes, il est possible de réaliser les économies suivantes:

Poids mort	22%
Acier	8,5%
Ciment	36%

Ces économies sont basées sur les quantités de matériaux que l'on emploierait en adoptant des conceptions normalisées et l'auteur montre que la méthode qu'il préconise permettrait d'obtenir un béton de qualité meilleure que celui que l'on prévoit normalement.

Ce rapport est basé sur les recherches effectuées par l'auteur et sur les travaux qu'il a exécutés dans le cadre d'un grand nombre de contrats traités au cours des cinq dernières années.

Zusammenfassung

Der Verfasser verweist auf die Notwendigkeit, die Technologie des Betons weiter abzuklären. Er untersucht die Faktoren, die einen Einfluss auf die Eigenschaften des fertigen Betons ausüben, wie die Art der Zuschlagstoffe, die maximale Korngrösse und der Anteil an Sand in der Mischung.

Das Einbringen des Betons wird im Zusammenhang mit dem Mischungsverhältnis, der Verarbeitbarkeit und der Zuschlagstoffe untersucht. Es wird gezeigt, dass das Mischungsverhältnis auf mathematischer Grundlage bestimmt werden kann, besonders wenn die Vibration benützt wird. Der Einfluss der Vibration wird in Bezug auf den frischen und den fertigen Beton untersucht und besondere Aufmerksamkeit wird auf die Ersparnisse gerichtet, welche durch richtige Mischung, Verdichtung durch Vibration und genaue Verteilung der Armierung erzielt werden können. An einem Beispiel werden folgende Einsparungen an einem 18 Meter langen, von einer Einzellast von 20 Tonnen beanspruchten Balken nachgewiesen:

Verminderung an totem Gewicht . .	22%
Verminderung an Armierung . . .	8,5%
Verminderung an Zementgewicht . .	36%

Diese Einsparungen beziehen sich auf die Baustoffmengen, welche für eine standardisierte Ausführung nötig gewesen wären. Der Verfasser zeigt, dass bei Anwendung der angegebenen Methoden ein besseres Qualitätsprodukt erzielt wird, als man normalerweise annehmen kann.

Die Abhandlung beruht auf Forschungen des Verfassers und auf Erfahrungen aus einer groosen Zahl von Arbeiten, die er in den letzten fünf Jahren ausgeführt hat.

CI 3

Détermination des déformations des bétons sous les charges prolongées

Determining the deformation of concrete under alternating stresses

Bestimmung der Verformungen des Betons unter wechselnder Beanspruchung

MARCEL PROT, Docteur ès Sciences, Docteur ès Lettres
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Paris

Il serait, dans un grand nombre de cas, extrêmement utile, pour les ingénieurs, de connaître assez exactement quel est le coefficient d'élasticité du béton d'une construction.

Or la valeur du coefficient d'élasticité d'un béton donné varie:

selon le type et la valeur de la sollicitation réalisée,
selon la vitesse de variation de la sollicitation,
selon le degré hygrométrique de l'ambiance.

On aboutit, notamment, à des valeurs extrêmement différentes selon que les mises en charge sont plus ou moins rapides ou extrêmement lentes. Or les presses ordinaires, à l'aide desquelles on effectue les essais de compression et de traction sur des éprouvettes de béton, n'offrent généralement que des possibilités très limitées de variation de la vitesse de mise en charge.

Nous nous sommes proposé de faire construire une machine d'essai permettant de réaliser à volonté et d'une manière commode:

des cycles de mise en charge allant d'une façon continue d'une valeur donnée d'une traction à une valeur donnée d'une compression,

des mises en charge effectuées en un temps pouvant varier de quelques minutes à un mois, soit dans le rapport de 1 à 10,000,

le maintien d'une charge donnée pendant une durée pratiquement illimitée.

Le principe général de la machine est le suivant:

Les charges sont réalisées par des poids qui se déplacent automatiquement, à l'aide d'une commande électrique, à la vitesse désirée, sur le fléau d'un système de leviers.

Les déformations de l'éprouvette sont automatiquement rattrapées par un moteur poursuite commandé par un microcontact et un relai sensible Phillips.

La courbe des déformations de l'éprouvette en fonction des contraintes qui lui sont appliquées est enregistrée sur un diagramme dont les déplacements horizontaux sont commandés par le déplacement des charges sur le levier à l'aide d'un style dont les déplacements sont commandés par le rattrapage des déformations de l'éprouvette.

La machine est actuellement en construction et sera vraisemblablement livrée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées vers la fin de l'année. Des détails pourront être donnés à Cambridge sur la mise au point de cette machine et, le cas échéant, sur les premiers résultats obtenus.

Résumé

L'auteur a étudié et fait actuellement construire une machine permettant d'obtenir les diagrammes déformations–contraintes d'une éprouvette de béton placée dans une atmosphère définie et soumise à des sollicitations de traction ou de compression dont la vitesse de variations est susceptible de prendre des valeurs bien définies dans des limites extrêmement larges.

Summary

A machine developed by the author is at present being constructed, which will allow stress–strain diagrams to be taken from a concrete test-piece. This test-piece is kept in a specified atmosphere and is subjected to variable tensile and compressive stresses. The rate at which the loading is altered can be varied within wide limits and with great accuracy.

Zusammenfassung

Der Verfasser hat gegenwärtig eine von ihm entwickelte Maschine im Bau, welche erlaubt, Spannungs–Dehnungs–Diagramme eines Beton–Probekörpers aufzunehmen. Dieser befindet sich in einer vorausbestimmbaren Atmosphäre und wird veränderlichen Zug- und Druckbeanspruchungen ausgesetzt. Die Geschwindigkeit der Laständerungen kann in weiten Grenzen und mit grosser Genauigkeit variiert werden.

CI 4

Corrosion du béton et des armatures

The corrosion of concrete and its reinforcement

Die Korrosion des Betons und der Armierungen

PROF. F. CAMPUS
Recteur de l'Université de Liège

La durabilité des premiers ouvrages en béton et en béton armé semble avoir été généralement satisfaisante. Cet effet de la prudence de leurs constructeurs a fait naître l'impression de l'inaltérabilité de ces matériaux. L'évolution de leur technique s'est faite dans le sens d'une importance croissante du calcul statique, d'une augmentation des contraintes admissibles et de l'économie dans la composition des bétons et dans la mise en œuvre. L'appréciation des propriétés physiques de ces matériaux n'a pas retenu l'attention des praticiens dans la même mesure. Le résultat en a été que les problèmes de la corrosion du béton et des armatures se sont imposés à l'attention des constructeurs d'une manière croissante depuis un quart de siècle. La confiance dans leur inaltérabilité a considérablement diminué et fait place progressivement à la notion que la durabilité doit être prise en considération au même titre que les calculs en vue d'assurer l'efficacité, la sécurité, l'économie et l'aspect d'une construction. Durabilité relative d'ailleurs. Aucune pierre naturelle n'est finalement inaltérable. On ne conçoit pas que le conglomérat artificiel du béton pourrait l'être. D'une manière idéale, selon la conception probabiliste de la sécurité, faisant intervenir la durée normale ou probable assignée à l'ouvrage, on pourrait considérer comme possible de déterminer la qualité du béton et des armatures mis en œuvre, assurant une probabilité totale de ruine suffisamment faible pour une durée déterminée. La mise en pratique de cette conception paraît toutefois particulièrement difficile si l'on veut graduer la durabilité avec une certaine sensibilité. L'expérience dont on dispose, relativement courte il est vrai, semble plutôt suggérer une règle de tout ou rien.

Des ouvrages importants ont manifesté à des époques récentes des indices de dégradation inquiétante, après des durées de l'ordre de dix à quinze ans, très inférieures à la durée d'utilisation assignée en toute sécurité et sans nécessité de réparations. Les réparations sont toujours difficiles, coûteuses, précaires ou aléatoires. Comme elles sont en outre imprévues, l'impression qu'elles causent est très défavorable. Cela s'applique à des ouvrages importants isolés, tels que des ponts, des barrages, des

édifices. On en trouve peu qui ne présentent dans l'une ou l'autre de leurs parties des indices caractéristiques de dégradation, notamment s'il s'agit de béton armé. La qualité de l'ouvrage se caractérise grosso-modo par la proportion de l'altération.

La question semble s'être posée dans de nombreux pays d'une manière particulièrement aigüe pour les éléments préfabriqués en béton armé, même les plus importants, tels que les poteaux pour le support des lignes électriques aériennes. Les exploitants de ces lignes s'en inquiètent très vivement, en raison de l'importance financière du problème et de la déception considérable qu'ils éprouvent au sujet de la durée qu'ils escomptaient des poteaux en béton armé, sans frais d'entretien ni de réparations. Cette situation existe en Belgique [1] et aussi dans d'autres pays.[2]

Les causes de dégradation du béton et du béton armé sont très nombreuses. La plupart sont externes. On ne connaît guère en Europe les phénomènes signalés aux Etats-Unis d'Amérique de désagrégation des bétons par suite de l'attaque chimique des agrégats par les ciments.[3] Par contre, on y a connu des cas de dégradation par transformation cristalline de certains composants du ciment alumineux hydraté.[4] Nous ne sommes jamais parvenus au laboratoire à produire des corrosions d'armatures par les constituants normaux du béton, notamment des ciments spéciaux. Seules les cendrées peuvent attaquer les armatures, mais on ne peut les considérer comme des agrégats normaux.

En dehors de ces cas exceptionnels de corrosion d'origine interne, on connaît de nombreuses causes externes de corrosion. Certaines sont particulières (ambiance des usines chimiques, usines à gaz, condensation de vapeurs d'eau dans les papeteries et les buanderies, sucreries, laiteries, huileries, eaux sulfatées des lavoirs et des terrils de charbonnages et des silos à charbon, eaux minérales carbo-gazeuses, etc.). Il n'est pas possible de les énumérer toutes, encore moins de les étudier dans l'espace d'un bref rapport. Leur connaissance est aussi importante pour le constructeur que celle des méthodes de calcul. Pour certains cas, l'emploi de matériaux spéciaux est à recommander, p.ex. les ciments sursulfatés durcissent davantage dans les eaux sulfatées que dans l'eau potable.[5] D'autres sont sans remède: aucun liant hydraulique ne résiste aux eaux carbo-gazeuses telles que les eaux de Spa.

Dans tous les cas où le béton, armé ou non, est susceptible de résister, les qualités qu'il doit posséder à cet effet sont les mêmes que celles qui sont envisagées plus loin pour assurer la résistance aux causes plus générales de corrosion, telles que les eaux très pures ou granitiques pour les barrages, les eaux marines pour les ouvrages maritimes et les actions atmosphériques pour tous les ouvrages extérieurs non immergés. Ces dernières sont les plus communes; elles contribuent puissamment aussi à l'action des eaux marines sur les parties d'ouvrages soumises à l'action de la marée; elles agissent également sur les barrages.

Dans un rapport d'étendue aussi limitée, qui ne peut être ni détaillé ni épisodique, il paraît opportun de se tenir principalement au cas le plus général à tous points de vue des effets des actions atmosphériques, qui se manifestent par les variations simultanées et, dans une certaine mesure, corrélatives de la température et de l'humidité. Ces variations conditionnent d'ailleurs le climat, avec les mouvements de l'air.

L'action destructrice de ces variations sur le béton armé ou non résulte principalement de l'hétérogénéité du béton. Il est composé de trois phases: solide, liquide (eau) et gazeuse (vides remplis d'air). La phase solide est elle-même hétérogène, se composant des agrégats et du sable, qui sont souvent de natures différentes, et du ciment hydraté partiellement. Les variations de la température et de l'humidité atmosphérique modifient les proportions des phases liquide et gazeuse, par évapora-

[1] Voir la bibliographie à la fin du rapport.

tion, condensation ou mouillage direct en cas de pluie, la somme de ces phases restant sensiblement constante. Ceci s'applique au béton dans son stade de durcissement ultime. Pendant les premiers temps qui suivent sa mise en œuvre, les phénomènes d'hydratation progressive qui constituent la prise et le durcissement font intervenir des changements dans les proportions des phases. C'est d'ailleurs pendant ces premiers temps que se manifeste principalement le phénomène du retrait, lié aux variations de la phase liquide. Ce retrait est en majeure partie irréversible.

Après le durcissement complet, les variations hygrométriques peuvent encore engendrer des modifications de volume plus ou moins réversibles, mais atténuées par rapport au retrait initial. Il est bien connu que le retrait peut provoquer des fissures lorsqu'il est entravé. Il s'agit là généralement d'empêchements de retrait d'ensemble affectant des pièces de grandes dimensions. Ces fissures macroscopiques, transversales par rapport à la plus grande dimension des pièces, sont des amorces à corrosion. Il est sans doute généralement bien connu aussi à l'heure actuelle que l'hétérogénéité de la phase solide donne lieu à des tensions de retrait, éventuellement à des fissures microscopiques ou même macroscopiques. L'élément affecté par le retrait est la pâte de ciment hydratée; les variations de volume des agrégats sont négligeables par rapport à celles du ciment ou en tous cas très inférieures (laitier concassé). Les agrégats entravant le retrait du ciment sont comprimés, cependant que les réseaux agglomérants de ciment ou de mortier sont tendus. Des microfissures peuvent naître de ce fait dans le mortier.[6] Les armatures du béton armé constituent une hétérogénéité de plus et très importante. Son invariabilité pratique de volume entrave considérablement le retrait du béton et donne lieu à des tensions de retrait qui engendrent souvent des fissures, principalement parallèles aux armatures très voisines des surfaces libres du béton.[7] Ces fissures longitudinales, parallèles aux armatures principales, ou transversales, parallèles aux étriers, sont en effet l'apparence la plus commune et la plus générale de la dégradation du béton armé.

Abstraction faite de l'influence des variations de température sur les variations hygrométriques, influençant le retrait, les variations thermiques exercent des effets directs de dilatation ou de contraction. Le coefficient de dilatation thermique des bétons est assez variable et généralement mal connu, il varie avec la composition, la nature des constituants et l'âge, aussi avec le degré d'humidité. En outre, il constitue un coefficient moyen, chaque constituant ayant son coefficient de dilatation propre. Pour une même variation de température, il peut se produire des variations de dimensions différentes pour les pierres, les grains de sable et la pâte de ciment, aussi pour l'acier des armatures. Le béton peut notamment, contrairement à une opinion assez répandue, avoir un coefficient de dilatation thermique sensiblement différent de celui de l'acier, généralement inférieur.[8] Ceci s'ajoute aux effets défavorables du retrait en cas d'abaissement de température, mais les atténue en cas d'élévation (abstraction faite des effets sur le retrait de variations hygrométriques corrélatives éventuelles).

A ces variations considérées comme uniformes dans un volume limité s'ajoutent, dans les pièces de dimensions assez considérables, les effets du régime variable de diffusion ou de propagation. Les effets des variations hygrométriques ne sont pas uniformes ni instantanés dans toute la masse, mais diffusent à partir de la surface dans la masse avec une certaine vitesse, dépendant de la porosité. Il en est de même des variations thermiques d'une manière dépendant de la capacité et de la conductibilité thermiques.

Ces phénomènes de régime variable peuvent être étudiés théoriquement, selon certaines hypothèses, par des méthodes connues. Il en résulte des différences de retrait et de dilatation ou de contraction thermique dans la masse, donnant lieu à des

tensions intrinsèques et qui peuvent aussi produire des fissurations ou des écaillages au voisinage des surfaces libres.

Enfin, il faut encore ajouter à cela les effets de la variation de composition des bétons. La composition nominale n'est qu'une moyenne statistique, dont la composition locale des diverses gâchées diffère plus ou moins. Il en résulte des différentiations dans toute la masse des facteurs spécifiques de retrait et de dilatation thermique. Certes, certains de ces effets, considérés en eux-mêmes, sont assez peu importants et guère susceptibles de causer *seuls* des dégradations appréciables. Mais ils sont susceptibles de se cumuler et, s'ils s'additionnent d'une manière défavorable à la principale des causes déjà considérées, le retrait, ils peuvent en accentuer les effets au point de rendre les dégradations inévitables. Celles-ci résultent aussi non seulement de la cumulation des divers effets considérés précédemment, mais aussi de leur répétition incessante et de leurs changements de sens plus ou moins périodiques. C'est ce qui explique l'effet du temps sur l'apparition des dégradations et leur progression.

Une cause de dégradation particulièrement active dans les climats où elle existe est le gel, qui combine l'action des variations hygrométriques et thermiques. L'espace total réservé au rapport n'est pas suffisant pour une analyse ou une discussion quelque peu détaillée du phénomène de la gélivité du béton durci, qui n'est certes pas simple. On s'en tiendra donc aux considérations les plus globales. L'expérience établit que l'eau congelée dans le béton gonfle et fait gonfler le béton. Ce gonflement dépasse localement l'allongement de rupture du béton et n'est de ce fait pas entièrement réversible. Chaque gel désagrège donc tant soit peu le béton. La répétition des gels entraîne une dégradation progressive plus ou moins rapide. Dans un béton gélif, l'altération est assez rapide. Si elle est lente, le béton est réputé ingélif, mais il ne peut y avoir de béton absolument ingélif. C'est ce que montrent les essais de gélivité, lorsqu'on a recours pour en caractériser les effets à un indice très sensible; en l'occurrence le module d'élasticité dynamique mesuré par le son ou l'ultra-son. Chaque gel donne lieu à une diminution appréciable du module d'élasticité. La gélivité dépend essentiellement de la quantité d'eau existant dans le béton, c'est-à-dire du mouillage initial et de l'eau qui a pu pénétrer dans le béton durci. Il s'agit donc de l'eau libre du béton, de telle sorte que finalement la gélivité est dépendante surtout de la porosité réelle du béton durci, représentée par les proportions en volume d'eau libre et d'air (vides totaux). Un béton ingélif sera donc très compact, ce qui implique une excellente composition et une mise en œuvre parfaite. Il est désirable que la *porosité en volume* soit inférieure à 10%, alors que des bétons de médiocre qualité ont jusqu'à 20% et plus de vides totaux. Ceci implique aussi une richesse suffisante en ciment, adéquate à la composition et à la granulométrie. A l'opposé, des bétons entièrement caverneux pourraient être ingélifs, mais il ne s'agit pas ici de bétons de cette nature. La forme des pores, surtout remplis d'eau, peut avoir de l'importance. Des lamelles d'eau libre, comme il peut s'en former par la ségrégation d'un béton vibré trop mouillé, sont particulièrement nocives [6] et tendent à favoriser un écaillage du béton par le gel. Au contraire, des pores très répartis et de forme plutôt sphérique peuvent être inoffensifs, ce qui peut expliquer la résistance plus grande au gel qui semble bien résulter de l'incorporation au béton d'agents entraîneurs d'air. Cet effet est d'autant plus marqué que le béton est plus médiocre, c'est-à-dire risque d'être plus gélif en absence d'air occlus.

Les variations des coefficients de dilatation thermique jouent un rôle important dans la gélivité du béton. Des essais effectués dans nos laboratoires ont montré notamment une bonne tenue au gel de bétons formés de pierres dont le coefficient de dilatation thermique est assez voisin de celui du mortier. Dans ces conditions, le

calibre maximum des agrégats est assez indifférent et il peut advenir que des bétons faits avec de gros agrégats aient une tenue au gel équivalente, sinon meilleure, à celle de bétons plus fins.

Ceci diffère des conclusions qui ont été déduites d'essais qui tendaient à faire dépendre la gélivité dans une large mesure du calibre des agrégats, la susceptibilité au gel croissant avec le calibre. Cela ne semble vrai que dans le cas où le coefficient de dilatation thermique des agrégats est très différent de celui du mortier ou de la pâte de ciment; l'effet du calibre se comprend très bien dans ces conditions. Mais l'effet de la différence des coefficients de dilatation thermique sur la gélivité semble plus grand que celui du calibre des agrégats. C'est là un point très utile à considérer pour la recherche de matériaux convenant pour un béton résistant au gel.

Dans le béton armé, en cas de gel, l'armature refroidie se contracte, cependant que le béton gelé gonfle. Ceci agit dans le même sens que les effets du retrait et d'une manière très accusée. La répétition saisonnière de ces effets doit contribuer beaucoup à faire naître les fissures parallèles aux armatures voisines des surfaces libres. De plus, le gonflement par le gel des réglettes de béton ainsi constituées, couvrant les armatures, les fait flamber et les en détache. L'écaillage par le gel du béton non armé peut aussi se produire par suite de la pénétration progressive du gel dans le béton à partir de la surface. Le béton superficiel congelé ayant gonflé, des tensions de traction et tangentielles naissent à la jonction du béton non congelé et tendent à en séparer la couche extérieure.

En fait, les dégradations les plus fréquentes et les plus caractéristiques sont les écaillages superficiels des bétons (surtout par le gel) et le dénudage des armatures du béton armé. Celui-ci peut provenir des processus précédemment indiqués de formation de fissures parallèles aux armatures et de la tendance à la séparation de l'armature du béton de couverture. L'eau atmosphérique peut alors atteindre facilement les armatures et les couvrir de rouille. Cette corrosion des armatures s'accompagne d'une expansion, qui provoque une aggravation et une progression marquées du phénomène. Dès lors, la dégradation est très prononcée et lorsqu'il s'agit d'une construction très exposée et que le béton est médiocre, il peut se décomposer à grande profondeur sous les armatures dans un espace de temps de dix à quinze ans, comme nous avons pu le constater sur des constructions de grande importance.

La fissuration du béton le long de l'armature préalable à la rouille de celle-ci n'est pas admise par tous. On préfère parfois invoquer la pénétration des eaux pluviales jusqu'aux armatures à la faveur de la porosité et de la capacité d'absorption d'eau du béton. Sauf les cas de porosité béante du béton, dénudant l'armature dès l'origine, on peut objecter que l'eau absorbée par le béton doit être rendue alcaline par la chaux et doit être de ce fait passive à l'égard des armatures. On pourrait envisager que la chaux libre du béton soit progressivement carbonatée et que, à la longue, la passivation disparaîtrait. L'eau atteignant les armatures en provoquerait alors la rouille, l'expansion et par là l'éclatement de l'enveloppe de béton.

Ceci conduit à attacher moins d'importance à la porosité proprement dite qu'à la capacité et à la rapidité d'absorption et d'évaporation d'eau du béton, d'ailleurs en corrélation statistique avec la porosité. On peut concevoir d'après cela [9] une méthode de calcul de l'épaisseur minimum de recouvrement sur les armatures, basée sur la fréquence et l'intensité des pluies et les facteurs d'absorption et d'évaporation d'eau par le béton. Seulement, ces facteurs sont très aléatoires.

Au point de vue des résultats, les deux explications conduisent aux mêmes et il n'est pas essentiel que les fissures soient préalables ou postérieures à la rouille de l'armature. Ainsi qu'il a été dit plus haut, la dégradation du béton armé comme

celle du béton est due probablement à la cumulation et à la répétition de toutes les causes envisagées, diversifiées par l'hétérogénéité des matériaux à divers degrés. L'hypothèse de la fissuration du béton postérieure à la rouille serait abusive si elle prétendait éliminer tous les autres effets, surtout le retrait et le gel. En effet, des expériences de laboratoire reproduisent très facilement la formation de fissures par le retrait et de dégradations du béton par le gel, cependant que nous n'avons guère réussi au laboratoire à provoquer la rouille d'armatures enrobées de béton. Par contre, l'hypothèse des effets cumulés du retrait, des variations thermiques et du gel n'exclut pas que s'y ajoute celui de l'absorption d'eau, d'autant plus qu'il est favorisé par les autres. Mais il n'est généralement pas seul en cause. Même dans les cas de corrosion du béton armé dans lesquels le gel ne peut pas intervenir, p.ex. sous un climat torride.[10] Le retrait et les variations thermiques et hygrométriques y jouent un grand rôle. Les pluies intenses jointes aux températures élevées provoquent une circulation d'eau importante et alternée dans le béton, qui au bout d'un certain temps enlève toute la chaux libre susceptible d'être formée dans le béton par hydrolyse du ciment hydraté. Le béton devient ainsi de plus en plus poreux, et, la carbonatation aidant, l'eau qui parvient abondamment aux armatures finit par les corroder lorsqu'elle n'est plus alcalinisée par la chaux. Au voisinage de la mer, ce processus de rouille des armatures en raison de la porosité croissante du béton peut être accéléré par les embruns salins.[11]

D'autres cas de corrosion, dans lesquels la rouille des armatures a été provoquée par l'eau salée dans des régions torrides ont été décrits.[12] Le processus précité sera naturellement accéléré et aggravé si l'eau contient des produits corrodant les armatures.

Dans le cas de barrages retenant des eaux très pures ou acides, c'est le processus d'enlèvement de chaux par filtration qui produira des effets analogues, par augmentation croissante de la porosité du béton, alors que normalement, il peut y avoir colmatage.

L'espace fait défaut pour analyser ici l'action des eaux marines. On sait que cette action est beaucoup plus accentuée sur les ouvrages découverts par la marée que sur ceux qui sont toujours immergés. Même les embruns sont plus à craindre que l'immersion permanente. Ceci montre que les actions atmosphériques interviennent très activement dans l'attaque des bétons et des bétons armés par la mer, qui se produit par la répétition de ces effets et leur cumulation avec l'action chimique de l'eau de mer, qui n'est souvent pas suffisante pour produire seule des dégradations notables.[5]

Ceci permet de conclure que les principaux moyens propres à différer la corrosion du béton et des armatures et à augmenter leur durabilité sont d'application dans tous les cas. Pour le béton, il s'agit d'assurer sa meilleure compacité compatible avec les conditions de mise en œuvre, par une bonne composition, une bonne qualité des agrégats (non réactifs, ni absorbants, ni gélifs) et une excellente mise en œuvre avec le minimum d'eau. Il est toujours recommandable d'utiliser les coffrages les plus lisses possibles, afin d'avoir des surfaces de béton très pleines et lisses. En bref, on prendra toutes les précautions utiles pour que le béton soit et reste aussi impénétrable que possible aux agents extérieurs (faible porosité, faible perméabilité, faible pouvoir absorbant). On le protègera pendant les premières périodes de durcissement contre le gel et la dessication. Dans certains cas, il sera nécessaire de recouvrir la surface du béton d'un enduit plastique adhérent et étanche, durable ou régulièrement renouvelé.

En ce qui concerne les armatures, elles doivent être recouvertes d'une couche de béton d'excellente qualité, d'épaisseur suffisante et durable. C'est le point le plus

délicat, car de fortes objections sont faites au nom de l'économie. Mais il s'agit d'une économie partielle, celle de construction, qui est souvent fallacieuse selon quelques expériences plutôt coûteuses. L'économie d'ensemble doit tenir compte de la durée. Les points de vue des entrepreneurs et des utilisateurs doivent s'accorder sur ce sujet. Il y a trois limites d'épaisseur à considérer dont il faut dans chaque cas adopter la plus élevée:

1° une limite absolue, destinée à protéger l'armature de l'atteinte par l'eau absorbée et que nous proposons, pour le climat de la Belgique, de prendre égale à 30 mm.;

2° une limite par rapport au diamètre des barres, pour tenir compte de l'effet des variations de volume et que nous proposons de prendre égale à deux fois le diamètre de la barre, comptée à l'extérieur de celle-ci;

3° une limite relative au calibre maximum de l'agrégat, que nous proposons de prendre égale à 1,5 fois la dimension maximum nominale de l'agrégat.

Les trois limites coïncident pour du béton armé dont les agrégats ne dépassent pas 20 mm. d'épaisseur nominale et dont les armatures ont 15 mm. de diamètre. Ces propositions favorisent les barres minces pour le béton armé et les agrégats de petit calibre, ce qui est recommandable pour les pièces élancées.

Fig. 1

Pour des milieux particulièrement agressifs, la limite minimum absolue peut être augmentée jusqu'à 50 ou 60 mm. Des précautions effectives seront prises pour garantir l'épaisseur de recouvrement minimum après exécution. Des moyens de contrôle électriques existent à cet effet.

Le béton précontraint est trop récent pour que l'on puisse juger de sa durabilité. Il semble que, par suite de la compression de précontrainte et l'emploi normal de

béton de meilleure qualité, la corrosion doive être moins à craindre. En cas de post-contrainte, que les câbles soient nus ou dans des gaînes, il faudra en assurer une parfaite protection contre les agents de corrosion extérieurs. L'injection des gaînes au moyen de mortier après la mise en tension des câbles devrait notamment être soigneusement contrôlée. Notre collègue M. le Professeur Magnel nous a prié de signaler un cas de corrosion se limitant aux fils de précontrainte aux endroits où ils sont serrés dans les clavettes de fixation (fig. 1). Les cables entièrement nus et les plaques de répartition étaient indemnes après six ans. Il se recommande donc de recouvrir soigneusement les dispositifs de fixation des cables d'un béton de protection, d'adhérence garantie.

En raison de la susceptibilité des fils à la fatigue près des ancrages, cette précaution ne dispense pas d'assurer l'adhérence des fils sur une longueur suffisante aux extrémités par injection des gaînes.

Bibliographie

(1) F. Campus. "La durabilité du béton et du béton armé soumis aux actions atmosphériques. Considération particulière des supports en béton armé des lignes aériennes," Procès-verbal de la séance du 8 novembre 1950 de l'A.B.E.M., Bruxelles, *Bull. sci. de l'A.I.M.*, Nos. 7, 8, 9, Liège, juillet, août, septembre 1950.

(2) R. Jour. "Résistance des poteaux en béton armé des lignes aériennes de contact à l'action de l'eau de pluie," *L'Industrie des voies ferrées et des transports automobiles*, Paris, octobre 1950.

(3) T. M. Kelly, L. Schuman and F. B. Hornibrook. "A study of alkali-aggregate reactivity by means of mortar-bar expansions," *J. Amer. Concrete Inst.*, **20**, (1), Sept. 1948.

(4) R. Cavenel. "Réparation du pont de la Corde sur la Penzé près de Carantec (Finistère)," *Annales des Ponts et Chaussées*, Paris, mars-avril 1944.

(5) F. Campus. "Essais sur la résistance des mortiers et bétons à l'eau de mer: Synthèse des résultats de 1934 à 1945," *Annales des Travaux Publics de Belgique*, août 1947.

(6) J. Bolomey. "Gélivité des bétons," *Bull. du ciment*, novembre 1946.

(7) F. Campus. "Effets élastiques d'inclusions hétérogènes dans un milieu subissant un retrait," Abstracts of papers, 4th International Congress for Applied Mechanics, Cambride, 1934.

"Tensions produites dans le béton et le béton armé par suite des variations de volume," *Hormigon y Acero*, Madrid, 1935; *Revue Universelle des Mines*, Liège, janvier 1936.

(8) A. Juillard. "Quelques propriétés du ciment et du béton: dilatation, retrait, élasticité," *Schweizerische Bauzeitung*, 1932.

(9) R. Dienne. "La grave maladie des poteaux électriques en béton armé," Publication de l'Association des Ingénieurs de la Faculté Polytechnique de Mons, No. 1, 1950.

(10) C. Wolterbeek. "Emploi du béton et du béton armé aux Colonies," Ier Congrès International du Béton et du Béton armé, Tome II, Liège, 1930.

(11) R. Peltier. "Note sur la rouille des fers dans les bétons aux colonies," *Annales des Ponts et Chaussées*, No. 1, Paris, 1950.

(12) Batta, Rabozée, Baes, Campus *Procès-verbal de la 5me séance tenue le 17 décembre 1930*, Publication No. 5 de 1930 de l'Association Belge pour l'Etude et l'Essai des Matériaux.

Résumé

Les causes de corrosion du béton et des armatures sont exceptionnellement internes, généralement elles sont externes. A côté de nombreuses causes particulières de corrosion, il en existe de très communes, telles les actions des eaux très pures ou marines et celles des agents atmosphériques. Ces dernières sont spécialement envisagées en rapport avec l'hétérogénéité multiple du béton et du béton armé, qui

commande leurs effets. Le mécanisme complexe des dégradations habituelles est analysé succinctement. Les remèdes sont à trouver dans les qualités de compacité effective du béton et un recouvrement suffisant des armatures.

Summary

The causes of corrosion of concrete and its reinforcement are seldom internal; generally they are external. Besides many particular causes of corrosion, there are some which are very common, such as action of very soft water, sea-water or atmospheric agents. The latter are specially taken into consideration in connection with the manifold heterogeneity of concrete and reinforced concrete, which determines their effects. The complicated reactions in the case of ordinary damage are briefly analysed. Remedies are to be found in sufficiently effective compactness of the concrete and a sufficient covering of the reinforcement.

Zusammenfassung

Die Ursachen der Korrosion des Betons und der Eisenstäbe sind selten innerer, sondern im allgemeinen äusserer Natur. Neben manchen besonderen Korrosionserregern bestehen einige ganz gewöhnliche, wie sehr reines Wasser, Meerwasser oder atmosphärische Wirkstoffe. Die letzteren werden besonders berücksichtigt im Zusammenhang mit der mannigfaltigen Heterogeneität des Betons und des Eisenbetons, die ihre Folgen bestimmt. Der komplizierte Vorgang bei der gewöhnlichen Beschädigung wird kurz analysiert. Gegenmittel finden sich in einer genügenden wirklichen Dichtigkeit des Betons und genügender Ueberdeckung der Bewehrungsstäbe.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CI 4

Essais rapides de corrosion des ciments

Accelerated corrosion tests for cements

Kurzfristige Korrosionsversuche für Zemente

MARCEL PROT, Docteur ès Sciences, Docteur ès Lettres
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Paris

Intérêt des essais de corrosion des ciments

Les mortiers et les bétons des ciments sont, on le sait, l'objet de corrosions plus ou moins actives, parfois désastreuses, provoquées:

par les eaux de la mer,
par les eaux chargées de sulfate de chaux,
par les eaux vanne,
par les eaux très pures.

Il importerait donc que les ingénieurs puissent s'assurer, par des essais convenables, que le ciment employé pour la construction d'un ouvrage déterminé résistera pendant un temps suffisant, sinon éternellement, aux corrosions auxquelles cet ouvrage devra être exposé.

Les essais de corrosion doivent—il importe d'insister sur ce point—donner des assurances non seulement contre les désagrégations rapides mais encore contre des désagrégations plus ou moins lentes et susceptibles de n'entraîner la ruine de l'ouvrage qu'au bout d'un temps qui peut être de plusieurs années.

Or, si des essais de plusieurs années, comme ceux que l'on pratique actuellement en exposant par exemple des blocs de béton à la mer, donnent des indications sur la résistance à la corrosion de certains types de ciment, ils ne peuvent en aucune manière être utilisés pour le contrôle et la réception d'une fourniture particulière qui peut, en raison d'irrégularités inévitables de fabrication, se montrer peu satisfaisante quoiqu'elle appartienne à un type généralement acceptable.

Il n'est pas exclu par ailleurs que la qualité du sable ou de l'eau de gâchage entrant dans la composition d'un béton ou que la technique de fabrication de ce béton puissent, au moins dans une certaine mesure, influer sur sa tenue en présence d'eaux agressives. Il est donc très souhaitable de disposer d'une méthode d'essai susceptible de donner des résultats concluants sur la qualité d'un ciment qui doit être exposé à des corrosions, dans un délai suffisamment court de l'ordre, sinon de quelques jours

du moins de quelques semaines ou, au maximum, d'un petit nombre de mois sans avoir, comme c'est actuellement le cas, à attendre plusieurs années.

Le problème est de concevoir une technique d'essai qui accélère quantitativement les corrosions sans les modifier qualitativement, c'est ce problème que nous avons entrepris de résoudre à la demande de la Commission française des Chaux et Ciments avec la collaboration du port autonome du Havre et du port de Marseille. Les installations et les appareils sont actuellement en cours de mise au point; nous pensons que les premiers essais de ciments pourront être normalement entrepris vers la fin de cette année et nous espérons pouvoir donner connaissance à Cambridge des premiers résultats obtenus.

Essais de corrosion accélérée

Il ne saurait être question, sous prétexte d'accélérer un essai de corrosion, de substituer un milieu corrodant artificiel au milieu naturel qui doit être considéré, sans s'exposer aux plus graves mécomptes. Les corrosions observées dans la pratique sont, en effet, la conséquence non seulement des constituants principaux du milieu mais aussi souvent de constituants secondaires en quantité infime, de gaz dissous, du *p*H de la solution, voire de microorganismes qui peuvent modifier totalement le processus des réactions souvent très complexes dont le total produit la corrosion.

Il ne saurait être question non plus, sous prétexte d'accélérer l'essai, de porter le milieu naturel considéré à une température très supérieure à sa température ordinaire sans s'exposer à modifier profondément le mécanisme des réactions génératrices de corrosion.

On ne peut, d'autre part, élever notablement la température du milieu et en assurer en même temps le renouvellement sans aboutir à des dépenses d'énergie considérables; dès lors, si l'on provoque par élévation de température des dissolutions actives dans un milieu peu renouvelé, il est évident que ce milieu sera, très rapidement, complètement différent du milieu naturel primitif. Les conclusions d'un tel essai seraient nécessairement suspectes et l'on n'aurait, à aucun titre, l'assurance que le classement qu'il établirait entre les divers ciments essayés correspondrait bien à la réalité pratique.

Le seul procédé susceptible d'accélérer les conclusions sans en modifier la nature nous a paru être, dans ces conditions, d'accroître le contact entre le matériau à essayer et le milieu corrodant:

(*a*) en augmentant la surface libre du matériau relativement à sa masse;
(*b*) en renouvelant rapidement le milieu corrodant au contact de cette surface.

Technique de fin d'essai

La corrosion d'un matériau, et notamment d'un mortier, est un phénomène qui se poursuit d'une manière plus ou moins régulière depuis le commencement de l'essai jusqu'à la désagrégation complète des échantillons essayés. Un problème toujours délicat dans l'étude d'une corrosion est celui qui consiste à apprécier et à noter les progrès de cette corrosion.

La première méthode qui se présente à l'esprit et qui est très géneralement pratiquée est celle des pesées successives à intervalles réguliers, plus ou moins longs. Cette méthode conduit à des manipulations extrêmement laborieuses et délicates au cours desquelles les échantillons courent d'autant plus de risques d'être détériorés que ces pesées se renouvellent plus fréquemment. La comparaison des pertes de poids des différents échantillons se heurte, par ailleurs, à la difficulté pratiquement insoluble qui

provient du fait que certaines corrosions sont uniformément réparties sur toute la surface du matériau tandis que d'autres sont concentrées dans des piqûres ou des fissures étroitement localisées.

Une autre difficulté à laquelle se heurte la méthode des pesées successives provient du fait que si certaines corrosions correspondent bien à une destruction et à une disparition du matériau essayé, ce qui entraîne une perte de poids, d'autres corrosions, par contre, fixent certains constituants du milieu corrodant sur le matériau essayé et tendent par conséquent à augmenter son poids.

Une technique qui nous a paru plus intéressante est celle qui assigne à l'essai une fin nettement marquée et facile à observer, l'indice de corrosion de chaque éprouvette étant alors défini avec précision par le temps qui s'est écoulé entre le début de l'essai et sa fin. Les matériaux qui nous occupent intervenant dans la construction par leur résistance mécanique, il était indiqué de définir une technique d'essai dont la fin serait marquée par la rupture, sous une sollicitation déterminée, d'une éprouvette affaiblie par la corrosion. La fin d'un tel essai peut être au besoin enregistrée et les manipulations sont réduites au minimum car elles se bornent à mettre les éprouvettes en place et à les retirer après l'essai.

Essais statistiques

Il ne suffit pas, pour exprimer la corrodabilité d'un matériau, de faire la moyenne des indices mesurés dans un petit nombre d'expériences; il faut encore, selon une technique que nous avons préconisée depuis déjà longtemps et qui commence à être bien assise, connaître la dispersion des indices de corrosion relevés sur un assez grand nombre d'éprouvettes; ce ne sont pas tant, en effet, les corrosions moyennes qui sont dangereuses que les valeurs anormalement élevées qu'elles sont susceptibles de prendre dans certains cas défavorables, même exceptionnels.

La nécessité de procéder ainsi à des essais nombreux accroît encore l'intérêt qu'il y a à définir une technique d'essai aussi commode, économique et rapide, que possible.

Forme et dimensions des éprouvettes

Pour accroître la surface active des éprouvettes relativement à leur masse, il est évidemment indiqué de choisir des plaques minces; le cube est, sans doute, après la sphère, la plus mauvaise forme qui se pouvait imaginer.

Il ne paraît pas nécessaire d'essayer des bétons comportant de gros éléments mais il peut être utile, comme nous l'avons indiqué plus haut, d'essayer non des pâtes pures mais des mortiers fins en choisissants un dosage tel que le mortier soit poreux, il est alors possible d'augmenter la surface active et d'accélérer l'essai.

Avec un sable dont la dimension des grains serait voisine de 1 mm. on peut adopter des éprouvettes dont l'épaisseur est de l'ordre de 3 mm., la forme de cette plaque mince dépendant du dispositif expérimental adopté.

Principe des dispositifs expérimentaux de corrosion accélérée

En conclusion de ce qui précède, le dispositif expérimental à adopter doit avoir essentiellement pour but de renouveler constamment, et aussi rapidement que possible, le milieu corrodant au contact de l'éprouvette de mortier. Il importe, bien entendu, que ce renouvellement soit fait dans des conditions définies avec une précision suffisante et reproductibles toujours identiques à elles-mêmes. Il convient, par ailleurs, de rechercher des conditions générales d'expérience aussi économiques que possible, ce qui conduit naturellement à envisager des éprouvettes qui, si elles doivent être nombreuses, doivent être individuellement aussi petites que possible.

Dispositif à jet

Un premier dispositif expérimental répondant aux conditions générales qui viennent d'être exposées est le dispositif "à jet."

Nous supposons que l'eau constituant le milieu corrodant à considérer (eau de mer, eau séléniteuse, etc.) peut être puisée en quantités relativement importantes et refoulée dans un réservoir alimentant une cuve à niveau constant. A cette cuve seraient fixés des ajutages susceptibles de débiter une veine liquide de diamètre et de débit constant et constituant autant de postes d'essai; la veine liquide frapperait la plaquette de forme circulaire ou rectangulaire constituant l'éprouvette sous un angle donné et viendrait, par exemple, lorsque la plaquette serait percée, actionner un dispositif, enregistreur au besoin, indiquant la fin de l'essai.

Un tel dispositif, en apparence séduisant, se heurte à deux difficultés: si les débits sont importants, le maintien du milieu corrodant à une température constante conduit très vite à des dépenses d'énergie prohibitives, un calcul élémentaire permet de s'en rendre compte. Si, pour éviter cette difficulté, on recherche des jets aussi ténus que possible, les corrosions sont évidemment moins actives et les ajutages s'obstruent avec une déplorable facilité.

On peut, il est vrai, penser à réutiliser, au moins dans une certaine mesure, les eaux ayant déjà servi, mais le dispositif expérimental s'en trouve un peu compliqué d'autant qu'il faut alors procéder à une décantation soignée pour éviter que les produits de la corrosion viennent obstruer les ajutages.

Cuve à circulation forcée

Un dispositif qui rassemble tous les échantillons à essayer dans une même cuve, même largement dimensionnée, a paru devoir être moins encombrant et la température y est plus aisément réglable, le renouvellement de l'eau dans cette cuve pouvant être limité à une importance raisonnable, le problème est alors de provoquer une circulation active du milieu corrodant entre les éprouvettes.

Le procédé qui consiste à déplacer les éprouvettes dans la cuve ne paraît pas susceptible de donner des résultats, d'une part, parce qu'une masse de 100, 200 ou 300 éprouvettes avec leurs supports ne peut être commodément animée d'une très grande vitesse, d'autre part, parce qu'un tel mouvement tend naturellement à provoquer un déplacement d'ensemble du liquide contenu dans la cuve sans provoquer de mouvement très accusé du liquide entre les éprouvettes.

Les dispositifs d'immersions et d'émersions alternées, continus ou discontinus, présentent le même inconvénient et entraînent par ailleurs une complication mécanique qui rend difficile l'enregistrement automatique des fins d'essai.

On est ainsi conduit à concevoir une circulation forcée du liquide produite par une hélice ou par une pompe entre les éprouvettes, placée à poste fixe dans la cuve. C'est ce dispositif qui a été adopté par la Commission des Chaux et Ciments et que nous nous efforçons de mettre au point avec la collaboration des ingénieurs de service maritime du port autonome du Havre et du port de Marseille.

Installation réalisée

Eprouvettes

Les éprouvettes ont la forme de plaquettes en U dont le dessin coté est donné ci-joint (fig. 1).

Des essais de mise au point se poursuivent activement sur des éprouvettes de pâte pure et de mortier avec différents dosages.

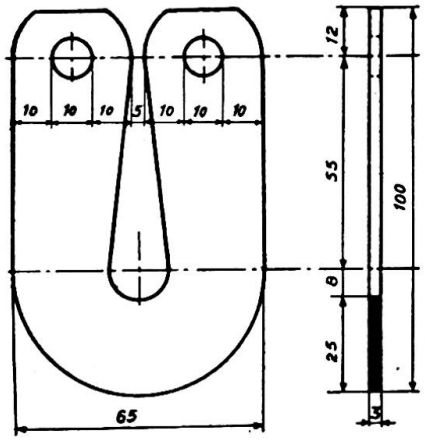


Fig. 1. Eprouvette en U

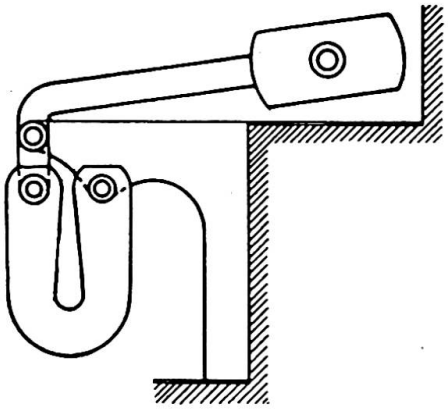


Fig. 2. Montage de l'éprouvette en U

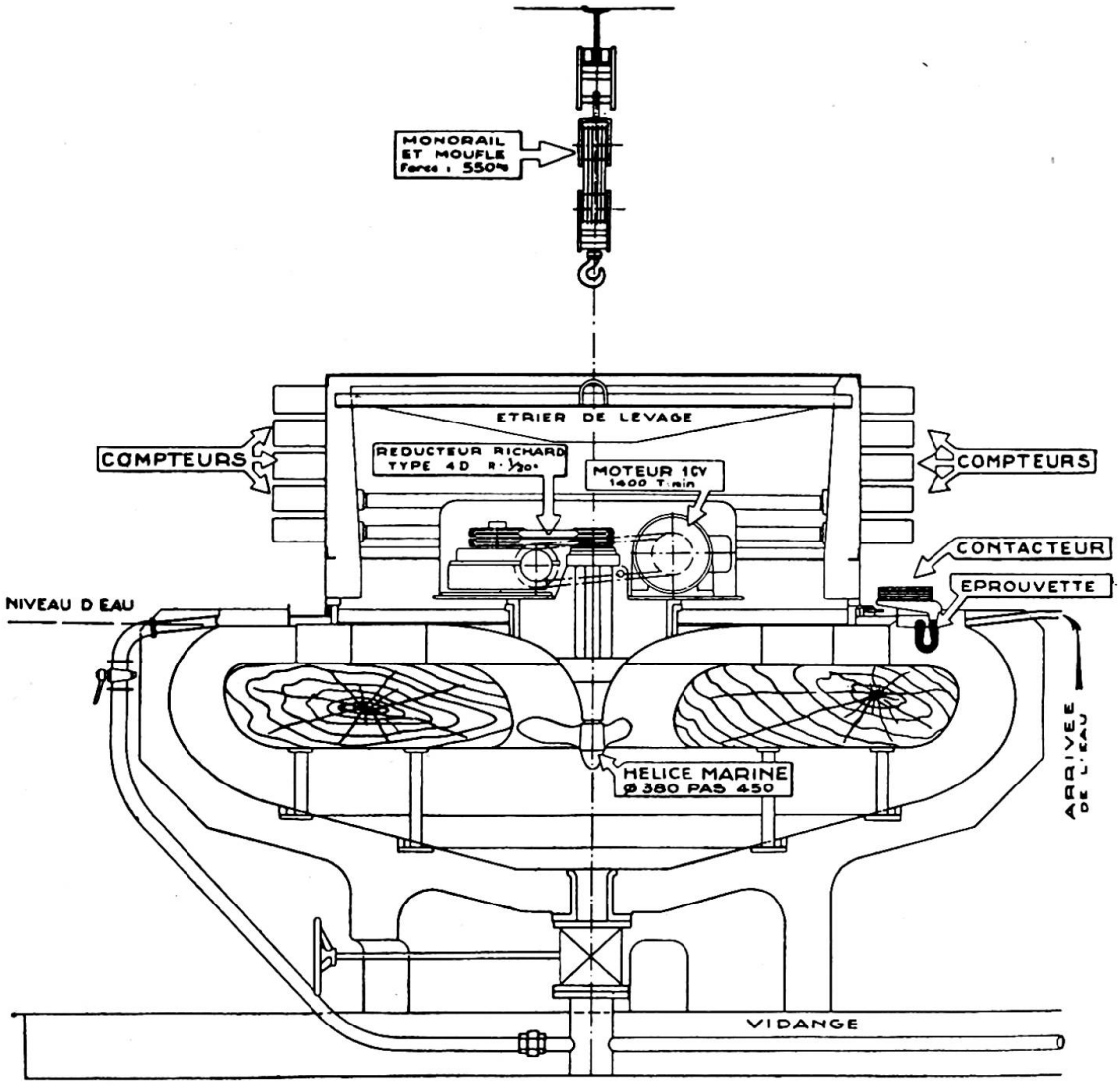


Fig. 3. Cuve à circulation forcée—Coupe transversale

Les moules nécessaires à la fabrication de ces éprouvettes donnent également lieu actuellement à des études tant au laboratoire central des Ponts et Chaussées qu'au Havre et à Marseille.

L'éprouvette est placée dans la cuve selon le montage indiqué par les figures 2 et 3. Elle est soumise à l'action d'un poids qui tend à ouvrir les deux branches de l'élément et qui correspond à la moitié de sa charge de rupture avant corrosion.

Les éprouvettes sont d'abord maintenues dans un moule clos pendant 48 heures et elles achèvent leur prise pendant 28 jours dans une armoire à humidité constante ou dans l'eau. Il est bien certain que la dessication de l'éprouvette au cours de sa prise, étant donné sa faible épaisseur, pourrait avoir des conséquences désastreuses.

Des essais se poursuivent également pour examiner la possibilité d'utiliser un mortier très maigre et très poreux fait avec un sable dont les grains auraient tous à peu près la même dimension.

Cuve à circulation

La cuve à circulation forcée est représentée en coupe par la figure 3.

La figure 4 représente, d'autre part, la vue extérieure de la cuve avec son appareillage telle qu'elle est actuellement réalisée au laboratoire du Havre.

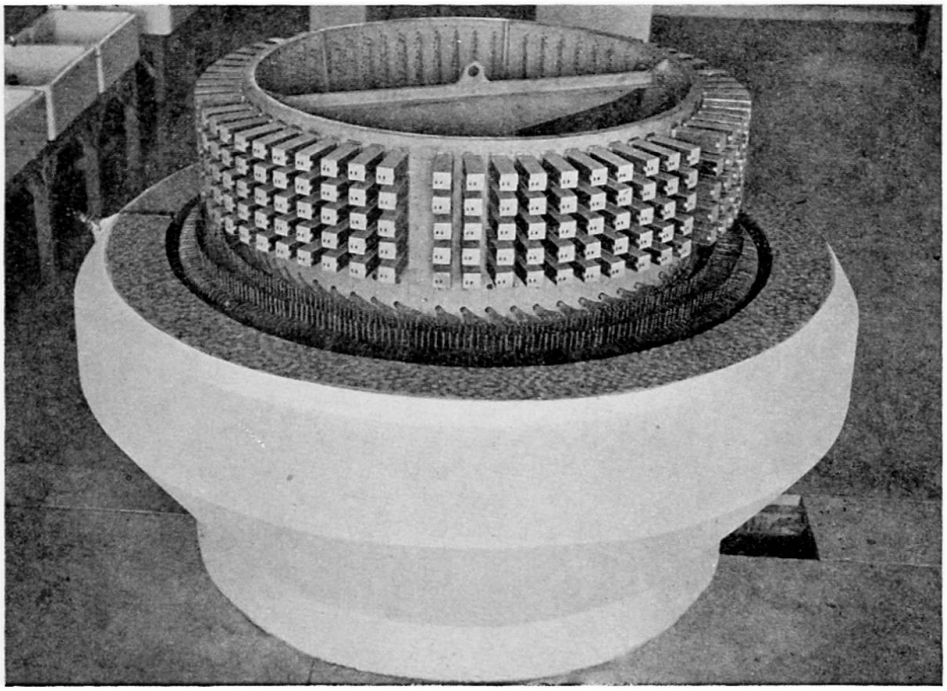


Fig. 4. Cuve à circulation forcée avec son appareillage

La figure 5 montre l'intérieur de l'appareil avec le moteur électrique et le dispositif qui transmet le mouvement à l'hélice.

Enfin la figure 6 montre en plan les dispositions générales de la station d'essais du port autonome du Havre. Les dispositions adoptées par le port de Marseille pour la construction de la station d'essais qu'il a réalisée à Cassis sont analogues aux précédentes, les réservoirs étant toutefois un peu moins importants, les cuves et leur appareillage sont pratiquement les mêmes dans les deux laboratoires.

Dans chaque cuve, on peut placer 300 éprouvettes en U qui sont activement

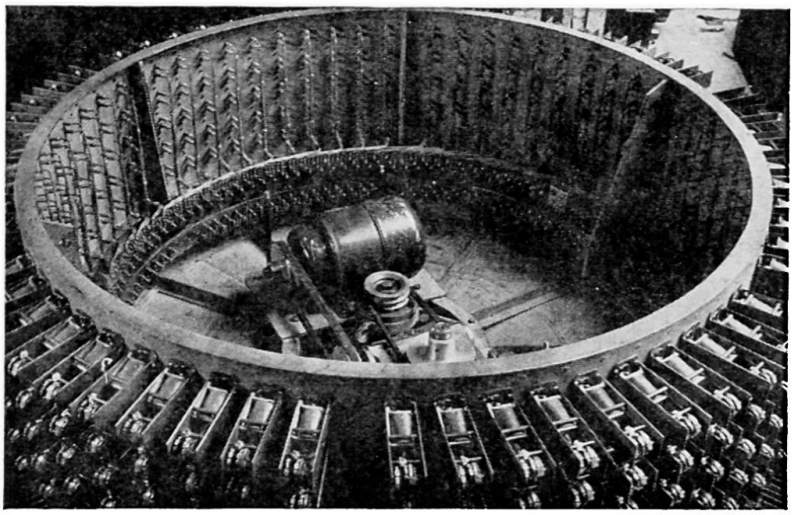


Fig. 5. Vue intérieure de l'appareil de corrosion

lessivées par l'eau de mer mise en mouvement par une hélice commandée par un moteur électrique, le renouvellement de l'eau dans la cuve se fait à raison d'un demi-litre à la seconde et l'on cherche actuellement à mettre au point une régulation de la température de l'eau, à un degré près, au voisinage de 23° qui est, pratiquement, la température la plus haute observée dans ces deux ports.

La rupture de l'éprouvette ouvre le circuit d'un compteur qui normalement avance

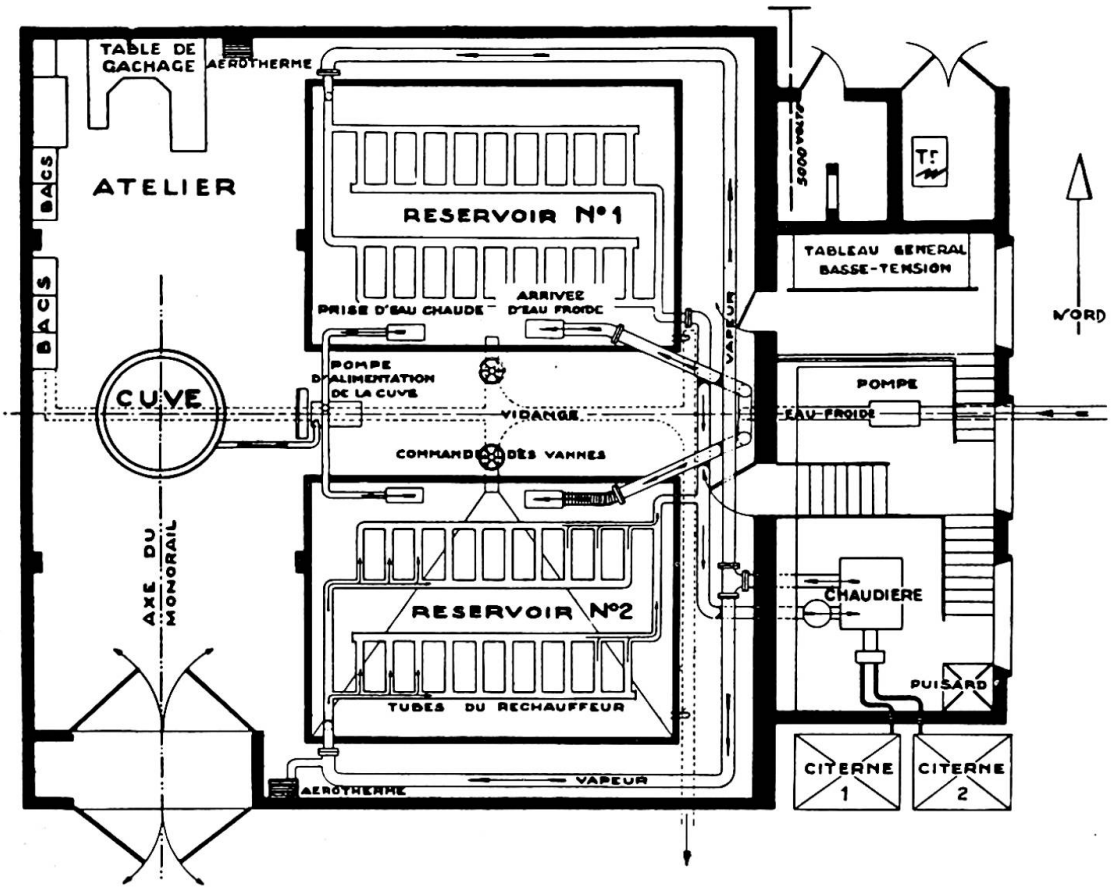


Fig. 6. Station d'essai des ciments par corrosion accélérée du Port Autonome du Havre

d'une unité par heure sous l'action d'un petit moteur synchrone qui ferme une fois par heure le circuit de l'électroaimant commandant chacun d'eux. On peut ainsi savoir, à une heure près, à quel moment la cassure s'est produite même si elle a lieu en dehors des heures de surveillance du laboratoire, la nuit, un dimanche ou un jour férié.

Dispositions générales des stations d'essais

La figure 6 représente en plan les dispositions générales de la station d'essai du port du Havre qui sont extrêmement complètes.

La station d'essais de Cassis comporte des installations analogues mais d'une importance qui est toutefois nettement moindre, l'emplacement dont on dispose étant plus exigu qu'au Havre.

Résultats

La mise au point des appareils, ayant présenté d'assez nombreuses et sérieuses difficultés, n'est pas encore achevée et il nous est dès lors impossible de donner dès maintenant des résultats.

Nous espérons pouvoir donner, lors du Congrès à Cambridge, les premiers résultats obtenus et indiquer, si nous le pouvons, quelle est la durée d'essai sur laquelle on doit compter pour pouvoir juger de la résistance d'un ciment.

C'est évidemment la question capitale à laquelle toute cette expérimentation doit répondre.

Résumé

La technique d'essai rapide de corrosion des ciments actuellement en cours d'étude est appliquée à la corrosion par l'eau de mer mais elle peut être appliquée à la corrosion par n'importe quel autre milieu liquide.

L'accélération de la corrosion est obtenue par une réduction des dimensions de l'éprouvette, qui se présente sous la forme d'une plaque mince, et par une circulation active de l'eau de mer au contact des éprouvettes, dans une cuve à température constante.

L'appareil, en cours de mise au point, permet l'essai simultané de 300 éprouvettes de telle façon que l'on ait, pour chaque ciment, des résultats assez nombreux pour donner une valeur moyenne et un indice de dispersion.

La fin de l'essai est fixée par la rupture de l'éprouvette et le temps au bout duquel se produit cette rupture caractérise la corrodabilité du ciment considéré.

Summary

At present the method of accelerated corrosion tests with respect to corrosion by sea-water is being studied. It can, however, be adopted for corrosion by any other liquids.

The acceleration of the corrosion is attained by reducing the dimensions of the test-pieces, which are in the form of thin slabs, and by a brisk circulation of the sea-water round the test-pieces in a container kept at a constant temperature.

The apparatus, which is at present nearing completion, allows up to 300 test-pieces to be handled simultaneously, so that for each kind of cement a sufficient number of results is obtained to derive an average value and a measure of the scattering of the recorded results.

A test is ended when the test-piece breaks. The time until this occurs gives a measure for the sensitivity to corrosion of the tested cement.

Zusammenfassung

Gegenwärtig wird das Verfahren der kurzfristigen Korrosionsversuche im Hinblick auf die Korrosion durch Meerwasser studiert. Es ist aber auch für Korrosion durch andere Flüssigkeiten anwendbar.

Die Beschleunigung der Korrosion wird erreicht durch eine Reduktion der Abmessungen der Probekörper, welche in der Form von dünnen Platten verwendet werden, sowie durch eine kräftige Zirkulation des Meerwassers um die Probekörper herum in einem Behälter mit konstanter Temperatur.

Die Apparatur, die gegenwärtig der Fertigstellung entgegengeht, erlaubt den gleichzeitigen Versuch an 300 Probekörpern, so dass man für jeden Zement eine genügende Zahl von Ergebnissen erhält, um daraus einen Mittelwert und ein Mass für die Streuung ermitteln zu können.

Das Ende eines Versuches wird durch den Bruch des Probekörpers gegeben. Die Zeit, nach welcher dieser eintritt, bildet ein Mass für die Korrosionsempfindlichkeit des untersuchten Zementes.

Leere Seite
Blank page
Page vide

CI 4

Corrosions du béton armé dans les ponts et charpentes de chemin de fer

The corrosion of reinforced concrete in bridges and structures on railways

Die Korrosion des Eisenbetons bei Brücken- und Hochbauten der Eisenbahnen

L. SÉMÉAC et N. BOUTRON
Ingénieur en chef à la S.N.C.F. Ingénieur à la S.N.C.F., Marseille

INTRODUCTION

A partir du moment où, en France, les conditions d'emploi du béton armé ont fait l'objet d'Instructions Ministérielles (20 octobre 1906), les Chemins de Fer Français ont commencé à utiliser le nouveau matériau dans leurs installations, et son emploi s'y est rapidement développé.

C'est que le béton armé se présentait *a priori* comme devant posséder des qualités très intéressantes pour les ouvrages du Chemin de Fer:

son incombustibilité le recommandait pour les halles à marchandises, les remises à machines.

il était donné comme ne nécessitant que peu de frais d'entretien, d'où son intérêt dans les ouvrages soumis soit à l'action des agents atmosphériques (quais couverts, abris, toitures en général), soit à l'action directe des fumées (remises, passages supérieurs, quais à combustibles) les deux actions étant d'ailleurs souvent conjuguées.

On présumait ainsi que le nouveau matériau aurait sur la construction métallique —qu'il faut repeindre fréquemment—un avantage très net, accentué au reste par le fait que son prix d'établissement était moins élevé (il l'est d'ailleurs resté dans la plupart des cas).

Les Chemins de Fer Français possèdent donc actuellement un nombre très important d'ouvrages en béton armé, dont les plus anciens datent de près d'un demi-siècle, et qu'ils ont la charge de surveiller et d'entretenir.

Quel a été le comportement de ces ouvrages?

L'expérience a montré qu'en fait le béton armé était dans certains cas susceptible de corrosions, parfois graves et étendues.

Nous voudrions, après avoir rappelé les caractères d'altérabilité du fer et du béton, essayer d'exposer ici, avec quelques exemples à l'appui, les constatations essentielles faites en matière de corrosions, et les types principaux d'avaries auxquelles elles donnent lieu.

Nous dirons ensuite comment on s'efforce, dans les ouvrages atteints, de réparer les effets des corrosions et d'en prévenir le retour.

Nous rappelerons les améliorations réalisées dans la conception et la technique d'exécution des ouvrages neufs.

Nous tenterons enfin de formuler quelques suggestions sur ce qui nous paraît rester à faire, en matière de conception et d'exécution pour réduire encore les frais d'entretien des ouvrages en béton armé et augmenter leur longévité.

Corrosions relevées dans les ponts et charpentes en béton armé des chemins de fer

Nous examinerons plus particulièrement deux catégories d'ouvrages:

les remises à locomotives
les passages supérieurs

Ce sont en effet ces ouvrages qui nous paraissent être les plus caractéristiques des constructions en béton armé du Chemin de Fer, parce qu'ils sont nombreux et qu'on y rencontre, du point de vue des corrosions, l'effet conjugué des intempéries—facteur d'ordre général—et des fumées, facteur particulier au Chemin de Fer.

Mais avant d'examiner le comportement d'ensemble de tels ouvrages, il paraît utile de rappeler en quelques mots les caractères généraux d'altérabilité des deux matériaux, acier et béton.

Acier

L'acier de qualité courante—et notamment l'acier doux pour armatures—s'altère facilement.

Le contact de l'air humide, de l'eau de pluie, qui contient toujours en dissolution de l'oxygène et du gaz carbonique, suffisent pour provoquer sa corrosion. Les réactions, d'ordre électrochimique, sont complexes; elles donnent lieu d'abord à la formation d'hydrates de fer, puis d'oxydes de fer en présence de l'oxygène. Ces corrosions peuvent d'ailleurs subir des temps d'arrêt (zones de passivation) en milieu alcalin.

D'une manière générale, les acides dilués provoquent également des altérations de l'acier.

La formation des oxydes de fer s'accompagne d'une augmentation de volume, ou, comme l'on dit, d'un foisonnement; ce foisonnement est particulièrement néfaste dans le béton armé, où il provoque des éclatements et dislocations du béton.

Cette altérabilité de l'acier, en particulier sous la simple action de l'eau de pluie ou de l'air humide, impose sa protection, réalisée en général par des peintures, des graisses, des huiles. Or, aucun de ces procédés de protection n'est admissible pour des armatures de béton armé: il compromettrait l'adhérence qui conditionne la solidarité indispensable de l'acier et du béton.*

C'est donc au béton lui-même qu'incombe, dans l'association acier-béton, la charge de protéger l'acier, en l'isolant efficacement de l'air humide, de l'eau, des fumées acides.†

* Cette remarque n'est, bien entendu, pas valable pour le béton précontraint, système Freyssinet.

† A noter que, au Phare du Planier, situé en pleine mer aux abords de Marseille, détruit à la Libération, et dont la tour a été reconstruite en pierre de taille, le couronnement de l'ouvrage a été établi en béton armé avec emploi d'aciers inoxydables.

Béton

Mais le béton est, pour son propre compte, passible aussi de corrosions.

Sauf mauvais choix des agrégats, son élément le plus vulnérable est le liant.

Ce liant de la qualité Portland Artificiel dans tous les cas courants est très riche en chaux et susceptible, en conséquence, de céder de la chaux par dissolution ou combinaison.

C'est ainsi que, par dissolution de chaux, les eaux à peu près pures corrodent ou, comme l'on dit, appauvrissent les bétons de ciment Portland, avec formation de dépôts ou croûtes de carbonate de chaux. Cet appauvrissement du béton augmente sa porosité, et le processus de dissolution et de corrosion s'accélère, le béton se laissant pénétrer de plus en plus profondément à mesure qu'il s'appauvrit davantage.

L'eau de pluie apparaît donc comme un ennemi naturel des bétons.

Il en est de même des composés oxygénés du soufre qui, en milieu humide, forment avec la chaux du sulfate soluble, susceptible de provoquer, outre l'appauvrissement, des gonflements et éclatements de béton.

Le sulfate de chaux peut même, dans certains cas, se combiner aux aluminates calciques les plus riches en chaux pour donner naissance, en milieu humide, à du sulfoaluminate de chaux (sel de Candlot) pulvérulent et provoquer ainsi, par action chimique, de graves désagrégations du béton.

L'eau de mer, enfin, est aussi l'ennemie des bétons de ciment Portland, sur lesquels elle peut agir à la fois par dissolution de la chaux (phénomène de Maynard) et en donnant naissance à des carbonates et à des composés sulfatés.

On peut certes utiliser pour le béton armé des liants tels que le ciment fondu, le ciment métallurgique sursulfaté, qui résistent beaucoup mieux que le Portland aux agents agressifs; mais leur prix beaucoup plus élevé et leurs conditions d'emploi plus délicates font qu'en pratique on ne les utilise qu'assez exceptionnellement.

Ajoutons qu'en dehors du domaine des corrosions proprement dites, le béton est, dans des conditions qui l'apparentent à la fonte, un matériau fragile; il résiste mal aux efforts d'extension et son durcissement s'accompagne de retrait, aussi, quelles que soient les précautions prises dans la conception et l'exécution des ouvrages, le béton est sujet, notamment aux changements de section des pièces, à des fissurations qui peuvent influencer sa résistance et sa durée.

Ce très bref rappel de la vulnérabilité de l'acier et du béton nous conduit à deux remarques:

le béton est un matériau facilement altérable (notamment par la simple eau de pluie), et un matériau fragile.

ses corrosions ou fissurations, en permettant aux agents agressifs de cheminer vers les armatures, auront toujours pour effet d'affaiblir son rôle protecteur vis-à-vis de celles-ci.

Les corrosions dans les remises à locomotives

On a commencé dès avant 1914 à construire des remises en béton armé, parfois rectangulaires, le plus souvent à voies rayonnantes autour d'un pont tournant.

Il nous paraît intéressant de suivre, rapidement, en fonction des corrosions, l'évolution des types à voies rayonnantes sur un ancien réseau, le P.L.M.

Dans l'ordre chronologique, trois types principaux A, B, C, s'y sont succédés.

Le type A (fig. 1) est caractérisé par une toiture *en hourdis plan, nervurée.* Dans chaque cellule, couvrant une voie, un lanterneau longitudinal vitré, ouvert d'un seul

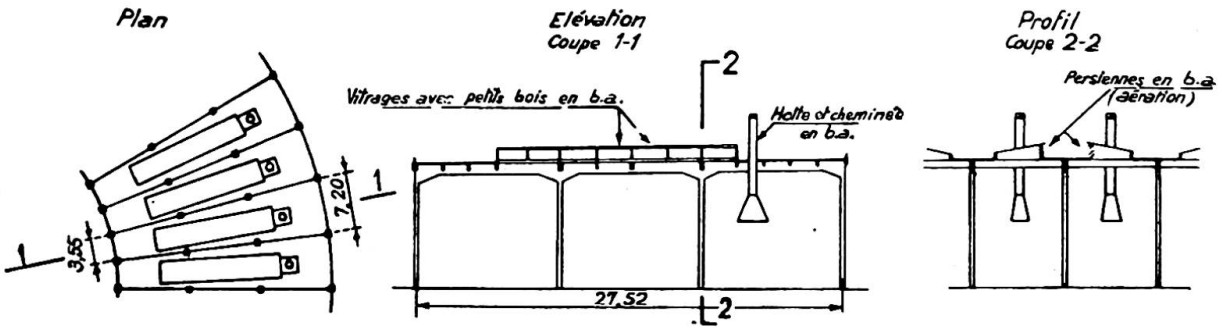


Fig. 1. Remise annulaire type A

côté, est destiné à l'éclairage et à l'aération pour les fumées. Une hotte cheminée est en outre prévue, sous laquelle doit se trouver en principe la cheminée de la locomotive.

Ce type, construit de 1911 à 1913, part manifestement de l'idée que le béton armé ne redoute pas les fumées; on n'a pas recherché un profil d'intrados favorisant leur évacuation. La confiance dans le nouveau matériau est d'ailleurs telle qu'on fait tout en béton armé, même des éléments de faible section très exposés: hottes cheminées à parois de 3 à 4 cm. d'épaisseur, petits bois des vitrages des lanterneaux, *lames de persiennes* des lanterneaux.

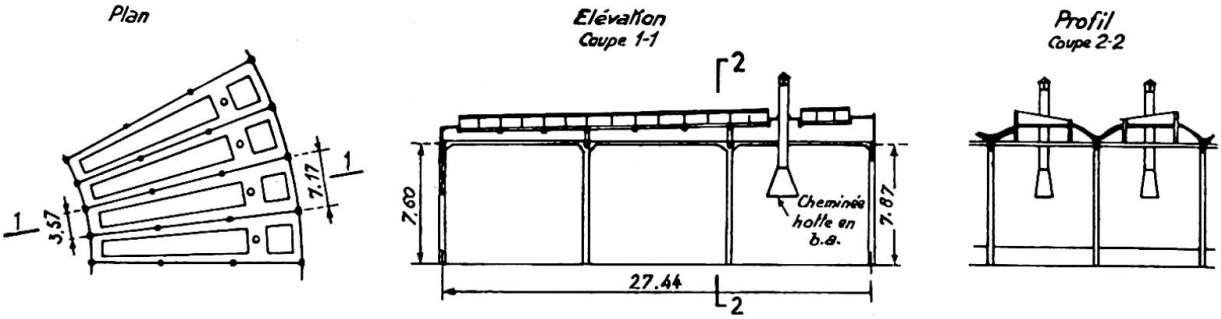


Fig. 2. Remise annulaire type B

Le type B (fig. 2), construit de 1912 à 1919, ne diffère du précédent que par la substitution au hourdis nervuré d'une toiture en voûte mince (épaisseur courante 6 cm.). C'est une amélioration, puisque le profil d'intrados favorise le glissement des fumées vers le lanterneau. Mais les butons qui contiennent les poussées au droit du vide du lanterneau entraînent souvent des fissurations obliques importantes. En outre, certains éléments de faible section: petits bois, hottes, parfois lames de persiennes, sont toujours en béton armé, tout au moins dans les premières années de construction de ce type.

A l'expérience, les remises des types A et B se sont révélées comme sujettes, dans la plupart des cas, à des corrosions, souvent profondes et étendues.

Donnons-en quelques exemples: la photographie (fig. 3) prise en 1951 montre une zone d'intrados de la remise d'Alès, du type A, construit en 1912. On voit que dans de larges zones, le béton inférieur des poutres a disparu; il était complètement décollé et fissuré, un léger piquage l'a détaché facilement. On voit aussi une zone de hourdis avariée avec taches d'humidité. Par contre, certaines zones de poutres et de hourdis sont à peu près intactes. On remarquera que le lanterneau est en fibrociment ondulé sur charpente en bois; c'est que le lanterneau d'origine a dû être complètement

remplacé en 1936, ses petits éléments de béton armé ayant été pratiquement détruits par les fissurations et les corrosions.

Une mesure analogue a dû être prise dans presque toutes les remises des types A et B, tant les corrosions des lanterneaux étaient généralisées.

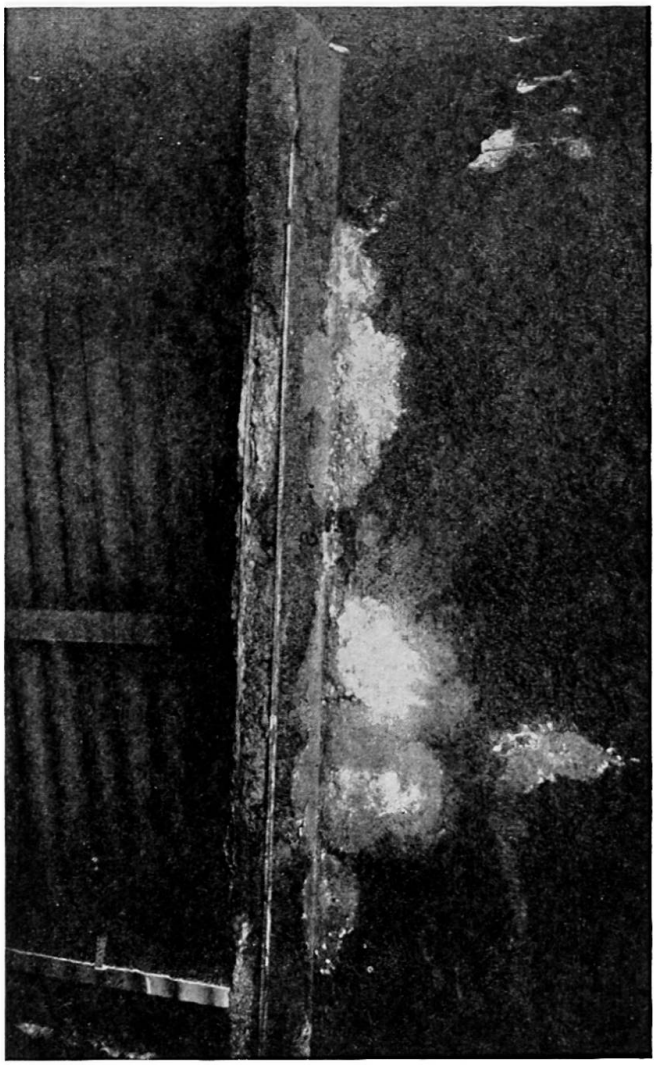


Fig. 3. Remise d'Alès

La photographie (fig. 4) montre l'état, en 1928, d'une zone d'intrados de la remise de Paray-le-Monial, construite en 1919. On voit quel degré de gravité et de généralisation y avaient atteint les corrosions, et ceci en moins de dix ans. C'est le cas le plus grave qui se soit produit sur le réseau P.L.M. Il a résulté d'une très mauvaise exécution, et de la qualité médiocre de certains matériaux, notamment du ciment (période d'après-guerre).

Plusieurs cellules de cette remise ont dû être complètement reconstruites dès 1930.

La comparaison des deux cas d'Alès, et de Paray-le-Monial montre l'importance primordiale de la qualité de l'exécution: *a priori*, la remise d'Alès était plus vulnérable; cependant, elle est encore en service et parfaitement réparable au bout de 39 ans, alors qu'au bout de onze ans, il a fallu reconstruire à Paray-le-Monial.

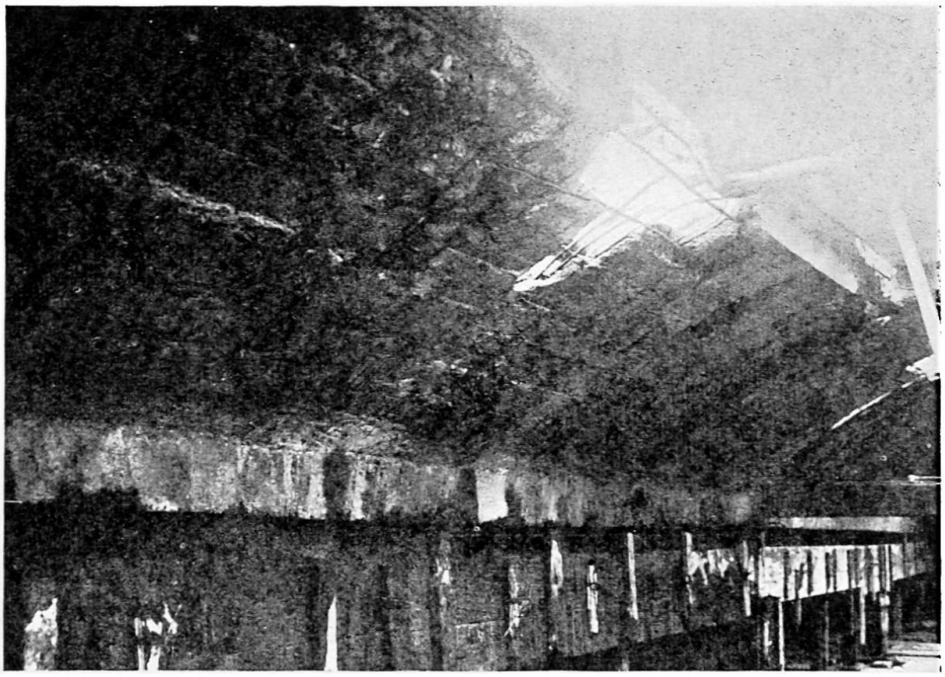


Fig. 4. Remise de Paray-le-Monial

A partir de 1919, le réseau P.L.M. remplace le type B par un type C (fig. 5), qui, à quelques modifications près, a été construit jusqu'à la dernière guerre.

Du point de vue des corrosions, il comporte comme amélioration essentielle la suppression du lanterneau longitudinal, trop vulnérable; l'aération est désormais assurée par deux files de baies latérales ménagées par le décrochement en hauteur de la voûte centrale.

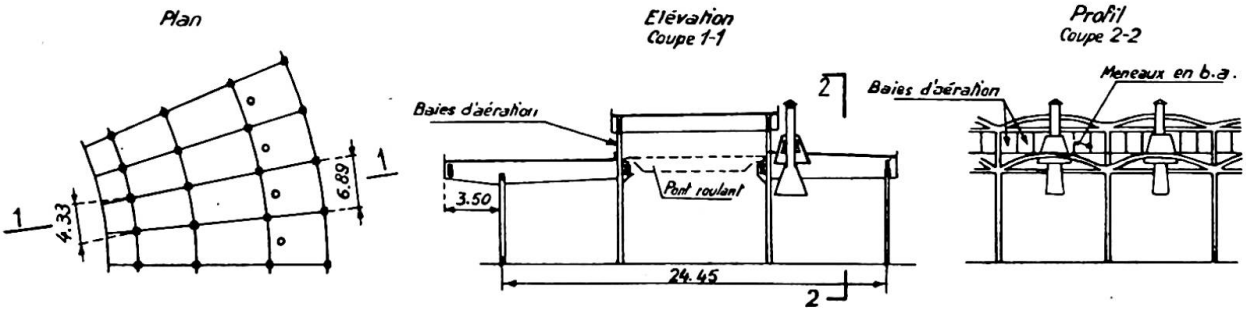


Fig. 5. Remise annulaire type C

Ce type, d'un entretien moins onéreux par la suppression du lanterneau, a pourtant donné lieu dans les voûtes et leurs retombées, à de nombreuses corrosions analogues à celles des voûtes du type B, surtout quand la toiture présentait des défauts d'étanchéité, par porosité ou soufflage de la chape, ou par fissuration.

Disons à ce propos que, d'une façon générale, les zones de corrosions sont par prédilection les zones humides.

On peut le voir sur la photographie (fig. 6), prise dans la remise de Niort (Région Ouest), à la zone de raccordement d'une voûte avec la poutre de retombée; cette dernière, qui forme chéneau à l'extrados, présente de nombreuses taches de suintements. Les aciers de la voûte sont très oxydés, et des plaques de béton sont prêtes à se détacher sous la poutre.

Fig. 6. Remise de Niort

Nouveau type de remises à machines

Le Service Technique des Installations Fixes de la S.N.C.F. a étudié et réalisé en plusieurs exemplaires un type annulaire de remise en béton armé, avec le souci d'évacuer le mieux et le plus rapidement possible les fumées, y compris celles qui sont produites en dehors des hottes.

La forme adoptée, très simple, sans arête vive à l'intrados, facilite à la fois l'écoulement des fumées à l'intérieur et celui des eaux de ruissellement sur la toiture. Un déflecteur réalise une zone annulaire de dépression, où viennent déboucher les hottes cheminées ainsi que des gaines radiales d'évacuation complémentaire. Ces gaines ont un revêtement intérieur réfractaire pour soustraite le béton armé aux corrosions.

Les lanterneaux et les chéneaux encaissés ont été supprimés ainsi que tous les petits éléments de béton. Un certain nombre d'éléments (paroi verticale extérieure, chéneau et déflecteur de fumées) ont été préfabriqués, ce qui leur assure une meilleure exécution, donc moins de vulnérabilité.

Quoiqu'il soit encore trop tôt pour porter un jugement sur la tenue de ce nouveau type aux corrosions, il présente à première vue de nettes améliorations sur les types des anciens réseaux (fig. 7).

Terminons par quelques mots sur l'évolution des types de hottes cheminées, puisqu'il s'agit de pièces soumises d'une façon intense à l'action des fumées.

Nous avons vu que dans les premières remises on les faisait, sur le P.L.M., entièrement en béton armé; elles étaient à parois non nervurées de 3 à 4 cm. d'épaisseur, armées d'un quadrillage de ronds de 6 mm. Elles comprenaient une hotte intérieure, surmontée par un fût circulaire prolongé de plusieurs mètres au-dessus de la toiture. Le comportement respectif des parties intérieures, soumises à la seule action des fumées, et des parties de fût extérieures, soumises en même temps aux intempéries est particulièrement instructif quant à la rapidité de propagation des corrosions: partout les fûts extérieurs périrent les premiers par craquèlement et feuilletage du béton, destruction des aciers et fissurations générales, ils durent être remplacés bien avant les hottes dont certaines sont encore en service.

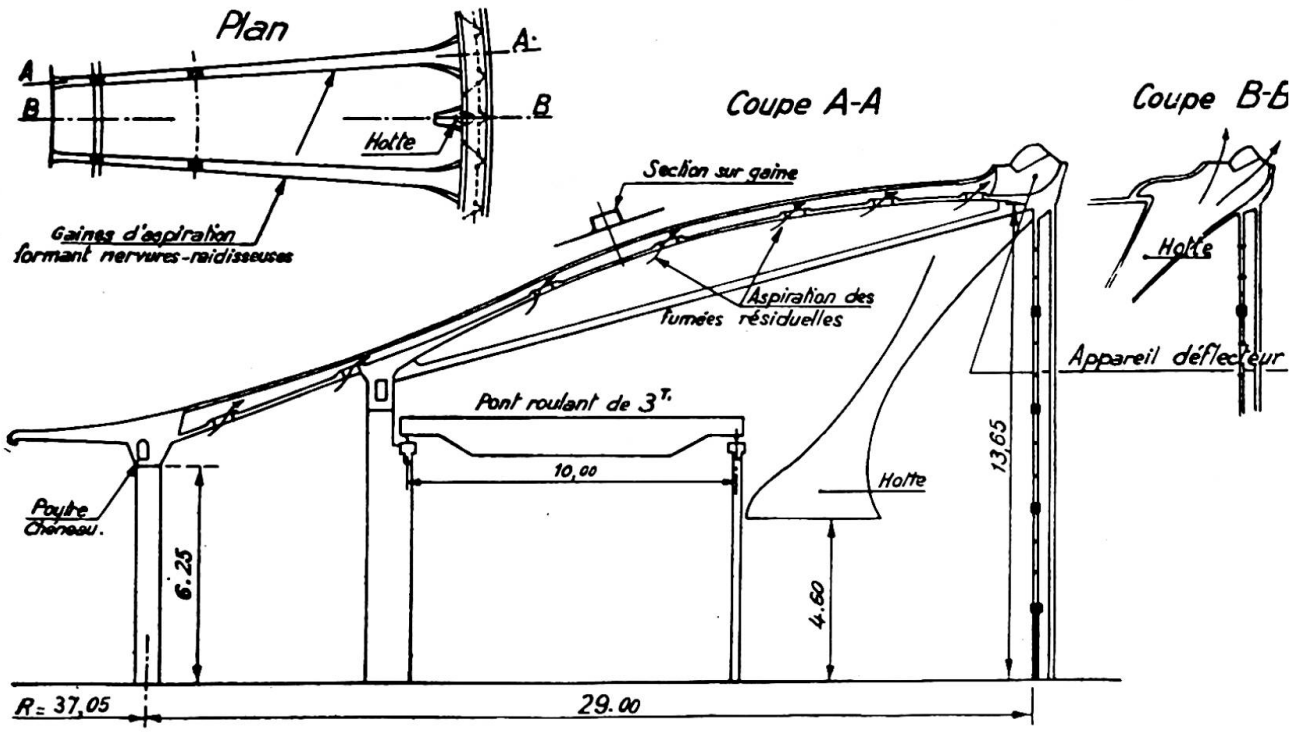


Fig. 7. Remise annulaire type P

On fit ensuite des hottes cheminées comportant des parois minces (5 mm. d'épaisseur) en fibro-ciment corsetées par des montants et des cercles en béton armé, de faible section. Elles périssaient rapidement aussi, en commençant par le corset, et à l'extérieur tout d'abord.

On construisit finalement des hottes cheminées entièrement en fibro-ciment épais (25 mm. d'épaisseur), qui donnèrent généralement satisfaction et qui sont encore utilisées.

Les corrosions dans les passages supérieurs

Au point de vue de l'attaque des fumées, ces ouvrages sont placés dans des conditions assez différentes suivant qu'ils sont en pleine voie ou au voisinage immédiat des gares.

Les premiers se sont en général assez bien comportés, à moins qu'ils présentent à l'extrados de sérieux défauts d'étanchéité.

Au contraire, les ponts voisins des gares ou des dépôts, sous lesquels les locomotives manœuvrent, démarrent ou stationnent, accusent souvent des corrosions sérieuses. De même que pour les remises à machines on a construit pendant assez longtemps les ponts supérieurs, même placés dans ces conditions défavorables, sans se soucier particulièrement de l'action des fumées; les tabliers comportaient à l'intrados des nervures multiples (entretoises intermédiaires notamment), qui augmentaient les surfaces vulnérables et formaient des caissons favorisant le séjour et l'attaque des fumées. La figure 8 montre une coupe d'un tel tablier.

Dans les ponts plus récents, on s'est attaché, en cas d'exposition intensive aux fumées, à protéger les œuvres vives du tablier par une dalle générale en béton armé placée dans le plan inférieur des poutres principales (la Cie P.L.M. a parfois constitué cette protection par des dalles de fibro-ciment, mais elles avaient tendance à être ébranlées à la longue). Ces dalles contribuent d'ailleurs à la répartition des sur-

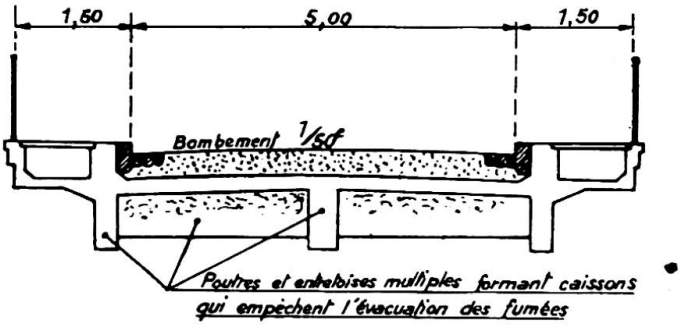


Fig. 8. P.S. à intrados en caissons

charges dans les tabliers de faible hauteur à poutres multiples, que l'on est souvent amené à prévoir au voisinage des gares (fig. 9).

En définitive, les corrosions des intrados de ponts-routes sont analogues au degré d'intensité près à celles des intrados de remises, dont nous avons donné plusieurs vues.

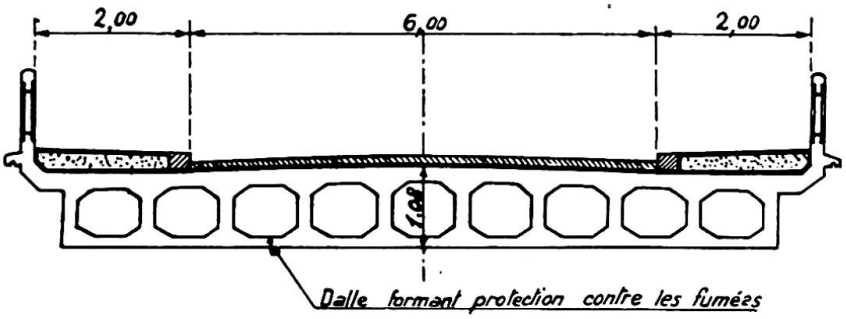


Fig. 9. P.S. à intrados protégé

Mais il nous faut signaler en outre que, dans les ponts importants comportant des superstructures (bow-string, poutres latérales à treillis), les éléments des superstructures, soumis essentiellement aux intempéries, en présence de fumées diluées, ont présenté souvent de sérieuses corrosions.

Les figures 10 (P.S. de St-Privé, ligne Vierzon–Saincaize) et 11 (P.S. du Donon, ligne Epinal–Strasbourg) montrent deux exemples caractéristiques de corrosions dans les rives et les superstructures.

Autres catégories d'ouvrages

En dehors des remises et des ponts, très exposés aux fumées, la S.N.C.F. possède de très nombreux et importants ouvrages en béton armé exposés essentiellement aux agents atmosphériques, et accessoirement aux fumées: ce sont notamment tous les ouvrages où le béton armé forme toiture: halles, abris, marquises, etc.

Les corrosions, dues essentiellement aux eaux de pluie, avec effets de gel parfois, dépendent essentiellement du degré d'étanchéité de la toiture: elles sont pratiquement nulles si la toiture est étanche, elles peuvent être sérieuses si les fuites d'eau sont nombreuses.

Ouvrages à la mer

La S.N.C.F. n'a pratiquement pas d'ouvrages à la mer proprement dits, c'est-à-dire soumis directement aux effets de l'eau de mer.

Fig. 10. P.S. de St-Privé

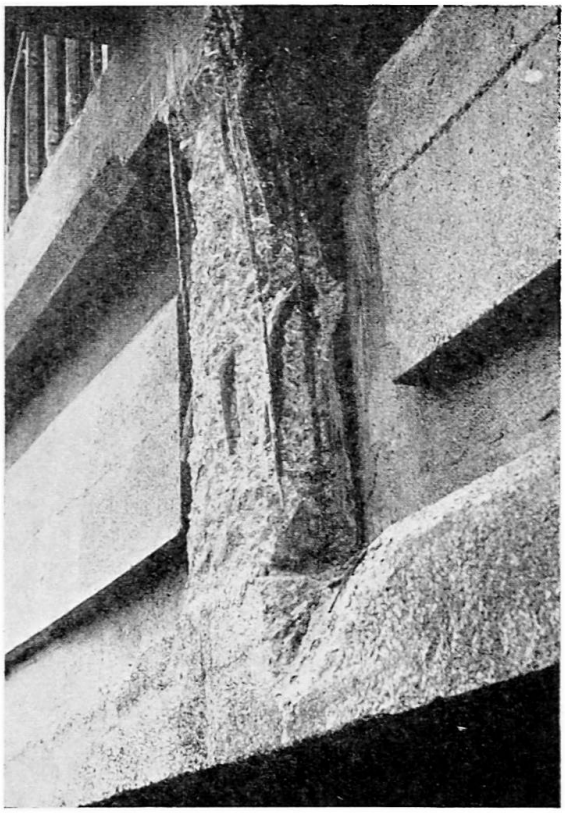


Fig. 11. P.S. du Donon

Par contre, elle possède dans les zones côtières et les ports un certain nombre d'ouvrages en béton armé soumis aux effets de l'air salin.

Le processus de corrosion des ouvrages ainsi placés ne paraît pas présenter de différences essentielles avec celui des autres ouvrages, sauf que le développement des corrosions et des avaries qui en résultent est, à qualité d'exécution égale, un peu plus rapide et plus généralisé.

A titre d'exemple, on peut citer notamment:

le P.S. du km 6 k.147 de la ligne de La Rochelle à La Pallice construit en 1918, et qui, bien que peu soumis à l'action des fumées, présente de sérieuses dégradations même dans les palées.

les remises de Cannes-la-Bocca et de Port-de-Bouc, qui présentent de nombreux éclatements et dégradations, notamment dans les éléments de façades et pignons exposés à l'air salin.

les abris de la gare de Sète-Ville, situés entre la mer et les étangs et ainsi particulièrement exposés à l'air salin; ces abris, construits en 1929, présentent des corrosions nettement plus accentuées que les ouvrages analogues de même âge (fig. 12).

la passerelle de Cerbère, située à 50 m. de la mer, qui présente de graves corrosions, même dans des parties telles que les limons d'escaliers non soumises directement à l'action des fumées (fig. 13).

Vue d'ensemble sur les corrosions, leur processus de développement et les avaries typiques qui en résultent

Nous distinguerons tout d'abord les éléments de béton armé en deux types principaux:

Fig. 12. Abris de la gare de Sète-Ville

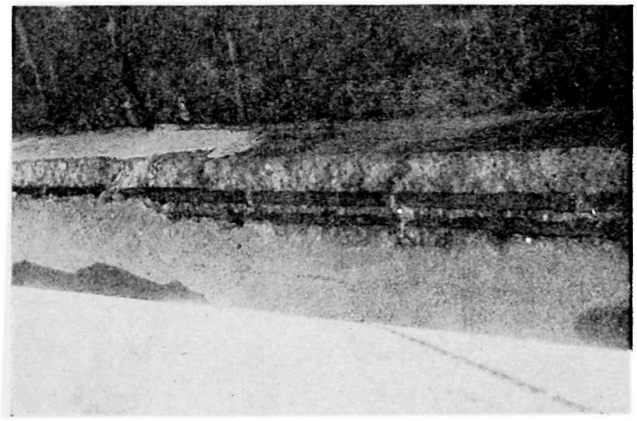


Fig. 13. Passerelle de Cerbère

les éléments de faible ou moyenne épaisseur sans arêtes vives, c'est-à-dire les hourdis, plans ou courbes (voûtes).

les éléments d'ossature, à arêtes vives: nervures (poutres) et poteaux.

Hourdis

Le cas le plus typique est celui d'une voûte de remise à machines. Les dimensions et armatures sont généralement celles de la figure 14.

Pour étudier les conditions d'imprégnation par les vapeurs acides d'une voûte ainsi constituée, nous avons prélevé par découpage, dans les voûtes de la Remise à Locomotives du dépôt de Marseille-Blancarde, deux échantillons I et II de béton armé, dans deux zones inégalement enfumées (l'échantillon II correspondant à la zone la plus enfumée).

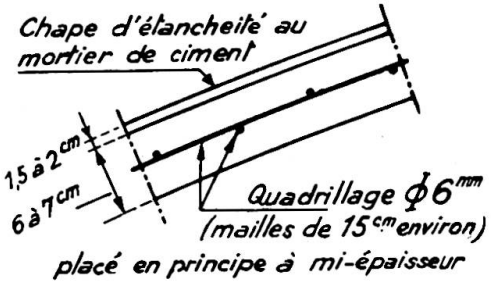


Fig. 14

Ce béton, âgé de 21 ans, est à base de ciment Portland Artificiel 20/25 Lafarge, de l'Usine de Valdonne.

Dans les deux échantillons, le béton s'est révélé au découpage comme étant de bonne qualité, de composition assez homogène, compact et dur; les armatures, convenablement placées, ne présentaient pas d'oxydation.

Le Laboratoire de la Faculté des Sciences de Marseille a, sur notre demande, analysé le béton de chaque échantillon, par tranches successives en profondeur à partir de l'intrados.

Cette analyse a donné, pour la teneur en anhydride sulfurique, des résultats indiqués par le Tableau I, que l'on peut traduire par deux courbes (fig. 15).

TABLEAU I

Intrados	Tranches	Teneurs en SO^3 (%)	
		Echantillon I	Echantillon II
1	1	2,04	2,28
2	2	0,42	0,79
3	3	0,34	0,58
4	4	0,49	0,41
5	5	0,96	1,08
Extrados			

La recherche des matières organiques, effectuée colorimétriquement par l'essai à la soude, a donné les résultats indiqués par le Tableau II, qui corroborent les précédents:

TABLEAU II

Tranches	Test colorimétrique	
	Echantillon I	Echantillon II
1	nettement positif: couleur jaune	très nettement positif: couleur brune
2	positif: couleur jaune clair	nettement positif: couleur très jaune
3	négatif: incolore	positif: couleur jaune
4	négatif: incolore	négatif: incolore
5	positif: couleur jaune clair	positif: couleur jaune clair

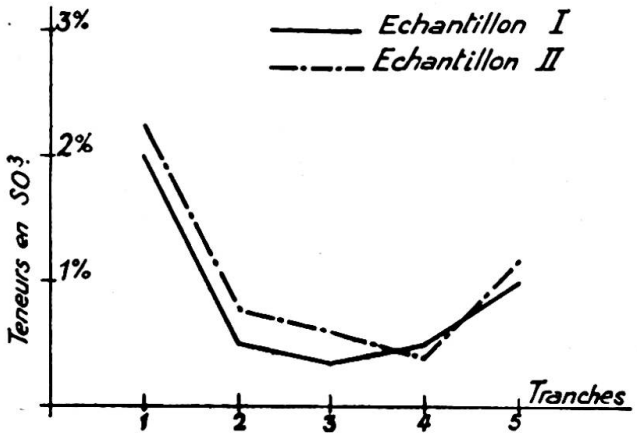


Fig. 15

A titre indicatif, l'analyse des suies d'intrados, prélevées sur les échantillons I et II, a donné notamment les résultats indiqués par le Tableau III:

TABLEAU III

Nature de l'analyse	Echantillon I	Echantillon II
Analyse des suies	3,34 % de soufre combustible à la bombe	3,48 % de soufre combustible à la bombe
Analyse des cendres de suies	12,80 % de SO^3 soit 21,65 % de SO^4Ca	17,50 % de SO^3 soit 29,75 % de SO^4Ca

Les analyses de béton ci-dessus montrent:

(1) qu'en un milieu de fumées acides, le béton se laisse pénétrer dans sa masse par certains produits composant ces fumées.

(2) que le dégré de pénétration, maximum au voisinage de l'intrados directement exposé aux fumées, s'abaisse à un minimum vers le milieu de l'épaisseur de la voûte pour s'accentuer à nouveau vers l'extrados, où l'action des fumées rabattues par les vents est favorisée par les pluies.

(3) que cependant dans un béton de bonne qualité, et dont les armatures étaient correctement enrobées, ces phénomènes n'ont pratiquement entraîné, au bout de plus de 20 ans, aucun désordre, ce qui permet de conclure à une longévité satisfaisante pour des éléments de béton armé exécutés convenablement.

En définitive, si, compte tenu notamment de ces résultats, nous essayions de schématiser, par gravité croissante de corrosions, les cas qui se présentent, nous proposerions la gradation ci-dessous.

Premier cas

La chape est étanche (pas de porosité, de cloquages, de fissures); le béton, bien plein, forme à l'intrados un écran imperméable.

L'expérience montre que les zones de hourdis répondant à ces caractéristiques ne donnent pas lieu, du moins dans les limites d'âge actuellement observables, à des corrosions inquiétantes.

Deuxième cas

Le chape est étanche, mais le béton était poreux d'origine.

Il se laisse donc pénétrer peu à peu par les fumées acides et la vapeur d'eau; il peut alors s'appauvrir encore, en cédant de la chaux à l'élément SO^3 pour former du sulfate de chaux. Ce processus n'est pas rapide en général, car on est en milieu peu humide.

L'armature arrive cependant à être touchée par les fumées et la vapeur d'eau; elle s'oxyde en foisonnant, commence à faire éclater par points le béton d'intrados.

L'épaisse couche de suie qui revêt l'intrados masque les avaries, du moins au début, mais un piquage détache par petites plaques ou écailles du béton non adhérent, surtout le long des armatures.

Le béton placé au-dessus des armatures garde en général sa cohésion, si bien qu'en pratique les avaries ne deviennent inquiétantes qu'à assez longue échéance, à moins que le béton ne soit vraiment très poreux ou présente de nombreux nids d'abeille.

Troisième cas

La chape n'est pas étanche (elle peut être poreuse, fissurée, soufflée).

L'eau de pluie filtre donc par gravité à travers la toiture, entraînant de la chaux, ce qui se traduit à l'intrados par des trainées blanchâtres, et, si les fuites sont abondantes, par des stalactites de carbonate de chaux.

Peu à peu appauvri, le béton, quelle que soit sa qualité initiale, se laisse pénétrer à l'intrados par les vapeurs acides, qui peuvent donner lieu, comme nous l'avons vu, à formation de sulfate de chaux (SO^3 dans fumées+Ca du béton) amorçant des dislocations.

Parallèlement, les armatures s'oxydent assez vite en ce milieu humide, le foisonnement de l'oxydation provoque des éclatements du béton.

Le béton se disloque progressivement sur toute son épaisseur et finit par perdre toute cohésion.

L'évolution peut être plus ou moins rapide suivant l'abondance des pluies, l'importance des fuites, la qualité initiale du béton; même si on remédie au manque d'étanchéité, on aura à plus ou moins longue échéance des corrosions profondes et des désordres généralisés.

On remarquera que dans tous les cas ci-dessus la position du quadrillage d'armatures a été supposée à peu près correcte, c'est-à-dire à 2 cm.5 environ du parement d'intrados. En pratique, et surtout dans les anciennes constructions, nombreux sont les cas d'armatures insuffisamment enrobées, et recouvertes seulement d'une mince pellicule de laitance, voire même apparentes. Il va de soi que, dans de tels cas, l'armature s'oxyde plus rapidement encore; c'est un défaut grave dans les hourdis plans, où les réductions de section de l'armature tendue diminuent la résistance mécanique, et où le défaut d'enrobement compromet l'adhérence. Les conséquences sont moins graves dans les hourdis voûtés où l'armature n'est qu'un élément accessoire au point de vue résistance mécanique; car le fait même que les armatures soient apparentes a pour conséquence de permettre leur foisonnement vers l'intrados sans dislocation du béton en profondeur.

Cas du béton fissuré

Il arrive fréquemment, dans les hourdis minces de toiture, que le béton lui-même présente des fissures sur toute son épaisseur, et intéressant, bien entendu, la chape également.

Dans ce cas, l'eau de pluie passe par ces fissures et forme des traînées à l'intrados; l'action des fumées devient plus marquée au droit des fissures et sur les surfaces humides, et le développement général des corrosions se trouve alors accéléré.

Eléments à arêtes vives (poutres, poteaux, potelets)

Nous prendrons pour exemple les poutres. Dans les poutres, les corrosions, les fissurations et les avaries qui en résultent intéressent en général, pour tous les ouvrages, la zone inférieure, où se trouvent les aciers tendus.

Que s'y passe-t-il?

Tout d'abord, au bétonnage, les plus gros éléments des agrégats tendent à s'accumuler dans cette zone (fig. 16), et il peut en résulter des nids d'abeilles et des parties creuses. On trouve parfois sous les aciers ou entre les aciers, quand ceux-ci forment

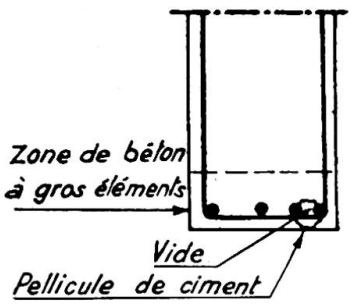


Fig. 16

une grille assez serrée, des vides importants qui étaient dissimulés au décoffrage par une pellicule de laitance.

Cela est fréquent dans les anciens ouvrages où la granulométrie n'était généralement pas étudiée de près, et les procédés de serrage du béton assez sommaires.

Par ailleurs, le béton, dans la même zone, travaille à l'extension par solidarité avec l'acier, surtout dans la partie centrale des travées; il est donc sujet à des fissurations transversales sans gravité du point de vue résistance mécanique, mais qui favorisent le cheminement de l'air humide ou des fumées. Enfin, *et ceci d'autant plus que l'épaisseur d'enrobement est plus faible*, les parties de béton extérieures aux aciers tendent à se décoller le long de ceux-ci par défaut d'adhérence sous les efforts de glissement; bien entendu, tout début d'oxydation des barres longitudinales favorise ces décollements. A partir du moment où le béton est franchement décollé, voire même se détache spontanément, l'oxydation des armatures s'aggrave, et la résistance mécanique de la poutre peut être compromise par réduction de section des barres longitudinales et des étriers. Ces derniers, de petit diamètre, sont particulièrement vulnérables (encore plus dans les très anciens ouvrages, où ils étaient en feuillards), et on en trouve de complètement coupés.

Toutes ces avaries sont, bien entendu, aggravées en milieu très humide; or, c'est un cas fréquent dans les toitures (fig. 17): si la nervure est solidaire d'un hourdis plan de faible épaisseur, des fissures en f sont fréquentes, avec suintements susceptibles d'intéresser tout le périmètre a, b, c, d; si l'on a une toiture voûtée, la nervure de retombée se trouve sous chéneau, et comme des fissures se forment par prédilection en f', zone de reprises du béton à l'exécution, et d'articulation de la voûte sous les variations de température, des suintements se manifestent aussi sur tout le périmètre de la poutre (voir ci-dessus les photographies des remises de Niort et de Paray-le-Monial).

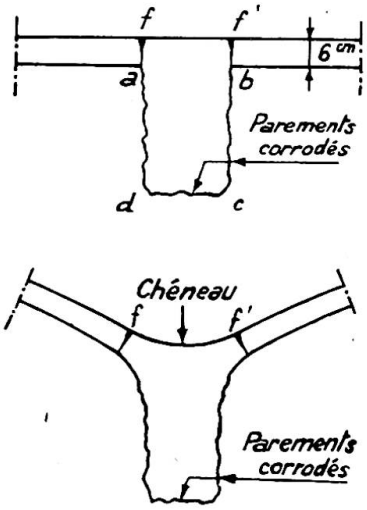


Fig. 17

Les avaries de ce type ont entraîné parfois un tel affaiblissement des poutres qu'il a fallu les consolider par des appuis intermédiaires ou des poutres de renfort.

Signalons aussi que, dans les ouvrages construits sous les Instructions Ministérielles de 1906, les poutres ne comportaient parfois que peu d'étriers puisque le béton pouvait concourir à la résistance à l'effort tranchant; des poutres ainsi armées ont présenté parfois, au voisinage des appuis, de sérieuses dislocations ayant leur origine dans de grosses fissures d'effort tranchant, ouvrant la voie aux corrosions.

Ce que nous venons de dire de la vulnérabilité des arêtes vives des poutres est valable, bien entendu, pour les arêtes des poteaux, et toutes les arêtes vives en général.

Conclusion sur le comportement des ponts et charpentes de chemin de fer vis-à-vis des corrosions

Il nous semble qu'en définitive, à cet égard, le béton armé est caractérisé par *l'inégalité de son comportement.*

Nous voulons dire par là que des ouvrages de même catégorie, placés dans les mêmes conditions, pourront avoir une tenue très différente, quel que soit leur âge, parfois même à l'inverse de ce que leurs âges respectifs pourraient *a priori* faire supposer.

Bien plus, dans un même ouvrage, des éléments semblables, très voisins, placés dans les mêmes conditions à tous égards, pourront se comporter les uns bien, les autres très mal.

A quoi sont dues ces différences imprévisibles dans la tenue de béton armé? Essentiellement à ses conditions d'exécution.

Elles n'ont en effet rien de comparable avec celles de la charpente métallique, par exemple; celle-ci utilise un seul matériau, l'acier, fabriqué dans des qualités bien déterminées par des usines contrôlées.

La plus grande partie de la charpente est faite en atelier, par des ouvriers qualifiés, à l'abri des intempéries. Il n'y a, sur le chantier, qu'à rabouter des tronçons tout préparés à l'atelier. Au surplus, les sections de métal, les assemblages, la rivure, sont vérifiables à tout moment, même après l'achèvement de l'ouvrage, et il est possible de remplacer les pièces ou les rivets défectueux.

Rien de semblable avec le béton armé: en règle générale, tout est à faire sur le chantier, où n'arrivent que des matériaux élémentaires: planches, aciers, ciment, sable, gravier.

Il faut que, d'origine, tous ces matériaux soient de bonne qualité—et qu'ils le soient d'un bout à l'autre du chantier où ils sont approvisionnés par lots successifs, parfois de provenance différente.

Mais si ces conditions sont nécessaires pour construire un ouvrage de bonne qualité, elles sont loin d'être suffisantes: tout dépend en effet de la façon dont ces matériaux divers seront préparés et mis en œuvre.

Or, d'après ce que nous avons vu sur les corrosions et leurs origines, le résultat final doit répondre simultanément aux trois conditions suivantes:

béton imperméable
béton sans fissures
armatures bien enrobées

De quoi cela dépend-il? La simple énumération des conditions de détail à remplir elles aussi simultanément montrera la complexité de la tâche.

(1) *Pour que le béton soit imperméable, il faut*:

que sa composition et sa granulométrie aient été soigneusement étudiées, et surtout qu'elles soient bien réalisées, et régulièrement, en exécution;

que le dosage effectif en eau soit aussi bien respecté, compte tenu du degré d'humitidité des matériaux, de la température et du vent (dessication);

que le malaxage soit correct;

que le transport du béton soit fait en évitant les ségrégations, les pertes d'eau, les commencements de prise; que les coffrages soient suffisamment étanches;

que le serrage du béton soit fait correctement (vibrateurs en nombre suffisant et de types appropriés, points de vibration assez rapprochés, durée de vibration correcte);

qu'après sa mise en place, le béton soit protégé s'il est besoin contre la pluie, le gel, le vent, le soleil, pour éviter le délavage, les défauts de prise, les pertes d'eau;

que le décoffrage soit fait avec précaution pour éviter des arrachements en parements.

(2) *Pour que le béton ne se fissure pas, ou plus exactement se fissure le moins possible, il faut*:

que les fondations aient été prévues assez largement pour éviter des tassements importants, et comportant des coupures pour le cas de tassements inégaux d'un point à un autre;

que, dans l'étude de l'ouvrage, on ait prévu des coupures en nombre suffisant pour le retrait et la dilatation, ces coupures devant correspondre obligatoirement avec les coupures de fondations;

que l'on ait evité autant que possible les variations brutales de sections;

que les éléments soient armés de façon homogène, qu'aucune zone de béton tendu ne soit dépourvue d'armature et que la densité de celle-ci soit suffisante pour ne pas avoir de mailles importantes de béton non armé;

que l'on emploie un ciment n'ayant pas un retrait excessif (c'est-à-dire ne dépassant pas autant que possible, *en pâte pure*, 1.200 μ par m.l. à 7 jours, 2.000 μ à 28 jours).

que l'humidité du béton soit entretenue constamment pendant sa prise et le début de son durcissement.

(3) *Pour que les armatures soient bien enrobées, il faut*:

que l'on ait admis, dans l'étude, des épaisseurs de béton suffisantes sur tous les parements et pour toutes les armatures (c'est-à-dire y compris les étriers, barres de recouvrement ou autres), ces épaisseurs variant suivant le milieu où se trouve placé l'ouvrage. Ce point est, à notre avis, capital, et il faut se tenir large sur les épaisseurs d'enrobement.

que l'on ait étudié en détail les nœuds et croisements d'armatures, par des croquis à grande échelle pour s'assurer qu'en exécution on pourra respecter les épaisseurs d'enrobement prescrites;

que le ferraillage soit exécuté avec précision;

que le ferraillage comporte toutes les ligatures et cales nécessaires pour être rigide et bien arrimé dans les coffrages, de manière à ne pas être déplacé pendant le bétonnage et la vibration.

A tous ces facteurs, il faut en ajouter un dernier, et très important: l'influence des intempéries sur la qualité du travail des ouvriers.

Si nous avons volontairement fait, au risque d'être fastidieux, l'énumération détaillée des conditions dont dépend la qualité finale d'une construction en béton armé, c'est pour rappeler que ces conditions quant à la résistance aux corrosions sont si nombreuses qu'il n'est pas surprenant d'obtenir, dans la pratique, des résultats irréguliers.

Reparation des avaries provoquées par les corrosions

Les procédés types de réparation sont bien connus, et nous nous bornerons à les rappeler en quelques mots. Leur objet est non seulement de réparer les effets des corrosions, mais de le faire dans des conditions qui en évitent autant que possible le retour.

Les réparations sont essentiellement de deux sortes:

(1) *Rétablissement de l'étanchéité des extrados de toitures ou de ponts*

C'est un point essentiel: nous avons vu en effet que les fuites d'eau favorisent considérablement les corrosions. La réparation des intrados serait donc inefficace si l'on n'assurait pas tout d'abord l'étanchéité.

La plupart des toitures des grands bâtiments, des remises, ateliers, halles à marchandises, abris et marquises, sont revêtues d'une chape en ciment autant que possible incorporée.

Si des suintements sont dûs à la porosité de cette chape, on la badigeonne avec un

produit bitumineux en solution, l'expérience ayant montré que les produits en émulsion étaient rapidement délavés par la pluie.

S'ils sont dûs, comme c'est le cas le plus souvent, à des fissures, on traite celles-ci avec un mastic plastique, au besoin après élargissement pour faire pénétrer celui-ci dans l'épaisseur de la fissure, le tout pouvant être recouvert d'une bande collée en feutre bitumé.

Si la chape présente des fissures multiples, qui s'accompagnent généralement de cloquages, il faut la refaire ou lui substituer un autre dispositif d'étanchéité.

Il faut remarquer que, même bien lissées au début, les chapes en ciment s'usent par appauvrissement, au moins en surface, sous l'effet des eaux de pluie: elles deviennent granuleuses, ce qui retarde l'écoulement des eaux et favorise leur action. Mais cette usure est généralement très lente.

Tout compte fait, bien que la meilleure solution, sinon la plus économique, reste la chape à base d'hydrocarbures lourds, une chape en ciment bien faite constitue pour des bâtiments où l'on n'exige qu'une étanchéité "industrielle," c'est-à-dire relative, une solution acceptable, étant entendu qu'il se produira toujours quelques fissures, mais faciles à boucher.

Il faut cependant faire une réserve pour les toitures à intrados soumis aux fumées: une surveillance vigilante doit s'attacher à déceler toute fuite d'eau *dès qu'elle se révèle* (visite après pluie) et à y remédier *immédiatement*.

Si l'action corrosive des fumées est à craindre, on peut badigeonner l'intrados ou le plafond du bâtiment par un produit étanche, à condition que l'application soit faite sur le béton neuf.

Des essais en cours actuellement dans une remise à machines ont montré que des peintures à base de produit bitumineux en solution, appliquées à chaud ou à froid et des peintures au caoutchouc chloré donnaient également de bons résultats. L'essai, qui ne date que de deux ans, n'a pas permis encore de classer les différents produits.

Si des fuites résultent de multiples fissures capillaires, un badigeon général avec un produit bitumineux en solution est à recommander, mais il faudra le refaire périodiquement.

Pour les tabliers de ponts en béton armé, la chape en ciment est acceptable pour des ouvrages de faible ouverture. Pour les ouvrages plus importants, il arrive qu'elle se fissure, et la réparation devient *très onéreuse*, et gênante pour l'exploitation.

Une bonne solution, quand on dispose de la hauteur voulue, paraît être la chape en asphalte, protégée par une contre-chape maigre au ciment: elle est durable, et assez élastique pour suivre sans se fissurer les légères déformations du tablier.

(2) *Reconstitution de parements touchés par la corrosion* (*intrados de toitures, éléments de façades, intrados de ponts, superstructures de grands ponts*)

La réparation comporte en principe:

un piquage pour éliminer le béton avarié ou non adhérent;

un décapage, au jet de sable ou, à défaut, la brosse (suivant l'importance) des surfaces à reprendre;

l'adjonction, si cela est nécessaire et quand cela est possible, de barres d'armatures pour compenser les armatures coupées ou de section réduite par les corrosions;

la reprise au mortier de ciment des zones intéressées (après lavage abondant), avec les surépaisseurs nécessaires, s'il est besoin, pour assurer l'enrobement correct des armatures. Il est préférable de faire ces reprises au ciment-gun,

ce qui assure une meilleure adhérence et un meilleur serrage du mortier rapporté, si ce procédé est utilisé correctement. Ces reprises constituent un travail qui doit être fait très soigneusement et en évitant autant que possible d'opérer par temps froid ou très chaud. C'est à ce prix seulement qu'elles auront chance d'être durables.

D'une manière générale, les travaux de remise en état de béton armé sont délicats; il faut des entreprises compétentes et une surveillance attentive.

Améliorations apportées dans la conception et l'exécution des ouvrages dans le domaine de la résistance aux corrosions

Ce qui a été fait

Nous avons déjà été amenés à parler de ce qui avait été fait à cet égard; rappelons-le brièvement avec quelques indications complémentaires:

Au point de vue conception, on s'astreint:

- à prévoir en nombre suffisant des joints de dilatation et de retrait;
- à ne laisser sans armatures aucune zone où le béton est susceptible de travailler à l'extension;
- à dimensionner les pièces de façon que, dans les parties où le béton sera sollicité par des contraintes de traction, il travaille à un taux très faible;
- à éviter, autant que possible, les variations brutales de section;
- à profiler les surfaces exposées aux agents agressifs de façon à éviter les caissons et à faciliter l'aération;
- dans certains cas, à protéger les paraments exposés par des revêtements réfractaires, des peintures anti-acides, etc.

Au point de vue exécution, la qualité du béton et ses conditions de mise en œuvre ont été sérieusement améliorées par l'étude systématique de la granulométrie, la réduction au minimum nécessaire de la quantité d'eau de gâchage, la mise en eau du béton pendant sa première période de durcissement, l'emploi de la vibration. Mais il reste encore à faire au point de vue vibration: beaucoup d'entreprises ne possèdent ni un appareillage assez varié pour que chaque élément soit traité avec le type de vibrateur approprié, ni un personnel bien qualifié pour utiliser judicieusement ces appareils.

Quelques suggestions sur ce qui pourrait encore être fait

Il semble qu'il reste encore bien à faire pour assurer régulièrement aux constructions en béton armé, même dans des conditions d'utilisation banales (effets des seules intempéries), une longévité en rapport avec leurs autres qualités.

Pour cela, les efforts devraient, à notre avis, porter notamment sur deux points:

(a) modifier foncièrement les conditions d'exécution;
(b) prévoir la "peinture" des parements, pour pallier en toute hypothèse leur perméabilité et assurer ainsi à coup sûr la protection simultanée du béton et des armatures.

En ce qui concerne les conditions d'exécution, les facteurs d'imperfection sont dans les meilleures conditions de l'exécution totale sur place, trop nombreux pour qu'on puisse espérer obtenir régulièrement des constructions sans fissures et sans parements perméables. Il pourrait donc être profitable de chercher, même pour des constructions importantes, à préfabriquer en atelier le plus grand nombre possible d'éléments: ceci suppose, bien entendu, un minimum de standardisation des éléments, une

technique de transport et de mise en place permettant de préparer en atelier des éléments aussi importants que possible, pour réduire au minimum des raboutages à faire sur place. Cela amènerait d'ailleurs à modifier sur certains points la conception usuelle des ouvrages et la qualité des matériaux à utiliser, de façon à tirer le maximum d'avantages de l'exécution en atelier. En particulier, on serait mieux placé pour combattre les fissurations, inévitables tant qu'on aura du retrait et des zones de béton tendu, et si préjudiciables à la durée des ouvrages: des précontraintes locales, des mises en tension préalables, sont beaucoup plus faciles à réaliser en atelier; cela pourrait amener aussi le développement des ciments sans retrait et même expansifs dont l'emploi paraît devoir être un des facteurs essentiels de suppression des fissures.

La préfabrication, en outre, déterminerait automatiquement la position et l'orientation des reprises, qui sont, à l'heure actuelle, non pas certes laissées au hasard, mais toujours sujettes à modifications inopportunes en fonction du rythme du travail notamment.

Il resterait bien entendu des parties à bétonner sur place, auxquelles tous les soins devraient être donnés: du moins réduirait-on à ces seuls raccords les aléas de l'exécution sur place.

Cette suggestion n'apporte évidemment pas d'idée nouvelle: de nombreux objets en béton, armé ou non, et des éléments importants, gros tuyaux, poteaux, poutrelles, sont depuis longtemps fabriqués en atelier. Mais il ne semble pas que l'on se soit attaché, autant que cela le mériterait, à étendre le procédé à l'ensemble d'une construction, du moins dans le domaine des travaux du chemin de fer.*

En l'état actuel des choses, il faut admettre franchement que l'on ne saurait répondre de l'imperméabilité du béton; sans doute, de nombreux procédés existent pour améliorer le béton à cet égard: incorporation d'hydrofuges, béton à air occlus, notamment.

Sans nier qu'ils puissent être efficaces, il semble que, de toute façon, il serait nécessaire, pour tous les parements exposés non seulement à des agents agressifs caractérisés, mais simplement aux intempéries, de prévoir après décoffrage, l'application *systématique* d'une pellicule protectrice.

Les enduits à base de ciment, quels qu'ils soient, ne peuvent, à notre avis, jouer ce rôle, parce qu'ils ont les mêmes caractères d'altérabilité que le béton, et qu'ils sont, plus encore que lui, à cause de leur dosage riche, sujets à fissuration.

Il existe déjà de nombreuses peintures pouvant être utilisées pour la protection du béton, à savoir essentiellement:

les peintures silicatées, qui doivent être passées autant que possible sur des fonds alcalins, donc d'exécution assez récente;

les peintures au fluate, à base de fluosilicate, complexes; elles ont une meilleure résistance aux acides dilués que les peintures silicatées, mais leur action corrosive sur les métaux entraîne une réserve quant à leur emploi pour du béton armé.

les peintures bitumeuses, d'application facile et de prix peu élevé, mais inesthétiques par leurs couleurs.

les peintures au caoutchouc chloré, qui ont de grandes qualités d'imperméabilité

* Il faut mentionner le mode de construction des nouveaux hangars de l'Aéroport de Marignane, qu'achève actuellement l'Entreprise Boussiron de Paris: la toiture en voûte de chaque hangar, de 100 m. d'ouverture et 58 m. de longueur, forme un monobloc exécuté au niveau du sol, et levé ensuite par vérins (poids 4.000 t. environ) sur des éléments de poteaux également préfabriqués (hauteurs sous tirants 19 m. environ).

C'est en somme une préfabrication à terre, qui permet des conditions d'exécution meilleures et plus rapides, et facilite la surveillance.

et de résistance aux agents atmosphériques et chimiques, mais qui sont coûteuses.

Il paraîtrait utile de disposer, *pour les cas courants*, d'une peinture pas trop coûteuse, qui devrait réunir autant que possible les qualités suivantes:

s'harmoniser avec la teinte générale du parement;
ne pas attaquer les aciers;
ne pas se décomposer ni s'user sous l'action des eaux de pluie, et, si possible, pour ce qui intéresse spécialement les chemins de fer, sous les fumées, même à longue échéance;
avoir le degré de fluidité voulu pour être d'une application facile, tout en pénétrant bien tous les pores et petits vides superficiels du parement, et en adhérant parfaitement;
être suffisamment ductile pour suivre sans fissuration, au moins les fissures capillaires; cette dernière qualité paraissant devoir être parmi les plus essentielles.

Dans notre esprit, il ne s'agit pas là d'une solution de paresse, susceptible d'entraîner des relachements dans l'exécution d'un béton du fait qu'on se fierait à l'imperméabilisant surajouté. Ce serait plutôt une solution d'attente, à utiliser tant que l'on n'aura pas trouvé des procédés certains pour exécuter régulièrement du béton plein. En tout hypothèse, et même dans ce dernier cas, la peinture pourrait cependant constituer, dans tous les milieux agressifs, une sécurité complémentaire.

Enfin, un tel produit serait dès maintenant très utile pour compléter l'efficacité des réfections de parements faites sur les ouvrages existants.

Conclusion générale

L'expérience a montré que, tout au moins dans le domaine des constructions du chemin de fer, le béton armé n'est pas spécifiquement inapte à résister assez longtemps aux corrosions sous les intempéries, les fumées acides, ou les deux actions combinées. Mais, même en tenant compte des progrès réalisés jusqu'ici dans la conception et l'exécution, le comportement des ouvrages à cet égard paraît devoir rester variable.

Cela est dû essentiellement, à notre avis, à l'inaptitude du béton à subir sans se fissurer des contraintes de traction, et aux imperfections résultant de l'exécution complète sur le chantier.

Nous pensons que le développement de la préfabrication devrait pouvoir apporter simultanément de grosses améliorations sur ces deux points.

En attendant, et même, en toute hypothèse, par sécurité complémentaire, il faudrait, à notre avis, admettre la nécessité d'assurer systématiquement l'imperméabilité des parements par une peinture appropriée.

Ces conditions sont d'autant plus impératives que, lorsqu'on a laissé les corrosions se développer, les réparations sont difficiles, coûteuses, et de tenue incertaine.

Résumé

Les Chemins de Fer Français ont commencé à utiliser le béton armé dès les premières années du siècle, et en ont rapidement développé l'emploi.

Le nouveau matériau présentait en effet l'avantage d'être incombustible (halles a marchandises, remises à machines); on pensait en outre qu'il ne nécessiterait que peu d'entretien.

L'expérience acquise par les Chemins de Fer à cet égard a montré que si l'on

pouvait effectivement compter sur ces qualités, on constatait souvent de graves corrosions dans certains ouvrages.

En effet, l'acier s'oxyde s'il n'est pas protégé; le béton, qui doit assurer cette protection, est lui-même susceptible de dégradations. S'il n'est pas très compact et imperméable, il n'assure pas convenablement la protection des armatures.

Parmi les ouvrages du Chemin de Fer les plus caractéristiques quant aux corrosions sont les remises à machines et les passages supérieurs, soumis directement à l'action des fumées.

Si l'on suit l'évolution de ces types d'ouvrages, on voit que l'expérience a conduit, pour diminuer les avaries, à supprimer les éléments de faible section, à augmenter l'enrobement des armatures, à supprimer les caissons retenant les fumées, à faciliter par une aération appropriée l'évacuation de celles-ci.

L'étude du développement des corrosions montre que le béton armé n'est pas, par essence, impropre à résister convenablement dans le milieu "fumées": tout dépend de sa qualité.

En pratique, on constate à cet égard que son comportement est très variable.

C'est que sa qualité dépend essentiellement de ses conditions d'exécution et, par conséquent, de facteurs très nombreux, d'autant plus que l'exécution totale sur chantier multiplie les aleas. Il n'est donc pas étonnant d'obtenir des résultats irréguliers.

La réparation des avaries provoquées par les corrosions consiste essentiellement:

à rétablir l'étanchéité (toitures, tabliers de ponts) toutes les fois qu'elle est en défaut, car l'humidité accélère le développement des corrosions;

à reprendre au mortier de ciment les zones corrodées, de préférence par projection au ciment-gun après décapage au jet de sable.

Pour les ouvrages nouveaux, de nombreux progrès dans la conception et la technique d'exécution ont déjà été réalisés, afin de réduire les fissurations et d'améliorer la qualité du béton.

Il reste cependant beaucoup à faire pour réaliser régulièrement des constructions en béton armé susceptibles de durer.

Il semble que les efforts devraient porter sur deux points:

s'efforcer de fabriquer en atelier le plus d'éléments possible pour éliminer les aleas de l'exécution sur place; cela permettrait parallèlement de réaliser plus facilement des précontraintes pour réduire les fissurations.

en attendant, admettre que l'on ne peut répondre de l'imperméabilité du béton, et prévoir systématiquement la protection des parements par une peinture appropriée.

Summary

The French railways already used reinforced concrete at the beginning of this century, and very soon developed its applications.

The new building material had above all the advantage of being incombustible (storehouses, sheds), and it was thought to need very little maintenance.

The experience gained in this respect in connection with railways has shown that, even if these properties could be depended on, serious corrosion phenomena often occurred in certain structures.

The steel oxidises if it is not protected; the concrete itself, which should furnish this protection, is very easily damaged. If it is not thick and impervious, it does not ensure sufficient protection for the reinforcement.

Among structures on railways, locomotive sheds and bridges over the track are

the most liable to corrosion, since they are directly subjected to the effects of the smoke-gases.

If the development of these structures is examined, it will be seen that experience has led to the following precautions being taken, which should diminish the damage: avoiding elements with small cross-sectional dimensions; providing thicker covering for the reinforcing steel; avoiding box-like shapes that retain the smoke; and providing sufficient ventilation to lead the smoke away.

A study of corrosive action shows that reinforced concrete is in its essence capable of sufficiently withstanding a "smoke climate": everything depends on its properties.

In practice it has been found that its behaviour may greatly vary in this respect.

Since the properties of reinforced concrete depend essentially on the execution of the work, i.e. on very numerous factors and on chance occurrences on site, it is by no means surprising that the results should be anything but uniform.

In cases of damage by corrosion, the reconstruction work consists mainly:

in restoring the water-tightness (roofs, bridge roadways), whenever this has become deficient, since moisture accelerates corrosion;

in patching corroded places with cement-mortar, preferably with a cement gun after cleaning the place by sand-blasting.

For new structures, great progress has already been made in choosing appropriate shapes to diminish the formation of cracks and in improving the quality of the concrete.

However, there still remains much to be done until durable reinforced structures with definite uniformity can be erected.

It appears that efforts should be directed to two points:

as far as possible to fabricate elements finished in the workshop, in order to eliminate the chance happenings on site. This would at the same time and in a simple manner allow of the adoption of prestressing in order to diminish crack formation.

in the meantime (but temporarily) to admit that the impermeability of the concrete cannot be depended on, and to provide systematic protection of the surfaces by coats of suitable paint.

Zusammenfassung

Die Französischen Eisenbahnen verwendeten den Eisenbeton schon zu Anfang dieses Jahrhunderts und entwickelten in kurzer Zeit seine Anwendungen.

Der neue Baustoff wies vor allem den Vorteil der Unbrennbarkeit auf (Lagerhäuser, Remisen), und man dachte, er benötige nur sehr wenig Unterhalt.

Die in dieser Beziehung bei den Eisenbahnen gesammelten Erfahrungen zeigten, dass, wenn man auch auf diese Eigenschaften zählen konnte, doch bei gewissen Bauten öfters schwere Korrosionserscheinungen auftraten.

Der Stahl oxydiert, wenn er nicht geschützt wird; der Beton selber, welcher diesen Schutz bilden soll, ist empfindlich auf Beschädigung. Wenn er nicht sehr dicht und undurchlässig ist, gewährleistet er der Armierung nicht genügenden Schutz.

Unter den Bauten der Eisenbahnen sind, was die Korrosion anbelangt, Lokomotivremisen und Ueberführungen am meisten gefährdet, da sie dem Einfluss der Rauchgase direkt ausgesetzt sind.

Verfolgt man die Entwicklung dieser Bauten, so sieht man, dass die Erfahrung zu folgenden Massnahmen geführt hat, die Schäden vermindern sollen: Vermeidung von

Elementen mit kleinen Querschnittsabmessungen, stärkere Umhüllung der Armierungseisen, Vermeidung von kastenförmigen Gebilden, die den Rauch zurückhalten und Ableitung desselben durch genügende Belüftung.

Das Studium des Korrosionsvorganges zeigt, dass der Eisenbeton seinem Wesen nach fähig ist, einem "Rauchklima" genügend zu widerstehen: Alles hängt von seinen Eigenschaften ab.

Praktisch stellt man in dieser Beziehung sehr verschiedenartiges Verhalten fest.

Weil seine Eigenschaften wesentlich von der Ausführung abhängig sind, also von sehr zahlreichen Faktoren und von Zufälligkeiten auf der Baustelle, ist es nicht erstaunlich, wenn man unregelmässige Ergebnisse feststellt.

Die Wiederherstellungsarbeiten bei Korrosionsschäden bestehen hauptsächlich:

in der Wiederherstellung der Dichtigkeit (Dächer, Brückenfahrbahnen), jedesmal, wenn diese wieder fehlerhaft wird, denn die Feuchtigkeit beschleunigt die Korrosion;

in dem Ausflicken der Korrosionsstellen mit Zementmörtel, vorteilhaft mit der Zementkanone nach Reinigung mit dem Sandstrahlgebläse.

Für neue Bauten sind schon zahlreiche Fortschritte in der Gestaltung erzielt worden, welche die Rissebildung vermindern und die Betonqualität verbessern.

Es bleibt immerhin noch viel zu leisten, bis man mit Regelmässigkeit dauerhafte Eisenbetonbauten herstellen kann.

Es scheint, dass die Anstrengungen sich auf zwei Punkte richten sollten:

nach Möglichkeit Elemente in der Werkstatt fertig herzustellen, um die Zufälligkeiten auf der Baustelle auszuschalten. Dies würde gleichzeitig erlauben, auf einfachere Weise die Vorspannung anzuwenden um die Rissebildung zu vermindern.

inzwischen (vorläufig aber) zuzulassen, dass man sich nicht auf die Undurchlässigkeit des Betons verlassen könne, und systematischen Schutz der Flächen durch entsprechende Anstriche vorzusehen.