

Auteur ou collectivité : Exposition universelle. 1900. Paris

Auteur : Exposition universelle. 1900. Paris

Titre : Communications présentées devant le congrès international des méthodes d'essai des matériaux de construction. Exposition universelle internationale de 1900. Communications présentées devant le Congrès international des méthodes d'essai des matériaux de construction tenu à Paris du 9 au 16 juillet 1900

Auteur : Exposition universelle. 1900. Paris

Titre du volume : Tome II. Deuxième partie. Matériaux autres que les métaux

Adresse : Paris : Veuve Ch. Dunod, 1901

Collation : 1 vol. (207-[1] p.-VII f. de pl.) : ill. ; 33 cm

Cote : CNAM-BIB Fol Xae 26 (3) Res

Sujet(s) : Exposition internationale (1900) ; Paris) ; Résistance des matériaux -- Actes de congrès ; Contraintes (mécanique) -- Actes de congrès ; Matériaux -- Comportement -- Actes de congrès ; Construction -- Matériaux -- Essais -- Actes de congrès

URL permanente : <http://cnum.cnam.fr/redir?FOLXAE26.3>

**COMMUNICATIONS**  
PRÉSENTÉES DEVANT LE  
**CONGRÈS INTERNATIONAL DES MÉTHODES D'ESSAI**  
DES  
**MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION**

---

45509. — PARIS, IMPRIMERIE LAHURE  
Rue de Fleurus, 9

---

# COMMUNICATIONS

PRÉSENTÉES DEVANT LE

## CONGRÈS INTERNATIONAL DES MÉTHODES D'ESSAI

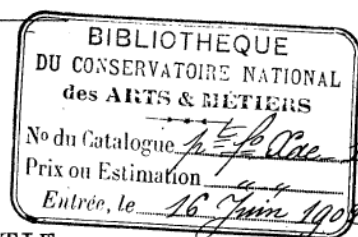
DES

## MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

Tenu à Paris du 9 au 16 Juillet 1900

TOME II

DEUXIÈME PARTIE



## Matériaux autres que les Métaux

PARIS

V<sup>VE</sup> CH. DUNOD, ÉDITEUR

49, QUAI DES GRANDS-AUGUSTINS

1901





# COMMUNICATIONS

PRÉSENTÉES DEVANT LE

## CONGRÈS INTERNATIONAL DES MÉTHODES D'ESSAI

DES

### MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

TOME II

---

#### DEUXIÈME PARTIE

## MATÉRIAUX AUTRES QUE LES MÉTAUX

---

### I

## PROCÉDÉ DE DÉTERMINATION DES QUALITÉS D'UN LIQUIDE LUBRIFIANT

---

### COMMUNICATION

Présentée par N. PETROFF

---

La plus grande majorité des ingénieurs reste, jusqu'à présent, d'avis qu'en déterminant les coefficients de frottement dans les machines d'une construction spéciale, graissées par des matières lubrifiantes déjà essayées, on obtient le meilleur moyen d'appréciation des qualités lubrifiantes de ces matières.

Ces essais, étant complétés par les observations des températures de la couche lubrifiante et de l'air ambiant, et convenablement combinés avec l'étude de la dépendance du coefficient de frottement intérieur du liquide et de sa température, pourraient, en effet, conduire à des conclusions assez exactes. Mais ces conclusions, ne s'appuyant que sur les essais effectués avec des machines, comme on le fait ordinairement, peuvent facilement mener à de grandes erreurs, surtout lorsqu'il s'agit de comparer les résultats obtenus par différents expérimentateurs. Les difficultés que l'on rencontre pour arriver, par ce moyen, à des con-

clusions exactes, ont leur raison d'être dans la nature même du phénomène de frottement des corps solides bien lubrifiés.

On peut, à ce moment, démontrer que la force de frottement, dépendant des qualités de la matière lubrifiante, dépend aussi de plusieurs autres éléments, qui parfois produisent sur le frottement une influence plus grande que celle de la matière lubrifiante. On sait encore que la détermination de ces éléments pour une machine présente, pour ainsi dire, des difficultés insurmontables. Les plus efficaces parmi ces éléments sont : la différence des rayons de courbure des surfaces graissées du tourillon et du coussinet, l'excentricité des axes de ces deux parties de la machine et la forme des bords du coussinet. Donc l'appréciation des qualités lubrifiantes des liquides, au moyen d'essais sur le frottement dans les machines d'une construction spéciale, ne peut aucunement conduire à des conclusions assez certaines. On conçoit ainsi la nécessité de chercher une autre voie pour apprécier les qualités lubrifiantes des liquides, et on la trouve en s'adressant au procédé physique; ce dernier, ne présentant aucune difficulté grave, conduit néanmoins à des conclusions tout à fait suffisantes.

Ce procédé se base sur la théorie hydrodynamique du frottement des corps solides bien lubrifiés. Malgré l'espace de plusieurs années qui s'est écoulé depuis la proposition de cette théorie, elle n'est pas encore assez connue des techniciens. Ce fait m'engage à consacrer quelques mots à la théorie nouvelle des corps solides bien lubrifiés, présentée en 1883.

Cette théorie est le résultat de cette hypothèse, que le frottement dans les machines bien lubrifiées provient uniquement du frottement qui se produit à l'intérieur de la couche liquide qui sépare complètement les parties solides de la machine; il s'ensuit donc que la détermination de la force du frottement présente un problème hydrodynamique qui doit être résolu dans des conditions convenablement choisies.

Vu les difficultés que présente l'analyse mathématique pour la résolution complète de ce problème, le choix des conditions était fait en poursuivant le but de faciliter les calculs mathématiques. La preuve que les conditions choisies se présentent en réalité dans les cas qui se rencontrent dans la pratique, a été donnée par un très grand nombre d'expériences. Celles-ci ont été exécutées sur une grande échelle, dans des conditions tellement variables, et dans des limites tellement larges, qu'on peut tenir pour certain que tous les cas pratiques y sont compris.

La partie mathématique de cette théorie ne fera pas l'objet de cet exposé, bien que les moyens de l'algèbre élémentaire puissent être suffisants, au moins quand il ne s'agit que des résultats les plus importants.

Un de ces résultats est la formule qui donne la valeur de la force du frottement.

Pour écrire cette formule, soit :

- F la force du frottement;
- $\mu$  le coefficient de frottement intérieur du liquide qui forme la couche lubrifiante;
- $v$  la vitesse relative des corps solides lubrifiés;
- $Q$  la plus petite des deux surfaces lubrifiées;
- $\varepsilon$  l'épaisseur moyenne de la couche lubrifiante.

En ce cas, on a :

$$F = \frac{\mu v Q}{\varepsilon}. \quad (1)$$

L'étude des expériences que j'ai exécutées sur le frottement dans les machines m'a conduit à la conclusion très naturelle que les qualités du liquide lubrifiant n'ont qu'une influence très secondaire sur l'épaisseur moyenne de la couche lubrifiante, et que, par conséquent, cette épaisseur peut être considérée comme invariable pour tous les liquides lubrifiants.

Cette propriété a permis de proposer la méthode graphique de comparaison des qualités de ces liquides.

En abordant l'exposition de cette méthode, remarquons que dans les conditions ordi-

naires de la marche des machines, toute la chaleur produite par le frottement est toujours égale à la quantité de la chaleur transmise par le refroidissement de la machine à l'air ambiant. Cette égalité peut être exprimée mathématiquement par l'équation suivante :

$$\frac{\mu}{t - t_0} = \frac{\epsilon E \Delta}{v^2 Q}, \quad (2)$$

où  $E$  est l'équivalent mécanique de la chaleur ;

$\Delta$  le coefficient de refroidissement ;

$t$  et  $t_0$  les températures de la couche lubrifiante et de l'air ambiant.

La méthode graphique elle-même peut être décrite comme il suit :

Avec tous les liquides que l'on veut comparer au point de vue des qualités lubrifiantes, il faut faire d'abord les expériences nécessaires pour déterminer la dépendance qui existe entre les valeurs du coefficient de frottement intérieur et les températures correspondantes de ces liquides. On arrive à ce résultat en laissant écouler le liquide à différentes températures par un tube capillaire bien calibré, en observant les pressions sous lesquelles l'écoulement s'est produit et en mesurant les qualités dans un temps donné.

Considérant ces valeurs du coefficient et les températures qui leur correspondent comme les coordonnées des points rapportés à deux axes rectangulaires, il faut marquer tous ces points et, pour chaque liquide, tracer une ligne courbe continue le plus près possible de tous les points qui appartiennent à ce liquide. On obtient ainsi des courbes qui donnent le moyen de déterminer assez exactement les coefficients de frottement correspondant à toutes les températures intermédiaires renfermées dans les limites des expériences. On nomme ces courbes « courbes caractéristiques ».

Quant à la machine, pour le graissage de laquelle différentes huiles peuvent être employées, il faut faire dans son coussinet une cavité, de sorte que le fond soit le plus près possible de la couche lubrifiante. En introduisant dans cette cavité une petite quantité de mercure ou d'huile et en y plongeant la boule d'un thermomètre, on pourra déterminer d'une manière très rapprochée la température de la couche lubrifiante. Il faut déterminer les températures de la couche lubrifiante et de l'air ambiant pour un mouvement permanent quelconque de la machine graissée d'une huile choisie.

Ayant accompli la construction des lignes caractéristiques et les observations concernant les températures ci-dessus mentionnées, il faut marquer sur l'axe des températures des lignes caractéristiques les points correspondant aux températures  $t$  de la couche lubrifiante et  $t_0$  de l'air ambiant.

Soit  $a$  le point correspondant à la température  $t_0$ , et  $b$  à la température  $t$  : l'ordonnée  $bm$  de la courbe  $AA$ , correspondante à la matière lubrifiante choisie pour l'expérience ci-dessus mentionnée, représente évidemment le coefficient de frottement  $\mu$  se rapportant à la température  $t$ . Donc la tangente trigonométrique de l'angle  $\varphi$  formé par l'axe des abscisses  $t$  et la droite  $am$  est :

$$\frac{\mu}{t - t_0} = \frac{\epsilon E \Delta}{v^2 Q}. \quad (3)$$

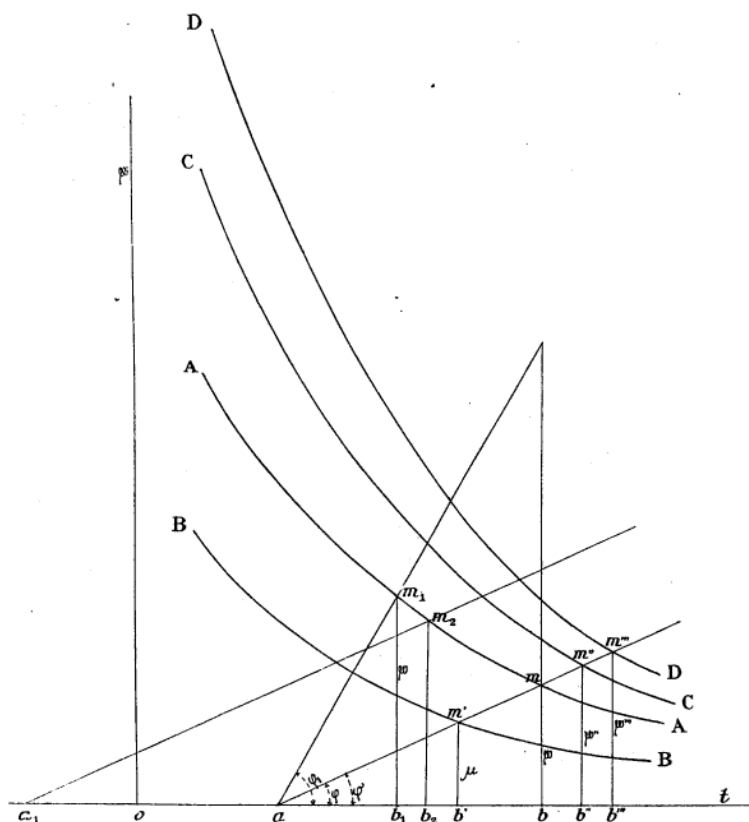
En cas du graissage de la machine au moyen du liquide ayant pour courbe caractéristique la courbe  $BB$ , la température de la couche lubrifiante serait  $t'$ . L'ordonnée  $b'm'$  de la courbe  $BB$  représenterait la valeur du coefficient de frottement  $\mu'$  correspondant à la température  $t'$  de la couche lubrifiante. La droite  $am'$  et l'axe des abscisses formeraient un angle  $\varphi'$  dont la tangente trigonométrique sera

$$\frac{\mu'}{t' - t_0} = \frac{\epsilon E \Delta}{v^2 Q}. \quad (4)$$

Ces deux équations montrent que les droites  $am$  et  $am'$  se coïncident et que, par conséquent, le point  $m'$  se trouve sur la même droite  $am$ .

Les considérations, absolument identiques à celles qui viennent d'être exposées au sujet du liquide qui a la courbe caractéristique  $BB$ , sont complètement applicables aux cas du

graissage au moyen des autres huiles ayant pour courbes caractéristiques des courbes CC, DD, etc. Les températures de la couche lubrifiante  $t''$ ,  $t'''$ , et les valeurs des coefficients de frottement intérieur  $\mu''$ ,  $\mu'''$ , relatives à ces cas, détermineront les points  $m''$ ,  $m'''$ , etc., qui tous se trouveront sur la droite  $am$ . Donc, une fois qu'on connaît la température  $t$  ci-dessus



mentionnée, et qu'on a marqué le point  $m$  sur la courbe AA, on trouve de suite tous les autres points  $m'$ ,  $m''$ ,  $m'''$ , par une simple intersection de la ligne droite  $am$  avec les courbes BB, CC, DD. Les abscisses des points  $m'$ ,  $m''$ ,  $m'''$  déterminent les températures  $t'$ ,  $t''$ ,  $t'''$ , et les ordonnées les valeurs  $\mu'$ ,  $\mu''$ ,  $\mu'''$ , qui correspondent aux cas du graissage par des liquides correspondants.

On trouvera les valeurs des forces du frottement se rapportant à différents liquides qu'on a soumis aux essais en introduisant les valeurs déterminées  $\mu$ ,  $\mu'$ ,  $\mu''$ ,  $\mu'''$  dans la formule (I), et en remarquant que

$$F = \frac{\mu v Q}{\varepsilon}, \quad F' = \frac{\mu' v Q}{\varepsilon}, \quad F'' = \frac{\mu'' v Q}{\varepsilon} \quad \text{et} \quad F''' = \frac{\mu''' v Q}{\varepsilon},$$

on conclut aisément que :

$$F : F' : F'' : F''' = \mu : \mu' : \mu'' : \mu'''.$$

Il s'ensuit que la détermination des relations mutuelles des valeurs des ordonnées  $\mu$ ,  $\mu'$ ,  $\mu''$ ,  $\mu'''$ , construites suivant les règles de la méthode graphique, conduit immédiatement à la résolution de la question sur les valeurs des forces de frottement correspondantes ou, ce qui est la même chose, sur les qualités relatives des liquides lubrifiants.

L'exemple suivant montrera mieux jusqu'à quel point la méthode graphique peut être utile pour les ingénieurs praticiens.

Supposons que, dans un chemin de fer, on sache que, par suite du frottement des essieux du train et des parties du mécanisme de la locomotive, excepté les pistons, les tiroirs de distribution et leurs tiges, le travail produit par la machine locomotive, correspondant à chaque 1000 essieux-kilomètres, demande à peu près une consommation de combustible égale à 25 kilogrammes et que la dépense de la matière lubrifiante par 1000 essieux-kilomètres soit environ de 0,7 kilogramme. Supposons ensuite qu'à l'aide de la méthode graphique nous ayons trouvé que le coefficient de frottement correspondant à l'huile que nous avons l'intention d'introduire est 1,2 de fois plus grand que celui qui correspond à l'huile qu'on veut remplacer. On ne tardera pas d'en conclure que la dépense du combustible (25 kilogrammes) sera augmentée à peu près d'autant, c'est-à-dire que le surplus de la dépense pour chaque 1000 essieux-kilomètres sera de  $0,2 \times 25 = 5$  kilogrammes. Soit le prix de la houille 10 francs par tonne, le prix de l'huile qu'on remplace est de 80 francs et celui de l'huile qu'on introduit est de 60 francs par 100 kilogrammes. Dans ce cas, le surplus de dépense de combustible par 1000 essieux-kilomètres est de 5 centimes et la diminution en dépense pour la matière lubrifiante est de 14 centimes. Il s'ensuit donc que le remplacement proposé est très avantageux. Mais, si le prix de la houille est de 40 francs par tonne, le surplus de dépense en combustible sera de 20 centimes et la diminution en dépense pour la matière lubrifiante restant 14, on trouve une perte de 6 centimes; il est donc évident que le remplacement dans de pareilles circonstances serait très désavantageux. En terminant, il faut ajouter que la formule (1), représentant la valeur de la force du frottement, ne contient aucunement tous les éléments influant sur cette force. Cette lacune n'est pas le fait d'un oubli ou d'une erreur involontaire. Toutes les raisons de cette omission sont données dans mon article publié dans le journal *Baumaterialienkunde, Procédé physique de détermination des qualités d'un liquide lubrifiant*. N'ayant rien à ajouter à ce qui a été déjà dit dans l'article indiqué, je remarquerai seulement que, précisément en vue de cette omission, tous les résultats déduits de la théorie hydrodynamique et de la méthode graphique ont été vérifiés au moyen d'expériences très diverses, que j'ai exécutées avec deux machines différentes dont l'une contenait l'essieu d'un wagon. Les viscosités des liquides expérimentés, en général, et des huiles minérales surtout étaient très diverses. Le coefficient de frottement intérieur à 20° C. était pour le plus visqueux 0,2850, et seulement 0,0024 pour le moins visqueux. Le premier chiffre est donc 120 fois plus grand que le dernier. Les pressions spécifiques moyennes sur la couche lubrifiante variaient dans des limites très larges, de 8 jusqu'à 92 kilogrammes par centimètre carré. Les vitesses relatives étaient échelonnées, enfin, entre des limites égales à 0,2 et à 2,2 mètres par seconde.

Toutes ces expériences, comme celles exécutées par le savant ingénieur italien, M. Francesco Masi, qui a bien voulu vérifier plusieurs des résultats donnés par ma théorie hydrodynamique du frottement dans les machines, toutes ces expériences ont bien montré qu'au point de vue des applications pratiques, la méthode graphique décrite plus haut présente une exactitude tout à fait suffisante.

Outre les résultats décrits tout à l'heure, la méthode graphique donne les moyens d'apprécier les variations de la force du frottement en dépendance des variations, de la vitesse, de la pression spécifique soutenue par la couche lubrifiante et de la température de l'air ambiant.

On trouve l'influence des variations de la vitesse de la machine en examinant l'équation (2). Par cette dernière, on voit que la tangente trigonométrique de l'angle  $\varphi$  est inversement proportionnelle au carré de la vitesse. Donc, si la vitesse diminue, et, en devenant  $v_1$ , elle descend jusqu'à la moitié de la valeur de  $v$ , la tangente trigonométrique du nouvel angle  $\varphi_1$  sera quatre fois plus grande que celle de l'angle  $\varphi$ . L'intersection du côté de l'angle  $\varphi_1$  avec la courbe AA donne le point  $m_1$  dont l'abscisse détermine la température  $t_1$  de la couche lubrifiante correspondant à la vitesse  $v_1$ , et l'ordonnée  $b_1 m_1$  la valeur du coefficient du frottement intérieur du liquide dans cette couche.

De la figure ci-jointe, on voit immédiatement que l'augmentation de la vitesse conduit à l'augmentation de la température de la couche lubrifiante et, par suite, à la diminution du coefficient de frottement à l'intérieur de cette couche. Ce résultat pris avec l'équation (1) montre que l'augmentation de la vitesse des machines, quand elles sont dans leurs condi-

tions habituelles de refroidissement, ne conduit pas à l'augmentation proportionnelle de la force du frottement, mais que les variations de cette dernière force suivent une autre loi qui peut varier suivant les propriétés du liquide lubrifiant et de la machine elle-même. C'est ainsi que l'on peut expliquer la divergence dans les observations de MM. Hirn et de Thurston.

D'après le premier, la force du frottement est proportionnelle à la racine carrée de la vitesse, tandis que d'après le second elle est proportionnelle à la racine du cinquième degré.

Les variations de la pression produite par les corps lubrifiés l'un contre l'autre modifiant l'épaisseur  $\varepsilon$  de la couche lubrifiante modifient par cela même la force du frottement de la machine. Soit :

P la pression totale sur la couche lubrifiante;  
Q la surface soumise à la pression P;  
 $p$  la pression spécifique, c'est-à-dire à l'unité de la surface.

En ce cas :

$$p = \frac{P}{Q}.$$

D'après les données de plusieurs expérimentateurs, y compris les données de mes expériences et celles de M. Francesco Masi, on peut poser que :

$$\varepsilon = \frac{\alpha}{\sqrt{p}} = \alpha \sqrt{\frac{Q}{P}},$$

où  $\alpha$  est un coefficient de proportion. Cette équation empirique est d'autant plus admissible que la loi qu'elle exprime n'est nullement éloignée de celle que M. Osborn Reynolds a trouvé longtemps après par l'analyse mathématique.

L'introduction de cette dernière formule dans l'équation (2) conduit à la suivante :

$$\frac{\mu}{t - t_0} = \frac{\alpha E \Delta}{v^2 \sqrt{PQ}}. \quad (5)$$

La détermination des valeurs  $\mu$  et  $t$  correspondant aux différentes valeurs de P et de Q peut être exécutée comme il a été expliqué plus haut, à savoir :

En construisant l'angle  $\varphi$  dont le sommet est dans le point  $a$  correspondant à la température  $t$ , et la tangente trigonométrique est égale à la seconde partie de l'équation (4).

L'examen de cette dernière montre que l'augmentation de la pression élève la température et par cela diminue le frottement intérieur de la couche lubrifiante.

Les variations de la température  $t_0$  de l'air ambiant, quand les valeurs  $v$ , P, Q ne changent point, conduisent au changement des valeurs  $\mu$  et  $t$ .

Pour déterminer l'influence du passage de la température  $t_0$  à la température  $t_{10}$ , il suffit de tracer une ligne droite  $am$  correspondant à la température  $t_0$  et, par le point  $a_1$  correspondant à la température  $t_{10}$ , de tracer une autre ligne droite  $a_1m_1$  parallèle à la ligne  $am$ . L'abscisse du point  $m_1$  déterminera la température et l'ordonnée du même point le coefficient de frottement intérieur de la couche lubrifiante correspondant à la température  $t_{10}$ . De cette figure, on voit aisément que l'abaissement de la température de l'air ambiant diminue la température de la couche lubrifiante et augmente ainsi la force du frottement de la machine.

Tous ces résultats ont été vérifiés au moyen des expériences que j'ai mentionnées plus haut.

N. PETROFF.

## II

# SUR QUELQUES DÉTAILS D'EXÉCUTION DES ÉPREUVES DE GÉLIVITÉ DES PIERRES

---

## COMMUNICATION

Présentée par **M. J. MARVA Y MAYER**

COLONEL DU GÉNIE DE L'ARMÉE ESPAGNOLE

### PRÉLIMINAIRES

Dans les conférences tenues à Munich, Dresde et Berlin, en vue de rendre uniformes les méthodes d'essai des matériaux, on fixe les prescriptions relatives aux épreuves de gélivité des pierres; d'après ces prescriptions, l'épreuve de gélivité comprend :

1. La comparaison de la résistance à l'écrasement d'éprouvettes séchées, d'autres saturées d'eau, et, enfin, d'autres gelées et dégelées vingt-cinq fois après saturation.
2. Détermination de la perte de poids produite par les éclats et les substances dissoutes dans l'eau après vingt-cinq alternatives de gel et de dégel.
3. Examen de la pierre gelée à l'aide de la loupe, pour constater s'il s'est produit des fissures ou des éclatements.

Les éprouvettes, de forme cubique de 7 centimètres d'arête, doivent être d'abord séchées et puis saturées d'eau.

Pour obtenir cette saturation, les cubes seront plongés dans l'eau sur 2 centimètres seulement de hauteur, puis immergés totalement.

Les éprouvettes saturées d'eau seront exposées à une température de  $-10^{\circ}\text{C.}$  à  $-15^{\circ}\text{C.}$  La durée de l'exposition au froid sera de quatre heures.

Le dégel se fera dans une quantité fixe et déterminée d'eau distillée à la température de  $15^{\circ}\text{C.}$  à  $20^{\circ}\text{C.}$

*L'Instruction pour les épreuves de gélivité des pierres en Russie prescrit<sup>1</sup> :*

Dessiccation à  $30^{\circ}\text{C.}$

L'immersion partielle des cubes, sur 2 centimètres de hauteur, pendant 24 heures. Puis, l'immersion totale, jusqu'à saturation *suffisante* que l'on espère obtenir dans un délai de 5 à 7 jours.

1. Circulaire du 25 juin 1891.



Vingt-cinq gelées et dégels. Pour les gels on emploie une armoire frigorifique et le mélange de 3 parties de glace pilée et 1 partie de chlorure de calcium.

Au Laboratoire fédéral d'essai des matériaux à Zurich, on dessèche les éprouvettes jusqu'au poids constant; on les sature d'eau distillée sous une pompe pneumatique à mercure, on les immerge ensuite pendant 28 jours dans l'eau et on les introduit après dans l'armoire d'une machine frigorifique où elles restent le jour pendant 7 heures et la nuit pendant 13 ou 14 heures exposées à la température de  $-15^{\circ}\text{C.}$  à  $-20^{\circ}\text{C.}$

On dégèle ensuite les cubes dans de l'eau à  $+15^{\circ}\text{C.}$  et on répète vingt-cinq fois les alternatives de gel et dégel.

Au Laboratoire des Ponts et Chaussées à Paris, pour arriver rapidement à la *complète* saturation de l'eau des éprouvettes, on place chaque échantillon sur une soucoupe remplie d'eau sous la cloche d'une machine pneumatique. Lorsque le vide partiel est d'environ une demi-atmosphère, on fait tomber, dans l'intérieur de la cloche, de l'eau qui pénètre *immédiatement* dans les pores du cube et on obtient ainsi un résultat plus satisfaisant que par l'immersion, à l'air libre, prolongée pendant plusieurs jours.

Les éprouvettes, une fois saturées d'eau et pesées de nouveau, sont gelées dans une machine à glace, à un froid de  $-10^{\circ}\text{C.}$  à  $-15^{\circ}\text{C.}$  pendant 4 à 5 heures, puis exposées une demi-heure à l'air dans le laboratoire et plongées ensuite jusqu'au dégel complet dans de l'eau à la température de  $+15^{\circ}\text{C.}$  à  $+20^{\circ}\text{C.}$  On examine à la loupe chaque exemplaire pour reconnaître s'il s'est produit quelque fissure ou éclatement. Les pierres doivent supporter vingt-cinq alternatives de gel et dégel.

Les règles citées ci-dessus sont assez indéterminées. On ne dit pas quelle est la température la plus appropriée à une rapide et complète dessiccation des pierres.

Les éprouvettes doivent être essayées à la gelée à l'état de saturation d'eau, mais on ne dit pas quel doit être le degré de saturation, les moyens de l'obtenir et les causes qui exercent de l'influence sur la quantité totale d'eau absorbée.

On n'est pas encore fixé sur les moyens d'opérer la congélation et sur l'influence qu'ont sur les résultats les procédés de saturation d'eau, la durée des périodes de gel, le nombre de gelées, etc.

Autant de questions importantes à résoudre pour porter aux essais de gélivité la précision si nécessaire à l'uniformité des résultats, alliée à la plus grande rapidité d'exécution possible.

Si l'on suit indifféremment les méthodes ci-dessus exposées, sans fixer l'attention sur la valeur des détails d'exécution des épreuves, on risque d'arriver à des conclusions tout à fait contradictoires sur le degré de gélivité des pierres essayées.

Dans le but de déterminer l'influence que les détails d'exécution des épreuves de gélivité exercent sur le résultat final, nous avons entrepris une série d'essais dont nous rendons compte dans les pages suivantes.

Nous ferons, d'avance, une observation : le manque d'homogénéité des pierres de la même provenance et les défauts qu'elles contiennent font qu'il est très difficile de tirer des conclusions rigoureuses des épreuves de gélivité; mais on pourra déduire des faits généraux certaines règles qui, peut-être, seront de quelque intérêt pour l'unification des méthodes d'essai.

Dans le but de constater l'influence de toutes les causes qui concourent aux résultats des épreuves de gélivité, nous avons essayé des pierres très gélives, d'autres dont les caractères de gélivité sont moins saillants, et des pierres tenues comme inaltérables aux froids les plus intenses de notre climat.

On peut grouper dans la première classe les pierres sablonneuses calcarifères de *Sax* (Alicante) et d'*Archena* (Murcie); celles de *Monovar*, *Limorqui* et *Petrel* (Alicante) et les calcaires de *Redueña* et *Guadalix* (Madrid) appartiennent au deuxième groupe, et les calcaires de *Colmenar* et le granit dur des montagnes du *Guadarrama* (Madrid) sont inaltérables aux gelées.

Toutes ces pierres sont très employées à Madrid comme très propres à la bâtisse. Le

granit du Guadarrama, très quartzeux, à taille très difficile à cause de sa dureté, est principalement appliqué aux soubassements.

La pierre calcaire de Colmenar, quoique contenant des petites cavités remplies de matières terreuses, est très estimée à cause de sa résistance et de son inaltérabilité. Le beau palais royal de Madrid est bâti, en grande partie, en calcaire de Colmenar.

Les calcaires de *Redueña* et de *Guadalix*, les pierres de *Monovar*, *Petrel* et *Limorqui*, sont parfois employées pour les plinthes, corniches et les encadrements des baies.

Nous avons essayé aussi les pierres calcaires gélives de *Hurones*, *Hontoria* et *Carcedo* (Burgos) et le granit de *Monte-Faro* (Corogne-Galice). Si nous ne donnons dans la suite que quelques indications sur les expériences réalisées sur ces pierres, c'est pour abréger la lecture de ce rapport.

Le calcaire d'Hurones est un peu gélif, mais il peut être employé à couvert, comme on peut le voir à la belle cathédrale de Burgos. Le calcaire d'Hontoria est plus résistant aux gelées.

Le granit de *Monte-Faro* est d'aspect terreux, très abondant en feldspath et mica, facilement décomposable par les influences atmosphériques.

Toutes les éprouvettes essayées, tirées des divers blocs dont la date d'extraction de la carrière figure dans le tableau ci-joint, ont été parfaitement taillées de forme cubique de 7 centimètres d'arête, à 5 millimètres près. La grande régularité de la taille et l'uniformité des dimensions des cubes nous permettent de ne pas faire mention du poids spécifique, dans la suite, et nous nous bornerons à signaler le poids absolu de chaque exemplaire mesuré immédiatement après dessiccation.

PROVENANCE.		DATE DE L'EXTRACTION DU BLOC.	DÉSIGNATION.
MURCIE . . . . .	Archena . . . . .	1880	A. - a.
	Sax. . . . .	1890	S. - s.
ALICANTE . . . . .	Petrel. . . . .	1892	P. - p.
	Limorqui . . . . .	1897	L. - l.
	Monovar. . . . .	1899	M. - m.
	Redueña. . . . .	1899	R. - r.
MADRID . . . . .	Guadalix. . . . .	1899	G. - g.
	Colmenar . . . . .	1875	C. - c.
	Guadarrama . . . . .	1898	B. - b.
	Hurones. . . . .	1899	H. - h.
BURGOS . . . . .	Hontoria. . . . .	1899	HO. - ho.
	Carcedo. . . . .	1899	C'. - c'.
COROGNE . . . . .	Monte-Faro. . . . .	1899	F. - f.

#### DESSICCATION A L'ÉTUVE

D'après les instructions pour les essais de gélivité des pierres, les éprouvettes seront employées à l'état de dessiccation obtenue sous l'application d'une température de 30° C. prolongée jusqu'à ce que leur poids soit constant. C'est alors qu'on détermine le poids spécifique des pierres.

La durée du séchage des échantillons dépend de leur densité, de l'époque d'extraction de la carrière, de l'état hygrométrique de l'air et d'autres causes variables. Toutefois, nous croyons que la température de 30° C., préconisée jusqu'ici, est trop faible. La dessiccation traîne en longueur, malgré une application de chaleur non interrompue nuit et jour, et l'on risque de ne jamais arriver au complet séchage de la pierre si la graduation hygrométrique de l'air se maintient quelque peu élevée.

Nous avons employé pour la dessiccation une étuve Fremy, disposée pour recevoir trois lits de cubes. Elle était chauffée au gaz nuit et jour.

Pour des températures intérieures de 30°C. il arrivait, parfois, que les échantillons absorbaient l'humidité de l'atmosphère au lieu de perdre par évaporation l'eau contenue dans leurs pores, lorsque, pour activer le tirage et la dessiccation, on ouvrait les entrées d'air.

En général, nous avons desséché les échantillons à une température moyenne de 60°C. maintenue sans interruption. Les quelques essais de dessiccation à 30°C. que nous avons faits, et dont le tableau 1 donne un extrait, prouvent l'avantageuse application des températures de 60°C.

Les cubes *a.13* et *a.14* ont perdu respectivement 3<sup>gr</sup>,92 et 2<sup>gr</sup>,89 par 48 heures de séchage à 60°C. Pendant les 150 heures suivantes, à 30°C., il y a surcroît de 0<sup>gr</sup>,92 et 0<sup>gr</sup>,80, c'est-à-dire que les pierres ont absorbé de l'eau au lieu de l'évaporer; et finalement, après 235 heures de 30°C., le surcroît de poids est de 1<sup>gr</sup>,02 pour l'échantillon *a.13* et de 0<sup>gr</sup>,62 pour *a.14*.

Par contre, d'autres éprouvettes, *a.11* et *a.12*, du même poids que *a.13* et *a.14*, tirées du même bloc, ont été desséchées par exposition à 60°C. pendant 90 heures et ont perdu 6<sup>gr</sup>,5 et 5<sup>gr</sup>,9 d'eau.

Dans les cubes *A.13* et *A.16*, la dessiccation, commencée à 30°C., marche très lentement pendant 97 heures. Il suffit d'appliquer 60°C. de température pendant 13 heures pour obtenir une plus grande perte de poids.

Il y aurait lieu, par conséquent, de proposer la température de 60°C maintenue nuit et jour, dans le but d'obtenir une plus rapide et plus complète dessiccation, cette température ne produisant pas d'altération chimique ni mécanique dans les pierres.

L'opération du séchage doit se prolonger jusqu'à ce que le poids de l'éprouvette soit constant. Il faut observer, néanmoins, que le dessèchement complet est bien difficile. Il est un moment où les pierres perdent ou acquièrent de l'humidité d'après la température et l'état hygrométrique de l'air, même pendant le temps employé pour faire les pesées. Il faut donc s'arrêter à des différences de poids de 0<sup>gr</sup>,1.

## SATURATION D'EAU

### DIVERS PROCÉDÉS POUR OBTENIR LA SATURATION D'EAU DES PIERRES

Laissant de côté les causes qui compliquent le phénomène de la congélation des pierres, il faut admettre que la désorganisation de leur structure par la gelée — fentes, exfoliations — est due à la force d'expansion de l'eau contenue dans leurs pores au moment de sa transformation en glace. Les expériences que nous avons faites, et dont les résultats seront exposés dans la suite, confirment la justesse de cette conclusion.

On conçoit donc que la quantité d'eau absorbée par une pierre joue un rôle très important dans les expériences de gélivité. Puisque chaque centimètre cube d'eau produit, en se congelant, une certaine force de désagrégation, il est évident que plus la saturation sera complète, plus la dégradation s'accroîtra et plus les effets des gelées se montreront violemment.

Les éprouvettes doivent donc être essayées à la gelée à l'état de saturation d'eau, mais il faut savoir comment on doit entendre le mot *saturation* et il convient de connaître toutes les causes qui peuvent exercer de l'influence sur les phénomènes d'absorption d'eau.

On dit que l'on doit s'en tenir à une saturation suffisante constatée par des pesées successives peu différentes, mais cela peut conduire à des résultats tout à fait contradictoires.

Les deux procédés employés pour obtenir la saturation des pierres sont :

A. **Immersion à l'air libre**, prolongée pendant tout le temps nécessaire.

B. **Immersion par le vide**. — On place la pierre sous la cloche d'une machine pneu-

matique, sur une soucoupe remplie d'eau, ou tout simplement dans un vase. Après avoir obtenu un certain vide partiel, on fait tomber de l'eau dans la cloche à l'intérieur du vase qui contient la pierre jusqu'à sa complète immersion, et l'on maintient la dépression pendant un certain temps au bout duquel l'échantillon est totalement immergé, à l'air libre, dans de l'eau distillée.

#### A. — SATURATION PAR SIMPLE IMMERSION

Pour faciliter le dégagement de l'air qui remplit les vases capillaires de la pierre et, par conséquent, abréger l'absorption d'eau, il est recommandé d'immerger graduellement les échantillons.

On prescrit donc de plonger d'abord les cubes dans l'eau sur 2 centimètres seulement de hauteur et, au bout de quelque temps, de les immerger complètement. Dans certains laboratoires, la durée de l'immersion est de 24 heures; d'autres instructions ne fixent point le temps.

Pour les pierres poreuses, 24 heures d'immersion partielle sont suffisantes pour que l'action capillaire mouille complètement les cubes sur toutes les faces. C'est ce que nous avons constaté dans les pierres A.-a., H.-h., HO.-ho. et C'.-c'.

Les pierres S.-s., P.-p. et L.-l., ont exigé 50 à 70 heures; les M.-m., malgré une immersion partielle prolongée pendant plus de 12 jours, n'apparurent mouillées que sur 2 centimètres au-dessus du niveau de l'eau, et il fallut élever successivement ce niveau pour obtenir que l'action capillaire s'étendit à la face supérieure des échantillons.

Les pierres poreuses, par une immersion partielle, continue, de 2 centimètres, dans l'eau, s'en saturent de la même quantité qu'elles auraient absorbée si l'immersion partielle avait été suivie de l'immersion complète.

Le tableau 2 contient de nombreux exemples de ce fait. Nous avons comparé des pierres de la même nature et de poids à peu près égaux: les unes ont été immergées dans l'eau seulement sur 2 centimètres de leur hauteur pendant 50 jours; les autres furent introduites dans l'eau sur 2 centimètres de hauteur les deux premiers jours, et puis tout à fait plongées.

En général, il paraît avantageux de prolonger l'immersion partielle avant de plonger complètement les pierres. On pourrait premièrement immerger les échantillons sur 2 centimètres de hauteur pendant 2 à 4 jours, et puis élever le niveau d'eau successivement à 4 centimètres et 6 centimètres à des intervalles égaux de temps, lorsque par l'action capillaire sont humectées les faces des pierres jusqu'à ces hauteurs.

Si l'immersion partielle des pierres a lieu immédiatement après leur dessiccation, l'absorption est plus facile. Il convient donc de porter les pierres de l'étuve au bain d'eau.

De toutes façons, l'absorption d'eau par immersion graduelle à l'air libre, sans vide préalable, est par trop lente. Il est vrai que la plus grande quantité est absorbée dans les premiers jours; mais l'absorption continue pendant plusieurs semaines avec des accroissements qu'on ne peut pas dédaigner, vu l'effet produit dans les gelées par un très petit surcroît d'eau absorbée par les pierres.

Il y a des échantillons tels que s. 9 (tab. 2), qui absorbent plus de 3 grammes d'eau pendant l'intervalle de 30 à 50 jours.

**Influence de la densité.** — Les éprouvettes tirées du même bloc possèdent des densités très différentes. Parmi les pierres M.-m., par exemple (tab. 10), nous trouvons le cube M. 13 de 672<sup>gr</sup>,72 et le m. 8 de 835<sup>gr</sup>,50, c'est-à-dire des densités de 1 : 1,23.

Les échantillons l. 4 et L. 8 (tab. 9) pèsent respectivement 727<sup>gr</sup>,50 et 858<sup>gr</sup>,90. On trouve aussi des différences très grandes dans les pierres P.-p., S.-s., etc. (tab. 7 à 13).

Sous le rapport des propriétés d'absorption de l'eau on peut dire, en général, que dans les cubes tirés du même banc, ayant le même volume, le pouvoir d'absorption est l'inverse de la densité pour les éprouvettes qui ont été saturées par le même procédé.

Les tableaux 7 à 13 nous offrent de nombreux exemples qui prouvent que plus la densité d'un échantillon est grande, plus la quantité d'eau absorbée est petite. Certes, il y a des

anomalies qui tiennent au manque d'homogénéité des pierres; mais le fait général est bien marqué, surtout pour les échantillons dont les poids sont les plus différents.

Les échantillons *L. 1* (727<sup>gr</sup>,5) et *L. 2* (760<sup>gr</sup>,9) ont absorbé pendant 50 jours 49<sup>gr</sup>,90 et 49<sup>gr</sup>,80 d'eau, tandis que *L. 9* (834<sup>gr</sup>,0) et *L. 10* (858<sup>gr</sup>,7), dans le même délai, n'ont acquis que 24<sup>gr</sup>,8 et 21 grammes respectivement (tab. 9).

Pour *r. 1* (756<sup>gr</sup>,10), l'absorption est de 70 grammes dans 40 jours; et seulement de 52<sup>gr</sup>,56 pour *r. 9* dans le même délai. Il en est de même pour les pierres *m.*, *p.*, *c.*, etc. (tab. 10, 11, etc.).

L'influence de la densité est aussi vraie pour les échantillons saturés par le vide. C'est pourquoi, dans la suite, lorsque nous aurons à comparer les résultats des expériences de saturation et de congélation réalisées sur des pierres de la même provenance, la comparaison portera sur des cubes de 7 centimètres d'arête, de poids de dessiccation égaux ou très rapprochés.

Le point de départ pour la détermination de l'eau d'absorption est toujours le poids de dessiccation.

#### B. — SATURATION PAR LE VIDE

Nous avons placé les éprouvettes, préalablement desséchées à l'étuve, sous la cloche d'une machine pneumatique Bianchi. Après y avoir obtenu un vide de 60 millimètres, maintenu pendant 15 minutes, on a fait tomber de l'eau distillée dans la cloche jusqu'à l'immersion complète du cube. On a prolongé pendant 15 minutes la même dépression de 60 millimètres pour faciliter l'introduction de l'eau dans les pores de l'échantillon, ce qu'on pouvait reconnaître à la vue de nombreuses bulles d'air, délogées des vases capillaires de la pierre, qui venaient éclater à la surface du liquide produisant une sorte d'effervescence. Au bout de ce temps, la pierre passait de la cloche pneumatique à une cuvette pleine d'eau distillée et y restait complètement immergée un certain nombre de jours.

Sous la cloche, les pierres peuvent être placées sur une soucoupe remplie d'eau ou bien à sec dans l'intérieur d'un vase métallique, avant l'aspersion.

D'après nos expériences, il serait indifférent de suivre l'un ou l'autre de ces deux procédés; la saturation obtenue par l'aspersion et l'immersion ultérieure serait à peu près la même dans les deux cas.

De même que dans la saturation par simple immersion à l'air libre, la quantité d'eau absorbée par les éprouvettes de la même nature et de poids et de volume égaux, lorsqu'on les sature par le vide, est plus grande pour les plus petites densités (tab. 7 à 13).

La différence peut être très considérable : *M. 1* (691<sup>gr</sup>,12), par exemple, absorbe 91 grammes d'eau, et *M. 12* (846<sup>gr</sup>,30) seulement 35<sup>gr</sup>,20, c'est-à-dire le tiers à peu près (tab. 10).

Nous insistons sur le besoin, déjà exprimé, de comparer les résultats de la saturation et de la congélation sur des pierres de nature et de densité égales.

Les pierres, lorsque, à leur sortie de l'étuve de desséchement, elles sont placées immédiatement sous la cloche de la machine pneumatique et immergées par aspersion, donnent lieu à une grande effervescence qui a les caractères d'une vraie ébullition pour les pierres poreuses d'un grand pouvoir d'absorption. Dans les cubes qui, après desséchement dans l'étuve, ont été exposés à l'air libre quelques jours avant leur saturation sous la cloche pneumatique, l'effervescence est plus petite, ce qui peut indiquer une moindre imbibition d'eau.

Dans les pierres plus denses, le dégagement des bulles d'air sous la cloche continue pendant longtemps. Il convient donc de prolonger la durée du vide et de l'immersion sous la cloche pour obtenir une plus grande saturation. Le degré de vide obtenu sous la cloche doit aussi contribuer à la saturation; pour une plus grande dépression, l'imbibition des pierres doit être plus rapide.

En général, la durée du vide a une remarquable influence sur la quantité totale d'eau absorbée par les pierres. Les quelques cas que nous avons pu expérimenter semblent le prouver, comme on peut le voir par les résultats des essais inscrits dans le tableau 5.

Nous avons essayé des paires de cubes de poids égaux, ou presque égaux. Un des échantillons de chaque groupe a été exposé à 10 minutes de vide et saturation sous la cloche

pneumatique, et l'autre à 60 minutes. Tous les deux ont été immédiatement immergés et pesés les 2<sup>e</sup>, 6<sup>e</sup>, 12<sup>e</sup> et 30<sup>e</sup> jours après.

Le vide de 60 minutes produit une plus grande absorption d'eau. L. 15, de 10 minutes de vide, a pris 44<sup>gr</sup>,68 d'eau après 12 jours d'immersion, et L. 16 absorbe 57<sup>gr</sup>,20 dans le même délai, c'est-à-dire 12<sup>gr</sup>,52 de plus. L. 2 (782<sup>gr</sup>,7) (tab. 9), avec 30 minutes de vide et 30 jours d'immersion, absorba 53<sup>gr</sup>,20; et L. 4 (782<sup>gr</sup>,0), saturée par simple immersion, 47<sup>gr</sup>,10 seulement.

Le tableau 3 présente une seule exception à la règle. La pierre P. 17 absorbe une quantité moindre que P. 15 malgré la plus grande durée du vide.

L'application du vide à la saturation, déjà faite par M. Vaudoyer et en usage aujourd'hui aux laboratoires des Ponts et Chaussées de Paris, de Zurich, du génie militaire à Madrid, etc., a pour but d'abrèger le résultat.

Pour les pierres poreuses, la saturation est presque immédiate; mais d'autres, dont le pouvoir d'absorption d'eau n'est pas si grand, ont besoin d'une immersion complémentaire prolongée plusieurs jours.

On voit, au tableau 4, que les pierres S. seaturent complètement d'eau sous la cloche, et l'on peut dire presque la même chose des pierres R. Les L. exigent 6 jours, mais la presque totalité de l'eau pénètre dans les 2 premiers jours d'immersion, et surtout dans les premières heures<sup>1</sup>.

Les exemplaires C. 1 à C. 7 ont exigé 30 jours pour la complète saturation. Les M. 7 à M. 12, de 6 à 12 jours, absorbaient jusqu'à 4<sup>gr</sup>,90 d'eau; et si les échantillons M. 1 et M. 19 à M. 21 s'en sont saturés plus vite, c'est qu'ils ont une plus petite densité.

Le temps nécessaire pour la saturation par le vide est donc variable avec la nature des pierres, leur densité et l'exposition sous la cloche. Dans la plupart des cas le vide de 30 minutes et 60 millimètres, suivi de 6 jours d'immersion, produit une saturation suffisante; mais il faut constater par des pesées répétées que les accroissements d'eau dans les derniers jours d'immersion sont 1 % insignifiants.

D'autres pierres exigent jusqu'à 30 jours d'immersion.

Ce n'est pas seulement une grande rapidité de saturation qu'on obtient quand on soumet les pierres au vide avant l'immersion. La quantité totale d'eau dont elles s'imbibent est plus grande que lorsqu'on emploie le procédé de simple immersion graduelle.

La différence, plus sensible dans les premiers jours d'immersion, lorsqu'on compare les deux méthodes de saturation appliquées à des cubes d'égal poids et de la même provenance, persiste les jours suivants et ne disparaît point, ou bien il faudrait continuer l'immersion pendant plusieurs mois, des années peut-être, pour annuler ou même diminuer sensiblement le surcroît d'eau absorbée dès les premiers instants par les échantillons soumis au vide.

Les tableaux 7 à 13 nous présentent de nombreux exemples à l'appui de cette conclusion.

Le surcroît peut être jusqu'à 30 à 50 % de l'eau totale (voir L. 8 et L. 10; L. 4 et L. 6; L. 2 et L. 4. tab. 9). En général, il est assez grand (R. 7 - r. 8; R. 8 - r. 9, etc., du tableau 12; P. 5 - p. 2, tab. 11, etc.), mais il est moins marqué pour les pierres très poreuses (pierres S. et A., tab. 7 et 13).

Il semble que les échantillons M. 6 à M. 11 (tab. 10) constituent une exception de la règle; mais c'est qu'ils ont été immergés 12 jours seulement après le vide, et ils demandaient une immersion plus prolongée. Par contre, les éprouvettes M. 1 à M. 5, de même que M. 19 à M. 21 (tab. 4) moins denses, qui n'ont pas besoin de longue immersion après vide, rentrent dans la règle générale.

Pour les granits, on n'observe point de différence dans le poids d'eau absorbée par les deux procédés. Sans doute le vide, si grand qu'il soit, n'exerce aucune action sur l'intérieur de la pierre (voir tab. 8).

1. P. 15 (744<sup>gr</sup>,04), exposée à un vide de 30 minutes et 60 millimètres, absorba 37<sup>gr</sup>,05 sous la cloche et 37<sup>gr</sup>,71 pendant les 4 premières heures d'immersion.

P. 12 (747<sup>gr</sup>,19), dans de semblables circonstances, a absorbé 45<sup>gr</sup>,80 sous la cloche et 26<sup>gr</sup>,11 après 1 jour d'immersion.

Ci-joint les résultats d'autres essais avec calcaires durs de *Colmenar*.

Désignation . . . . .	CUBES DE 7 cm D'ARÊTE. VOLUME = 343 cm <sup>3</sup> .		CUBES DE 8 cm D'ARÊTE. VOLUME = 512 cm <sup>3</sup> .	
	C. 9.	c. 9.	C. 10.	c. 10.
Procédé de saturation . . . . .	Vide de 60 mm. et immersion.	Simple immersion.	Vide de 60 mm. et immersion.	Simple immersion.
Poids de dessiccation . . . Grammes.	873,25	865,14	1295,23	1301,58
<b>Eau absorbée.</b>				
De 0 à 30 jours . . . . .	16,95	10,16	18,89	12,97
— 30 à 60 — . . . . .	0,75	1,74	0,36	2,10
— 60 à 90 — . . . . .	0,00	0,75	0,32	0,14
— 90 à 120 — . . . . .	0,15	0,35	0,20	0,25
Eau totale . . . . .	17,85	13,00	19,77	15,46
Différences . . . . .	4,85		4,31	

Dans le but d'écarter tout doute sur ce point si intéressant, nous avons appliqué à une même éprouvette les deux procédés de saturation. Les résultats obtenus sont exposés au tableau 5 et ne laissent rien à désirer.

Le cube *r. 3*, par exemple, s'imbibe de 56<sup>gr</sup>,20 d'eau par immersion simple, prolongée pendant 50 jours. Exposé à l'air libre pour lui faire perdre presque la totalité de l'eau, puis saturé sous la cloche pneumatique pendant 10 minutes à une dépression de 60 millimètres, et immergé 12 jours, il a absorbé 72<sup>gr</sup>,62 comptés sur le poids de dessiccation. C'est à peu près la quantité d'eau absorbée par l'exemplaire *R. 3*, similaire en poids de dessiccation et saturé par le vide. La différence d'eau, pour l'échantillon *r. 3*, monte à 16<sup>gr</sup>,42.

Les cubes *l. 1*, *l. 2*, *l. 3*, *l. 5*, *r. 9*, et *r. 11*, accusent des résultats semblables.

Il y a lieu, par conséquent, d'affirmer que la saturation par le vide produit une absorption d'eau beaucoup plus grande que la saturation par simple immersion, prolongée longtemps, excepté pour les granits et les pierres de compacité similaire.

## CONGÉLATION

Le procédé de M. Brard, pour constater la gélivité des pierres, fut rejeté dès que M. Vicat observa au pont de Borrèze que les essais par le sulfate de soude ne prouvent rien de certain.

M. Brard, même, recommanda l'application du froid produit artificiellement. M. Héricart de Thury proposa l'emploi d'un mélange réfrigérant composé de glace pilée et de chlorure de sodium, et ce procédé fut suivi par M. Blümcke et divers laboratoires d'essai des matériaux.

L'emploi d'une machine frigorifique est plus rationnel et se généralise de plus en plus. Nous avons employé une machine Douane, au chlorure de méthyle. Les éprouvettes étaient placées à l'intérieur des *mouleurs à glace*, vases cylindriques ou chambres à air du frigorifère dont les surfaces extérieures sont baignées constamment par la *saumure* ou solution de chlorure de calcium, incongelable aux basses températures que fournit l'évaporation du chlorure de méthyle. On faisait descendre la température jusqu'à — 15° C. à midi. A 6 heures du soir, la température était de — 12° C.; on faisait marcher de nouveau la machine pour rétablir la température de — 15° C. Le lendemain, à 8 heures du matin, le thermomètre accusait — 7° C.; on passait alors les éprouvettes de la chambre à air du frigorifère aux vases remplis d'eau distillée à + 15° C. pour le dégel, et elles y restaient pendant 3 heures.

Chaque gelée comprenait donc 20 heures d'exposition à l'air froid dans les vases du frigorifère dont 13 à 14 heures à températures de — 10° à — 15°, et le reste de — 10° à — 7°. Le dégel durait 3 heures; et cette durée est nécessaire pour que les résultats de la gelée

aient lieu de se manifester, et pour que les éprouvettes acquièrent de nouveau par immersion la petite quantité d'eau perdue par évaporation pendant leur séjour à l'intérieur des chambres à air du frigorifère.

En effet, l'évaporation subsiste même à de si basses températures, et c'est à cette cause qu'on doit attribuer la plus grande partie de la glace qui se forme à l'intérieur des vases du frigorifère, et qui tapisse les surfaces cylindriques et les fonds.

#### INFLUENCE DU PROCÉDÉ DE SATURATION DANS LES EFFETS DE LA CONGÉLATION

Le procédé suivi pour la saturation des pierres exerce une grande influence sur les résultats de la congélation des pierres gélives, de telle sorte que des éprouvettes qui résistent à 25 gelées sont fendues ou effeuillées lorsqu'on les sature d'une autre manière.

Dans le but de fixer le procédé le plus rationnel, puisque, en suivant l'un ou l'autre, on peut arriver à des résultats si différents, nous avons exposé aux alternatives de gel et dégel des échantillons de la même nature et d'égales dimensions, cubes de 7 centimètres d'arête, les uns saturés par simple immersion prolongée pendant 50 jours, et les autres saturés par le vide suivi d'immersion.

Les tableaux 7 à 13 contiennent les résultats de ces expériences, qu'on peut résumer de la manière suivante :

Les dégradations produites par la congélation sont plus violentes pour les pierres saturées d'eau par le vide. Dans les pierres saturées par simple immersion un certain nombre échappe à la destruction (voir les échantillons *s.* 3, *s.* 5 et *s.* 7, tab. 13 et les *r.* 4, *r.* 6, *r.* 7 et *r.* 8, tab. 12). Il est arrivé, même, pour les pierres *l.* (tab. 9) qu'aucune n'a été attaquée par les 25 gelées, tandis que ses similaires *L* saturées par le vide se sont, toutes, fendues ou effeuillées. En outre, les dégradations, lorsqu'il y en a, sont plus superficielles; les petites exfoliations prédominent, les fentes sont moins nombreuses, plus fines et moins profondes.

Dans les pierres saturées par le vide les exfoliations sont plus grandes, les fentes prédominent pour les pierres dont le degré de gélivité est moindre. Les pierres très gélives sont rapidement détruites, quel que soit le procédé de saturation (pierres *A.* - *a*, tab. 7).

Il paraît que ces effets si différents sont dus à la quantité d'eau absorbée. Nous n'oublions pas de faire la comparaison sur des pierres de densité à peu près égale.

Les pierres saturées par le vide ont absorbé une plus grande quantité d'eau, qui a pénétré plus à l'intérieur de la masse. Les éléments de destruction sont plus nombreux et plus profonds.

Dans les pierres soumises à simple immersion, l'imbibition d'eau, et, par cela, les effets de la congélation sont plus superficiels.

Les pierres *M.* 9 à *M.* 11 (tab. 10), qui pourraient être considérées comme des exceptions à la règle, ne font que la confirmer. Si elles ont résisté aux 25 gels et dégels, c'est que, faute d'eau par insuffisance de durée d'immersion, elles se sont comportées de la même manière que les échantillons *m.* 4 à *m.* 7 imbibés par simple immersion.

Par contre, *M.* 2 reste inaltérable à la 1<sup>re</sup> gelée, parce qu'elle n'a absorbé que 54<sup>gr</sup>,4 d'eau<sup>1</sup>; mais dans les dégels suivants l'absorption est montée jusqu'à 97<sup>gr</sup>,31, et elle se fend à la 4<sup>e</sup> gelée.

Nous reviendrons sur cette importante question, mais il faut, préalablement, dire quelques mots d'un autre procédé de congélation qu'on peut appliquer avantageusement avec la machine Douane.

Lorsqu'on dispose d'une machine frigorifique du type de la machine Douane, au chlorure de méthyle, les éprouvettes peuvent être placées dans les vases refroidis par le contact extérieur de la saumure de chlorure de calcium, ou bien immergées dans cette saumure. Dans le premier cas la congélation est due au contact de l'air froid et dans l'autre au contact de la solution de chlorure de calcium.

1. Pour arriver à ce résultat, on a soumis la pierre sous la cloche à vide de 10 minutes et aspersion et, sans l'immerger après en dehors de la cloche, on l'a portée au frigorifère. Pendant l'immersion du premier dégel, elle a eu un surcroît d'eau absorbée de 42<sup>gr</sup>,91, soit un total de 97<sup>gr</sup>,31 et elle a été exposée à une deuxième gelée dans la chambre à air de la machine à froid. Le deuxième et le troisième dégel n'ont point produit d'augmentation d'eau.



La congélation de l'eau contenue dans les pores des pierres est plus facile par l'immersion dans la saumure que par le contact de l'air froid des vases, bien que le thermomètre accuse la même température pour le chlorure de calcium et les chambres à air du frigorifère.

Si les pierres sont immergées dans la saumure, le froid pénètre rapidement dans l'intérieur de l'échantillon, et la pierre se fend à la première gelée si elle est gélive, et si la saturation d'eau est suffisante.

Les tableaux 6 à 13 contiennent les résultats des expériences que nous avons réalisées sur ce sujet.

Les effets des gelées par immersion dans la saumure sont plus destructeurs et se signalent par des grandes fentes, quelquefois par la rupture complète de l'éprouvette.

Des pierres saturées par le vide, qui ont résisté à plusieurs gelées, ont été détruites à la première gelée dans la saumure. (R. 2 et R. 6, tab. 12, et d'autres.)

On pourrait croire que ce n'est pas seulement de la formation de la glace dans l'intérieur des pierres, mais aussi de la différente contraction éprouvée par les parties extérieures et la partie centrale que dépendent les rapides effets de la gelée par la saumure. On pourrait aussi se demander si le chlorure de calcium exerce quelque action chimique favorable à la congélation de l'eau. Mais les expériences prouvent que les fentes et la rupture des pierres sont dues seulement à la congélation de l'eau qui remplit les pores.

(a.) Des pierres gélives ont été saturées de chlorure de calcium incongelable à  $-20^{\circ}\text{C}$ ; les unes par immersion prolongée, les autres par le vide. Exposées à la gelée par immersion dans la saumure, aucune n'a présenté le plus petit éclat, ni la plus petite fente.

(b.) D'autres échantillons, bien desséchés à l'étuve, ont été immergés dans la saumure sans absorption préalable d'eau. Ils sont restés inaltérables.

(c.) La pierre *l. 2* (tab. 6), avec  $49^{\text{gr}},8$  d'eau absorbée par simple immersion, reste inaltérable par la première gelée dans la saumure. Desséchée et saturée par le vide, elle se fend à la 1<sup>re</sup> gelée avec  $54^{\text{gr}},90$  d'eau d'imbibition. Le tableau 6 présente plusieurs autres exemples.

(d.) Des pierres non gélives *B. 1 - b. 1*, *C. 1 - c. 1*, *C. 8 - c. 8* (granit du Guadarrama et calcaire dur de Colmenar) ont parfaitement résisté aux gelées dans la saumure. (tab. 8.)

La congélation par immersion dans la saumure est donc un très rapide et puissant moyen d'investigation pour les études de la gélivité des pierres.

Il faut, seulement, lorsque la première gelée ne donne aucun résultat, laver à grande eau la pierre, et la maintenir immergée pendant 6 à 8 jours, afin d'éliminer toute trace de la saumure qui aurait adhéré à la surface ou pénétré dans la pierre; parce qu'il faut se souvenir que le chlorure de calcium est incongelable aux basses températures produites dans la machine, et si les échantillons s'en saturent, ils deviendront inaltérables au froid.

La rapidité du nouveau procédé de congélation, par la saumure refroidie, nous a permis de multiplier les expériences qui prouvent que la quantité d'eau absorbée par les pierres, en relation avec leur densité, est la seule cause des destructions opérées par les gelées. (Voir tab. 6.)

La pierre *m. 1* saturée par simple immersion se fend à la première gelée, parce que la quantité d'eau absorbée ( $64^{\text{gr}},15$ ) est suffisante, d'après son poids ( $684^{\text{gr}},20$ ), pour produire cet effet. Il en est de même pour la pierre *L. 2* saturée par le vide avec  $51^{\text{gr}},2$  et fendue à la première gelée. Par contre, l'échantillon *l. 5*, du même poids à peu près que *L. 2*, n'absorbe que  $39^{\text{gr}},8$  par simple immersion de 50 jours, et reste inaltérable à la gelée; on le dessèche et l'imbibe de  $33^{\text{gr}},24$  d'eau sous la cloche pneumatique et la gelée ne produit aucun effet; c'est que, dans les deux cas, les quantités d'eau absorbées sont par trop petites. Mais dégelé, lavé fortement et immergé pendant 6 jours pour faire disparaître toute trace de saumure, il acquiert un surcroît de  $13^{\text{gr}},35$  d'eau, c'est-à-dire un total de  $46^{\text{gr}},59$ , et alors la gelée produit des fentes.

Le cube *L. 9*, de même poids que *l. 5*, a la même histoire. Exposé sous la cloche pneumatique pendant 30 minutes sans immersion ultérieure il ne prend que  $6^{\text{gr}},07$  d'eau, et la gelée

ne produit aucune altération. Mais après dégel et lavages il absorbe 44<sup>gr</sup>,81, soit un total de 50<sup>gr</sup>,7 et à la 2<sup>e</sup> gelée la pierre se fend.

De semblables résultats nous présentent les cubes P. 11, P. 12, P. 13, M. 13 et M. 14. Par des aspersions sous la cloche, non suivies d'immersion, on les imbibe d'une quantité d'eau inférieure à celle qu'ils peuvent absorber par le procédé du vide. Portés immédiatement à la saumure, ils résistent à la première gelée; mais, après les dégels et lavages, ils absorbent une plus grande quantité d'eau, et les gels successifs produisent leur destruction.

Si le surcroît d'eau absorbée pendant les dégels est inférieur à la quantité nécessaire d'après le poids de la pierre, elle reste inaltérable. Le cube r. 3, qui a résisté à la gelée après avoir absorbé 56<sup>gr</sup>,20 d'eau par 50 jours de simple immersion, résiste également aux gelées après saturation par le vide, c'est qu'il n'a pu s'imbiber que de 54<sup>gr</sup>,47, et ses similaires en poids (R. 2 et R. 5, tab. 12) ont eu besoin d'absorber 75<sup>gr</sup>,57 et 67<sup>gr</sup>,68 pour se fendre.

Le vide n'a d'autre influence que de faire absorber aux pierres une quantité d'eau plus grande que la simple immersion. L'éprouvette L. 10 (783<sup>gr</sup>,94) s'imbibe de 54<sup>gr</sup>,35 d'eau sous la cloche pneumatique (30 minutes et 60 millimètres) et immersion de 6 jours; exposée à l'air extérieur, elle perd 18<sup>gr</sup>,80 par évaporation, il lui reste donc 35<sup>gr</sup>,55, et gelée dans la saumure elle résiste parfaitement. Dégelée et lavée, elle absorbe de nouveau jusqu'à 52<sup>gr</sup>,26, et alors se fend par une 2<sup>e</sup> gelée. L. 9 (786<sup>gr</sup>,10) s'était fendu avec 50<sup>gr</sup>,70 d'eau.

Ce n'est pas la quantité totale d'eau absorbée qui produit la dégradation des pierres par la gelée, mais la quantité en relation avec la densité de l'échantillon.

M. 12 (846<sup>gr</sup>,30) et m. 8 (835<sup>gr</sup>,50) (tab. 10) se fendent à la première gelée avec 35<sup>gr</sup>,20 et 31<sup>gr</sup>,40 d'eau, tandis qu'un autre échantillon tiré du même bloc, M. 13 (676<sup>gr</sup>,72), reste inaltérable avec 47<sup>gr</sup>,22 et a besoin, pour se fendre, d'absorber 87<sup>gr</sup>,78 (tab. 6). L. 7 et l. 2, et d'autres éprouvettes des tableaux 7 à 13 confirment la règle.

Il est donc permis de déduire des résultats cités ci-dessus les suivantes conclusions :

Les dégradations produites par la congélation ont pour seule cause la force d'expansion de l'eau contenue dans les pores des pierres, au moment de sa transformation en glace. Pour se manifester, il faut qu'elles aient absorbé une certaine quantité *minimum* d'eau, variable avec leur densité; et plus la saturation d'eau sera complète, plus visibles seront les marques de destruction par la gelée. Des petits surcroîts d'eau déterminent, parfois, la dégradation des échantillons.

Si l'action des gelées est plus forte pour les pierres saturées par le vide, c'est seulement par la plus grande quantité d'eau qu'elles absorbent par ce procédé; et tout ce qui contribuera à une plus complète saturation déterminera des manifestations de gélivité plus violentes.

#### D'AUTRES CIRCONSTANCES QUI EXERCENT DE L'INFLUENCE DANS LES RÉSULTATS DE LA CONGÉLATION

On peut geler les éprouvettes brusquement ou graduellement; dans le premier cas les échantillons sont placés dans le frigorifère, lorsque le thermomètre marque — 10°C. à — 15°C.; dans le deuxième cas on les introduit dans les vases de la machine à froid avant son fonctionnement et on la fait marcher jusqu'à obtenir — 15°C.

Il paraît que le refroidissement graduel cause de plus grandes dégradations que l'application brusque du froid; celle-ci produirait la formation subite d'une couche très mince de glace qui protégerait l'intérieur de la pierre contre la congélation; mais les résultats que nous avons obtenus ne sont pas assez concluants.

Nonobstant, nous croyons préférable, pour l'exactitude des résultats, de faire usage de l'application graduelle du froid, laquelle, quoique plus lente pour l'opérateur, est plus en harmonie avec la réalité. Les machines à froid permettent d'obtenir la descente graduelle de la température dans le frigorifère.

Comme l'on maintient le vide pendant le temps d'immersion de l'éprouvette sous la cloche pneumatique, on risque de purger d'air les premières quantités d'eau qui pénètrent dans les pores des pierres, et d'abaisser, par conséquent, le point de solidification du liquide.

Si l'on ajoute au phénomène de surfusion la difficulté de geler l'eau lorsqu'elle remplit des vases capillaires, on peut conclure que, pour assurer la complète congélation de tout le liquide qui sature l'éprouvette, il faut que la durée de chaque gelée soit suffisamment prolongée.

La période de quatre heures, assignée jusqu'ici, serait probablement trop courte lorsque le refroidissement des échantillons a lieu par contact de l'air du frigorifère, et il conviendrait de la porter au double ou au triple. Si la congélation se fait par immersion de la pierre dans la saumure de la machine Douane, 6 heures de gelée à  $-15^{\circ}\text{C.}$  sont suffisantes.

Dès qu'il est reconnu que la force d'expansion de l'eau, lorsqu'elle se transforme en glace, est la cause de la dégradation des pierres, il devient évident que, plus son action sera répétée souvent dans un temps donné, plus le mal s'accroîtra.

On pourrait demander si l'inaltérabilité des éprouvettes pendant les alternatives de gel et dégel répétées vingt-cinq fois est une garantie absolue. Il faut multiplier les expériences sur un assez grand nombre de pierres gélives pour avoir une certitude absolue du fait. Mais, d'un autre côté, en tenant compte des essais que nous avons faits, il est permis d'affirmer qu'on ne doit point diminuer le nombre de vingt-cinq congélations employées jusqu'ici. La pierre M. 8 (tab. 10) s'est fendue à la 24<sup>e</sup> gelée.

#### PERTES D'EAU PAR ÉVAPORATION

Dans les pierres saturées d'eau, les pertes d'humidité par évaporation sont, souvent, rapides et considérables, même à de basses températures. Il y a longtemps que M. Minard fit observer que les pierres peuvent perdre de l'eau par évaporation à températures de  $-10^{\circ}\text{C.}$  et  $-12^{\circ}\text{C.}$ , et nous avons constaté ce fait, mesurant à différents intervalles les pertes en poids des échantillons saturés d'eau exposés à la congélation dans les chambres à air du frigorifère.

Les pertes d'eau par évaporation, lorsque les pierres sont exposées à l'air extérieur, sont plus grandes, dépendantes toujours de la température et de l'état hygrométrique de l'atmosphère. Pour déterminer la rapidité et la valeur de ces pertes, nous avons exposé à l'air extérieur, pendant quelques jours du mois de mars, des éprouvettes saturées d'eau (voir tab. 14).

Les pierres c. 2, c. 4 perdent dans un jour plus de la moitié de l'eau de saturation; r. 4 et r. 8 le 80 % à peu près.

Il est vrai que le phénomène ne se produit pas toujours dans les mêmes délais ni avec la même progression, et que les conditions atmosphériques étaient favorables à l'évaporation de l'eau des éprouvettes soumises à l'expérience; mais on en peut déduire la facilité avec laquelle les pierres perdent, par leur exposition à l'air extérieur pendant quelques heures, une partie très considérable de l'eau qu'elles ont emmagasinée.

## CONCLUSIONS

Des expériences citées ci-dessus, on peut tirer les conclusions suivantes :

1. Il n'est pas indifférent pour le résultat des essais de géativité d'employer la méthode de saturation par simple immersion ou celle du vide. Par le premier procédé, seraient déclarées comme résistantes à la gelée des pierres qui auraient été réputées géalives si on les avait soumises à la saturation par le vide (voir pierres L — I, tab. 9). L'unification des résultats des essais exige donc qu'on fixe le procédé de saturation et tous les détails qui pourraient influencer la quantité d'eau absorbée par les pierres et les effets de la congélation, tels que la dépression sous la cloche pneumatique, durée de cette dépression et de l'immersion, le nombre et la durée des gelées, intensité du froid, application graduelle ou brusque des basses températures, etc.

Si l'on admet qu'une pierre est géalive quand sa résistance à la traction est moindre que la force d'expansion de l'eau qui remplit tous ses pores au moment de sa transformation en glace, il faudra que les éprouvettes soumises aux expériences de géativité en soient aussi complètement saturées que possible, et que tous les détails opératoires de la gelée soient dirigés de façon à assurer la parfaite congélation de toute l'eau absorbée par les pierres, même celles qui contiennent les plus profonds des vases capillaires. Dans telle hypothèse, on pourrait régler les essais de géativité comme il suit :

a. Dessiccation des éprouvettes à l'étuve, à 60° C., sans interruption, jusqu'à poids constant à 0<sup>re</sup>,1 près, constaté par deux pesées successives.

b. Saturation par le vide. L'éprouvette, sortie directement de l'étuve, sera exposée sous la cloche pneumatique pendant 30 minutes à 60 millimètres de vide; on y introduira de l'eau distillée jusqu'à l'immersion de la pierre et on maintiendra la même dépression pendant 30 autres minutes. Immédiatement après, l'éprouvette sera immergée dans l'eau distillée hors de la cloche et cette immersion sera prolongée jusqu'à poids constant à 0<sup>re</sup>,1 près, constaté par des pesées successives, à des intervalles de six jours.

c. Si l'on peut disposer d'une machine frigorifique, l'application du froid sera graduelle, et à cet effet on introduira les pierres dans le frigorifère lorsqu'il sera à une température un peu supérieure à 0°, et on fera fonctionner la machine jusqu'à ce qu'on obtienne de — 10° C. à — 15° C. La température sera maintenue dans ces limites pendant douze heures.

Pour les dégels, les pierres sorties du frigorifère seront exposées à l'air de la chambre une demi-heure, et puis immergées dans de l'eau distillée à + 15° C. pendant deux à trois heures.

Chaque exemplaire sera soumis à vingt-cinq alternatives de gel et de dégel.

2. On peut se demander si les essais opérés d'après les règles précédentes ne sont pas trop forts.

Comme on vient de le voir, les plus violentes manifestations de la géativité des pierres sont dues à la plus grande quantité d'eau qu'elles puissent absorber. On sait que la saturation par le vide produit des absorptions d'eau beaucoup plus considérables que la simple immersion prolongée pendant des mois. Remarquons encore qu'il suffit d'un jour d'exposition à l'air extérieur pour que les pierres perdent par évaporation une grande partie de l'eau dont elles sont imbibées.

Tout porte donc à croire que les pierres engagées dans les murs ou dans les voûtes, les corniches, plinthes et d'autres éléments de construction, ne pouvant absorber de l'eau que par une partie de leur surface, et étant exposés en plus à de continuelles pertes par évaporation, contiendront moins d'eau que les éprouvettes qui sont immergées pendant longtemps, et beaucoup moins que les échantillons saturés au moyen de la cloche pneumatique; et l'action de la gelée, bien qu'elle soit répétée un plus grand nombre de fois, sera moins intense.

Par contre, dans les constructions hydrauliques, barrages, bajoyers des écluses, piles et

culées des ponts, etc., les pierres placées au niveau de l'eau, constamment baignées par le liquide et en contact avec l'air, se trouvent dans des circonstances aussi défavorables que les échantillons soumis aux épreuves de gélivité, puisque l'immersion prolongée indéfiniment déterminera une absorption d'eau similaire à celle que produit la machine pneumatique.

Il serait donc utile d'adopter une *échelle de gélivité* qui permettrait de ne pas rejeter absolument des pierres qui, possédant une relative résistance à la gélivité, pourraient être employées dans certains cas de constructions, bien qu'elles soient réputées gélives par les essais exécutés d'après les règles citées ci-dessus.

3. Les détails opératoires des essais de gélivité sont trop lents, et il serait utile de les abréger. Si l'on dispose d'une machine frigorifique similaire à la machine Douane, on peut geler préalablement, par immersion dans la saumure, les éprouvettes complètement saturées d'eau par le procédé du vide suivi d'immersion suffisamment prolongée. Si les éprouvettes supportent deux gelées prolongées pendant quatre à six heures, de  $-10^{\circ}\text{C.}$  à  $-15^{\circ}\text{C.}$ , on peut affirmer la non-gélivité des pierres. Avant d'appliquer la deuxième gelée, il faut laver parfaitement l'échantillon et l'immerger pendant six jours dans un grand volume d'eau pour faire disparaître toute trace de saumure.

Si la pierre se fend, on peut alors appliquer aux éprouvettes restantes la méthode ordinaire des vingt-cinq gelées par le contact de l'air froid du frigorifère, afin de déterminer le degré de gélivité.

Il n'est pas nécessaire d'insister pour faire ressortir l'intérêt pratique qui s'attache aux recherches sur la gélivité des pierres. Il est utile de poursuivre ces études et il convient de multiplier les expériences jusqu'à ce qu'on obtienne des résultats assez concluants pour modifier, s'il y a lieu, les méthodes suivies jusqu'à présent et dicter des règles précises.

J. MARVA Y MAYER.

## TABLEAUX ANNEXES

# ANNEXES

**TABEAU 1**

Dessiccation des cubes de 7 centimètres d'arête à des températures de 30° C. et 60° C.

DÉS-IGNATION	POIDS PRIMITIF	PERTES DE POIDS			
		48 HEURES à 60° C.	150 HEURES à 30° C.	196 HEURES à 30° C.	235 HEURES à 30° C.
a. 13	gr. 608,84	gr. 3,92	gr. — 0,92	gr. 0,17	gr. — 0,27
a. 14	668,59	2,82	— 0,80	0,33	— 0,15
		48 HEURES à 30° C.	145 HEURES à 30° C.	13 HEURES à 60° C.	56 HEURES à 60° C.
l. 12	826,34	gr. 3,44	gr. 3,44	gr. 1,86	gr. 1,55
l. 13	801,52	4,55	4,55	1,83	1,57
l. 14	822,24	4,17	4,17	1,83	1,40
l. 15	750,39	3,95	3,95	1,40	1,45
A. 13	583,62	1,08	0,12	0,25	»
A. 14	606,59	2,47	0,08	0,50	»
A. 15	578,54	2,35	— 0,20	0,49	»
A. 16	588,29	1,60	— 0,15	0,45	»

**TABEAU 2**

Saturation par immersion partielle et par immersion totale.

(Cubes de 7 centimètres d'arête.)

DÉS-IGNATION	POIDS DE DÉSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE PAR IMMERSION DE							IMMERSION
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	80 JOURS	TOTAL	
r. 13	gr. 767,80	gr. 46,00	gr. 1,45	gr. 1,30	gr. 2,70	gr. 1,40	gr. 1,10	gr. 53,95	2 centimèt.
r. 14	768,20	47,10	1,82	2,57	3,05	1,65	1,20	57,39	totale
r. 15	769,12	45,96	1,94	2,30	3,25	1,65	1,10	56,20	id.
r. 12	775,40	47,00	1,75	1,20	2,00	2,30	1,92	56,20	2 centimèt.
r. 16	775,84	47,35	2,15	2,70	3,95	2,10	1,05	59,30	totale
s. 9	780,70	62,15	3,10	2,90	3,30	3,20	3,25	77,80	2 centimèt.
s. 12	780,30	61,10	2,58	2,20	2,90	2,20	2,00	72,98	totale
s. 10	781,30	62,90	3,30	2,80	3,40	1,20	2,00	75,60	2 centimèt.
s. 13	702,46	59,10	2,20	6,00	3,00	2,80	1,90	75,00	totale
s. 11	696,30	70,00	2,72	2,20	3,00	0,77	1,20	79,89	2 centimèt.
s. 14	698,96	66,38	2,50	3,60	2,52	1,50	1,80	78,30	totale
s. 14	618,90	110,94	0,80	2,60	1,30	2,14	0,22	118,00	2 centimèt.
a. 15	620,10	107,57	1,80	1,30	1,70	1,24	1,50	115,10	id.
a. 16	623,80	109,95	1,60	1,50	2,00	2,12	1,93	119,10	id.
a. 12	620,30	107,36	2,14	1,40	2,03	1,80	1,60	116,33	totale
a. 13	625,84	104,31	2,67	1,40	1,90	1,60	1,80	113,68	id.

TABLEAU 3

Influence de la durée du vide dans la saturation.

(Cubes de 7 centimètres d'arête. — Vide de 60 millimètres.)

DÉSIGNATION	POIDS  DE DESSICCATION	DURÉE  DU VIDE	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE					
			IMMÉDIATEMENT  APRÈS LE VIDE	APRÈS IMMERSION DE				TOTAL
				2 jours	6 jours	12 jours	50 jours	
gr.	minutes	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	
L. 12	779,24	10	4,70	39,60	3,60	0,35	0,61	48,86
L. 13	779,00	60	8,39	40,45	4,65	0,30	0,51	54,30
L. 14	793,00	10	6,05	35,65	4,60	0,25	0,75	47,30
L. 11	793,54	60	6,46	37,99	8,73	0,12	0,60	53,90
L. 15	782,27	10	4,37	35,91	4,20	0,20	0,60	47,28
L. 16	781,44	60	10,01	41,39	4,70	0,10	0,10	56,30
P. 15	730,29	10	47,05	23,25	0,41	0,00	0,50	71,21
P. 17	734,24	60	62,96	4,90	0,40	0,00	0,30	68,56
P. 16	730,54	10	40,28	31,47	0,15	0,13	0,20	72,23
P. 18	732,24	60	69,13	4,13	0,20	0,10	0,40	73,96
R. 13	727,67	10	67,83	2,82	0,10	0,00	0,00	69,66
R. 14	727,19	60	78,00	4,40	— 0,20	0,10	0,00	82,40
R. 15	703,47	10	72,72	0,45	— 0,50	— 0,60	0,00	73,17
R. 16	703,94	60	74,78	0,10	— 0,10	— 0,60	0,00	74,88
G. 6	854,44	10	13,66	16,37	0,77	0,65	0,65	32,10
G. 4	858,64	60	19,60	15,85	0,45	0,65	0,00	36,55
G. 9	869,30	10	6,14	23,00	0,28	0,40	0,48	30,30
G. 7	870,97	60	14,60	18,43	0,42	0,20	0,86	34,51

TABLEAU 4

Saturation par le vide.

Eau absorbée sous la cloche pneumatique, et après immersion à l'air libre.

(Cubes de 7 centimètres d'arête. — Vide de 60 millimètres.)

DÉSIGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE					OBSERVATIONS
		SOUS LA CLOCHE PNEUMATIQUE	APRÈS IMMERSION DE				
			2 jours	6 jours	12 jours	30 jours	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	
C. 1	812,13	3,35	8,05	1,47	0,27	»	Vide de 60 mm pendant 30 minutes.
C. 2	883,20	2,70	3,10	11,69	0,15	»	
C. 4	914,45	2,50	7,70	1,10	0,19	0,21	
C. 5	918,72	2,70	7,67	1,37	0,42	0,11	
C. 7	931,53	2,20	5,00	1,54	0,15	»	
M. 7	808,70	»	22,60	8,80	4,90	»	Vide de 60 mm pendant 30 minutes.
M. 8	785,40	»	31,80	9,30	3,60	»	
M. 9	785,80	»	31,00	7,10	1,00	»	
M. 10	801,50	»	27,40	7,80	2,90	»	
M. 12	846,30	»	30,80	3,10	1,20	»	
M. 1	691,10	»	90,40	0,20	0,40	»	Vide de 60 mm pendant 30 minutes.
M. 19	695,89	54,40	42,90	»	»	»	Les pierres furent portées de l'étuve à la machine pneumatique. Grande effervescence pendant la saturation sous la cloche.
M. 20	701,52	85,52	10,56	0,20	»	»	
M. 21	697,14	60,73	35,62	0,35	»	»	
L. 18	741,54	11,38	33,30	0,18	»	»	Vide de 60 mm pendant 30 minutes.
L. 2	782,70	37,30	13,30	0,30	0,30	»	
L. 10	783,94	7,10	42,96	4,29	»	»	
L. 17	812,57	11,32	35,35	0,56	»	»	
P. 8	779,57	27,25	25,90	0,40	0,35	0,35	
P. 9	791,70	31,55	23,85	0,40	0,40	0,40	Vide de 60 mm pendant 30 minutes.
S. 6	695,19	86,08	0,22	0,21	»	»	
S. 12	701,24	83,80	0,11	»	»	»	
S. 11	713,90	85,20	»	»	»	»	
S. 7	718,90	85,10	»	»	»	»	
R. 16	703,94	74,78	0,10	»	»	»	Vide de 60 minutes et 60 mm.
R. 15	703,47	72,72	0,45	»	»	»	Vide de 10 minutes et 60 mm.
R. 14	727,19	78,80	4,40	»	»	»	Vide de 60 minutes et 60 mm.
R. 13	727,87	67,83	2,82	0,10	»	»	Vide de 10 minutes et 60 mm.
R. 17	831,70	45,98	7,42	0,50	0,40	»	Vide de 30 minutes et 60 mm. De l'étuve à la machine pneumatique. Grande effervescence.



TABLEAU 5

## Résultats des divers procédés de saturation.

(Cubes de 7 centimètres d'arête.)

DÉSIGNATION	POIDS DE DESSICCATION	PROCÉDÉS DE SATURATION	EAU ABSORBÉE	OBSERVATIONS
L. 2	gr. 760,90	1. Simple immersion pendant 50 jours. 2. La même pierre desséchée incomplètement à l'air extérieur, puis saturée dans le vide de 60 mm pendant 10 minutes et pesée immédiatement.	gr. 49,80  54,90	Le poids d'eau 54 <sup>gr</sup> ,9 serait dépassé si une immersion de quelques jours avait suivi le vide. Voir la pierre L. 1 (tabl. 9), similaire en densité, qui a absorbé 60 <sup>gr</sup> ,90.
L. 5	782,00	1. Simple immersion pendant 50 jours. 2. Desséchée incomplètement à l'air extérieur. Vide de 60 mm et 10 minutes et immersion de 5 jours. . . . .	39,80  46,59	La pierre L. 2, d'égale densité, desséchée à l'étuve, absorba 53 <sup>gr</sup> ,2 d'eau après vide de 30 minutes et 60 mm et 12 jours d'immersion.
L. 3	772,90	1. Simple immersion de 50 jours. . . . . 2. Desséchée à l'étuve, à 60° C. Vide de 60 mm et 50 minutes et immersion de 2 jours. . . . .	47,10  54,85	La pierre L. 2, plus dense, a absorbé 55 <sup>gr</sup> ,20. (Voir tabl. 9.)
L. 1	725,47	1. Simple immersion de 50 jours. . . . . 2. Desséchée et saturée dans le vide de 60 mm et 50 minutes et immersion de 2 jours. . . . .	49,90  51,70	La pierre L. 1, moins dense, saturée dans le vide, a absorbé 60 <sup>gr</sup> ,9 d'eau (tabl. 9).
r. 3	765,19	1. Simple immersion de 50 jours. . . . . 2. Desséchée incomplètement à l'air extérieur, puis saturée dans le vide de 60 mm pendant 10 minutes et immergée 12 jours. . . . .	56,20  72,62	L'échantillon R. 3 (poids 761 <sup>gr</sup> ,77) a absorbé par 50 minutes de vide de 60 mm et 50 jours d'immersion 72 <sup>gr</sup> ,53 (tabl. 12).
r. 9	801,02	1. Simple immersion pendant 50 jours. 2. Desséchée et saturée dans le vide comme r. 3, avec immersion de 12 jours. . . . .	52,56  69,32	L'éprouvette R. 8 (poids 801 <sup>gr</sup> ,54), après vide de 60 mm et 30 minutes et immersion de 50 jours, a absorbé 69 grammes (tabl. 12).
r. 11	819,20	1. Simple immersion pendant 3 mois. 2. Desséchée à l'étuve, à 60° C., puis saturée dans le vide de 60 mm pendant 30 minutes et immergée 50 jours. . . . .	49,24  70,40	R. 11 (poids de 809 <sup>gr</sup> ,57) saturée, dans le vide de 60 mm et 30 minutes et immersion de 50 jours, a absorbé 67 <sup>gr</sup> ,40 d'eau (tabl. 12).
Nota. — Pour la détermination de la quantité d'eau absorbée par les pierres, le point de départ est le poids de dessiccation.				

**TABEAU 6**  
**Résultats des expériences des gélées par immersion dans la saumure.**  
(Cubes de 7 centimètres d'arête.)

DÉSIGNATION	POIDS DE DÉSHYDRATATION	DURÉE DE LA SATURATION				QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE					OBSERVATIONS
		PAR LE VIDE		PAR IMMERSION GRADUELLE	AU MOMENT DE L'IMMERSION DANS LA SAUMURE	APRÈS LAVAGES ET DÉGELS			TOTL.		
		Vide de 60 mm	Immersion après le vide			1 <sup>re</sup>	2 <sup>e</sup>	3 <sup>e</sup>			
L. 2. . . . .	gr. 760,90	minutes »	»	50 jours	gr. 49,80	gr. »	gr. »	gr. »	gr. 49,80	Rien.	
L. 2. . . . .	760,90	30	»	»	54,90	»	»	»	54,90	La même pierre fut desséchée, puis saturée par le vide.	
L. 2. . . . .	782,70	30	30 jours	»	51,20	»	»	»	51,20	Fendue à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
L. 3. . . . .	786,20	»	»	50 jours	39,80	»	»	»	39,80	Grandes fentes à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
L. 3. . . . .	786,20	10	»	»	33,24	»	»	»	46,59	Rien.	
L. 9. . . . .	786,10	30	»	»	6,09	»	»	»	50,70	La même pierre, desséchée, puis saturée par le vide.	
L. 3. . . . .	800,80	30	30 jours	»	51,90	44,81	»	»	51,90	Fendue à la 2 <sup>e</sup> gelée.	
L. 7. . . . .	847,00	30	30 jours	»	35,50	»	»	»	35,50	Fendue en deux morceaux à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
P. 1. . . . .	759,00	»	»	30 jours	49,00	»	»	»	49,00	Très grande fente à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
P. 4. . . . .	738,30	30	50 jours	»	66,90	»	»	»	66,90	Rien.	
P. 14. . . . .	738,72	30	»	»	58,27	»	»	»	58,27	Éclata en deux morceaux à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
P. 11. . . . .	738,84	30	»	»	50,50	15,00	»	»	65,50	Fendue à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
P. 12. . . . .	747,19	10	»	»	45,80	26,11	»	»	71,91	Fendue à la 2 <sup>e</sup> gelée.	
P. 13. . . . .	744,04	10	»	»	37,05	37,71	1,44	»	76,35	Fendue à la 4 <sup>e</sup> gelée.	
m. 1. . . . .	684,20	»	»	30 jours	64,15	»	»	0,15	64,15	Fentes le long des arêtes à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
M. 13. . . . .	676,72	10	30'	»	47,92	40,56	»	»	87,78	Fentes parallèles aux faces à la 2 <sup>e</sup> gelée.	
M. 15. . . . .	687,39	60	»	»	57,99	»	»	»	57,99	Fendue à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
M. 14. . . . .	690,27	10	»	»	26,00	56,33	»	»	82,33	Fendue à la 2 <sup>e</sup> gelée.	
m. 2. . . . .	765,80	»	»	30 jours	64,15	»	»	»	64,15	Fendues le long des arêtes à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
M. 5. . . . .	769,80	30	12 jours	»	91,00	»	»	»	91,00	Fentes à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
M. 6. . . . .	776,60	30	12 jours	»	54,20	»	»	»	54,20	Fentes à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
M. 7. . . . .	701,57	60	»	»	64,27	»	»	»	64,27	Fendue transversalement et le long des arêtes.	
M. 4. . . . .	701,50	30	6 jours	»	96,26	»	»	»	96,26	Fendues à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
M. 16. . . . .	706,15	10	60'	»	92,67	»	»	»	92,67	Fendues à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
M. 18. . . . .	710,24	10	45'	»	86,90	»	»	»	86,90	Fendues à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
m. 8. . . . .	835,50	30	»	30 jours	31,40	»	»	»	31,40	Fendues à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
M. 12. . . . .	846,30	30	»	»	35,20	»	»	»	35,20	Fendues à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
M. 9. . . . .	785,80	30	12 jours	»	39,10	»	»	»	39,10	Intolérable pendant 25 gelées dans la chambre d'air du	
P. 3. . . . .	765,19	»	»	50 jours	56,20	»	»	»	56,20	trigortique. Fendue à la 1 <sup>re</sup> gelée dans la saumure.	
P. 3. . . . .	765,19	10	»	»	48,26	5,81	0,40	»	54,47	Rien.	
R. 2. . . . .	758,22	30	50 jours	»	75,57	»	»	»	75,57	La même pierre desséchée, puis saturée par le vide.	
R. 5. . . . .	787,14	30	50 jours	»	67,68	»	»	»	67,68	Intolérable à la 3 <sup>e</sup> gelée.	
R. 6. . . . .	792,34	30	50 jours	»	64,80	»	»	»	64,80	Grande fente à la 1 <sup>re</sup> gelée.	
R. 10. . . . .	803,99	10	»	»	48,75	»	»	»	48,75	Fendues à la 1 <sup>re</sup> gelée.	

**TABLEAU 7**  
**Saturation d'eau et congélation des pierres a.**

SATURATION PAR IMMERSION GRADUELLE

DÉS-IGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	
a. 1	591,17	109,75	3,02	1,50	1,60	2,50	118,37	S'effeuilla à la 6 <sup>e</sup> gelée. Fendue à la 7 <sup>e</sup> gelée. Fentes fines à la 9 <sup>e</sup> gelée.
a. 2	596,64	114,50	2,43	1,47	1,35	2,20	121,95	
a. 3	622,34	106,36	3,14	1,43	1,30	2,14	114,37	
a. 4	625,34	104,31	2,67	1,40	1,50	1,80	115,68	Petites fentes à la 11 <sup>e</sup> gelée.
a. 5	647,97	98,21	2,56	1,33	1,20	1,50	104,80	Fentes très fines à la 15 <sup>e</sup> gelée. S'effeuilla à la 5 <sup>e</sup> gelée.
a. 6	649,94	99,16	2,79	1,38	1,22	1,43	105,98	
a. 7	657,07	107,93	2,89	1,31	1,20	1,12	104,45	Exfoliations à la 2 <sup>e</sup> gelée.
a. 8	658,34	93,33	1,64	0,52	0,80	0,50	96,79	

**TABLEAU 8**  
**Saturation d'eau et congélation des pierres c.-b.**

SATURATION PAR IMMERSION GRADUELLE

DÉS-IGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	
c. 1	886,00	6,40	5,90	0,60	0,67	0,4	13,97	Saumure. Rien
c. 2	895,90	5,40	3,95	0,45	0,52	0,18	10,50	
c. 3	896,90	4,42	3,58	0,50	0,49	»	9,00	
c. 4	898,24	4,58	4,92	—0,60	0,50	0,20	9,60	25 gelées. Rien.
c. 5	907,80	5,30	4,30	0,70	0,34	0,34	10,64	
c. 6	911,11	3,58	3,02	0,75	0,25	»	7,60	
c. 7	916,40	5,10	3,30	0,39	0,30	»	9,09	Saumure. Rien.
c. 8	918,64	4,15	2,95	0,80	0,57	—0,60	7,90	
b. 1	972,40	2,80	0,30	0,20	0,10	»	3,40	Saumure. Rien.
b. 2	1031,20	2,65	0,20	0,25	0,10	»	3,20	25 gelées. Rien.

**TABLEAU 9**  
**Saturation d'eau et congélation des pierres l.**

SATURATION PAR IMMERSION GRADUELLE

DÉS-IGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	
l. 1	727,5	40,7	2,3	1,8	3,1	2,0	49,90	25 gelées. Rien.
l. 2	760,9	44,0	1,8	1,5	1,5	1,0	49,80	Saumure. 1 gelée. Rien.
l. 3	772,9	41,5	2,3	1,2	2,4	»	47,10	25 gelées. Rien.
l. 4	782,0	30,0	2,0	2,0	2,7	1,77	38,47	25 gelées. Rien.
l. 5	786,2	33,0	2,4	1,4	2,0	1,0	39,80	Saumure. 1 gelée. Rien.
l. 6	792,3	34,3	2,1	1,2	1,3	1,0	39,90	25 gelées. Rien.
l. 7	815,2	33,8	2,7	1,4	1,4	0,5	39,80	25 gelées. Rien.
l. 8	829,0	31,2	3,6	1,5	1,2	0,8	38,30	25 gelées. Rien.
l. 9	834,0	18,5	4,0	1,0	0,7	0,6	24,80	25 gelées. Rien.
l. 10	858,7	11,7	7,1	1,1	0,6	0,5	21,00	25 gelées. Rien.

**TABLEAU 7**  
**Saturation d'eau et congélation des pierres A.**

SATURATION PAR LE VIDE SUIVI D'IMMERSION

DÉS-IGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.			gr.	
A. 1	594,37	122,52	0,71	0,10	»	»	123,33	Fente fine à la 3 <sup>e</sup> gelée.
A. 2	610,95	121,47	»	»	»	»	121,47	Saumure. Complètement dégradée à la 1 <sup>re</sup> gelée.
A. 3	618,12	116,82	0,06	»	»	»	116,88	Fentes à la 5 <sup>e</sup> gelée.
A. 4	622,29	117,05	»	»	»	»	117,05	Fentes à la 1 <sup>re</sup> gelée.
A. 5	645,09	111,85	»	»	»	»	111,85	Petite fente à la 6 <sup>e</sup> gelée.
A. 6	647,09	107,33	0,61	0,10	»	»	108,04	S'effeuilla à la 6 <sup>e</sup> gelée.
A. 7	649,12	114,90	»	»	»	»	114,90	Fendue à la 5 <sup>e</sup> gelée.
A. 8	650,80	104,92	0,01	»	»	»	104,93	Fendue à la 1 <sup>re</sup> gelée.

**TABLEAU 8**  
**Saturation d'eau et congélation des pierres C.-B.**

SATURATION PAR LE VIDE SUIVI D'IMMERSION

DÉS-IGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.		gr.	
C. 1	812,13	11,40	1,47	0,27	»	»	13,14	Saumure. Rien.
C. 2	883,20	5,80	11,69	0,15	»	»	17,64	
C. 3	900,60	10,60	1,40	0,15	»	»	12,15	
C. 4	914,45	10,20	1,10	0,19	0,21	»	11,70	
C. 5	918,72	10,30	1,37	0,42	0,11	»	12,20	25 gelées. Rien.
C. 6	929,66	7,90	1,12	0,15	0,34	»	9,51	
C. 7	931,53	7,20	1,54	0,15	»	»	8,89	
C. 8	934,22	7,10	1,04	0,28	»	»	8,42	Saumure. Rien.
B. 1	976,40	3,00	0,10	0,40	»	»	3,50	Saumure. Rien.
B. 2	995,79	2,98	0,30	0,20	»	»	3,48	25 gelées. Rien.

**TABLEAU 9**  
**Saturation d'eau et congélation des pierres L.**

SATURATION PAR LE VIDE SUIVI D'IMMERSION

DÉS-IGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.		gr.	
L. 1	753,2	60,7	0,2	»	»	»	60,9	Fentes fines à la 8 <sup>e</sup> gelée.
L. 2	782,7	52,6	0,3	0,3	»	»	53,2	Saumure. Grandes fentes à la 1 <sup>re</sup> gelée.
L. 3	790,5	51,0	0,3	0,4	»	»	51,7	S'effeuilla à sa surface à la 16 <sup>e</sup> gelée.
L. 4	792,8	53,2	0,2	»	»	»	53,4	Fentes fines à la 8 <sup>e</sup> gelée.
L. 5	800,8	52,1	0,1	»	»	»	52,2	Saumure. Éclata en deux morceaux à la 1 <sup>re</sup> gelée.
L. 6	803,0	50,2	0,3	0,2	0,1	»	51,8	Fentes à la 3 <sup>e</sup> gelée.
L. 7	847,0	35,3	0,1	0,1	0,1	»	35,6	Saumure. Très grande fente à la 1 <sup>re</sup> gelée.
L. 8	858,9	31,6	0,2	0,2	0,1	»	32,1	Fendue à la 6 <sup>e</sup> gelée.

**TABLEAU 10**  
Saturation d'eau et congélation des pierres m.

SATURATION PAR IMMERSION GRADUELLE

DÉSIGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.		gr.	
m. 1	684,20	58,60	1,25	1,15	3,55	»	64,15	Saumure. Fentes le long des arêtes à la 1 <sup>re</sup> gelée.
m. 2	765,80	34,05	1,85	3,25	6,40	»	45,55	Saumure. Fendue le long des arêtes à la 1 <sup>re</sup> gelée.
m. 3	768,20	40,28	3,42	0,75	1,05	»	45,50	25 gelées. Rien.
m. 4	781,20	41,75	3,54	0,86	1,90	»	48,05	25 gelées. Rien.
m. 5	782,50	39,85	4,00	1,10	1,40	»	46,30	25 gelées. Rien.
m. 6	797,72	32,88	4,76	4,84	0,80	»	39,50	25 gelées. Rien.
m. 7	835,56	25,25	5,45	1,10	0,20	»	33,00	25 gelées. Rien.
m. 8	835,50	22,8	1,10	1,60	6,40	»	31,40	Saumure. Fendue à la 1 <sup>re</sup> gelée.

**TABLEAU 11**  
Saturation d'eau et congélation des pierres p.

SATURATION PAR IMMERSION GRADUELLE

DÉSIGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	
p. 1	759,00	44,40	1,20	1,50	1,90	»	49,00	Saumure. 2 gelées. Rien.
p. 2	768,40	42,60	2,10	1,20	1,60	»	47,50	Petites exfoliations à la 10 <sup>e</sup> gelée.
p. 3	774,30	44,00	1,25	1,05	1,60	»	47,90	Fente fine à la 10 <sup>e</sup> gelée.
p. 4	781,85	41,31	1,59	1,10	1,50	»	45,50	Petites exfoliations à la 5 <sup>e</sup> gelée.
p. 5	783,80	43,85	1,55	1,20	1,00	»	47,60	Exfoliations à la 2 <sup>e</sup> gelée.
p. 6	797,92	41,45	1,65	1,00	1,50	»	45,60	Petites exfoliations à la 5 <sup>e</sup> gelée.
p. 7	798,84	40,58	1,52	1,15	1,45	1,00	45,70	Petites exfoliations à la 18 <sup>e</sup> gelée.
p. 8	805,43	41,32	1,18	0,92	1,48	0,90	45,80	Petites exfoliations à la 4 <sup>e</sup> gelée.

**TABLEAU 10**  
Saturation d'eau et congélation des pierres M.

SATURATION PAR LE VIDE SUIVI D'IMMERSION

DÉSIGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	
M. 1	691,12	90,40	0,20	0,40	»	»	91,00	Petits éclats à la 2 <sup>e</sup> gelée. Fentes fines à la 4 <sup>e</sup> gelée. 1 <sup>re</sup> gelée. Rien.
		Après vide de 10 minutes sans immersion . . . . .						54,40
		Après l'immersion du 1 <sup>er</sup> dégel. . . . .						97,31
M. 2	695,89	—	—	2 <sup>e</sup> dégel. . . . .			97,31	2 <sup>e</sup> gelée. Rien. 3 <sup>e</sup> gelée. Rien.
		—	—	3 <sup>e</sup> dégel. . . . .			97,31	4 <sup>e</sup> gelée. Fendue.
M. 3	697,14	96,35	0,35	»	»	»	96,70	Fendue à la 5 <sup>e</sup> gelée.
M. 4	701,5	96,06	0,20	»	»	»	96,26	Saumure. Éclata en deux morceaux à la 1 <sup>re</sup> gelée.
M. 5	769,80	56,70	0,10	»	»	»	56,80	Saumure. Fentes fines le long des arêtes à la 1 <sup>re</sup> gelée.
M. 6	776,60	53,60	0,20	0,40	»	»	54,20	Saumure. Fentes fines le long des arêtes à la 1 <sup>re</sup> gelée.
M. 7	781,80	44,60	0,60	0,50	»	»	45,70	25 gelées. Rien.
M. 8	785,40	31,80	9,30	3,60	»	»	44,70	De nombreuses fentes fines se montrèrent à la 24 <sup>e</sup> gelée.
M. 9	785,80	31,00	7,10	1,00	»	»	39,10	25 gelées. Rien.
M. 10	801,50	27,40	7,80	2,90	»	»	38,10	25 gelées. Rien.
M. 11	808,70	22,60	8,80	4,90	»	»	36,00	25 gelées. Rien.
M. 12	846,30	30,80	3,10	1,20	0,10	»	35,20	Saumure. Fendue à la 1 <sup>re</sup> gelée.

**TABLEAU 11**  
Saturation d'eau et congélation des pierres P.

SATURATION PAR LE VIDE SUIVI D'IMMERSION

DÉSIGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	
P. 1	751,19	Après vide de 10 minutes sans immersion . . . . .						45,13
		Après immersion de 4 heures . . . . .						59,45
		Après vide de 10 minutes sans immersion . . . . .						41,63
P. 2	751,77	Après immersion de 4 heures . . . . .						57,40
		Jusqu'à saturation . . . . .						58,15
P. 3	756,00	58,70	1,00	0,40	0,50	0,10	60,70	Grande exfoliation à la 10 <sup>e</sup> gelée.
P. 4	758,30	66,00	»	0,30	0,50	0,10	66,90	Saumure. Éclata en deux morceaux à la 1 <sup>re</sup> gelée.
P. 5	768,10	56,70	0,30	0,40	0,40	0,10	57,90	Petits éclats à la 4 <sup>e</sup> gelée. Fente à la 10 <sup>e</sup> gelée.
P. 6	768,50	54,54	0,56	0,60	0,40	0,12	56,22	Saumure. Éclata en deux morceaux à la 1 <sup>re</sup> gelée.
P. 7	776,10	55,35	0,25	0,32	0,28	»	56,20	S'effeuilla à la 1 <sup>re</sup> gelée. Fendue à la 12 <sup>e</sup> gelée.
P. 8	779,57	53,15	0,40	0,35	0,35	0,05	54,30	Fente à la 3 <sup>e</sup> gelée.
P. 9	791,74	55,45	0,35	0,40	0,40	»	56,64	Fente à la 4 <sup>e</sup> gelée.
P. 10	795,00	54,15	0,25	0,40	0,30	»	55,10	Exfoliations à la 2 <sup>e</sup> gelée. Fentes fines à la 7 <sup>e</sup> gelée.

**TABEAU 12**  
**Saturation d'eau et congélation des pierres r.**

SATURATION PAR IMMERSION GRADUELLE

DÉS-IGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	
r. 1	756,10	59,60	3,70	2,10	3,10	1,50	70,00	Petits éclats dans une arête à la 6 <sup>e</sup> gelée. Rien dans les 19 gelées suivantes.
r. 2	756,62	54,22	3,10	2,55	4,28	1,79	65,94	Fendue à la 16 <sup>e</sup> gelée.
r. 3	765,19	47,11	1,92	2,37	3,10	1,70	56,20	Saumure. 4 gelées. Rien.
r. 4	769,12	44,93	1,90	2,35	3,20	1,60	53,98	25 gelées. Rien.
r. 5	773,84	57,35	2,15	2,75	3,90	»	66,15	Saumure. Fente fine à la 1 <sup>re</sup> gelée.
r. 6	788,70	51,69	1,90	2,40	3,50	1,51	61,00	25 gelées. Rien.
r. 7	791,30	42,90	2,70	2,82	2,70	1,94	53,06	25 gelées. Rien.
r. 8	794,98	44,72	1,80	2,33	2,90	1,65	53,40	25 gelées. Rien.
r. 9	801,02	45,78	1,94	2,15	2,01	0,75	52,60	Saumure. 4 gelées. Rien.

**TABEAU 13**  
**Saturation d'eau et congélation des pierres s.**

SATURATION PAR IMMERSION GRADUELLE

DÉS-IGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	
s. 1	665,51	64,08	1,05	2,66	2,10	1,60	71,49	Petits éclats à la 8 <sup>e</sup> gelée.
s. 2	676,23	67,66	3,85	4,26	2,50	1,00	79,27	Petits éclats à la 6 <sup>e</sup> gelée.
s. 3	692,51	62,88	1,50	2,35	3,00	1,77	70,50	25 gelées. Rien.
s. 4	693,16	61,03	1,33	2,70	2,80	1,20	69,06	S'effeuilla à la 8 <sup>e</sup> gelée.
s. 5	698,76	60,38	1,55	3,62	2,50	1,50	69,58	25 gelées. Rien.
s. 6	706,76	62,08	1,45	2,13	1,80	1,20	68,66	Petits éclats à la 17 <sup>e</sup> gelée.
s. 7	709,24	60,15	1,50	1,85	2,20	1,80	67,50	25 gelées. Rien.
s. 8	712,54	61,06	3,12	3,70	1,50	1,12	70,50	25 gelées. Rien.

**TABEAU 12**  
Saturation d'eau et congélation des pierres R.

SATURATION PAR LE VIDE SUIVI D'IMMERSION

DÉSIGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	
R. 1	742,47	55,28	Immédiatement après vide de 10'.				55,28	Saumure. Fente fine à la 1 <sup>re</sup> gelée. 5 gelées dans chambre d'air, rien. 1 <sup>re</sup> gelée dans la saumure, éclata.
R. 2	758,22	74,02	0,45	0,50	0,40	0,20	75,57	
R. 3	761,77	71,12	0,21	0,70	0,40	0,10	72,53	
R. 4	764,19	77,12	Après vide (partant de l'étuve).				77,12	S'effeuilla à la 4 <sup>e</sup> gelée.
R. 5	787,14	65,93	0,24	0,68	0,50	0,20	67,68	Saumure. Grande fente à la 1 <sup>re</sup> gelée. 16 gelées dans chambre d'air, rien. Fendue à la 1 <sup>re</sup> gelée dans la saumure.
R. 6	792,34	64,10	0,32	0,43	0,30	0,15	64,80	
R. 7	794,62	67,30	0,22	0,60	0,30	0,10	68,50	Petits éclats à la 7 <sup>e</sup> gelée. Fente fine à la 19 <sup>e</sup> gelée.
R. 8	801,54	67,28	0,58	0,80	0,20	0,14	69,00	Fente fine à la 21 <sup>e</sup> gelée.
R. 9	802,64	70,10	0,33	0,93	0,20	0,20	70,76	25 gelées. Rien.
R. 10	803,99	48,75	Immédiatement après vide de 10'.				48,75	Saumure. Fendue à la 1 <sup>re</sup> gelée.
R. 11	809,57	66,42	0,17	0,43	0,30	0,10	67,40	Fente fine à la 2 <sup>e</sup> gelée.
R. 12	812,92	67,22	Immédiatement après vide de 30' (partant de l'étuve).				67,22	Fendue à la 5 <sup>e</sup> gelée.

**TABEAU 13**  
Saturation d'eau et congélation des pierres S.

SATURATION PAR LE VIDE SUIVI D'IMMERSION

DÉSIGNATION	POIDS DE DESSICCATION	QUANTITÉ D'EAU ABSORBÉE						RÉSULTATS DES CONGÉLATIONS
		2 JOURS	6 JOURS	12 JOURS	30 JOURS	50 JOURS	TOTAL	
	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	
S. 1	689,16	87,06	0,07	0,03	»	»	87,16	Fentes à la 5 <sup>e</sup> gelée.
S. 2	695,66	80,66	0,50	0,27	»	»	81,43	Fentes à la 9 <sup>e</sup> gelée.
S. 3	701,99	81,55	0,10	0,90	»	»	82,05	Fendue à la 5 <sup>e</sup> gelée.
S. 4	704,09	81,65	0,30	0,08	»	»	82,03	Exfoliations et fentes peu visibles à la 7 <sup>e</sup> gelée.
S. 5	706,04	83,50	0,40	0,30	»	»	84,20	Petites fentes à la 2 <sup>e</sup> gelée.
S. 6	707,59	82,48	0,60	0,20	»	»	83,28	Exfoliations et fentes peu visibles à la 7 <sup>e</sup> gelée.
S. 7	715,51	83,19	0,44	0,54	»	»	84,17	
S. 8	717,57	79,07	0,38	0,37	»	»	79,82	Fendue à la 2 <sup>e</sup> gelée.



TABLEAU 14

Pertes d'eau par évaporation à l'air libre des pierres saturées.

(Cubes de 7 centimètres d'arête.)

DÉSIGNATION	POIDS DE DESSICCATION	SATURATION		ÉVAPORATION						
		PROCÉDÉ	TOTAL D'EAU	DURÉE	EAU ÉVAPORÉE	MOYENNES				
						Pluie	Températ° maxim. à l'ombre	Températ° minim. à l'ombre	Températ° maxim. au soleil	Humidité relative
	gr.		gr.	jours	gr.	millim.				
c. 2	895,90	imm.	10,50	1	5,80	»	14,00	1,7	16,80	47 à 72
c. 4	898,20	imm.	9,60	1	5,50					
r. 8	794,90	imm.	53,40	1	43,10					
r. 4	769,10	imm.	54,98	1	41,50					
p. 7	798,80	imm.	45,70	1	35,00					
p. 8	805,40	imm.	45,80	1	32,70					
l. 7	815,20	imm.	39,80	1	21,10					
l. 9	834,00	imm.	24,80	1	10,50					
s. 9	713,60	imm.	84,00	1	54,00					
s. 10	705,80	imm.	85,10	1	61,80					
M. 7	781,82	vide	45,70	0 à 9	30,70	14,0	15,60	— 2,2	22,00	36 à 98
				9 à 19	2,40	2,2	16,10	— 3,	22,50	37 à 90
M. 11	808,70	vide	36,00	0 à 9	22,10	14,0	15,60	— 2,2	22,00	36 à 98
				9 à 19	3,95	2,2	16,10	— 3,2	22,50	37 à 90
s. 11	715,60	imm.	81,43	0 à 9	63,60	14,0	15,60	— 2,2	22,00	36 à 98
				9 à 19	—8,26	2,2	16,10	— 3,2	22,50	37 à 90
s. 12	675,00	imm.	84,20	0 à 9	65,40	14,0	15,60	— 2,2	22,00	36 à 98
				9 à 19	—0,40	2,2	16,10	— 3,2	22,50	37 à 90
a. 19	603,20	imm.	120,90	0 à 9	114,10	14,0	15,60	— 2,2	22,00	36 à 98
				9 à 19	4,26	2,2	16,10	— 3,2	22,50	37 à 90
a. 21	618,90	imm.	120,90	0 à 9	108,60	14,0	15,60	— 2,2	22,00	36 à 98
				9 à 19	3,60	2,2	16,10	— 3,2	22,50	37 à 90
c. 1	886,00	imm.	13,97	7	11,71	2,2	15,20	— 3,2	20,40	37 à 90
C. 6	929,60	vide	9,51	7	7,13					
p. 3	774,30	imm.	47,90	7	42,66					
P. 6	768,10	vide	57,40	7	51,95					
r. 2	756,62	imm.	65,94	7	59,81					
R. 4	764,19	vide	77,20	7	70,76					

### III

## SUR UN CAS

DE

# DÉSAGRÉGATION DE MAÇONNERIES DE BRIQUES

PROPOSITION D'ÉTENDRE LA MÉTHODE D'ESSAI DE CES MATÉRIAUX

## COMMUNICATION

Présentée par MM. Vittorio Dall' ARMI et Angelo FORTI

Nous sommes convaincus que ce n'est pas inutilement que nous attirons l'attention de l'honorable Congrès sur une série d'expériences tout à fait récentes, poursuivies sur certaines constructions de la région vénitienne en Italie.

On sait que dans cette région on fait un usage fréquent des *briques d'argile naturelle cuite* dans les ouvrages en maçonnerie de toutes espèces, et il a été constaté un nombre de cas suffisants pour faire naître la crainte que de telles maçonneries, hourdées principalement au mortier de chaux hydraulique, n'offrissent qu'une faible cohésion.

La brique adhérente au nerf de la construction, au mortier qui l'enveloppe de toutes parts, s'en détache au bout de peu de temps en manifestant une fissure importante, principalement sur sa grande face. Ce phénomène produit naturellement des déformations dans la maçonnerie et, dans quelques cas, ces désordres se sont propagés à l'extérieur avec tant de violence, que des piliers qui ne sont soumis à aucun effort ont subi des torsions accentuées sans aucune cause.

Nous n'avons pas l'intention de citer toutes les constructions dans lesquelles ces phénomènes se sont produits, nous nous bornerons à décrire celles qui ont été constatées dans un grand nombre d'ouvrages d'une construction grandiose, en cours d'exécution, où ils ont été mieux observés et étudiés.

L'attention a été attirée pour la première fois sur ces phénomènes, à la suite de la circonstance suivante : On avait été conduit à démolir, par suite d'une modification dans le projet, quelques maçonneries, ayant déjà plus d'un an d'existence, construites en briques et mortier de chaux hydraulique de Palozzolo, composé de 500 kilogrammes de chaux par

mètre cube de sable; et l'on releva avec surprise que le mortier n'avait adhéré que fort peu aux briques.

Soupçonnant que l'insuffisance du dosage du mortier était la cause de ce défaut d'adhérence, on augmenta le pourcentage de chaux hydraulique par mètre cube de sable et pour des ouvrages plus importants on commença à faire usage de ciment, à prise lente, de Bergame et du ciment Portland de Casale Monferrato, marque I. A. On opéra de la sorte pendant un an, et, à la reprise des travaux, après la saison hivernale, on observa dans les maçonneries les désordres suivants :

1° Dans la majeure partie des ouvrages construits avec du mortier de chaux hydraulique et submergés peu de temps après leur achèvement, le mortier n'avait pas encore fait prise et était mou dans toute sa masse; dans les parties dans lesquelles le mortier avait eu le temps de durcir avant la submersion, et dans celles qui n'avaient jamais été submergées, il s'était formé une petite couche de matière blanchâtre sur la face en contact avec la brique; cette matière ressortait en telle abondance des joints submergés, qu'elle formait des ampoules en forme de stalactites;

2° Parmi les ouvrages construits avec du mortier de ciment à prise lente de Portland, un seul présentait les défauts sus-mentionnés; de même un seul parmi les ouvrages construits en mortier de ciment de Portland de Casale Monferrato (750 kilogrammes par mètre cube de sable);

3° On n'observa rien d'anormal dans les bétons fabriqués avec de la chaux hydraulique de Palazzolo, sable et pierraille trachytique.

On analysa à ce moment, d'une façon qualitative, les mortiers détériorés, et l'on y trouva manifestement une quantité abondante de *sulfates*, qui ont dû être sans aucun doute la cause immédiate des dégâts.

Une hypothèse se présenta immédiatement à l'esprit; les phénomènes sus-mentionnés devaient être la conséquence d'une décomposition dans les chaux et ciments se produisant grâce à l'eau saumâtre qui se trouve à l'entour d'une grande étendue de la construction, mais il fallut bientôt renoncer à cette explication :

« Parce que quelques ouvrages voisins de cette eau ont souffert et d'autres non;

« Parce que, à vrai dire, les dégâts observés ont été constatés également dans les maçonneries qui n'avaient pas été en contact avec l'eau;

« Parce que des analyses faites avec soin ont montré qu'en fait l'eau n'était qu'altérée par des traces d'eau de mer et de tourbe. »

La quantité de sels par litre de cette eau n'a été que de 1<sup>gr</sup>,4475, dont 0<sup>gr</sup>,0295 de sels de chaux et 0<sup>gr</sup>,0357 de sels de magnésie; le soufre était absent d'une façon presque absolue.

De même les analyses des chaux et ciments faites par le Laboratoire chimique de l'Université de Padoue, et par le Laboratoire fédéral d'essai des matériaux de Zurich, montrèrent que ce n'était pas là qu'il fallait rechercher la source du mal. Il en fut de même pour le sable.

Il n'y avait plus aucun doute, c'était dans les briques qu'il fallait rechercher le soufre, dans les briques avec lesquelles la maçonnerie avait été construite, et non pas dans l'argile elle-même, mais dans le *charbon* qui avait été employé pour la cuisson des briques et qui contenait des pyrites en quantités notables.

Aucun des ouvrages construits soit avec la chaux hydraulique, soit avec les ciments sus-mentionnés et les briques cuites avec des roseaux, n'a subi de trace des désordres décrits, ce qui confirme cette dernière hypothèse.

Toutefois, pour avoir la preuve matérielle que c'était bien la cuisson des briques, à l'aide de charbons pyriteux, qui était la cause de ces inconvénients déplorables, on établit un

parallèle entre les matières premières (argile naturelle) et les produits de la cuisson de deux fours, dont l'un A était chauffé avec des roseaux, et l'autre B avec du charbon (lignite) de Arsa (Istrie).

L'analyse de l'argile naturelle des deux fours démontra que l'acide sulfurique anhydre se trouvait en quantités à peu près égales pour les deux (rapport 8:10), mais en proportions tellement minimales (en moyenne 0,250), qu'il fallait exclure l'idée que ces traces avaient pu donner naissance aux sulfates abondants trouvés à la surface des couches de mortier.

Par contre, l'analyse de quelques briques des deux fours confirma l'hypothèse, attendu que la contenance en acide sulfurique anhydre fut trouvée :

Pour les briques du four A (cuites aux roseaux). . . . .	0,7504
— — — — — B (cuites au lignite). . . . .	6,7728

soit dans le rapport de 1:9

Il convient de remarquer que quelques briques du four B n'ont pas accusé une contenance en acide sulfurique anhydre supérieure de beaucoup à celle des briques du four A, ce qui donne l'explication du fait que tous les ouvrages construits avec ces matériaux n'ont pas tous subi de détérioration, et que ces phénomènes se sont manifestés avec des intensités diverses.

Enfin, même les expériences sur les pilastres confirmèrent cette hypothèse; ceux qui ont été construits avec des briques cuites aux roseaux ont donné des résultats excellents d'adhérence entre le mortier et les briques, et, au contraire, ceux construits avec des briques cuites au charbon n'ont manifesté qu'une très faible adhérence. Ces pilastres ont été tous exécutés le même jour dans des conditions identiques, et placés sans tare à l'abri même de toute influence des eaux souterraines.

A l'époque de ces recherches ils avaient environ sept mois d'âge. L'examen chimique de la contenance en sulfate de chaux du mortier de ces pilastres donna encore les résultats décisifs suivants :

Pour les pilastres construits avec les briques du four A. . . . .	1,9973
— — — — — B. . . . .	8,6706

Par suite de ces résultats, la direction des travaux, sans pouvoir conclure que quelques défauts ne pouvaient absolument pas provenir de la qualité des eaux et des ciments, acquit la conviction que la cause principale des dégâts devait résulter de l'emploi d'un combustible riche en soufre pour la cuisson des briques, et prescrivit l'emploi exclusif des briques cuites aux roseaux pour les ouvrages restant à construire.

Depuis, des faits du genre de ceux qui ont été décrits ont pu être constatés un peu partout où l'on emploie des briques d'argile cuite (comme le prouvent les études de MM. Seger et Cramer (*Chem. ind. Zeitung*, 1890 et 1894), qui proposèrent de transformer le soufre en sulfate de baryte insoluble à l'aide de la baryte, afin d'éviter la formation de sulfates de chaux et de magnésie beaucoup plus à craindre. Comme il n'est pas admissible de revenir aux modes surannés de cuisson à l'aide de roseaux dans l'état actuel de l'industrie, il ne reste qu'à attirer l'attention des industriels sur les réactions chimiques qui se produisent à l'intérieur des fours, les engageant à rechercher quelle doit être la qualité des flammes pour que les charbons pyriteux brûlent sans produire ces inconvénients.

De temps en temps, en outre, le technicien auquel incombe la grave responsabilité d'apprécier les matériaux provenant de fours qui sont soumis à son examen doit non seulement procéder à des essais de résistance et de gélivité, mais encore à l'analyse chimique de la surface des briques (et principalement sur la face la plus large).

Nous pensons qu'il y aura déjà lieu de considérer ces matériaux comme suspects, alors que leur contenance en acide sulfurique anhydre dépassera 2 % dans les échantillons.

On notera en outre que les briques de ce genre ayant des couleurs de toute gradation, depuis le jaune clair jusqu'au rouge foncé, il sera prudent de prendre des moyennes sur des échantillons ayant une teinte à peu près pareille.

*Ceterum censeo Carthaginem esse delendam* : Nous vous avons entretenus de faits qui ne sont pas absolument nouveaux, mais les phénomènes constatés chaque jour ne sont vraiment pas rassurants, attendu qu'ils prouvent que ni l'industriel, ni ceux qui sont chargés de l'examen des matériaux ne prennent les précautions nécessaires, et c'est pourquoi nous espérons que notre cri d'alarme ne résonnera pas en vain au sein de l'honorable Congrès!

VITTORIO DALL' ARMI et ANGELO FORTI.

## IV

### OBSERVATIONS

SUR LES

### ESSAIS PAR VOIE HUMIDE

EN VUE DE DÉTERMINER LA CONSTITUTION CHIMIQUE DES LIANTS HYDRAULIQUES

---

### COMMUNICATION

Présentée par M. R. FERET

CHEF DU LABORATOIRE DES PONTS ET CHAUSSÉES, A BOULOGNE-SUR-MER

---

#### I

« Agités avec un grand excès d'eau, les produits hydrauliques en poudre subissent une décomposition partielle qui augmente avec le temps. Mais les phénomènes constatés ne sont pas nécessairement ceux auxquels est due la prise, car l'état de dilution des éléments est très différent dans les deux cas, et dès lors les conditions d'équilibre chimique ne sont pas les mêmes.

« Pour une raison analogue, il serait inexact de considérer comme chaux libre celle qui se dissout dans un excès d'eau et de chercher à doser ainsi cet élément. On constate d'ailleurs que la proportion de chaux enlevée à un même ciment varie dans de très larges limites suivant les conditions de l'expérience. En réalité, il se produit une décomposition incomplète de sels calcaires, peu stables au contact de l'eau, décomposition lentement progressive et qui s'arrête plus ou moins loin suivant la température, la quantité d'eau, la nature et les proportions des divers autres éléments en présence.

« Le tableau ci-après indique les quantités de chaux enlevées à un même ciment portland dans différentes conditions de temps et de masses, la température restant constante, par de l'eau pure ou par de l'eau sucrée à 1 : 10.

POIDS DE CIMENT mis au contact d'un litre de liquide . . . . .	2 GRAMMES.	10 GRAMMES.	50 GRAMMES.	10 GRAMMES.	10 GRAMMES.	10 GRAMMES.
DURÉE DU CONTACT (agitations fréquentes) . . . . .	15 MINUTES.	15 MINUTES.	15 MINUTES.	2 HEURES.	24 HEURES.	7 JOURS.
Poids de chaux dissous } pure . .	0,13 g.	0,19 g.	0,36 g.	0,24 g.	0,29 g.	1,09 g.
par litre d'eau . . . } sucrée .	0,18 g.	0,47 g.	0,66 g.	0,52 g.	0,64 g.	0,68 g.
Poids de chaux enlevé à un poids 100 de ciment } pure . .	6,5 ‰	1,9 ‰	0,7 ‰	2,4 ‰	2,9 ‰	10,9 ‰
par l'eau . . . . . } sucrée .	9,0 ‰	4,7 ‰	1,3 ‰	5,2 ‰	6,4 ‰	6,8 ‰

« En traitant de même le ciment par des acides très dilués ou diverses solutions salines, on observe encore que les résultats dépendent de la durée du contact et du volume de solution employé. On ne peut donc songer à décomposer par ce moyen les produits hydrauliques en leurs principaux éléments constituants, ou plutôt ceux-ci, éminemment instables dans de pareilles conditions, subissent une dissociation plus ou moins complète suivant la nature et les proportions des divers corps en présence. »

Ces observations, que nous formulons il y a quelques années<sup>1</sup>, et qui s'appliquent également aux essais par voie humide des liants hydrauliques ayant fait prise, sont loin d'être neuves.

Depuis Vicat<sup>2</sup>, de nombreux expérimentateurs ont montré l'instabilité de certains des composés calcaires des ciments en présence de l'eau et des solutions salines, et signalé l'influence des conditions de l'essai sur les quantités de chaux dissociées.

Tout dernièrement encore, M. le Dr W. Michaëlis a insisté à plusieurs reprises sur ces phénomènes et montré que même les solutions alcooliques de divers sels ou corps simples (chlorure d'aluminium, iode, etc.) pouvaient, en l'absence de l'eau, provoquer, à des degrés variables pour une même substance, des séparations analogues<sup>3</sup>.

On ne doit donc accepter qu'avec une extrême réserve les théories sur la constitution des liants hydrauliques basées sur des réactions de ce genre et, en particulier, la plupart des méthodes par voie humide préconisées pour démontrer la présence de la chaux libre et doser ce composé dans les ciments.

Avant d'en chercher une nouvelle preuve, nous allons passer une revue rapide des plus récentes de ces méthodes.

## II

Le Dr TOMEI<sup>4</sup>, ayant attaqué par une dissolution aqueuse de chlorhydrate d'ammoniaque des ciments durcis depuis des durées variables, a constaté que la proportion de chaux dissoute décroissait pour des durées de durcissement croissantes<sup>5</sup>, en même temps que, aux plus longues durées, elle était plus faible pour le mortier sableux que pour le ciment gâché pur<sup>6</sup>.

1. *Chimie appliquée à l'art de l'Ingénieur*, 2<sup>e</sup> édition, 2<sup>e</sup> partie, art. 41.

2. *Destruction des composés hydrauliques...*, Paris, 1857, p. 19.

3. Voir, notamment : *Thonindustrie Zeitung*, 1900, p. 860.

4. *Verein deutscher Portland-Cement Fabrikanten*, Protokoll 1895, p. 110, et *Thonindustrie Zeitung*, 1895, p. 177.

5. Notons que les liants n'étaient pas toujours les mêmes et que seul celui essayé après deux ans a abandonné une proportion de chaux notablement plus faible que ceux ayant durci moins longtemps.

6. L'auteur ne tient pas compte de la quantité d'eau retenue dans le mortier durci, quantité variable avec le temps et différente suivant que le ciment a été gâché pur ou avec du sable.

En outre, les poids de ciment pur et de mortier durci mis, dans chaque essai, au contact d'un même volume de liquide, ne correspondent pas à un même poids de ciment anhydre.

Les essais suivants, que nous avons faits aussi, faute de temps, sur trois ciments portland différents, mais sensiblement de même composition, montrent bien ces influences :

Il en a conclu que la stabilité des composés calcaires augmentait avec le temps et que, dans le mortier, une partie de la silice du sable entrait en combinaison avec la chaux.

D'autres essais au moyen d'une solution ammoniacale d'acétate d'ammoniaque, suivis d'une attaque du résidu par la lessive de soude, ont confirmé cet auteur dans les mêmes conclusions.

M. A. HAUENSCHILD<sup>1</sup>, tout en reconnaissant que la quantité de chaux dissociée varie nécessairement suivant les conditions de l'expérience, a attaqué des liants hydrauliques et certains silicates de chaux par des solutions de divers sels ammoniacaux et conclu que, bien que ces sels ne permettent pas de déterminer exactement les combinaisons calcaires des ciments, l'affinité de la chaux pour la silice y croît avec le temps et est d'autant plus grande que les silicates sont moins basiques.

M. H. ZULKOWSKI<sup>2</sup> a expliqué la prise hydraulique par l'action de la chaux, qui serait en liberté dans les ciments, sur des composés calcaires, analogues aux laitiers granulés, qu'on pourrait séparer en dissolvant, dans les liants anhydres, la chaux prétendue libre, par l'acide chlorhydrique étendu.

M. O. REBUFFAT<sup>3</sup> a traité par l'eau sucrée divers liants hydrauliques anhydres ou ayant fait prise et calculé que, après défalcation de la chaux entrant dans certaines impuretés inertes, de la chaux dissoute et de la chaux combinée à l'alumine, le rapport entre la chaux et la silice résiduelles était constant pour tous les liants et correspondait au silicate  $\text{SiO}_2, 2\text{CaO}$  hydraté.

Répétant les mêmes essais sur des silicates et des aluminates de chaux bien définis, il a trouvé que tous les aluminates de chaux laissaient finalement un même résidu insoluble

Mortiers durcis, finement pulvérisés, maintenus pendant 15 minutes à l'ébullition avec une dissolution aqueuse de chlorhydrate d'ammoniaque à 5 %. Éléments dosés dans le liquide filtré.

1<sup>re</sup> Méthode Tomei : 120 cm<sup>3</sup> de liquide + 2 g. de ciment pur durci;  
100 cm<sup>3</sup> de liquide + 4 g. de mortier sableux durci.

Proportions de chaux dissoutes ramenées à un poids 100 du ciment sans tenir compte, dans le calcul, de l'eau absorbée par ce dernier :

DURÉE DE DURCISSEMENT PRÉALABLE	CIMENT PUR	MORTIER SABLEUX NORMAL 1 : 3
1 semaine.	39,0	45,4
12 semaines.	39,9	47,1
4 ans.	43,55	51,8

2<sup>e</sup> Trois mêmes ciments ; 100 cm<sup>3</sup> de liquide + poids de mélange durci correspondant à 1 gramme de ciment anhydre. Éléments dissous rapportés à un poids 100 de ciment anhydre. (Les liquides ne contenaient que de très faibles quantités d'alumine, d'oxyde de fer et de magnésie.)

DURÉE DE DURCISSEMENT préalable.	PERTE AU FEU pour 100 DE MÉLANGE DURCI		POIDS DE MÉLANGE DURCI correspondant à 1 g. DE CIMENT ANHYDRE		ÉLÉMENTS DISSOUS SUR 100 DE CIMENT ANHYDRE			
	CIMENT PUR	MORTIER SABLEUX	CIMENT PUR	MORTIER SABLEUX	SILICE		CHAUX	
					CIMENT PUR	MORTIER SABLEUX	CIMENT PUR	MORTIER SABLEUX
1 semaine.	20,40	8,40	1,256	4,367	2,2	2,5	50,2	49,1
12 semaines.	22,60	9,65	1,202	4,427	2,1	1,7	53,2	51,5
4 ans.	22,00	11,05	1,282	4,497	2,0	1,7	57,0	57,0

Ces résultats sont diamétralement opposés à ceux de Tomei.

1. *Thonindustrie Zeitung*, 1895, p. 259.

2. *Die chemische Industrie*, t. XXI, pp. 69 et 96, 1898. Tirage à part : R. Gaertner, édit. Berlin. — *Thonindustrie Zeitung*, 1898, pp. 285, 516, 565.

5. *Gaz. chim. ital.*, XXVIII, 2, p. 209, 1898. Tirage à part : Tipografia Lo Statuto, Palermo, 1898. — *Les matériaux de construction*, IV, n<sup>os</sup> 12 à 17, et tirages à part all. et franç.



ayant pour formule  $3\text{Al}^2\text{O}^3, 2\text{CaO}$ , et que les divers silicates se comportaient différemment dans un excès d'eau sucrée, certaines combinaisons bien définies pouvant d'ailleurs se produire en présence des aluminates.

Finalement, il a déduit de ses essais des conclusions très nettes sur la constitution chimique des liants hydrauliques et sur les réactions auxquelles serait due la prise de ces produits.

M. F. HART<sup>1</sup>, ayant soumis le ciment en poudre à l'action d'une dissolution alcoolique d'iode, a extrait ainsi 30 % de chaux qui, suivant lui, se trouvait à l'état libre dans le ciment; une action plus prolongée du même réactif aurait ensuite dissous 34 % de  $\text{SiO}^2, 3\text{CaO}$ . Le même ciment contiendrait, après la prise, encore 30 % de chaux libre, mais hydratée.

M. B. STEUER<sup>2</sup> a fait barbotter de l'hydrogène sulfuré dans de l'eau tenant en suspension du ciment en poudre très fine; il a extrait ainsi de ce dernier 44 % de chaux, qu'il considère aussi comme de la chaux libre, alors que la composition du résidu correspondrait à la formule  $\text{SiO}^2, \text{CaO}$ . Il en serait de même avec du ciment ayant fait prise récemment, mais, pour les ciments plus âgés, la proportion de chaux libre serait moindre.

MM. S. WORMSER et O. SPANJER<sup>3</sup>, ayant employé comme réactif une solution alcoolique de chlorure d'aluminium, ont bien obtenu des résultats variables suivant les conditions de l'expérience; mais, n'ayant pas trouvé de silice dissoute tant que le rapport du poids de sel à celui de ciment était inférieur à une certaine limite, ils en ont conclu que la chaux enlevée dans les expériences correspondantes se trouvait à l'état libre, à raison de 25 % du poids du ciment.

Citons encore la théorie toute récente de M. P. ROHLAND<sup>4</sup>, et, quoique ne rentrant pas dans le groupe des essais chimiques par voie humide visés dans cette note, la méthode de M. W. N. LAMIN, qui consiste à pulvériser très finement le ciment anhydre ou ayant fait prise et à en séparer mécaniquement les divers constituants, grâce à leurs différences de densité, au moyen de mélanges d'iodure de méthylène ( $d = 3,43$ ) et de benzol ( $d = 0,59$ )<sup>5</sup>.

### III

Parmi ces diverses théories, celle de M. Rebuffat est particulièrement remarquable par la concordance des résultats obtenus avec des liants de natures très différentes, ainsi que par la netteté des conclusions qui s'en dégagent.

Après les observations formulées au début de cet article, nous étions si loin de nous attendre à une pareille concordance et à une pareille netteté, que, en raison de l'importance capitale que présenteraient ces conclusions relativement à la théorie de la constitution et du durcissement des produits hydrauliques, nous avons cru devoir les vérifier par de nouvelles expériences faites d'après les mêmes principes, mais dans des conditions un peu plus variées.

Nous avons, comme M. Rebuffat, mis les liants, anhydres<sup>6</sup> ou ayant fait prise, en contact plus ou moins prolongé avec une solution de sucre à 10 %; mais, au lieu de prendre tou-

1. *Thonindustrie Zeitung*, 1899, pp. 659, 770, 855, 1569; 1900, p. 188.

2. *Thonindustrie Zeitung*, 1899, p. 1604.

3. *Thonindustrie Zeitung*, 1899, p. 1785.

4. *Les matériaux de construction*, V, pp. 116 et 154, 1900.

5. Rapport du 17 novembre 1897 à la Société impériale technique russe. — *Zap. Imp. Russ. Techn. Obschtsch.*, 1898, XXXII, p. 75. — *Thonindustrie Zeitung*, 1899, p. 228.

On reproche à cette méthode la difficulté qu'il y a à pulvériser le ciment assez finement pour que chaque grain soit parfaitement homogène, la gêne qu'éprouvent les grains à se séparer de ceux qui les entourent, ainsi que la variation de densité des hydrosilicates de chaux suivant les conditions dans lesquelles ils ont été desséchés.

6. Nous entendons ici par liants anhydres les liants tels qu'on les emploie, bien qu'ils contiennent déjà une petite quantité d'eau mise en évidence par l'essai de perte au feu.

jours 5 grammes de matière solide, anhydre ou hydratée, pour 1 litre d'eau sucrée, nous avons employé parallèlement, pour le même volume de liquide, 1 gramme, 5 grammes et 25 grammes des liants anhydres et les poids des liants hydratés correspondant aux mêmes poids des liants anhydres.

Pour les autres opérations, nous avons suivi pas à pas les méthodes mêmes du savant professeur italien, ce qui nous dispensera d'entrer dans de plus longs détails : il suffira au lecteur de se reporter aux sources citées plus haut.

Les liants employés ont été un échantillon de chaux du Teil, un ciment portland de la région de Boulogne, obtenu par la mouture de roches choisies de cuisson parfaite, sans aucun mélange de poussières ou autres matières, et enfin un ciment à prise rapide de la région de Vassy.

Ces liants, pulvérisés très finement, ont été d'abord débarrassés de tous les grains retenus par le tamis de soie, puis analysés. En outre, on y a dosé les matières que M. Rebuffat considère comme des scories inertes, puis on a calculé les proportions de chaux neutralisées par l'acide carbonique et l'acide sulfurique, la proportion de chaux équivalant à la teneur en magnésie et les proportions de chaux correspondant, d'après la théorie de M. Rebuffat, au composé  $3\text{Al}^2\text{O}^3, 2\text{CaO}$  et aussi, par analogie, au composé  $3\text{Fe}^2\text{O}^3, 2\text{CaO}$ ; enfin on en a déduit, comme l'indique le tableau ci-dessous, les proportions de silice et de chaux restant réellement en présence dans un poids 100 de chaque liant.

	Chaux du Teil					Ciment portland					Ciment rapide				
	ANALYSE IMMÉDIATE	SCORIES INERTES	DIFFÉRENCE	CORRECTIONS A LA PROPORTION DE CHAUX	PROPORTIONS FINALES CORRIGÉES	ANALYSE IMMÉDIATE	SCORIES INERTES	DIFFÉRENCE	CORRECTIONS A LA PROPORTION DE CHAUX	PROPORTIONS FINALES CORRIGÉES	ANALYSE IMMÉDIATE	SCORIES INERTES	DIFFÉRENCE	CORRECTIONS A LA PROPORTION DE CHAUX	PROPORTIONS FINALES CORRIGÉES
Silice . . . .	20,65	0,30	20,35	»	20,35	20,40	0,24	20,16	»	20,16	24,90	2,86	22,04	»	22,04
Chaux . . . .	64,00	0,06	63,94	»	55,20	64,70	0,07	64,63	»	57,91	51,75	0,33	51,42	»	43,56
Ac. carbonique	7,70	»	»	-9,80	»	3,50	»	»	-4,45	»	4,20	»	»	-5,35	»
Ac. sulfurique	0,40	»	»	-0,28	»	0,85	»	»	-0,60	»	1,70	»	»	-1,19	»
Magnésie . .	1,35	»	»	+1,89	»	0,90	»	»	+1,26	»	1,05	0,07	1,88	+2,63	»
Alumine . .	1,15	0,07	1,08	-0,39	»	6,75	0,01	6,74	-2,44	»	9,80	0,91	8,89	-3,20	»
Sesquioxyde de fer . .	0,35	0,04	0,31	-0,07	»	2,15	0,03	2,12	-0,40	»	3,65	0,45	3,20	-0,75	»
Nombre final de molécules de CaO pour 1 molécule de SiO <sup>2</sup> . . . .					2,91					3,07					2,42

Dans des flacons de 185 centimètres cubes bien bouchés, contenant chacun 150 centimètres cubes d'eau sucrée, on a introduit les poids correspondants des trois liants anhydres passés au tamis de soie; on les a descendus dans une cave à température constante d'environ 15°, où on les a agités fréquemment; puis, après diverses durées, on a essayé quelques flacons en filtrant rapidement leur contenu et dosant goutte à goutte, par l'acide chlorhydrique titré, la chaux contenue dans 125 centimètres cubes du liquide filtré.

Les mêmes liants passés au tamis de soie ont été gâchés à consistance plastique avec les proportions convenables d'eau distillée fraîchement bouillie, et les pâtes obtenues ont été introduites au fond de bocal de verre, puis recouvertes d'une couche d'eau, et les bocal ont été bouchés. Au bout de 28 jours de conservation dans la même cave à température constante, la pâte de chaux était encore un peu tendre, alors que les deux autres étaient très dures. On a brisé les trois bocal, enlevé au couteau la matière qui se trouvait au contact de l'eau, pulvérisé rapidement le reste et mis les poudres sous une cloche dont

l'atmosphère était desséchée par de l'acide sulfurique. Après séjour de 15 jours sous cette cloche, les matières ont été pulvérisées de nouveau le plus finement possible et passées au tamis de soie.

D'après les pertes au feu trouvées, d'une part, pour les liants anhydres, et, d'autre part, pour les poudres ainsi obtenues, on a calculé que les poids de ces dernières, correspondant à 1 gramme de liant anhydre, étaient respectivement de 1,052 pour la chaux, 1,231 pour le portland et 1,166 pour le ciment rapide. Enfin ces poids, multipliés chacun par 0,15, par  $5 \times 0,15$  et par  $25 \times 0,15$ , ont été mis, dans les mêmes conditions que les liants anhydres, au contact de 150 centimètres cubes d'eau sucrée, et la chaux a été dosée de la même manière, dans les liquides filtrés, après diverses durées de contact<sup>1</sup>.

Le tableau ci-après indique quels ont été, pour les liants anhydres et pour les liants hydratés, les poids de chaux trouvés, dans chaque essai, par litre de liquide filtré, ainsi que les proportions de chaux correspondantes ramenées à un poids 100 de liant anhydre.

Poids de liant calculé anhydre mis au contact d'un litre d'eau sucrée. . . .	MILLIGRAMMES DE Ca O PAR LITRE DE LIQUIDE FILTRÉ									POIDS DE Ca O DISSOUTE POUR 100 DE LIANT ANHYDRE									
	Chaux du Teil			Cim. portland			Ciment rapide			Chaux du Teil			Ciment portland			Ciment rapide			
	1	5	25	1	5	25	1	5	25	1	5	25	1	5	25	1	5	25	
DURÉE DE CONTACT																			
en jours.	en semaines.	Essais sur liants anhydres.																	
1		216	804	3556	216	548	844	104	404	2052	21,00	16,08	14,14	21,60	10,96	3,38	10,40	8,08*	8,21*
3		220	792	3944*	232	560	872	116	376*	2008*	22,00	15,84	15,78*	23,20	11,20	3,49	11,60	7,52*	8,03*
7	1	232	808	4192*	264	632	944	92	404*	2020*	23,20	16,16	16,77*	26,40	12,64	3,78	9,20	8,08*	8,08*
28	4	252	728	4452*	240	660	1020	92	524*	2520*	25,20	14,56	17,81*	24,00	13,20	4,08	9,20	6,48*	9,28*
91	15	252	680	4568*	272	616	1208	68	308*	2005*	23,20	13,60	18,27*	27,20	12,32	4,85	6,80	6,16*	8,02*
320	47	»	»	»	220	632	1504	»	»	»	»	»	»	22,00	12,64	6,02	»	»	»
		Essais sur liants hydratés																	
3		206	856	3852*	304	1044	4515*	164	384	917	29,60	17,12	15,41*	30,40	20,88	18,06*	16,40	7,68	3,67
7	1	312	880	3808*	520	1108	5280*	180	420	1000	31,20	17,60	15,23*	32,00	22,16	21,12*	18,00	8,40	4,00
35	5	308	812	3704*	312	1104	5756*	184	400	996	30,80	16,24	14,82*	31,20	22,08	22,94*	18,40	8,00	3,98

Les astérisques indiquent des essais au cours desquels il s'est formé un précipité dans le liquide filtré, pendant qu'on le neutralisait par l'acide chlorhydrique titré. Ces précipités, recueillis sur des doubles filtres préalablement équilibrés, ont été lavés rapidement et séchés à 110°, puis pesés et analysés.

Le tableau suivant indique leurs poids et leurs compositions ramenés soit à 1 litre de liquide, soit à un poids 100 de liant anhydre.

1. L'analyse a montré que, pendant la durée totale du durcissement, sans doute surtout pendant la période d'exposition en poudre sous la cloche à acide sulfurique, les proportions d'acide carbonique absorbées, ramenées à 100 de liant anhydre, avaient été :

Chaux hydraulique. . . . .	0
Ciment portland . . . . .	0,75
Ciment rapide . . . . .	1,45

DÉSIGNATION du LIANT	POIDS DE LIANT (calculé anhydre) par litre d'eau sucrée	DURÉE du CONTACT (jours)	MILLIGRAMMES PAR LITRE DE LIQUIDE						PROPORTION SUR 100 DE LIANT					
			FILTRÉ						ANHYDRE					
			Précipité total séché à 110°	Silice	Alumine	Sesquioxyde de fer	Chaux	Eau (par différence)	Précipité total séché à 110°	Silice	Alumine	Sesquioxyde de fer	Chaux	Eau (par différence)
CHAUX DU TEIL ANHYDRE	25	3	312	136	33	15	48	80	1,25	0,54	0,13	0,06	0,19	0,32
		7	280	192	0	24	40	24	1,12	0,77	0,00	0,10	0,16	0,10
		28	520	288	29	27	40	136	2,08	1,15	0,12	0,11	0,16	0,54
		91	664	592	57	39	64	112	2,66	1,57	0,23	0,16	0,26	0,45
CIMENT RAPIDE ANHYDRE	5	1	296	8	110	42	32	192	5,92	0,16	2,20	0,84	0,64	3,84
		3	400	16	123	45	24	202	8,00	0,32	2,46	0,90	0,48	4,04
		7	336	16	103	57	16	144	6,72	0,32	2,06	1,14	0,32	2,88
		28	376	0	100	60	0	216	7,52	0,00	2,00	1,20	0,00	4,32
		91	312	16	86	42	40	128	6,24	0,32	1,72	0,84	0,80	2,56
	25	1	1968	96	649	391	160	672	7,87	0,38	2,60	1,56	0,64	2,60
		3	2640	128	718	346	264	1184	10,56	0,51	2,87	1,38	1,06	4,74
		7	2256	144	613	427	240	832	9,02	0,58	2,45	1,71	0,96	3,55
		28	2040	176	614	418	96	736	8,16	0,70	2,46	1,67	0,38	2,94
		91	2300	240	691	299	280	790	9,20	0,96	2,76	1,20	1,12	3,16
CHAUX DU TEIL HYDRATÉE	25	3	52	»	»	»	»	»	0,13	»	»	»	»	»
		7	24	»	»	»	»	»	0,09	»	»	»	»	»
		35	traces	»	»	»	»	»	traces	»	»	»	»	»
CIMENT PORTLAND HYDRATÉ	25	3	700	160	163	45	88	244	2,80	0,64	0,65	0,18	0,35	0,98
		7	1024	352	257	65	128	224	4,10	1,41	1,05	0,25	0,51	0,90
		35	1360	472	246	170	192	280	5,44	1,89	0,98	0,68	0,77	1,12

Abstraction faite de la proportion d'eau retenue à 110°, qui varie beaucoup d'un essai à l'autre, on constate que les compositions des précipités formés dans les liquides fournis par un même liant après diverses durées, alors même que les poids de matière mis au contact d'un même volume d'eau sucrée étaient différents (ciment rapide anhydre), sont assez voisines entre elles et correspondent approximativement, en moyenne, aux formules suivantes :

Chaux du Teil anhydre. . . . .  $9\text{SiO}_2, \text{R}^2\text{O}_3, 2\text{CaO}$  ;  
 Ciment rapide anhydre . . . . .  $2\text{SiO}_2, 6\text{Al}^2\text{O}_3, 2\text{Fe}^2\text{O}_3, 3\text{CaO}$  ;  
 Ciment portland hydraté. . . . .  $2\text{SiO}_2, \text{R}^2\text{O}_3, \text{CaO}$ .

Laissons de côté les séries d'essais où l'on a obtenu ces précipités, non signalés par M. Rebuffat, et qui, sauf une, correspondent, d'ailleurs, à des cas où les poids de matière traités par l'eau sucrée dépassaient de beaucoup les 5 grammes employés constamment par cet auteur. Il ressort des autres séries que, bien que nos essais ne paraissent pas d'une très grande précision, les poids de chaux enlevés à un même liant dans diverses conditions de masses présentent généralement des écarts bien supérieurs aux erreurs d'expérience possibles. De même, à proportion égale de liant calculé anhydre, on n'aperçoit aucun rapport constant entre les poids de chaux enlevés à un même liant suivant qu'on l'essaie anhydre ou hydraté.

Dès lors, si, des poids de chaux considérés, dans le tableau des compositions chimiques, comme capables de se trouver ou d'entrer en combinaison avec la silice active, on déduit la chaux enlevée par l'eau sucrée dans chaque cas, on doit nécessairement trouver, pour les silicates de chaux du résidu insoluble, des compositions très différentes. Ces compositions sont calculées dans le tableau suivant :

		Chaux du Teil				Ciment portland					Ciment rapide			
Proportions de silice et de chaux, réelle- ment en présence dans 100 de liant anhydre.	Silice Chaux	20,35 55,29				20,16 57,91					22,04 43,56			
Conditions des essais :	état du liant : poids employé.	Anhydre		Hydraté		Anhydre.			Hydraté		Anhydre	Hydraté		
		1	5	1	5	1	5	25	1	5	1	1	5	25
Proportion approximative de chaux enlevée par l'eau sucrée. . . . .		25,00	16,00	31,00	17,00	24,00	13,00	4,00	32,00	22,00	11,00	10,80	8,00	4,00
Teneur en chaux du résidu insoluble.	{ Ca O p. 100 du liant anhydre. . . . . Nombre de molécu- les de CaO p <sup>r</sup> 1 mo- lécule de SiO <sup>2</sup> . .	30,29	39,29	24,29	38,29	33,91	44,91	53,91	25,91	35,91	32,56	25,56	35,56	39,56
		1,6	2,1	1,5	2,0	1,8	2,4	2,8	1,4	1,9	1,6	1,2	1,7	1,9

Il résulte donc immédiatement de là que, si nos expériences sont justes, l'observation des faits vient contredire le point de départ des théories de M. Rebuffat.

Nous regrettons de ne pouvoir tirer, pour le moment, de ces expériences, aucun renseignement positif sur la nature et les actions mutuelles des composés en présence. Amené à détruire une théorie intéressante, sans avoir rien à mettre à la place, nous espérons encore que l'erreur est de notre côté. D'autres expériences de vérification sont d'ailleurs annoncées par M. Michaëlis : puisse-t-il en sortir la vérité!

R. FERET.

## V

### SUR LES

# ESSAIS DE CIMENT A L'EAU CHAUDE

---

## COMMUNICATION

Présentée par **M. DEVAL**

ANCIEN CHEF DU LABORATOIRE MUNICIPAL D'ESSAIS DES MATÉRIAUX DE PARIS

Depuis quelque temps on a songé à introduire dans les essais de réception des ciments l'essai de résistance après durcissement à l'eau chaude.

La chaleur facilite les combinaisons chimiques et lorsque le durcissement des ciments s'opère dans l'eau chaude, entre 80 et 100 degrés, il croît beaucoup plus vite que dans l'eau froide.

Le prompt développement de la résistance dans l'eau chaude a fait penser qu'au bout de sept jours le ciment avait atteint son maximum de résistance. Dans ce cas, l'essai à chaud, en accélérant les effets du temps, permettrait de connaître, à bref délai, la résistance que peut acquérir un ciment donné.

L'essai à chaud n'a pas seulement pour but de produire un durcissement plus prompt, mais encore de rechercher si le ciment ne contient pas des expansifs qui ont échappé à l'essai à froid et qui peuvent nuire ultérieurement à la solidité des constructions. L'eau chaude à 80 degrés détermine l'hydratation de ces expansifs, qui se révèlent en quelques heures sur les briquettes d'essai par des gonflements ou des fendillements. Dans ce cas, le ciment est considéré comme suspect.

Enfin certains ciments ayant déjà acquis dans l'eau froide un certain degré de durcissement, plongés dans l'eau bouillante pendant vingt à trente minutes, voient leur résistance après refroidissement notablement diminuée. Ce fait est attribué à la décomposition des aluminates hydratés qui se sont formés pendant le durcissement et que la chaleur a décomposés.

Lorsque nous étions chargé du laboratoire municipal d'essai des matériaux, nous avons eu l'occasion de faire des essais à l'eau chaude, non seulement sur les ciments de Portland, mais encore sur les ciments de laitier de Vassy et sur les chaux hydrauliques.

Cette note a pour but de résumer ces essais et de comparer les résistances des divers ciments à chaud et à froid à deux jours, à sept jours et à un an. On recherchera si l'eau chaude modifie dans le même sens la résistance des ciments gâchés en pâte pure et celle de leurs mortiers sableux.

Enfin, on recherchera ce que deviennent dans l'eau froide et à l'air, au bout de trois ans, les ciments que l'essai à l'eau chaude a rendus suspects.

Nous présentons ce travail sous forme de graphiques qui permettront d'embrasser d'un coup d'œil l'ensemble de résultats réunis dans un certain nombre de tableaux comprenant de nombreuses colonnes de chiffres.

#### 1° INFLUENCE DE L'EAU CHAUDE SUR LE DURCISSEMENT DES CIMENTS

Les ciments gâchés en pâte de consistance normale sont placés dans l'eau chaude après leur prise, c'est-à-dire après six heures pour les ciments de Vassy à prise prompte; après vingt-quatre heures pour les ciments de Portland et de laitier, et après quatre jours pour les chaux hydrauliques.

L'action de l'eau chaude varie avec la composition des ciments. Lorsqu'ils ne contiennent pas d'expansifs ou de sels pouvant être décomposés par la chaleur, l'eau chaude leur donne une résistance plus grande que l'eau froide. Dans le cas contraire, l'eau chaude produit une diminution de résistance.

Les ciments siliceux, comme les portlands, ont, après deux jours, plus de résistance dans l'eau chaude que dans l'eau froide et cette supériorité se maintient après sept jours. Il en est de même des ciments de Vassy, quoiqu'un peu plus argileux. Les ciments de laitier, qui renferment une forte proportion d'alumine, de 15 à 16 %, ont après deux jours plus de résistance à chaud qu'à froid, mais après sept jours la résistance à froid prend le dessus.

Ces faits sont mis en évidence par le graphique n° 1, dans lequel on compare les résistances à chaud et à froid des divers ciments après deux jours et après sept jours.

On a pris pour abscisses les résistances dans l'eau chaude et pour ordonnées les résistances dans l'eau froide.

On a, pour chaque nature de ciment, entouré d'un trait tous les points de la résistance à deux jours et d'un autre trait tous ceux de la résistance à sept jours; on a ainsi formé deux surfaces qui se distinguent par des hachures différentes.

Les deux surfaces qui se rapportent au ciment de Portland sont peu entamées par la droite à 45 degrés qui laisse au-dessous d'elle le plus grand nombre de points. Ce qui indique, qu'à part quelques exceptions, la résistance à deux jours et la résistance à sept jours des pâtes pures des ciments de Portland sont plus grandes dans l'eau chaude.

Il en est de même des ciments de Vassy.

Quant aux ciments de laitier, le graphique montre que la résistance à deux jours est plus grande dans l'eau chaude, mais qu'à sept jours c'est généralement le contraire.

Avec les pâtes pures, nous avons aussi placé dans l'eau chaude des mortiers sableux et nous les y avons maintenus pendant un an.

Le graphique n° 2 a pour but de comparer la résistance dans l'eau chaude à la résistance dans l'eau froide des ciments et de leurs mortiers sableux au bout d'un an.

Ce graphique montre assez nettement qu'au bout d'un an les pâtes pures des ciments de Portland, de laitier et de Vassy, ont, en général, moins de résistance dans l'eau chaude que dans l'eau froide et qu'au contraire l'eau chaude est favorable au développement de la résistance des mortiers sableux.

Nous avons dit plus haut qu'on avait supposé qu'après sept jours les ciments avaient acquis dans l'eau chaude leur résistance maximum.

Nous avons cherché à vérifier ce fait et nous avons reconnu que la résistance des ciments croissait encore dans l'eau chaude après sept jours, comme elle croît dans l'eau froide, et nous venons de voir qu'à un an, limite de nos expériences, la résistance à froid dépassait la résistance à chaud.

Le graphique n° 3, où l'on a pris pour abscisses le maximum de la résistance à chaud et pour ordonnées la résistance à chaud à sept jours, montre que cette dernière résistance n'est maxima que pour quelques ciments de Vassy, dont les points se trouvent sur la droite

à 45 degrés. Tous les autres points du graphique sont au-dessous de cette droite, ce qui indique que la résistance croît encore après sept jours.

Cet accroissement de résistance est encore plus évident pour les mortiers dont tous les points sont situés au-dessous de la droite à 45 degrés.

M. Le Chatelier a déduit de quelques expériences qu'il pouvait y avoir concordance entre la résistance à chaud à sept jours et la résistance à froid à vingt-huit jours.

Avec les résultats d'un grand nombre d'expériences, on a tracé le graphique n° 4, dans lequel on a pris pour abscisses les résistances à froid à vingt-huit jours et pour ordonnées les résistances dans l'eau chaude à sept jours.

Tous les points des ciments de Portland paraissent se grouper à peu près également au-dessus et au-dessous de la droite à 45 degrés. Quelques points se rattachant à des ciments défectueux font exception; nous les avons laissés en dehors de la surface correspondant aux ciments de Portland.

La même concordance n'a pas lieu pour les ciments de laitier, dont la résistance est plus grande à froid à vingt-huit jours qu'à chaud à sept jours.

La résistance à chaud à sept jours des ciments de Vassy est, en général, un peu supérieure à leur résistance à froid à vingt-huit jours.

La concordance a lieu encore avec les chaux hydrauliques. Si on laisse de côté quelques résistances nulles à chaud par suite de fendillement ou de gonflement, les points paraissent se réunir en nombre égal au-dessus et au-dessous de la droite à 45 degrés.

Le graphique n° 4 peut encore faire ressortir la différence de résistance à vingt-huit jours des divers liants hydrauliques qui, en suivant l'ordre croissant des résistances, se placent ainsi :

- Chaux hydrauliques;
- Ciments de Vassy;
- Ciments de laitier;
- Ciments de Portland.

Les surfaces correspondant aux chaux hydrauliques et aux ciments de Vassy sont nettement séparées; celles qui correspondent aux ciments de laitier et aux Portlands ont une large partie commune, ce qui établit un certain rapprochement entre les résistances des ciments de laitier et celles des ciments de Portland.

## 2° GONFLEMENT ET DIMINUTION DE RÉSISTANCE DES CEMENTS DANS L'EAU CHAUDE

Lorsque les ciments contiennent des expansifs pouvant s'hydrater tardivement, l'eau chaude en détermine l'hydratation au bout de quelques heures. Dans ce cas, il y a souvent augmentation de volume et apparition de fentes ou de fissures.

A défaut d'augmentation de volume ou de fendillements, l'hydratation des expansifs amène une diminution de résistance et on a admis que, lorsque la résistance des briquettes immergées dans l'eau chaude était, au début ou après sept jours, inférieure à la résistance des briquettes maintenues dans l'eau froide, le ciment contenait des expansifs et devait être considéré comme suspect.

Cela peut être vrai pour les ciments de Portland, dont la forte cuisson peut occasionner la présence d'expansifs. Mais si le ciment contient des sels décomposables par la chaleur, l'eau chaude, en les décomposant, produit aussi une diminution de résistance. C'est le cas des ciments de laitier qui contiennent de 15 à 16 % d'alumine et par suite une assez forte proportion d'aluminate de chaux.

Ce sel à l'état d'hydrate est décomposé à 100 degrés. Il perd sa résistance et modifie celle du ciment. On a vu que la résistance à chaud des ciments de laitier à sept jours était inférieure à la résistance à froid. Par suite, l'essai à chaud rendrait suspects tous les ciments de laitier. La plus faible résistance à chaud qu'à froid est due à la nature même du ciment et non à une défectuosité comme dans les ciments de Portland.



L'essai à chaud ne semble donc pas pouvoir être appliqué aux ciments de laitier.

Cependant les ciments de laitier étant formés par le mélange à froid de chaux éteinte et de laitier de hauts fourneaux, si l'eau chaude produisait un gonflement ou des fendillements, cela indiquerait que la chaux employée n'a pas été suffisamment éteinte, ce qui serait alors un grave défaut.

Nous avons recherché ce que devenaient dans l'eau froide les ciments de Portland ayant gonflé dans l'eau chaude sans avoir gonflé dans l'eau froide ou dont la résistance à chaud était inférieure à sept jours à la résistance à froid.

Des briquettes ont été faites avec ces ciments. Elles ont été placées dans l'eau à la température du laboratoire; puis elles ont été rompues aux dates ordinaires jusqu'à trois mois; puis de trois mois en trois mois jusqu'à dix-huit mois et enfin de six mois en six mois jusqu'à trois ans.

Ces briquettes n'ont montré, dans l'eau froide, même après trois ans, aucune trace de fendillement. Leur résistance s'est élevée graduellement en passant par des chutes et des relèvements, comme celle des ciments dont l'essai à chaud a été satisfaisant.

Nous comparons dans le graphique n° 5 la résistance à trois ans de ces ciments considérés comme défectueux à la résistance moyenne, au bout du même temps, des ciments de même marque, prélevés mensuellement à l'usine pendant toute l'année.

On a porté en abscisses la résistance moyenne des ciments prélevés à l'usine et, en ordonnées, la résistance du ciment rendu suspect par l'essai à chaud.

La résistance moyenne des pâtes de ciment pur varie, au bout de trois ans, de 45 à 58 kilogrammes par centimètre carré; celle des ciments suspects de 39 à 62 kilogrammes. La différence indique un peu moins de régularité dans ces derniers ciments, mais elle ne permet pas de conclure à des ciments dangereux. En outre, le groupement des points en nombre à peu près égal au-dessus et au-dessous de la droite à 45 degrés indiquerait que la résistance des ciments suspects serait équivalente à celle des ciments de la fabrication courante.

Les ciments ne sont généralement pas employés purs dans les travaux, ils sont mélangés de sable. Si on considère les mortiers sableux à 1/3 faits avec les ciments suspects, on remarque que la moitié des points se placent presque sur la droite à 45 degrés qui passe à peu près à égale distance des autres. Il n'y a donc pas encore une différence bien sensible entre la résistance des mortiers faits avec les ciments suspects et celle des mortiers faits avec les ciments prélevés à l'usine.

Ainsi les ciments de Portland, rendus suspects par l'essai à chaud, immergés pendant trois ans dans l'eau froide, ne présentent pas de signes d'altération et leur résistance et celle de leurs mortiers arrivent au bout de ce temps à être presque égales ou peu inférieures à celle des ciments de bonne fabrication.

On a également pensé que les ciments qui n'ont pas résisté à l'eau chaude peuvent se bien comporter dans l'eau froide mais qu'à l'air, au bout d'un grand nombre de mois, ils donnent des signes d'altération.

Nous avons exposé à l'air, à toutes les intempéries, des briquettes de ciment de Portland, de laitier et de Vassy et dans le graphique n° 6 nous comparons leur résistance à trois ans à celles des mêmes ciments maintenus dans l'eau froide pendant le même temps.

Parmi les ciments de Portland se trouvent ceux qui ont gonflé ou fendillé dans l'eau chaude. Disons de suite que ces derniers ciments n'ont donné, au bout de trente-six mois, aucune trace d'altération ni dans l'eau ni à l'air. Leur résistance à l'air a passé par des chutes et des relèvements et est arrivée à trois ans à être peu différente de celle des ciments dont l'essai à chaud a été satisfaisant.

Ces résultats sont rendus évidents par le graphique n° 6 où on a pris pour abscisses les résistances à l'air après trois ans pour les ciments de Portland et de laitier et après un an pour les ciments de Vassy. Les ordonnées sont les résistances à l'eau.

Les points se rapportant aux ciments de Portland qui n'ont ni gonflé ni fendillé dans l'eau chaude sont représentés par de petits cercles *o* et ceux des ciments que l'eau chaude a altérés par des points noirs *●*.

Les cercles et les points déterminent deux surfaces qui se confondent en grande partie, ce qui indique qu'à l'air il y a peu de différence entre la résistance des ciments altérés par l'eau chaude et celle des autres.

Les ciments qui n'ont pas été modifiés par l'eau chaude laissent au-dessus de la droite, à 45 degrés, plus de petits cercles qu'au-dessous. Ils paraîtraient par suite un peu moins résistants à l'air qu'à l'eau.

Les mortiers sableux 1/3 des ciments de Portland résistent bien à l'air. La surface correspondant aux ciments dont l'essai à chaud est satisfaisant et celle qui correspond aux ciments ayant gonflé ou fendillé se confondent. Tous les points des deux surfaces sont au-dessous de la droite à 45 degrés et s'en éloignent sensiblement.

Si les ciments de Portland ne sont pas sensiblement altérés par une longue exposition à l'air, il n'en est pas de même des ciments de laitier et de Vassy.

Les ciments de laitier perdent peu à peu leur résistance à l'air. Les pâtes pures se fendillent et arrivent à trois ans avec une résistance nulle ainsi que le montre le graphique. Les mortiers sableux 1/3 prennent à l'air moins de résistance que dans l'eau. On voit que la surface qui leur correspond se trouve très sensiblement au-dessus de la droite à 45 degrés.

Le graphique n° 6 montre encore que les pâtes pures des ciments de Vassy ont moins de résistance à l'air que dans l'eau et qu'au bout d'un an leur résistance tend déjà vers zéro.

Les mortiers sableux à 2/5 sont moins altérables à l'air que les pâtes pures. Leur résistance à l'air et leur résistance à l'eau sont à peu près équivalentes, ainsi que l'indique le groupement des points autour de la droite à 45 degrés.

Pour rendre plus sensible la décroissance de résistance à l'air des pâtes pures, on a tracé le graphique n° 7 qui reproduit le graphique précédent et sur lequel on a indiqué la résistance maxima par laquelle passent les ciments avant la période de trois ans. Les surfaces correspondant à ces maxima ne sont pas couvertes de hachures.

En ce qui concerne les ciments de Portland, la surface P déterminée par les maxima et celle des résistances à trois ans ont une notable partie commune et leur différence est insuffisante pour faire supposer que la résistance à l'air tende vers zéro.

Pour les ciments de laitier, la surface L comprenant les maxima est complètement séparée de la surface des résistances à trois ans et s'en trouve assez éloignée. La résistance à l'air des ciments de laitier tend donc vers zéro d'une façon manifeste.

En examinant les ciments de Vassy on voit que les deux surfaces n'ont qu'une très faible partie commune et que la tendance vers zéro de la résistance est déjà très accentuée après un an d'exposition à l'air.

Nous n'avons que peu d'essais sur les chaux hydrauliques exposées à l'air. Nous résumons dans le graphique n° 8 les quelques résultats que nous avons obtenus.

Sur ce graphique les chaux éminemment hydrauliques se séparent nettement des chaux hydrauliques ordinaires, mais cela tient sans doute au petit nombre d'échantillons mis en expérience.

La résistance à l'air à un an des chaux hydrauliques est moins forte qu'à l'eau au bout du même temps. Elle paraît tendre vers zéro pour les pâtes pures. Les mortiers sableux à 2/5 prennent au contraire plus de résistance à l'air qu'à l'eau.

#### EN RÉSUMÉ :

Les ciments, gâchés en pâte pure et en consistance normale, prennent après deux jours dans l'eau chaude une plus grande résistance que dans l'eau froide. Plus tard, après sept jours, il en est encore de même, sauf pour les ciments de laitier, qui ont moins de résistance. Par un séjour prolongé dans l'eau chaude, la résistance continue toujours à augmenter, mais, après un an, elle est plus faible que dans l'eau froide. Au contraire, la résistance des mortiers sableux est, après un an, plus grande dans l'eau chaude que dans l'eau froide.

La résistance dans l'eau chaude après sept jours n'est pas égale, comme on l'avait pensé, à la résistance maximum des ciments.

Il y a pour les ciments de Portland et pour les chaux hydrauliques une certaine concordance entre la résistance à chaud à sept jours et la résistance à froid à vingt-huit jours.

Cette concordance n'a pas lieu avec les ciments de laitier et elle est douteuse pour les ciments de Vassy.

Les expansifs que l'eau chaude révèle dans les ciments de Portland par des gonflements ou des fendillements, ou par une plus faible résistance qu'à froid, ne paraissent pas être toujours dangereux pour la stabilité des constructions, au moins pendant une période de trois ans.

Une plus faible résistance à sept jours dans l'eau chaude que dans l'eau froide n'est pas toujours l'indice d'expansifs; elle peut, comme dans les ciments de laitier, provenir de la décomposition des aluminates qui doivent concourir à froid au durcissement des ciments. L'aluminate de chaux entre dans la composition des ciments de laitier et sa présence ne peut être considérée comme une défectuosité.

L'essai à l'eau chaude ne peut par suite être appliqué aux ciments de laitier, si ce n'est toutefois pour s'assurer que la chaux y est complètement éteinte.

L'essai à chaud convient aux ciments dont la forte cuisson peu donner lieu à la présence d'expansifs. Mais ces expansifs ne sont pas nécessairement dangereux. Nous venons de voir que pendant une période de trois ans les ciments, rendus suspects par l'essai à chaud, se sont comportés à l'air et à l'eau d'une façon très peu différente de ceux dont l'essai à l'eau chaude a été satisfaisant.

DEVAL.

# VI

## SUR LA

### DÉCOMPOSITION DES CIMENTS A LA MER

---

#### COMMUNICATION

Présentée par M. H. LE CHATELIER

---

#### HISTORIQUE

Nos connaissances *précises* sur la décomposition des ciments à la mer se réduisent à peu de chose; nous les devons presque toutes aux travaux déjà anciens de Vicat, et à quelques recherches récentes de M. Candlot. Cette décomposition est un fait d'ordre exclusivement chimique, elle ne peut être étudiée utilement que par des méthodes chimiques. Vicat l'avait bien compris, mais ses successeurs ont abandonné ce point de vue, ils ont concentré tous leurs efforts sur l'étude des propriétés mécaniques des ciments. Il s'est même produit, après la mort de Vicat, une véritable réaction contre ses idées; elles ont été systématiquement laissées de côté, sans même obtenir les honneurs de la discussion.

Je crois nécessaire, avant d'aborder l'exposé de mes recherches personnelles, de donner un résumé de travaux malheureusement trop oubliés de ce savant ingénieur.

D'après Vicat, la stabilité des maçonneries à la mer exige l'une des deux conditions suivantes :

1° Formation superficielle d'une croûte imperméable complexe due à la carbonatation du ciment combinée avec le développement de végétations et de coquilles marines. La formation de cet enduit dépend de la nature du ciment, de la composition de l'eau de mer et des conditions climatiques. Bien constituée, elle s'oppose à toute pénétration des sels magnésiens, sans que son épaisseur dépasse parfois quelques millimètres;

2° Réaction simultanée des sels magnésiens et de l'acide carbonique, de façon à amener sans désagrégation une transformation chimique totale du ciment.

Cette seconde condition n'est remplie que par un petit nombre de produits hydrauliques, à savoir :

1° Les ciments d'indice supérieur à 0,80, c'est-à-dire dans lesquels le poids de silice d'alumine est plus grand que les 80 centièmes du poids de la chaux;

2° Les chaux éminemment hydrauliques à teneur en alumine très faible;

3° Quelques mortiers de pouzzolane composés avec une proportion de chaux inférieure à 1/5<sup>e</sup> du poids de la pouzzolane.

Aucun fait n'est venu infirmer ces conclusions, on les tient cependant pour nulles et non avenues. L'oubli des idées de Vicat a peut-être été amené par l'insuffisance de la résistance mécanique des différents matériaux dont il recommandait l'emploi. Les mortiers à la mer n'ont pas seulement à résister à l'action chimique de ses eaux, mais aussi au choc mécanique de ses vagues.

A la suite de ces études, Vicat entreprit la fabrication d'un ciment dit *maritime*, devant satisfaire à toutes les exigences des travaux à la mer. Ce ciment, sur un ordre du Ministre des travaux publics, en date du 6 septembre 1858, et sur l'ordre du Ministre de la marine, fut mis en expérience dans les différents ports de France ; il en existe encore un bloc en parfait état dans le port de la Rochelle, où j'ai pu le voir. Mais la mort de Vicat, survenue peu après le commencement de ces expériences, les fit abandonner, et il m'a été fort difficile de me procurer à leur sujet les quelques renseignements suivants :

Ce ciment faisait prise en 45 minutes, avait une densité de 780 grammes au litre. C'était vraisemblablement un ciment artificiel peu cuit.

Voici une analyse du bloc actuel de la Rochelle. Je la dois à l'obligeance de M. Viennot, ingénieur des ponts et chaussées.

Silice. . . . .	21,7
Alumine . . . . .	3,4
Oxyde de fer. . . . .	2,5
Chaux . . . . .	32,6
Magnésie . . . . .	3,7
Chlorure de sodium. . . . .	0,6
Acide sulfurique. . . . .	1,2
Acide carbonique . . . . .	7,4
Eau . . . . .	26,7
	<hr/>
	99,8

Ce qui représente un indice de 0,79.

Des essais faits avec ce ciment, les seuls sur lesquels j'ai pu retrouver quelques indications, sont ceux de Cherbourg et de la Rochelle. A Cherbourg, contrairement aux indications de Vicat, le bloc construit fut immergé 48 heures après sa fabrication, et il fut détruit par le choc des vagues dans la nuit qui suivit son immersion. A la Rochelle, au contraire, le bloc ne fut immergé qu'après trois mois de durcissement, et il est aujourd'hui encore dans un très bon état de conservation. Des nombreux blocs mis en expérience à la même époque dans ce port il n'en reste aujourd'hui que deux, celui de Vicat et un autre fait en ciment Portland anglais. Ce dernier est couvert d'une couche jointive de coquilles d'huitres qui masque complètement le ciment.

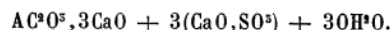
J'ai pu avoir des fragments de ciment pris à l'intérieur de ces deux blocs, et les soumettre à l'action prolongée du sulfate de magnésie. Le ciment Vicat est resté inaltéré, tandis que le ciment Portland anglais s'est rapidement détruit. La conservation de chacun de ces blocs se rapporte donc aux deux cas différents envisagés par Vicat, celui de la formation d'une couche protectrice par l'action d'êtres vivants, et celui de la résistance chimique proprement dite.

Enfin, Vicat avait également signalé, ce qui a été trop perdu de vue depuis, l'influence capitale de la porosité des mortiers sur la rapidité de leur décomposition.

Il avait, en outre, par des recherches de laboratoire, montré que l'action de l'eau de mer sur le ciment était principalement due à la présence du sulfate de magnésie. La dissolution de ce sel à la concentration de 4 à 5 grammes de sel anhydre par litre aurait à peu près la même action que l'eau de mer. Il avait proposé, pour étudier la résistance chimique des ciments, l'emploi d'une semblable dissolution dans laquelle on immergeait de petites briquettes à angles vifs, soigneusement débarrassées de la croûte superficielle carbonatée.

Les recherches de M. Candlot, auxquelles il a été fait allusion plus haut, se rapportent à la découverte d'une combinaison entre le sulfate et l'aluminate de chaux, qui me semble

jouer un rôle prépondérant dans la décomposition des ciments. La formule exacte de ce composé est à une ou deux molécules d'eau près :



Cette formule a été donnée pour la première fois par Michaëlis, sans être accompagnée d'aucune analyse justificative. Sur ma demande, M. Deval a bien voulu reprendre l'étude de ce composé; le résultat de ses analyses, publié dans le *Bulletin de la Société d'encouragement pour l'industrie nationale*, conduirait à une formule renfermant  $1,5\text{H}^2\text{O}$  de moins que celle de Michaëlis. Cet écart ne dépasse pas les erreurs possibles d'expériences, en raison de la difficulté de dessécher convenablement un sel très hydraté, sans lui enlever un peu de son eau de combinaison.

Dans un rapport présenté en 1890 à la Société d'encouragement sur les recherches de M. Candlot, je disais : « Les propriétés de ce sel double permettront sans doute de jeter un certain jour sur le mécanisme de la désagrégation des ciments à la mer. » Les faits exposés dans le rapport actuel démontreront, je le pense, d'une façon complète, l'exactitude de cette prévision.

J'aurai fréquemment, au cours de cette étude, à mentionner les recherches que M. Deval, ancien directeur du laboratoire de la Ville de Paris, a bien voulu conduire parallèlement aux miennes en acceptant mes conseils.

Je dois également mentionner le concours dévoué de M. Chantepie, aide préparateur à l'École des mines, qui m'a secondé dans toutes ces expériences.

## PROCÉDÉS D'ESSAI

Pour mener à bien de semblables études, il faut avoir à sa disposition des procédés d'essais assez accélérés pour permettre l'achèvement de chaque série d'expériences en quelques mois au plus. L'observation des maçonneries à la mer ne peut être utilisée dans des travaux de recherches; elle ne convient que pour contrôler définitivement les résultats des études de laboratoire. La destruction des maçonneries ordinaires demande en effet des années pour se produire, même avec de mauvais ciments.

J'ai employé parallèlement différents procédés d'essais avec un succès inégal, je les passerai ici rapidement en revue.

**Galettes.** — L'essai des galettes le plus fréquemment employées pour les réceptions du ciment dans les ports maritimes ne donne que des indications très lentes et très incertaines. Les ciments tout à fait mauvais se décomposent seuls; les symptômes d'altération, quand il n'y a pas désagrégation complète, sont d'une interprétation toujours discutable.

M. Viennot, ingénieur à la Rochelle, a proposé l'emploi de galettes très minces dont les déformations sont beaucoup plus rapides et plus accentuées. J'ai pu accélérer notablement encore ce mode d'essai en confectionnant les galettes avec une pâte de ciment à 100 pour 100 d'eau. Il faut alors, avant de couler la galette, raffermir un peu la pâte en la chauffant quelques minutes au bain-marie. Enfin M. Deval a rendu ce procédé plus comparable à lui-même en opérant de la façon suivante :

Les galettes sont coulées sur une feuille de papier mouillée appliquée sur une plaque de verre, qui permet de décoller les galettes avant de les mettre en expérience. Elles sont amenées à un diamètre fixe de 50 millimètres en les découpant avec un emporte-pièce au moment où la prise s'achève. Et, au moment de l'immersion dans la solution saline, elles sont amincies par usure à une épaisseur uniforme de 2 millimètres. Cette opération

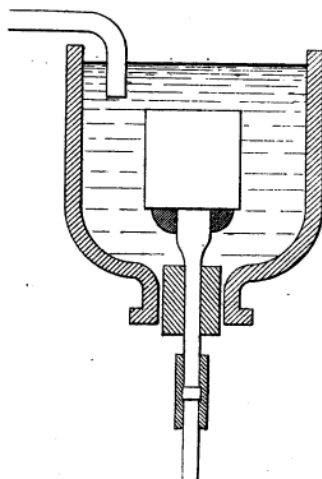
a le grand avantage de faire disparaître la croûte carbonatée dont la présence peut fausser tous les essais.

**Filtration.** — Les expériences de filtration essayées dans quelques laboratoires consistent à faire pénétrer par la pression dans un bloc poreux de mortier une dissolution saline en la laissant s'écouler par la surface extérieure. Ce mode de procéder a le grave défaut de ne laisser apparaître la décomposition du bloc, commencée par l'intérieur, que lorsqu'elle a atteint la surface extérieure, après avoir traversé tout le bloc.

Les expériences sont beaucoup plus rapides en faisant pénétrer le liquide par aspiration à travers la surface extérieure. On peut ainsi reconnaître la décomposition dès ses débuts. J'ai essayé en outre d'employer, au lieu de mortiers sableux, des pâtes de ciment gâchées avec 100 pour 100 d'eau et préparées comme il a été dit plus haut.

Ce mode d'essai est peu satisfaisant à cause du colmatage, de l'obstruction des pores, amenés, soit par la progression du durcissement, quand on retarde la mise en expérience, soit par la décomposition due à l'action des sels dissous. La quantité de liquide passant dans l'unité de temps est très variable d'un échantillon à l'autre et les essais ne sont pas comparables.

Voici, quoi qu'il en soit, quelques résultats d'expériences. Les pâtes étudiées étaient moulées sous forme de cylindre de 30 millimètres de diamètre et 30 millimètres de hauteur. Un tube de verre de 10 millimètres de diamètre intérieur était fixé sur une des faces planes avec de la pâte de ciment pur. Ce gros tube, effilé à l'autre extrémité, était rattaché par un caoutchouc à un tube semi-capillaire de 1 mètre de long, destiné à produire l'aspiration. Le cylindre de mortier plongeait, comme le montre le croquis ci-joint, dans un flacon renversé maintenu rempli de la dissolution saline au moyen d'un vase de Mariotte.



Les pâtes employées ont été soit la pâte pure à 100 pour 100 d'eau, soit le mortier 1 de ciment pour 4 de sable fin de Fontainebleau. Elles seront désignées dans les tableaux suivants par les dénominations abrégées : pâte pure et mortier sableux.

Les compositions des solutions salines expérimentées sont exprimées en grammes de sel anhydre par litre d'eau.

Voici d'abord le détail complet d'une expérience pour montrer l'allure du phénomène.

## Ciment de grappier de Beffes.

PÂTE PURE 100 0/0 D'EAU. — SOLUTION SATURÉE DE SULFATE DE CHAUX.

NOMBRE DE JOURS.	VOLUMES ÉCOULÉS ENTRE DEUX OBSERVATIONS.	VITESSE D'ÉCOULEMENT À L'HEURE.	REMARQUE.
0	0 <sup>cc</sup>	6 <sup>cc</sup> ,44	
1	131	5,49	
2	125	5,03	
4	2.107	4,51	
6	2.97	4,06	Premières fentes très fines.
8	2.82	3,51	
1	3.68	2,81	Les fentes augmentent progressivement.
14	2.63	2,67	
18	4.90	2,86	
20	2.73	3,02	
22	2.93	4,48	
25	3.213	8,84	
26	350	15	Fentes de 0 <sup>mm</sup> ,8.

Le ciment de grappier était âgé de 15 jours au moment de sa mise en filtration. Après un temps plus long de durcissement, il devenait complètement imperméable, et ne pouvait plus être soumis à la filtration. La hauteur de la colonne d'eau aspirante était de 1 mètre.

On voit qu'au début la vitesse de filtration va d'abord en diminuant par suite de la continuation du durcissement et de l'action du sulfate de chaux sur les aluminates. L'apparition des premières fentes au bout du sixième jour ne modifie pas cette allure, parce qu'elles ne traversent pas encore toute la masse. Mais, au bout du quatorzième jour, la vitesse, après avoir passé par un minimum, commence à s'accélérer, puis devient très rapide, quand les fentes ont traversé toute la masse. Elles sont alors ouvertes extérieurement de près de 1 millimètre.

Quand on fait traverser les blocs par des dissolutions qui ne tendent pas à provoquer de fentes ni de désagrégation, il se produit, suivant les cas, des effets très différents au point de vue de la rapidité de filtration. L'eau distillée en entraînant la chaux en dissolution augmente la porosité et accélère considérablement la filtration. Au contraire, l'eau ordinaire qui renferme du bicarbonate de chaux amène un colmatage très rapide; après 15 jours et une filtration de 2 litres, l'écoulement de l'eau était réduit presque à rien. Le carbonate de chaux dissous dans l'eau se dépose en bouchant les pores. Les solutions de bicarbonate de magnésie produisent le même effet encore, pourvu qu'elles ne renferment pas un excès d'acide carbonique qui pourrait dissoudre de la chaux. Les solutions de carbonate d'ammoniaque amènent une accélération rapide de la filtration sans pourtant dissoudre de chaux. Les cristaux de carbonate de chaux, plus volumineux que ceux de silicate de chaux qu'ils remplacent, laissent nécessairement entre eux des vides plus larges qui offrent moins de résistance au passage de l'eau, etc.

Voici maintenant deux expériences comparatives faites avec de la pâte pure à 100 pour 100 d'eau et du mortier 1 : 4 sur un ciment Portland de Mantes soumis à la filtration d'une solution de sulfate de magnésie à 6 grammes par litre.



Mortier.			Pâte pure.		
TEMPS.	VITESSE A L'HEURE.	REMARQUE.	TEMPS.	VITESSE A L'HEURE.	REMARQUE.
0 jours.	12 <sup>cc</sup> ,5		0 jours.	3 <sup>cc</sup> ,22	
2 —	3,29		3 —	1,85	
5 —	1,86		6 —	1,41	
9 —	2,71		10 —	1,27	Fentes.
12 —	5,14	Fentes.	15 —	0,66	
13 —	15		18 —	0,30	
			22 —	4,02	
			24 —	12,51	
			25 —	21,03	

Le volume total de dissolution filtré au moment de l'apparition des premières fentes a été de 0<sup>lit</sup>,910 pour le mortier et de 0<sup>lit</sup>,358 pour la pâte pure. Mais les fentes n'ont pu être reconnues pour le mortier que longtemps après le début de leur formation, car la vitesse de filtration avait déjà repris une accélération très grande.

Dans ce procédé de filtration par l'extérieur, les fentes apparaissent souvent avant le dixième jour, mais cela varie beaucoup avec la perméabilité de l'éprouvette, et il est difficile d'obtenir des éprouvettes comparables. Voici pour quelques séries d'éprouvettes faites en même temps les vitesses initiales de filtration :

Ciment de Beffes.	Ciment de Beffes.	Ciment de Boulogne	Ciment de Mantes.
MORTIER 1/4	PÂTE PURE 100 %	AVEC POUSSIÈRES DE FOUR. PÂTE PURE 100 %	MORTIER 1/4
52 <sup>cc</sup>	5 <sup>cc</sup>	25 <sup>cc</sup> ,2	12 <sup>cc</sup> ,5
54	4,5	24	5,3
22	6,4	16	1,9
30	13	22	4,1
48	2,6	21	
68	5,3	15	
76	5,5		

D'une façon générale, l'altération est d'autant plus rapide que la filtration est plus rapide, sans que pourtant les fentes apparaissent après le passage d'un même volume de dissolution. Le volume correspondant à la décomposition croît avec la rapidité de la filtration.

**Méthode de Vicat.** — Le plus grand nombre des essais ont été faits par la méthode de Vicat en immergeant dans des solutions salines variées de petites briquettes abandonnées d'abord au durcissement, à l'abri de l'acide carbonique de l'air, pendant un temps plus ou moins long. Au moment de l'immersion, les surfaces étaient avivées à la lime pour éviter d'une façon certaine la présence d'un croûte carbonatée. Le plus souvent les pâtes étaient moulées en cylindres de 20 millimètres de diamètre sur 20 millimètres de hauteur. Au moment de l'emploi, ces cylindres étaient découpés à la scie en quatre morceaux présentant chacun un dièdre de 90° puis ajustés à la lime. C'est sur l'arête du dièdre correspondant à la partie centrale du cylindre primitif que l'altération se manifeste presque toujours. C'est ce mode d'essai qui semble le plus comparable à lui-même et mérite par suite la plus grande confiance.

Au lieu d'employer, comme Vicat, des pâtes gâchées en consistance normale qui deviennent complètement imperméables après l'achèvement de leur durcissement et par suite s'attaquent très lentement, j'ai le plus souvent employé des pâtes gâchées à 100 % d'eau amenées à bonne consistance par un léger chauffage, ou gâchées seulement avec 50 % d'eau sans s'aider de la chaleur, mais après avoir achevé le broyage du ciment, de façon à lui faire traverser en totalité le tamis de 4900 mailles.

C'est ce dernier mode d'essai que je considère comme le plus pratique pour étudier l'action de l'eau de mer sur les ciments.

L'âge des briquettes, au moment de leur immersion en solution saline, a une influence irrégulière mais peu importante sur la rapidité de la décomposition. On le montrera plus loin par un exemple.

L'eau de mer employée pour ces expériences était de l'eau de mer artificielle préparée suivant la formule adoptée sur ma proposition par la Commission française des méthodes d'essai.

Chlorure de sodium . . . . .	NaCl	30 <sup>gr</sup>
Sulfate de magnésie . . . . .	SO <sup>4</sup> Mg . 7H <sup>2</sup> O	5
Chlorure de magnésium . . . . .	MgCl <sup>2</sup> . 5H <sup>2</sup> O	6
Sulfate de chaux . . . . .	SO <sup>4</sup> Ca . 2H <sup>2</sup> O	1,5
Bicarbonate de potasse . . . . .	CO <sup>3</sup> KH	0,2
Eau distillée . . . . .	H <sup>2</sup> O	1000

**Procédé des épingles.** — Le procédé de Klebe pour mesurer le gonflement dû aux expansifs peut s'appliquer au gonflement produit par l'action de l'eau de la mer. Voici la forme que j'ai adoptée : le ciment est coulé dans des moules appropriés sous forme de baguettes de 70×10×5 millimètres, et, avant la fin de la prise, deux épingles sont plantées sur la face la plus étroite à 50 millimètres environ de distance. Avant l'immersion en solution saline, on mesure l'écartement initial des épingles au moyen du coin de Klebe, puis de jour en jour on suit leur variation de distance.

Ce procédé, très avantageux dans le cas de ciments mis en expérience après quelques jours de prise, perd presque tout son intérêt dans le cas de briquettes plus âgées. Pour ces dernières, le gonflement se produit très brusquement et les fentes apparaissent peu de temps après le début du gonflement. Les mesures précises ne sont donc pas utiles.

**Briquettes comprimées.** — Pour étudier l'action du sulfate de chaux sur le ciment déjà hydraté, j'ai employé le procédé suivant : le ciment hydraté est réduit en poudre fine et mêlé avec moitié de son poids de sulfate de chaux précipité. Le tout est additionné d'une quantité d'eau juste suffisante pour permettre l'agglomération de la matière par une forte compression dans un moule : 10 à 100 kilogrammes par centimètre carré, par exemple. On a ainsi des briquettes assez consistantes pour pouvoir être prises dans les mains et disposées de façon convenable. Elles sont placées sur une bande de papier filtré plongeant 10 centimètres plus bas dans de l'eau pure, le tout étant enfermé dans un vase clos à l'abri de l'évaporation. On mesure de jour en jour l'allongement de ces baguettes sans les déplacer de leur support.

#### ESSAI AU BICHLORURE DE MERCURE

Pour terminer ce qui est relatif aux procédés d'essai, j'indiquerai un procédé chimique très commode pour étudier la marche de la décomposition à l'intérieur d'une briquette. Une section transversale de la briquette bien régularisée à la lime est immergée quelques secondes dans une solution concentrée de bichlorure de mercure, puis lavée un instant à grande eau. La coloration brune uniforme au premier moment est bientôt remplacée dans les parties non altérées par une coloration jaune vif. La coloration brune est due à la formation de l'oxychlorure de mercure qui est décomposé et transformé en oxyde jaune de mercure là seulement où il reste de la chaux libre soluble.

Voici quelques exemples, pris parmi des briquettes soumises à la filtration : les parties hachées croisées représentent la coloration jaune indiquant la présence de chaux libre ; les parties hachées simples, la coloration brune indiquant la présence de silicate, aluminat de chaux ou magnésie, et les parties non hachées, l'absence de coloration indiquant de la silice

et de l'alumine séparées de leurs bases, l'écoulement du liquide s'est fait par la partie inférieure.

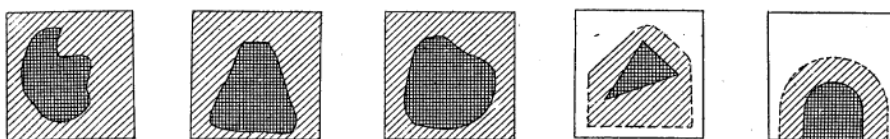
1° Ciment de laitier de Donjeux avec une solution de 6 grammes de  $\text{SO}^4\text{AzH}^4$  par litre, — 10 jours de filtration, — 1<sup>re</sup>,800 écoulés, — fentes parues après 6 jours.

2° Ciment à surdosage en argile et surcuisson, — solution de 6 grammes  $\text{SO}^4\text{AzH}^4$  par litre, — 40 jours de filtration, — 6 litres écoulés, — fentes après 1 mois.

3° Même ciment que ci-dessus, — solution de  $\text{SO}^4\text{Mg}$  à 6 grammes par litre, — 0<sup>re</sup>,67 écoulés en 45 jours, — pas d'altération visible.

4° Ciment de grappier de Beffes, — solution de 2 grammes  $\text{SO}^4\text{Mg}$  par litre, — 1<sup>re</sup>,400 écoulés en 25 jours, — fentes après 6 jours.

5° Même ciment que ci-dessus, — solution saturée de sulfate de chaux, — 2<sup>re</sup>,500 écoulés en 25 jours, — fentes après 6 jours, — larges fentes après 25 jours.



#### ACTION DÉCOMPOSANTE DES DIFFÉRENTS SELS DE L'EAU DE MER

Pour contrôler l'exactitude du fait annoncé par Vicatque, des sels de la mer, le sulfate de magnésie exerce seul une action destructive, des expériences comparatives ont été faites par différentes méthodes.

Les expériences faites avec le chlorure de magnésium ont toutes donné des résultats négatifs; elles ne sont pas rapportées ici.

#### I. — EXPÉRIENCES DE FILTRATION

PROVENANCE DU CIMENT.	NATURE DU MORTIER.	AGE DES BRIQUETTES.	SEL DISSOUS.	POIDS DE SEL PAR LITRE.	DATE DES PREMIÈRES FENTES.	VOLUME FILTRÉ.
Portland de Mantes .	Pâte pure	15 jours.	$\text{SO}^4\text{Mg}$	6 gr.	10 jours.	400 cc.
	100 % d'eau.	—	$\text{SO}^4\text{Ca}$ et $\text{CaO.H}^2\text{O}$	Saturation.	10 —	150 cc.
	Mortier 1/4.	—	$\text{SO}^4\text{Mg}$	6 gr.	12 —	950 cc.
Laitier de Donjeux .	Pâte pure	23 jours.	$\text{SO}^4\text{Mg}$	6 gr.	6 —	1.300 cc.
	100 % d'eau.	—	$\text{SO}^4\text{AzH}^4$	6 gr.	4 —	1.450 cc.
	—	—	$\text{SO}^4\text{Ca}$ et $\text{CaO.H}^2\text{O}$	Saturation.	2 —	1.460 cc.
	Mortier 1/4.	15 jours.	$\text{SO}^4\text{Mg}$	6 gr.	7 —	512 cc.
	—	—	$\text{SO}^4\text{AzH}^4$	6 gr.	13 —	1.300 cc.
Grappier de Beffes. .	—	—	$\text{SO}^4\text{Ca}$ et $\text{CaO.H}^2\text{O}$	Saturation.	22 —	850 cc.
	—	—	$\text{MgCl}^2$	5,5	Pas d'altération.	
	Pâte pure	—	$\text{SO}^4\text{Mg}$	6 gr.	6 —	410 cc.
	100 % d'eau.	—	—	6 gr.	19 —	1.000 cc.
	—	—	—	2 gr.	6 —	980 cc.
	—	—	$\text{SO}^4\text{Ca}$	Saturation.	6 —	700 cc.
	—	—	$\text{SO}^4\text{AzH}^4$	6 gr.	5 —	530 cc.
	—	—	—	2 gr.	6 —	570 cc.
	—	—	( $\text{SO}^4\text{Ca}$ )	Saturation.	6 —	360 cc.
	—	—	( $\text{SO}^4\text{Mg}$ )	2 gr.		

## II. — EXPÉRIENCES DE GONFLEMENT PAR LA MÉTHODE DE KLEBE

On a employé des cylindres de 30 sur 30 préparés pour les expériences de filtration, mais n'ayant pas servi. On les a découpés en rondelles de 5 millimètres d'épaisseur et on a fixé aux deux extrémités d'un diamètre des épingles avec de la pâte du même ciment à consistance normale, c'est-à-dire beaucoup moins altérable que la pâte des éprouvettes gâchée avec 100 % d'eau.

Les dissolutions salines étaient renouvelées tous les jours, au début des expériences, et ensuite à des intervalles de temps plus espacés.

NATURE DU SEL.	POIDS DE SEL PAR LITRE.	GONFLEMENT APRÈS :			PREMIÈRES FENTES.	ÉTAT APRÈS 2 MOIS.
		15 JOURS.	1 MOIS.	2 MOIS.		
<b>Ciment de Grenoble à prise lente.</b>						
SO <sup>4</sup> AzH <sup>4</sup>	2 grammes.	0,54 %	1,17 %	1,8 %	21 jours.	Désagrégré.
—	6 —	3,0	3,6	4,5	15 —	—
SO <sup>4</sup> Mg	2 —	0,15	0,42	0,45	Néant.	Bon état.
—	6 —	0,05	0,21	0,34	80 jours.	—
SO <sup>4</sup> Ca	Saturé.	0,5	0,6	0,9	30 —	Fendillé.
<b>Ciment de Grenoble à prise rapide.</b>						
SO <sup>4</sup> AzH <sup>4</sup>	2 grammes.	0,12 %	0,24 %	0,24 %	70 jours.	Intact.
—	6 —	0,00	1,8	»	18 —	Désagrégré.
SO <sup>4</sup> Mg	2 —	0,00	0,10	0,10	Néant.	Bon état.
—	6 —	0,15	0,75	1,8	30 jours.	Désagrégré.
SO <sup>4</sup> Ca	Saturé.	0,00	0,10	0,45	70 —	Fendu.
<b>Chaux hydraulique de Beffes.</b>						
SO <sup>4</sup> AzH <sup>4</sup>	2 grammes.	0,00 %	0,00 %	0,10 %	30 jours.	Fendu.
—	6 —	3,3	»	»	10 —	Désagrégré.
SO <sup>4</sup> Mg	2 —	0,00	0,10	0,20	45 —	Fendu.
—	6 —	0,00	0,65	»	25 —	Altéré.
SO <sup>4</sup> Ca	Saturé.	0,00	0,10	4,2	30 —	Désagrégré.

Voici maintenant une seconde série semblable faite par la méthode de Klebe sur des baguettes de 5 millimètres d'épaisseur et de 50 millimètres de longueur. La pâte toujours gâchée avec 100 % d'eau. L'âge des briquettes, au moment de leur immersion dans les solutions salines, était de 80 jours.

NATURE DU CIMENT.	GONFLEMENT APRÈS :			DATE	
	15 JOURS.	1 MOIS.	2 MOIS.	PREMIÈRES FENTES.	DÉSAGRÉGATION.
<b>Dissolution de sulfate de magnésie à 6 grammes par litre.</b>					
Grenoble, prise lente. . . . .	0,2	0,5	0,8	80 jours.	6 mois.
Grenoble, prise rapide . . . . .	0,2	0,4	0,5	90 —	6 —
Chaux de Beffes. . . . .	1,2	»	»	14 —	18 jours.
Grappier de Beffes. . . . .	0,4	3,1	»	22 —	2 mois.
Portland anglais . . . . .	2	»	»	15 —	20 jours.
Portland amaigri . . . . .	2	»	»	14 —	22 —
Portland et Gaize . . . . .	0	0,1	0,12	Néant.	Néant.
<b>Solution saturée de sulfate de chaux.</b>					
Grenoble, prise rapide. . . . .	0,4	0,6	0,8	3 mois.	6 mois.
Grappier de Beffes. . . . .	0,2	0,6	»	45 jours.	2 —
Portland anglais . . . . .	0,0	1	»	1 mois.	2 —
Portland amaigri . . . . .	2	»	»	0 jours.	15 jours.
Portland et Gaize . . . . .	0	0,04	0,08	Néant.	Néant.
<b>Dissolution de sulfate de magnésie à 12 grammes par litre.</b>					
Grenoble, prise lente . . . . .	0,0	0,15	0,35	2 mois.	5 mois.
Grenoble, prise rapide . . . . .	1,6	2,8	3,6	20 jours.	2 —
Chaux de Beffes. . . . .	0,2	0,75	»	25 —	1 —
Grappier de Beffes. . . . .	0,16	0,0	»	2 mois.	3 —

L'action du sulfate de chaux et celle du sulfate de  $AzH^3$  sont donc de tous points comparables à celle des dissolutions de sulfate de magnésie, qui elles-mêmes, comme l'a montré Vicat, exercent une action analogue à celle de l'eau de mer.

#### RÔLE DU SULFATE DE CHAUX DANS LA DÉCOMPOSITION DES CEMENTS

Les résultats similaires obtenus dans les expériences précédentes avec les solutions de sulfate de chaux, de sulfate de magnésie et de sulfate d'ammoniaque, permettent non seulement d'attribuer un rôle prépondérant dans la décomposition à la présence de l'acide sulfurique, mais encore de préciser la nature du sulfate qui exerce cette action. C'est certainement le sulfate de chaux; le sel de magnésie et le sel d'ammoniaque sont, en effet, immédiatement transformés dans le sel de chaux correspondant au contact du ciment. Il en résulte que le sulfate de chaux, même en dehors des eaux de la mer, doit exercer une action décomposante énergique sur les mortiers. Des faits semblables, observés dans les travaux des fortifications de Paris, ont déjà été signalés par M. Dolot, mais ils avaient été considérés comme des accidents un peu exceptionnels. En étudiant de plus près la question, j'ai pu reconnaître la fréquence de décompositions semblables; si les exemples connus n'en sont pas plus nombreux, c'est que l'on s'est souvent mépris sur la cause véritable de ces décompositions. J'en citerai deux exemples particulièrement typiques : A la plâtrière de Montreuil, un tunnel percé dans un tas de remblais et destiné à l'exploitation de la carrière avait été construit en maçonnerie très soignée de ciment Portland pour assurer sa longue conservation. Après 18 mois, tous les joints, complètement désagrégés, sortaient entre les pierres en formant de gros champignons très friables. Cet effet avait été produit par les infiltrations d'eaux chargées de sulfate de chaux. Un accident semblable s'étant produit dans les égouts de la ville de Boulogne-sur-Mer, j'en ai attribué la cause à la même origine. Cette explication fut contestée, en raison de l'absence supposée de sulfate de chaux. Les

analyses du mortier désagréé me donnèrent une forte proportion de sulfate, et, en poursuivant dans ce sens les recherches, on finit par reconnaître que les eaux, imbibant le sol, qui filtraient dans l'égout à travers la maçonnerie, étaient saturées de sulfate de chaux. Tous ces faits semblent indiquer une action décomposante des solutions saturées de sulfate de chaux aussi énergique que celle des eaux de la mer. J'ai cru utile de confirmer ce fait par les expériences suivantes : Au lieu de laisser le sulfate de chaux pénétrer par diffusion dans les briquettes, ce qui est nécessairement assez long, et, au lieu de le faire agir sur des pâtes très solides, offrant une grande résistance à la désagrégation, j'ai essayé d'incorporer le sulfate de chaux à des briquettes hydratées pulvérisées et de faire, par compression, de nouvelles briquettes avec ce mélange. Le sulfate de chaux est ainsi immédiatement mis en contact avec la totalité du ciment, et la faible compacité des briquettes n'offre que très peu de résistance au gonflement.

On obtient en effet ainsi des gonflements énormes et très rapides, comme le montrent les chiffres du tableau suivant. Les briquettes employées étaient âgées de 14 à 28 jours ; elles ont, après broyage, été mêlées à moitié de leur poids de sulfate de chaux.

NATURE DES CEMENTS.	GONFLEMENT % APRÈS		DURETÉ FINALE.
	1 JOUR.	15 JOURS.	
Portland anglais . . . . .	0,8	1,5	Dur.
Portland de Boulogne (Havre) . . . . .	0,6	1	Très dur.
Portland de Boulogne à fort indice . . . . .	1	2	Très dur.
Portland (autre échantillon) . . . . .	2,2	4,4	Dur.
Portland de Boulogne amaigri 1 : 2 . . . . .	2,6	7,6	Friable.
Portland de Boulogne amaigri 1 : 1 . . . . .	2,4	3	Friable.
Portland de Boulogne et gaize 1 : 1 . . . . .	2	2,6	Dur.
Portland et argile déshydratée 1 : 1 . . . . .	16	24	Très friable.
Grenoble, prise rapide . . . . .	0,6	0,8	Dur.
Grenoble, prise lente . . . . .	0,8	2,6	Dur.
Laitier, Donjeux . . . . .	5,4	10,2	Friable.
Laitier, Vitry . . . . .	1	1,5	Friable.
Vassy, Prévost . . . . .	1,4	12	Friable.
Vassy (qualité médiocre) . . . . .	0,2	0,6	Friable.
Grappier du Teil . . . . .	0,4	0,6	Très dur.
Grappier (autre échantillon) . . . . .	0,2	0,4	Très dur.
Grappier et silice calcinée 1 : 1 . . . . .	0,8	1,6	Dur.
Grappier et argile déshydratée 1 : 1 . . . . .	7,6	8,4	Friable.
Chaux surcuite du Teil . . . . .	0,2	0,6	Friable.
Chaux marchande du Teil . . . . .	0,2	0,4	Friable.
Chaux et silice calcinée 1 : 1 . . . . .	0,4	0,6	Dur.
Chaux et argile déshydratée 1 : 1 . . . . .	7,06	10,2	Dur.
Chaux de Beffes . . . . .	1	2,4	Dur.
Chaux éteinte et argile déshydratée 1 : 1 . . . . .	12	19	Très friable.
Chaux éteinte et argile déshydratée 2 : 1 . . . . .	2,2	8,6	Friable.
Aluminate tricalcique . . . . .	10	7	

Les gonflements sont très nets et très rapides, notablement différents d'un produit à un autre. On pouvait supposer que ce mode d'essai permettrait un classement des ciments d'après leur aptitude à la décomposition. Les recherches poursuivies ultérieurement n'ont pas semblé justifier cet espoir. Les briquettes, au moment de leur mise en expérience, n'avaient pas un âge suffisant pour que l'hydratation et, par suite, le durcissement du ciment, fussent achevés. Le durcissement a repris pendant la mise en expérience avec le plâtre et s'est inégalement opposé au gonflement d'un échantillon à l'autre. En reprenant les mêmes expériences avec des ciments âgés de 2 mois, les gonflements ont été beaucoup plus considérables et plus uniformes.

Voici une série entreprise en vue de faire un classement entre différents ciments Portland :

NATURE DES CIMENTS.	GONFLEMENT % APRÈS		
	1 JOUR.	10 JOURS.	50 JOURS.
Ciment naturel de Ruoms. . . . .	1,2	12,6	24,2
Portland de Mantes (marchand). . . . .	2,4	9	27
Portland de Mantes (gonflant à chaud). . . . .	2,1	10	50
Portland de Mantes (roche scorifiée). . . . .	2,4	12	17,5
Portland de Devres-Fourmaitrean (marchand) . . . . .	2,1	11	50
Portland de Devres-Fourmaitrean (bien cuit). . . . .	1,5	6,4	12
Portland de Devres-Fourmaitrean (peu cuit). . . . .	0,9	2,4	9
Portland anglais . . . . .	1,5	9	55
Portland de Boulogne . . . . .	2,1	12	27
Portland de Boulogne (enduits). . . . .	2,4	10	32
Portland de Boulogne (maçonneries). . . . .	2,4	9	24
Portland de Boulogne (excès d'argile, faible cuisson) . . . . .	1,2	5	9

On observe donc des gonflements infiniment plus considérables avec les ciments dont le durcissement est suffisamment avancé pour pouvoir être considéré comme terminé. Le ciment anglais, qui, dans les expériences précédentes, avait donné 1,5 % de gonflement, a donné, dans cette nouvelle série, 12 %.

Si donc ces expériences démontrent bien le rôle du sulfate de chaux pour provoquer les gonflements, elles ne sont pas assez comparables entre elles pour servir à faire un classement des ciments.

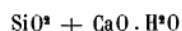
#### RÔLE DE L'ALUMINE DANS LA DÉCOMPOSITION DES CIMENTS PAR LE SULFATE DE CHAUX

L'action du sulfate de chaux dans la décomposition des ciments étant bien établie d'une part, et, d'autre part, l'existence du sulfo-aluminate de chaux étant non moins certaine, l'intervention de l'alumine dans cette décomposition était bien vraisemblable. Pour le démontrer, les expériences suivantes ont été faites.

Des briquettes d'aluminate tricalcique, gâchées avec 100 % d'eau, et des briquettes composées avec un mélange à poids égaux de silice précipitée calcinée et de chaux éteinte furent mises en expérience dans différentes solutions. Les résultats furent les suivants :



SO <sup>+</sup> Mg 6 gr. par litre.		SO <sup>+</sup> Ca saturé.	
1 jour. .	Altération superficielle.	22 jours. .	Cassé en deux morceaux.
7 jours. .	Fendu en deux.	52 — . .	Cassé en plusieurs fragments.
28 — . .	Cassé en plusieurs fragments.		
40 — . .	Disparu complètement.		



SO <sup>+</sup> Mg 6 gr. par litre.	SO <sup>+</sup> AzH <sup>+</sup> 6 gr. par litre.	SO <sup>+</sup> Ca saturé.
--	--	-------------------------------

Après 2 mois, pas trace de gonflement ni de désagrégation.

Une autre série d'expériences fut faite en immergeant dans une solution de sulfate de magnésie, à 6 grammes par litre, des fragments de briquettes de différents ciments âgés de 5 ans et taillés en prisme de 60° après enlèvement de la croûte carbonatée, et des briquettes semblables dans une solution saturée de sulfate de chaux. Les ciments et chaux

avaient été gâchés primitivement à la consistance de la pâte normale. Les traits indiquent que la désagrégation complète n'était pas achevée au bout de 18 mois.

NATURE DES CEMENTS.	CaSO <sup>4</sup> SATURÉ.		MgSO <sup>4</sup> 6 GRAMMES.	
	PREMIÈRES FENTES.	DÉSAGRÉGATION TOTALE.	PREMIÈRES FENTES.	DÉSAGRÉGATION TOTALE.
Ciment de grappier du Teil . . . . .	Intact après 18 mois.	—	15 mois.	—
Ciment du Teil (autre échantillon). . . . .	4 mois.	12 mois.	Intact après 18 mois.	—
Chaux de Bondy. . . . .	10 jours.	6 mois.	20 jours.	15 mois.
Ciment de grappier de Saint-Astier. . . . .	7 jours.	1 mois.	1 mois.	2 mois.
Ciment de Saint-Astier (autre usine). . . . .	6 mois.	—	2 mois.	—
Ciment Portland de Boulogne . . . . .	1 mois.	10 mois.	2 mois.	15 mois.
Ciment de Boulogne et 10 % MgO de l'azotate. . . . .	1 mois.	10 mois.	1 mois.	2 mois.
Ciment de Boulogne et 2 % CaO de l'azotate. . . . .	15 jours.	1 mois.	2 mois.	6 mois.

Les seuls produits restés dans certains cas indemnes ont été les chaux et ciments du Teil et de Saint-Astier, qui tiennent de 2 à 3 % d'alumine; le ciment Portland, avec une teneur de 8 %, s'est complètement et rapidement décomposé; les chaux de Bondy, qui ont une teneur intermédiaire en alumine, se sont, au point de vue de la décomposition, comportés comme le ciment Portland, en raison sans doute de leur trop faible dureté.

Enfin, le tableau donné plus haut des expériences faites par la méthode des galettes comprimées, en mêlant de la poudre de ciment hydraté avec moitié de son poids de sulfate de chaux précipité, mouillant avec un peu d'eau et agglomérant à la presse, met en évidence avec la même netteté le rôle de l'alumine. L'aluminate tricalcique donne des gonflements énormes; les chaux et ciments de grappier du Teil, peu alumineux, ne donnent presque rien. L'addition d'argile déshydratée à basse température (500 à 600°), c'est-à-dire d'une matière très alumineuse, donne, avec toutes les chaux et tous les ciments, des mélanges gonflant énormément. Le tableau donné plus loin de briquettes immergées dans différentes solutions salines conduit exactement aux mêmes conclusions.

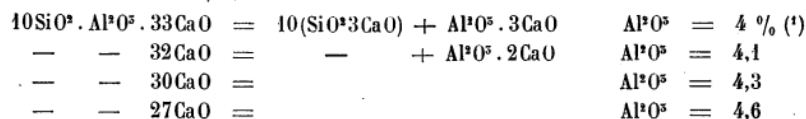
#### EXPÉRIENCES SUR DES CEMENTS PRÉPARÉS AU LABORATOIRE

Il est difficile d'arriver à des résultats absolument concordants en se limitant à l'étude des ciments industriels. Leur hétérogénéité, résultant du défaut de mélange, de l'inégalité de cuisson dans les différentes parties d'un même four, de l'intervention des cendres du combustible, en font des produits essentiellement irréguliers et qui ne comportent aucune définition précise. Pour aller plus loin dans l'étude des décompositions à la mer, il fallait partir de ciments rigoureusement définis comme composition chimique et conditions de cuisson. Il est possible d'obtenir au laboratoire des ciments Portland absolument homogènes en les cuisant, dans le four à gaz de Séger, à des températures variant de 1350° à 1550°, suivant leur composition. La température nécessaire pour la cuisson est d'autant plus basse que la teneur en alumine et surtout en oxyde de fer est plus forte.

Les pâtes ont été préparées avec des mélanges de marbre blanc, sable quartzueux, kaolin et oxyde de fer. Le sable quartzueux préparé pour la fabrication de la porcelaine avait subi un broyage préalable capable de l'amener à une finesse extrême. Pour la composition des pâtes, le mélange a été effectué au broyeur à billes pendant un temps de deux heures à trois heures. Ces pâtes, moulées en petites briques, ont été cuites sur une lame de platine, au four Séger, à des températures comprises entre 1400° et 1500°. Cette température était plus que suffisante pour les produits les plus alumineux, qui se ramollissaient au point de fondre presque complètement; elle était peut-être un peu faible pour les mélanges les moins alumineux qui restaient poreux, quoique très durs, après cuisson. Ils avaient pris cependant un très grand retrait. On s'est assuré, par l'examen de plaques minces au microscope polarisant, que les combinaisons étaient bien complètes et que la masse obtenue était parfaitement homogène.

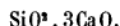


Les ciments suivants ont été préparés : une première série renfermant silice, alumine et chaux :



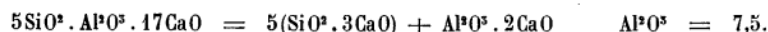
Ces mélanges étaient juste cuits, et il n'eût pas été possible d'obtenir une cuisson convenable avec une teneur moindre d'alumine.

Une expérience a été faite néanmoins pour cuire un mélange de silice et de chaux sans alumine, répondant à la formule



Elle a échoué; la masse, en refroidissant, est tombée en poussière et, mouillée avec de l'eau, s'est échauffée. Ces deux caractères indiquent une réaction incomplète. Il était resté de la chaux libre hors de combinaison, et il s'était produit du silicate dicalcique.

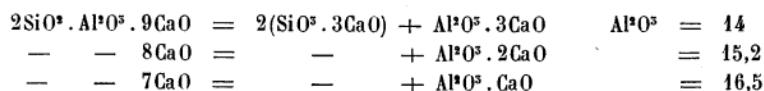
Une seconde série de mélanges a été préparée avec une proportion plus élevée d'alumine.



Ce mélange correspond à la composition moyenne des ciments Portland ordinaires.

Des mélanges renfermant les mêmes proportions relatives de silice et d'alumine, mais une quantité moindre de chaux, soit 16 et 15 équivalents au lieu de 17, sont plus ou moins complètement tombés en poussière au refroidissement. La matière totale broyée a donné un ciment prenant peu de dureté.

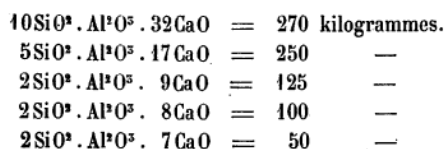
Une dernière série de mélanges a été préparée avec des proportions plus élevées encore d'alumine.



Ces mélanges se sont partiellement affaîssés à la cuisson, ayant subi une fusion presque complète. Le mélange le plus riche en chaux a durci sans présenter aucun gonflement; il ne renfermait donc pas de chaux libre. C'est une confirmation de l'exactitude des formules que j'ai données dans mes anciennes recherches pour représenter la composition des ciments. La limite supérieure de la proportion de chaux est bien donnée par le rapport des nombres d'équivalents

$$\frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3} \leq 3.$$

J'ai incidemment reconnu que la résistance mécanique des ciments décroît très rapidement avec leur teneur en alumine. Les ciments ci-dessus indiqués, gâchés en pâte pure avec 50 % de leur poids d'eau, ont donné après 48 jours des résistances à l'écrasement par centimètre carré de :



1. Après l'achèvement des expériences, on s'est aperçu que, par suite d'une erreur de pesée, le premier mélange avait été préparé avec une teneur plus forte en alumine que celle prévue.

Dans les mêmes conditions d'essai, la résistance des ciments portlands ordinaires varie de 150 à 200 kilogrammes.

N'ayant pu obtenir des ciments avec une teneur suffisamment faible en alumine, une autre série a été préparée en remplaçant comme fondant l'alumine par d'autres sesquioxydes analogues de fer, chrome, manganèse, cobalt.

Le tableau ci-dessous donne les formules chimiques; les teneurs pour 100 en sesquioxyde et les résistances à 48 jours.

5SiO <sup>2</sup> .Cr <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .17CaO	Cr <sup>2</sup> O <sup>3</sup> % = 13 % = 170 kilogrammes.
5SiO <sup>2</sup> .Fe <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .17CaO	Fe <sup>2</sup> O <sup>3</sup> % = 14 % = 300 —
5SiO <sup>2</sup> .Mn <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .17CaO	Mn <sup>2</sup> O <sup>3</sup> % = 14 % = 370 —
5SiO <sup>2</sup> .Co <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .17CaO	Co <sup>2</sup> O <sup>3</sup> % = 15 % = 500 —

Le chrome s'est montré beaucoup moins fondant que l'alumine; les briques, après cuisson, étaient restées très poreuses et il y avait encore de la chaux non combinée. Néanmoins les briquettes préparées avec ce ciment, après avoir un peu gonflé au début, ont fini par bien durcir.

Le manganèse et le cobalt sont à peu près aussi fondants que l'alumine, et le fer beaucoup plus.

Ces différents ciments, broyés et passés à la toile de 4900 mailles, ont été gâchés avec 50 % de leur poids d'eau. Les briquettes, conservées sous l'eau en vases clos pendant 48 jours, ont ensuite été débitées à la scie et immergées dans des solutions de sulfate de chaux saturée, d'eau de mer artificielle et de sulfate de magnésie à 6 grammes de sel anhydre par litre.

Le tableau suivant donne la date d'apparition des premières fentes et la date de désagrégation totale :

NATURE DES CIMENTS.	SULFATE DE CHAUX.		SULFATE DE MAGNÉSIE.		EAU DE MER.	
	PREMIÈRES FENTES.	DÉSAGRÉGATION.	PREMIÈRES FENTES.	DÉSAGRÉGATION.	PREMIÈRES FENTES.	DÉSAGRÉGATION.
10SiO <sup>2</sup> .Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .32CaO.	21 jours.	41 jours.	16 jours.	90 jours.	10 jours.	40 jours.
5SiO <sup>2</sup> .Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .17CaO.	40 —	Très altéré.	15 —	65 —	15 —	35 —
2SiO <sup>2</sup> .Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .9CaO.	10 —	100 jours.	3 —	20 —	3 —	35 —
2SiO <sup>2</sup> .Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .8CaO.	10 —	25 —	3 —	15 —	3 —	25 —
2SiO <sup>2</sup> .Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .7CaO.	8 —	70 —	3 —	20 —	8 —	37 —
5SiO <sup>2</sup> .Fe <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .17CaO.	»	Intact.	»	Intact.	»	Intact.
5SiO <sup>2</sup> .Mn <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .17CaO.	»	Intact.	40 —	Fentes douteuses.	»	Intact.
5SiO <sup>2</sup> .Co <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .17CaO.	40 —	Fentes douteuses.	31 —	Assez altéré.	35 —	Petite fente.
5SiO <sup>2</sup> .Cr <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .17CaO.	25 —	Une petite fente.	»	Intact.	»	Intact.

Pour les briquettes existant encore, on indique leur état actuel qui correspond à trois mois d'immersion.

Ces expériences montrent d'une façon absolument nette le rôle prépondérant de l'alumine; les ciments à 15 % d'alumine se sont détruits avec une rapidité extrême dans toutes les dissolutions. A la teneur de 4,5 % d'alumine la décomposition est encore complète. Cela semblerait, à première vue, contraire aux résultats satisfaisants obtenus avec le ciment de grappier du Teil, qui tient jusqu'à 3,5 % d'alumine. Il faut tenir compte de l'hétérogénéité de ce produit. Une part importante de l'alumine y est à l'état inerte sous forme de cendres de combustible, de silico-aluminate de chaux. Les ciments exempts d'alumine, surtout ceux à base de fer et de chrome, se comportent d'une façon extrêmement remarquable.

L'ensemble de tous ces faits permet d'affirmer, sans aucune hésitation, que l'alumine est la cause prépondérante de la décomposition des ciments à la mer.

## INFLUENCE DE LA PROPORTION DE CHAUX DANS LA DÉCOMPOSITION

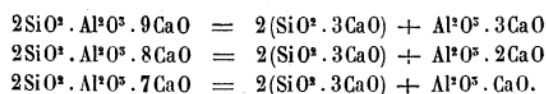
Si le gonflement est bien dû à la formation du sulfo-aluminate de chaux, l'alumine pour être dangereuse doit se trouver en présence d'une quantité de chaux correspondant au moins à trois équivalents de cette base pour une d'alumine. Cette condition est toujours remplie dans les ciments portlands, qui renferment après hydratation un excès de chaux libre provenant du dédoublement du silicate tricalcique. Mais dans les ciments à indice très élevé, voisin de l'unité, comme le ciment maritime de Vicat, la quantité de chaux peut être insuffisante. Cela donnerait l'explication de la résistance chimique de ce ciment à la mer. Pour contrôler cette hypothèse, des fragments du bloc de la Rochelle furent réduits en poudre fine, puis mêlés à du sulfate de chaux avec ou sans addition de chaux éteinte; ces mélanges furent agglomérés par pression, et leur gonflement suivi de jour en jour.

	Mélange 2/5 ciment Vicat. 1/5 SO <sup>4</sup> Ca . 2H <sup>2</sup> O.	Mélange 1/5 ciment Vicat. 1/5 CaO . H <sup>2</sup> O. 1/5 SO <sup>4</sup> Ca . 2H <sup>2</sup> O.
1 jour . . . . .	1,5 %	1,5 %
2 jours. . . . .	2,1	3,3
3 — . . . . .	3,3	5,4
4 — . . . . .	3,6	8,1
9 — . . . . .	4,2	12
18 — . . . . .	4,8	17,1

Il y a donc un excès de gonflement pour le mélange renfermant de la chaux, bien que la dose en ciment fût moitié plus faible que dans le premier mélange, un tiers au lieu de deux tiers.

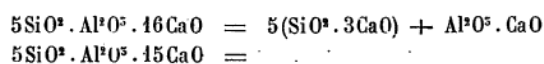
La comparaison des aluminates plus ou moins riches en chaux n'a pas fourni des indications moins précises. L'aluminate dicalcique, Al<sup>2</sup>O<sup>3</sup>.2CaO, s'altère à peine en présence des sulfates. Dans le sulfate de chaux l'altération a été nulle, dans le sulfate de magnésie l'altération a été purement superficielle, tandis que dans les mêmes conditions l'aluminate tricalcique était tombé en morceaux dans le sulfate de chaux, et s'était réduit en bouillie dans le sulfate de magnésie. C'est donc vraisemblablement à l'insuffisance de la chaux qu'il faut attribuer la bonne tenue à la mer de quelques ciments cependant très alumineux, comme certains ciments à prise rapide et quelques ciments de laitier.

Dans les expériences faites avec les ciments préparés au laboratoire, on n'a pu trouver de différences notables entre des ciments présentant des teneurs en chaux différentes; il devait en être ainsi, parce que dans tous les cas la proportion de chaux a été plus que suffisante pour faire de l'aluminate de chaux tricalcique; cela était le cas des mélanges suivants :



Pour mettre en évidence le rôle de la chaux, il fallait descendre comme teneur en chaux beaucoup plus bas, de façon à éviter la production des aluminates et à obtenir, si possible, des silico-aluminates inaltérables.

On a cuit les ciments suivants :



Ces mélanges sont tombés en poussière, le premier à moitié et le dernier complètement.

Des briquettes ont été préparées comme précédemment, et immergées après 15 jours de

durcissement dans les différentes solutions salines. Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus. La première colonne pour chaque dissolvant indique au bout de combien de jours les premières fentes ont paru, et la seconde au bout de combien de jours l'échantillon a été complètement désagrégé. Dans la même colonne, quand la désagrégation n'a pas été complète, on indique l'état de la brique au moment de la rédaction de ce rapport, c'est-à-dire après 2 mois d'immersion.

NATURE DES CEMENTS.	SULFATE DE CHAUX.		SULFATE DE MAGNÉSIE.		EAU DE MER.	
	PREMIÈRES FENTES.	DÉSAGRÉGATION.	PREMIÈRES FENTES.	DÉSAGRÉGATION.	PREMIÈRES FENTES.	DÉSAGRÉGATION.
5SiO <sup>2</sup> .Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .15CaO à 1450°. Morceau .	16 jours.	32 jours.	10 jours.	60 jours.	30 jours.	Altéré.
— — — Poussière.	10 —	Petites fentes.	»	Inaltéré.	30 —	Petites fentes.
5SiO <sup>2</sup> .Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup> .16CaO à 1450°. Morceau .	20 —	60 jours.	10 —	35 jours.	10 —	30 jours.
— — — Poussière.	15 —	50 —	7 —	20 —	7 —	21 —

Ces résultats sont assez discordants, et il est impossible d'en tirer des conclusions certaines. Cependant la stabilité plus grande du mélange à 15 CaO comparé au mélange à 16 CaO semble confirmer l'influence nuisible d'un excès de chaux.

## ACTION DES MATIÈRES POZZOLANQUES

La diminution de la chaux dans les ciments cuits à haute température est très vite limitée par la formation des poussières lourdes qui enlèvent au produit toutes ses qualités de résistance mécanique. Mais on peut réduire la proportion de chaux libre en la fixant sur des matières pouzzolaniques. Il était permis de supposer que par une semblable adjonction on éviterait toute décomposition. Pour vérifier ce fait, une nouvelle série d'expériences a été instituée dans lesquelles on a mêlé à des ciments très décomposables, provenant d'une fabrication au laboratoire ou dans les usines, un poids égal soit de silice précipitée calcinée, soit d'argile déshydratée à 600°. Les briquettes, après 15 jours de durcissement, furent immergées comme précédemment.

Le tableau indique l'état des briquettes après 2 mois d'immersion en solutions salines.

NATURE DES PÂTES.	SULFATE DE CaO.	SULFATE DE MgO.	EAU DE MER.
2 SiO <sup>2</sup> . Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup> . 9 CaO + SiO <sup>2</sup> calciné. . . . .	Intact.	Intact.	Intact.
— — — + argile déshydratée . . . . .	Cassé morceaux.	Disparu.	Disparu.
Ciment de Boulogne à excès de chaux + SiO <sup>2</sup> . .	Intact.	Intact.	Intact.
— — — + argile.	Altéré.	Disparu.	Peu altéré.
Ciment de Boulogne à excès d'argile + SiO <sup>2</sup> . .	Intact.	Intact.	Intact.
— — — + argile .	Altéré.	Altéré.	Petite fente.
Ciment de Dèvres bien cuit + SiO <sup>2</sup> . . . . .	Intact.	Intact.	Intact.
— — — + argile . . . . .	Très altéré.	Très altéré.	Très altéré.
Ciment de Dèvres peu cuit + SiO <sup>2</sup> . . . . .	Intact.	Petite fente.	Petite fente.
— — — + argile . . . . .	Très altéré.	Altéré.	Altéré.

Ces expériences montrent donc l'efficacité absolue des additions de silice pouzzolanique et l'effet inverse produit par les additions d'argile déshydratée.

Cette manière de se comporter de l'argile cuite est assez imprévue; c'est une excellente pouzzolane qui, comme je l'ai vérifié, donne des mortiers de grande dureté; la chaux entre donc facilement en combinaison avec cette argile, et l'on aurait pu croire à l'impossibilité de l'existence de l'aluminate tricalcique qui entre dans la composition du sulfo-aluminate. D'autre part Vicat avait annoncé qu'en employant les argiles torréfiées comme pouzzolane on obtenait des mortiers très résistants à l'action de l'eau de mer. Une affirmation émanant d'une autorité semblable ne peut être contestée à la légère.

En relisant les mémoires de Vicat, j'ai constaté que, s'il recommande de faire la déshydratation de l'argile à très basse température, il indique parfois cependant la température de 800°. Or la température de déshydratation de l'argile est de 600° et c'est à cette température qu'a été cuite toute celle qui a servi aux expériences précédentes. J'ai mis en train une nouvelle série d'expériences avec de l'argile cuite à 800°. Après cuisson à cette température, l'argile est beaucoup moins facilement soluble dans les acides; il est permis de penser qu'elle entrera moins facilement aussi en combinaison avec la chaux. L'expérience a pleinement vérifié ces prévisions.

#### INFLUENCE DE LA CARBONATATION

Dans les expériences précédentes on a évité avec grand soin l'intervention de l'acide carbonique de l'air. Or Vicat a établi que la carbonatation superficielle des mortiers était dans bien des cas la seule cause de leur conservation. Pour étudier dans des conditions comportant une définition précise cette influence de la carbonatation, j'ai employé comme dissolution d'attaque des solutions de sulfate de magnésie additionné de quantités variables de bicarbonate de potasse.

Les trois solutions suivantes ont été essayées parallèlement sur des ciments reconnus pour être plus ou moins facilement altérables.

	1	2	3
Sulfate de magnésie anhydre . . . . .	6 gr.	6 gr.	6 gr.
Bicarbonate de potasse . . . . .	0 gr.	1 gr.	2 gr.
Eau . . . . .	1000 gr.	1000 gr.	1000 gr.

Les ciments mis en expériences étaient les cinq premiers gâchés avec 100 pour 100 d'eau et âgés de 10 mois; les quatre derniers gâchés avec 50 pour 100 d'eau et âgés de 4 mois.

L'état de conservation après 20 jours d'immersion au moment de la rédaction de ce mémoire était le suivant :

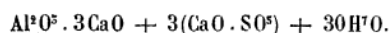
	DISSOLUTIONS		
	1	2	3
Ciment de Mantes (roches) . . . . .	Très altéré.	Plusieurs fentes.	Une fente.
Ciment de de Dèvres peu cuit. . . . .	Très altéré.	Une seule fente.	Intact.
Ciment de Boulogne . . . . .	Une petite fente.	Intact.	Intact.
Ciment anglais . . . . .	Intact.	Intact.	Intact.
Ciment de Ruoms . . . . .	Intact.	Intact.	Intact.
10 SiO <sup>2</sup> Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup> 32 CaO? . . . . .	Très altéré.	Une petite fente.	Intact.
5 SiO <sup>2</sup> Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup> 13 CaO. . . . .	Très altéré.	Intact.	Intact.
2 SiO <sup>2</sup> Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup> 7 CaO. . . . .	Totalent détruit.	Très altéré.	Intact.
2 SiO <sup>2</sup> Al <sup>2</sup> O <sup>3</sup> 9 CaO. . . . .	Totalent détruit.	Très altéré.	Altéré.

L'action protectrice de l'acide carbonique est évidente.

Enfin des briquettes semblables ont été soumises à l'action de l'eau de mer, du sulfate de magnésie et du sulfate de chaux après une immersion préalable de huit jours dans une dissolution de carbonate d'ammoniaque. Dans ce cas l'altération a simplement été retardée sans diminuer notablement d'importance.

#### INFLUENCE DE LA NATURE DES CEMENTS SUR LES DÉCOMPOSITIONS A LA MER

L'ensemble des faits résumés plus haut établit d'une façon certaine l'intervention prépondérante du composé



Il semblerait donc que la connaissance de la teneur en chaux et alumine d'un ciment devrait permettre de savoir *a priori* son aptitude plus ou moins grande à la décomposition. Il faut remarquer cependant que l'analyse chimique ne donne aucune indication sur l'état de combinaison des différents corps. Une même quantité d'alumine combinée à l'état d'aluminate de chaux sera très nuisible; à l'état de silico-aluminate,  $2\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $3\text{CaO}$ , incapable de s'hydrater, elle sera inoffensive. On pourrait sans inconvénient mêler à un ciment des quantités d'alumine fortement calcinée parce que cette matière reste inerte. De même le dosage total de la chaux n'apprendra rien au sujet de la quantité disponible pour se combiner à l'alumine, même en la rapprochant de la quantité totale de la silice, parce qu'une partie de cette dernière peut rester inerte et ne pas prendre de chaux.

En second lieu, la résistance mécanique plus ou moins grande du ciment oppose à la production des fentes un obstacle variable d'un produit à un autre; et l'importance de cet obstacle se modifie inégalement par la substitution de la chaux à la magnésie. Les composés les plus riches en chaux, l'hydrate de chaux cristallisé des ciments portlands par exemple, sont remplacés par des composés de moins en moins consistants et même par une simple bouillie d'hydrate de magnésie.

Les expériences suivantes ont été faites sur des produits hydrauliques de provenances très variées, par la méthode de Vicat modifiée, c'est-à-dire en immergeant dans différentes solutions salines des briquettes gâchées avec 100 % d'eau ou 50 %. Ces briquettes avaient tantôt la forme de baguettes plates de 5 millimètres d'épaisseur portant deux épingles distantes de 50 millimètres, tantôt celle de prismes obtenus en sciant en quatre de petits cylindres.

Voici une première série d'expériences avec pâte à 50 %. La désagrégation des prismes est indiquée par des chiffres ayant les significations suivantes :

- 1 Première fente (visible à la loupe);
- 2 Plusieurs fentes;
- 3 Désagrégation superficielle;
- 4 Cassé en deux morceaux;
- 5 Cassé en plusieurs morceaux;
- x Désagrégation complète ou à peu près complète.

Les ciments ont été mis en expérience après 48 jours de durcissement. Pour chaque dissolution les 3 premières colonnes donnent l'état du ciment après 1, 2 et 3 mois et la quatrième la date de désagrégation complète en jours.

NATURE DES CIMENTS.	EAU DE MER.				MgOSO <sup>4</sup> . 6 GRAMMES.				CaOSO <sup>4</sup> SATURÉ,			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Ciment de Ruoms (Ardèche) . . . . .	1	5	4	»	1	5	5	102	5	x	»	45
— Portland de Boulogne (marchand). . .	2	5	5	»	4	4	x	75	5	x	»	42
— (autre échantillon) . . . . .	0	1	1	»	1	5	4	»	5	5	x	105
— pour enduits. . . . .	2	5	5	»	4	x	»	45	4	x	»	45
— pour maçonnerie . . . . .	5	5	5	»	5	4	x	75	5	x	»	40
— coloré en vert . . . . .	4	4	x	105	4	x	»	50	4	4	x	105
Ciment à surdosage en chaux CaO 6 (roches).	4	4	x	75	2	5	4	»	4	4	x	75
Ciment à surdosage en chaux Ca 17 —	5	x	»	50	5	4	x	105	5	x	»	47
Ciment à surdosage en argile Ar. 14 —	x	»	»	15	x	»	»	10	x	»	»	15
Ciment à surdosage en argile AE. 16 —	4	x	»	40	5	4	x	75	4	x	»	40
Ciment portland de Dèvres-Fourmainstean. .	4	4	x	75	4	x	»	45	4	x	»	50
— bien cuit (roches). . . . .	x	»	»	50	4	x	»	60	x	»	»	50
— peu cuit — . . . . .	x	»	»	10	x	»	»	25	x	»	»	25
Ciment portland de Mantes tout venant. . .	»	»	»	»	5	5	x	90	4	4	4	»
— roches triées. . . . .	x	»	»	50	x	»	»	15	x	»	»	20
— gonflant à chaud . . . . .	»	»	»	»	4	5	x	90	1	1	1	»

On voit par ces résultats que des ciments de fabrication et même de provenance semblable se comportent de façon très différente sans qu'il soit possible de rattacher ces différences à aucune cause précise. Ces expériences montrent en outre que l'action destructive sur le ciment portland du sulfate de chaux est plus active que celle du sulfate de magnésie, qui l'est plus elle-même que celle de l'eau de mer.

On remarquera que, dans ces expériences, les ciments pris en roche et broyés au laboratoire présentent en général une destruction beaucoup plus rapide que les ciments marchands pris aux usines. C'est en particulier très net avec le ciment de Mantes. C'est là un fait en contradiction avec les idées assez généralement admises. Si son exactitude était confirmée par des expériences plus nombreuses, on devrait le rattacher sans doute à l'action pouzzolanique des cendres des combustibles et à la présence des poussières lourdes qui passent dans le ciment marchand.

Voici une seconde série d'essais semblable à la précédente portant non plus sur des ciments portlands, mais sur des chaux et ciments pauvres en alumine. L'immersion en solution saline a été faite après 37 jours de durcissement. Les indications s'arrêtent à 2 mois, parce que c'est l'état d'avancement des expériences au moment de la rédaction de ce mémoire. Des 3 colonnes relatives à chaque dissolution, les 2 premières donnent l'état des éprouvettes après 1 et 3 mois d'immersion et la troisième la durée d'immersion après laquelle la désagrégation totale s'est produite.

NATURE DES CIMENTS.	EAU DE MER.			SO <sup>4</sup> Mg. 6 GRAMMES			SO <sup>4</sup> Ca SATURÉ.		
	1	1	»	1	1	»	0	1	»
Ciment de grappier du Teil . . . . .	1	1	»	1	2	»	0	1	»
Chaux du Teil . . . . .	0	0	»	0	1	»	0	0	»
Ciment de grappier du Teil . . . . .	0	0	»	0	0	»	1	1	»
Chaux du Teil, double cuisson . . . . .	0	1	»	0	1	»	1	5	»
Chaux du Teil, double cuisson avec 5 % Fe <sup>2</sup> O <sub>3</sub> . . . . .	0	1	»	0	0	»	0	1	»
Pierres mortes du Teil broyées . . . . .	1	1	»	5	4	»	1	5	»
Poussières lourdes du Teil . . . . .	1	1	»	1	4	»	1	4	»
Ciment de grappier de St-Astier . . . . .									

Cette nouvelle série d'expériences confirme la supériorité des ciments peu alumineux au point de vue de la décomposition chimique à l'eau de mer. Aucun d'eux n'était complètement désagrégué au bout de trois mois.

Enfin, pour terminer, je donnerai une série d'expériences faites sur des pâtes pures gâchées à 100 % d'eau et moulées en baguettes de 5 millimètres d'épaisseur, avec épingles espacées de 50 millimètres.

Deux séries de briquettes ont été soumises à l'action du sulfate de chaux, l'une après 15 jours de durcissement et l'autre après 2 mois, de façon à mettre en évidence l'influence de l'âge des briquettes sur leur décomposition.

Dans ces tableaux une croix x indique que la briquette brisée en morceaux ou au moins très désagréguée a dû être enlevée. Les chiffres en tête des colonnes indiquent le nombre de mois d'immersion dans les solutions salines.

NATURE DES CIMENTS.	GONFLEMENT LINÉAIRE POUR 100 DES BRIQUETTES A 100 POUR 100 D'EAU IMMERGÉES DANS LES SOLUTIONS SALINES														
	APRÈS 15 JOURS.			APRÈS 2 MOIS DE DURCISSEMENT.											
	SO <sup>4</sup> Ca saturé.			SO <sup>4</sup> Ca saturé.				SO <sup>4</sup> Mg à 6 grammes.				Eau de mer.			
	1	5	9	1	2	5	7	1	2	5	7	1	2	5	7
9. Ciment Portland de Boulogne . . . . .	1,8	2,4	X	0,5	X	»	»	0,1	0,2	5	X	0,0	0,1	0,1	0,1
3. Ciment Portland anglais . . . . .	1,1	1,8	X	0,1	0,1	0,1	X	0,3	0,3	0,4	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0
6. Ciment Portland amaigri, 1 ciment : 1 sable. . . . .	0,0	6,6	X	1,5	X	»	»	0,2	0,3	0,6	1	0,0	0,4	1,2	1,6
5. Ciment Portland amaigri, 1 ciment : 1 sable. . . . .	1,4	X	»	6	X	»	»	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,5	0,6
15. Ciment Portland avec surdosage en argile et surcuisson . . . . .	1,8	2,2	2,2	0,1	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,3	0,3	0,1	0,1	0,2	0,2
16. Ciment plus chargé en poussières lourdes. . . . .	1,1	1,4	1,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,3	0,3	0,3	0,3	0,1	0,1	0,1	0,1
1. Ciment Portland et Gaize calcinée, 1:1. . . . .	1,2	1,4	1,5	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,3	0,3	0,4	0,1	0,1	0,2	0,3
26. Ciment prise rapide de Vassy . . . . .	»	»	»	0,3	0,3	0,4	0,6	fend et se contracte				0,0	0,0	0,0	0,0
12. Ciment du laitier de Donjeux . . . . .	X	»	»	0,0	X	»	»	»	»	»	»	0,0	X	»	»
13. Ciment de laitier de Vitry. . . . .	2,5	X	»	0,0	X	»	»	1	X	»	»	0,1	X	»	»
8. Ciment de Grenoble à prise lente. . . . .	2,2	X	»	0,0	0,0	1,5	5	0,1	0,1	0,2	0,3	0,0	0,1	0,1	0,1
23. Chaux marchande du Teil. . . . .	1,2	1,3	4,2	0,0	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19. Chaux du Teil de pierres surcuites. . . . .	1,3	3,6	X	0,0	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
24. Chaux du Teil avec SiO <sup>2</sup> précipitée et calcinée 1:1 . . . . .	1,3	1,3	1,3	0,0	0,0	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,1	0,1	0,2	0,2
25. Chaux + argile déshydratée à 600°, 1:1. . . . .	X	»	»	X	»	»	»	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18. Ciment de grappier du Teil marchand. . . . .	1,5	1,5	1,5	0,0	0,0	0,2	0,5	0,2	0,2	0,2	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0
20. Ciment broyé plus fin et tamisé à 4900. . . . .	1,6	1,6	1,6	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,1
2. Chaux grasse et argile déshydratée, 2:1 . . . . .	X	»	»	X	»	»	»	X	»	»	»	X	»	»	»
4. Chaux grasse et argile déshydratée, 1:1. . . . .	X	»	»	X	»	»	»	X	»	»	»	X	»	»	»
14. Chaux grasse et pouzzolane naturelle médiocre. . . . .	1,8	X	»	X	»	»	»	X	»	»	»	X	»	»	»

La discussion des résultats de ce tableau conduit aux conclusions suivantes :

En ce qui concerne l'âge des briquettes au moment de leur mise en expérience, les faits suivants sont à retenir :

La rapidité de décomposition totale est à peu près la même, que l'immersion soit faite après 15 jours ou 60 jours. Mais, dans le cas des briquettes immergées après 15 jours, il se produit toujours dans les premiers temps un gonflement important, supérieur à 1 %, qui ne permet pas de rien présager sur la destruction finale. Enfin, dans les briquettes mises en expérience à 2 mois, la décomposition se fait généralement très brusquement sans qu'aucun gonflement préalable l'ait fait pressentir. La mesure des gonflements par le procédé Klebe n'a donc pas, dans le cas actuel, d'intérêt réel.

En rapprochant ce tableau des tableaux d'expériences préalablement donnés, on remarquera que, d'une façon générale, les décompositions ont été beaucoup plus lentes à se produire. La différence ne peut résulter que de l'état différent des surfaces libres des



briquettes. Dans le cas actuel, c'étaient des surfaces lisses obtenues par moulage contre une paroi métallique graissée au pétrole. Dans les expériences antérieures, les surfaces libres avaient toujours été avivées à la lime au moment de leur immersion. Il est bien certain que les surfaces actuelles offraient une résistance plus grande à la décomposition, soit par suite du lissage contre une paroi de moule unie, soit par carbonatation accidentelle pendant la période de durcissement, soit par la présence d'un peu de pétrole. La désagrégation doit commencer dans la profondeur et briser cette croûte superficielle pour se manifester au dehors. A partir de ce moment, n'étant plus arrêtée, elle marche très rapidement.

D'une façon générale, conformément aux résultats précédemment obtenus, l'eau de mer a une action décomposante beaucoup moins énergique que le sulfate de magnésie à 6 grammes par litre, et celui-ci que le sulfate de chaux à saturation, c'est-à-dire à 2<sup>gr</sup>,3 par litre.

En ce qui concerne la qualité des différents produits hydrauliques, on est conduit aux observations suivantes, qui seront développées en suivant l'ordre du tableau.

Le ciment Portland pur et le ciment Portland amaigri, c'est-à-dire broyé très finement après mélange avec du sable, se sont complètement décomposés dans le sulfate de chaux et ont, au contraire, résisté au sulfate de magnésie et à l'eau de mer. Dans les essais donnés plus haut, faits sur briquettes avivées à la lime, les décompositions avaient été beaucoup plus rapides et plus complètes. Si l'on remarque, d'autre part, que le sulfate de chaux précipité dans le mortier par l'action du sulfate de magnésie pourra, dans certains cas, au lieu de se dissoudre, pénétrer par diffusion vers l'intérieur, on est amené à conclure que la conservation chimique à l'eau de mer du ciment Portland normal sera toujours précaire, sauf dans les cas où l'imperméabilité du mortier s'opposera à toute pénétration.

Le ciment Portland à surdosage en argile et surcuisson s'est comporté d'une façon particulièrement remarquable : il a résisté à toute décomposition aussi bien dans le sulfate de chaux que dans le sulfate de magnésie et l'eau de mer. Des expériences de filtration sur mortier sableux 1 : 4, dont il n'a pas été rendu compte, ont montré également une résistance absolue à la décomposition. Les blocs se sont complètement colmatés.

La fabrication de ce ciment avait été demandée aux usines du Boulonnais sur ma proposition par la Commission de rédaction d'un cahier des charges pour fourniture de ciment Portland instituée au ministère des Travaux publics. Ce ciment avait été dosé en pâte à 24,5 % d'argile au lieu de 21. Il s'était produit à la cuisson une forte proportion de poussières lourdes qui avaient été mêlées aux roches dans la proportion de

1 pour 5 dans le ciment n° 15 du tableau.

1 pour 1 — n° 16 —

Ce surdosage avait pour objet d'éviter la formation d'aluminate de chaux et de laisser l'alumine en combinaison à l'état de silico-aluminate inerte. Ce résultat semble avoir été atteint, mais il reste quelques doutes sur la possibilité de fabriquer couramment un semblable ciment à cause de l'obstruction du four par les poussières. Il n'est pas certain non plus que la résistance mécanique d'un semblable ciment soit suffisante. La bonne tenue de ce ciment semblera contradictoire avec les résultats donnés dans un tableau précédent au sujet d'un ciment de Boulogne à excès d'argile qui s'est rapidement altéré. Mais dans ce cas-là le ciment était peu cuit de façon à éviter la formation de poussières et obtenir un ciment à prise rapide. On n'avait employé que des roches triées.

L'addition de Gaize (silice naturelle soluble) au ciment Portland le rend tout à fait inaltérable à l'eau de mer; d'autres expériences ont montré que la silice précipitée calcinée produisait le même effet. Cette silice pouzzolanique s'empare d'une partie de la chaux et n'en laisse plus une quantité suffisante pour la formation du sulfo-aluminate.

Les ciments de laitier se sont complètement décomposés en raison de leur forte teneur en alumine. Il est possible qu'en réduisant la proportion de chaux employée à leur confection on diminue considérablement leur altérabilité.

Le ciment à prise rapide de Vassy et le ciment de Grenoble ont, malgré une forte teneur en alumine, assez bien résisté. Ils sont caractérisés l'un et l'autre par la présence d'une assez forte proportion de sulfate de chaux et une teneur relativement faible en chaux. Il y aurait de nouvelles expériences à faire pour préciser celle de ces deux influences qui a pu intervenir.

Les chaux et ciments du Teil à faible teneur en alumine sont restés absolument indemnes; de même après addition de silice calcinée. Cela est conforme aux résultats préalablement rapportés. Après addition d'argile déshydratée, la décomposition a été immédiate dans le sulfate de chaux et nulle en présence des sels de magnésie. Dans les expériences données plus haut, la décomposition avait été rapide dans tous les cas. Il y a là une anomalie qu'il faut constater pour le moment sans chercher à l'expliquer.

Enfin, les mélanges de chaux grasse avec l'argile déshydratée et avec une pouzzolane naturelle médiocre se sont rapidement détruits. C'est une conséquence du rôle, bien établi par ce qui précède, de l'alumine.

Dans leur ensemble, ces expériences donnent donc une nouvelle confirmation du rôle attribué au sulfo-aluminate de chaux. Elles montrent, en outre, que, parmi les produits hydrauliques actuellement fabriqués, il n'y a actuellement au point de vue de la décomposition chimique que les chaux et ciments peu alumineux offrant quelques garanties, mais qu'il est possible d'améliorer les ciments Portland, soit par l'augmentation de leur dosage en argile, soit par addition de pouzzolane siliceuse.

---

#### SUR LE MÉCANISME DE LA DÉSAGRÉGATION DES CIMENTS A LA MER

C'est un fait bien connu que les transformations des liants hydrauliques sont accompagnées de changements de volume plus ou moins importants; mais les résultats obtenus jusqu'ici paraissent, à première vue, assez contradictoires, parce que l'on néglige habituellement de faire une distinction indispensable entre le volume *apparent* et le volume *absolu*. On suppose, *a priori*, qu'ils doivent varier dans le même sens; cela n'est cependant nullement nécessaire, et même, en réalité, c'est le contraire qui se passe. Les expériences qui vont être rapportées ici en fourniront la preuve.

On doit entendre par volume *apparent* d'une pâte de ciment la totalité du volume compris entre les surfaces limitant cette masse; il est la somme des volumes du ciment solide, de l'eau liquide et des gaz emprisonnés. Au contraire, le volume *absolu* d'une pâte est la somme des volumes de la matière solide et de l'eau qui la composent, abstraction faite des gaz qui peuvent y être enfermés. Le volume apparent est exclusivement déterminé par les positions relatives des différentes parties solides; il augmentera si celles-ci s'éloignent l'une de l'autre, quels que soient, d'ailleurs, les changements concomitants du volume absolu.

On sait, par exemple, que l'hydratation de la chaux est accompagnée d'un gonflement apparent, d'un foisonnement considérable; de petites quantités de chaux libre contenues dans un ciment suffisent pour occasionner un gonflement notable, atteignant souvent plusieurs centièmes des dimensions primitives des éprouvettes.

Les ciments de bonne qualité, exempts de chaux libre, présentent encore un léger gonflement pendant leur durcissement. Il atteindrait environ 0,2 % des dimensions linéaires pour les ciments Portland; cela résulte des expériences très concordantes faites par MM. Dyckerhof, Tetmayer, Blount et Considère. On peut qualitativement reconnaître d'une façon très simple ce gonflement en coulant dans un vase en verre une pâte de ciment à consistance normale, le vase finit par casser après un temps variable de 1 mois à 6 mois. J'ai vérifié qu'il en était de même pour les mortiers de chaux et pouzzolanes suffisamment denses. Enfin, les expériences rapportées dans ce mémoire montrent que la formation du sulfo-aluminate de chaux donne lieu à des gonflements semblables.

On peut donc admettre, comme un fait tout à fait général, que les transformations des liants hydrauliques sont accompagnées d'une augmentation du volume *apparent*.

Pour mesurer les variations corrélatives du volume absolu, j'ai employé des espèces de grands thermomètres en verre, dont le réservoir avait une capacité de 70 centimètres cubes et la tige un diamètre intérieur de 4 millimètres, soit 0,125 centimètres cubes de capacité par centimètre de longueur. On introduisait rapidement dans l'appareil une bouillie claire composée de 50 grammes d'eau et d'un poids de liant hydraulique variant entre 10 et 50 grammes.

Le poids le plus fort a été employé pour les ciments Portland, moitié pour les chaux hydrauliques et mortiers pouzzolaniques, qui demandaient une grande quantité d'eau pour se délayer convenablement. On introduisait cette pâte en faisant le vide dans le thermomètre, et on renouvelait le vide après son introduction, pour enlever les bulles d'air, dont la présence dans la masse pouvait être une cause d'erreur importante. Cet air, en se dissolvant à la longue dans l'eau, donnerait une contraction trop forte. On achevait alors de remplir avec de l'eau pure l'appareil jusqu'à mi-hauteur de la tige, et on fermait la partie supérieure de celle-ci à la lampe pour éviter toute évaporation ultérieure.

Il ne reste plus qu'à mesurer de temps en temps la dénivellation progressive de la colonne liquide.

Le tableau ci-dessous donne les résultats d'une série d'expériences mises en train en 1894. Les contractions sont exprimées en centimètres cubes et rapportées à 100 grammes de matière. Une croix indique la rupture du tube amenée par le gonflement apparent.

NATURE DES CIMENTS.	TEMPS.						
	6 HEURES.	1 JOUR.	7 JOURS.	1 MOIS.	6 MOIS.	18 MOIS.	5 ANS.
	cc.	cc.	cc.	cc.	cc.	cc.	cc.
Ciment Portland de Boulogne. . . . .	0,4	0,7	2	2,9	X	»	»
(Ancienne fabrication). . . . .							
Ciment Portland de Boulogne. . . . .	0,6	1,0	2,7	4,1	4,6	X	»
(Roches grises, nouvelle fabrication). . . . .							
Ciment naturel de Grenoble. . . . .	1,2	1,8	3,8	3,9	X	»	»
(Prise lente). . . . .							
Ciment naturel de Grenoble. . . . .	1,2	1,8	»	»	2,4	3,6	X
(Prise rapide). . . . .							
Chaux siliceuse de Saint-Astier . . . . .	0,0	0,3	1,2	1,8	2,2	2,6	3,0
Ciment de grappier siliceux du Teil . . . . .	0,0	0,2	0,6	1,5	1,9	2,6	3
Ciment naturel siliceux de Ruoms. . . . .	0,2	0,9	2,8	3,6	4,5	4,5	4,7
(Essais de fabrication abandonnée). . . . .							
Plâtre aluné de Lagny . . . . .	»	»	»	»	»	3,6	»
Chaux de l'azotate. . . . .	»	»	»	»	»	6,2	»
Dolomie surcuite . . . . .	»	»	»	»	»	7	»
1 partie silice calcinée + 1 partie chaux éteinte. . . . .	»	0,3	2,5	3,1	3,9	X	»
1 partie kaolin déshydraté + 1 partie chaux éteinte. . . . .	»	»	0,5	2,9	3,8	»	»
1 partie argile déshydratée + 2 parties chaux grasse. . . . .	»	»	0,3	0,7	1,1	»	»
2 parties ciment de Beffes âgé de 10 mois et 1 partie de sulfate de chaux . . . . .	»	»	0,1	0,3	0,5	»	»

Le durcissement ordinaire du ciment, l'extinction de la chaux amènent donc des diminutions importantes du volume absolu, environ 5 centimètres cubes pour 100 grammes de ciment ayant complètement durci, un peu plus encore pour l'extinction de la chaux.

Dans l'action du sulfate de chaux sur le ciment de Beffes il y a encore une diminution du volume absolu, mais elle est très faible. Si l'on remarque que ce ciment ne renferme que quelques centièmes d'alumine, que d'autre part la variation de volume ne se ralentissait pas encore au bout d'un mois et était par suite éloignée de sa limite, on comprend que la con-

traction résultant de la combinaison du sulfate et de l'aluminate de chaux doit être assez importante.

Il résulte donc, de ces recherches, que les transformations de tous les liants hydrauliques sont accompagnées à la fois d'une augmentation de volume *apparent* et d'une diminution du volume *absolu*. L'augmentation du volume apparent ne peut, dans l'état actuel, recevoir aucune explication, c'est-à-dire être rattachée à un phénomène plus simple et d'ordre plus général, mais il faut néanmoins l'admettre comme un fait.

Pour expliquer la désagrégation des mortiers à la mer, il ne suffit pas d'avoir constaté la variation du volume apparent résultant de la formation du sulfo-aluminate de chaux, il faut encore qu'en faisant obstacle à un changement de volume on provoque le développement de force suffisamment énergique. C'est bien ce qui se produit dans l'hydratation de la chaux et de la magnésie; en vase clos il se développe des pressions énormes qui amènent la rupture des enveloppes. On sait qu'il suffit d'un grain de chaux de 1 centimètre cube dans une brique pour la faire éclater. Il ne semble pas en aller de même avec le sulfo-aluminate de chaux. En tassant fortement dans un tube en verre mince un mélange humide de ciment hydraté et de sulfate de chaux, les réactions se produisent sans en amener la rupture. Comment des briquettes de ciment beaucoup plus résistantes arrivent-elles à se briser?

Un fait important à noter est que cette rupture ne se produit souvent qu'après un temps très long; il en est de même avec les expansifs chaux et magnésie quand la proportion en est trop faible pour amener la rupture immédiate. J'ai vu des briquettes de ciment additionnées de magnésie caustique commencer à fendre au bout de 8 mois.

L'explication de cette influence du temps pouvant compenser l'insuffisance de l'effort résulte de mes recherches antérieures sur la variation de solubilité des corps solides avec la pression qu'ils supportent.

Les forces développées par l'extinction de la chaux et de la magnésie, par la combinaison du sulfo-aluminate de chaux, n'occasionnent tout d'abord, dans le cas où elles sont insuffisantes pour provoquer la rupture immédiate, que des tensions élastiques. Les éléments constitutifs du ciment mis ainsi en tension voient leur solubilité croître; ils se dissolvent pour recristalliser immédiatement sur place hors de tension. Les déformations élastiques se transforment par ce mécanisme en déformations permanentes, qui se développent très lentement en raison de la faible solubilité des silicates et aluminates de chaux, mais ce phénomène peut se prolonger très longtemps et amener plus ou moins tardivement la rupture. On comprend donc comment les effets mécaniques peuvent ne suivre que de très loin leurs causes chimiques.

« Cette théorie peut être soumise au contrôle de l'expérience : un prisme de mortier, sollicité par une force indéfiniment maintenue, l'action d'un poids par exemple, devra nécessairement, s'il est conservé *humide*, se rompre au bout d'un temps plus ou moins prolongé; conservé à *sec* de façon à rendre impossible toute dissolution et toute cristallisation, il pourra résister indéfiniment. J'ai fait l'expérience avec le plâtre, composé notablement plus soluble que ceux des mortiers hydrauliques, et, par suite, plus facile à étudier.

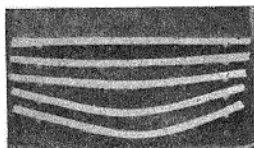
« Les expériences ont porté sur des baguettes de plâtre de 120 millimètres de longueur, d'une section carrée de 10 millimètres de côté. Elles ont toutes été séchées une première fois et un certain nombre d'entre elles mouillées à nouveau avec une solution saturée de sulfate de chaux. L'effort nécessaire pour provoquer leur rupture rapide a été mesuré en les posant sur deux couteaux distants de 100 millimètres, et les mettant en charge par leur milieu au moyen d'un vase rempli progressivement d'eau à raison de 1 litre par minute :

Baguette sèche . . . . .	7 <sup>kg</sup> ,04 et 7 <sup>kg</sup> ,125 : moyenne 7 <sup>kg</sup> ,08
Baguette mouillée . . . . .	3 <sup>kg</sup> ,57 et 3 <sup>kg</sup> ,365 : moyenne 3 <sup>kg</sup> ,61

« On a mis alors parallèlement en expérience une baguette sèche et une baguette immergée dans une solution de sulfate de chaux en les chargeant de poids moitié de ceux

de rupture, soit 3<sup>kg</sup>,54 pour la baguette sèche et 1<sup>kg</sup>,80 pour la baguette mouillée. La baguette sèche était encore intacte au bout de deux mois, tandis que la baguette mouillée avait cassé au bout de 24 heures après avoir pris une flèche permanente de 0<sup>mm</sup>,8. Une nouvelle expérience a été faite en chargeant une autre baguette mouillée d'un poids égal au quart de celui de rupture immédiate, soit 0<sup>kg</sup>,900. La rupture s'est encore produite, mais cette fois seulement après 49 jours. La flèche permanente était de 1 millimètre.

Une seconde série plus concluante encore a été faite avec des prismes de plâtre de 5 millimètres d'épaisseur et portés sur des appuis distants de 250 millimètres. Il a été possible, en 8 jours, d'obtenir des flèches de 50 millimètres avec une charge égale au tiers de l'effort immédiat de rupture. Sous la seule action de son poids il s'est déjà produit une courbure sensible. La figure ci-dessous est la reproduction photographique des résultats obtenus.



Si les forces en question étaient constantes comme la pesanteur, elles finiraient toujours, au bout d'un temps plus ou moins long, par amener la rupture. En réalité, ces forces décroissent avec le temps pour deux raisons. En premier lieu, le gonflement de la masse de ciment permet le gonflement des corps expansifs, dont la force expansive décroît en raison de la possibilité qu'ils ont déjà eue de s'étendre. Mais aussi ces corps en tensions voient leur solubilité croître comme le font les éléments actifs du ciment; de même aussi leur recristallisation tend à annuler les tensions internes. Cet effet sera surtout marqué avec la chaux qui est beaucoup plus soluble que les éléments constitutifs des ciments; ce sera l'inverse avec la magnésie et le sulfo-aluminate de chaux qui sont au contraire beaucoup moins solubles.

Cela explique pourquoi les ciments renfermant de la chaux libre accusée par l'essai à chaud, mais en quantité insuffisante pour amener la rupture dans les essais à froid de 28 jours, se comportaient bien à l'emploi, contrairement à ce que j'avais avancé autrefois. Les tensions développées par l'hydrate de chaux, quand elles n'ont pas réussi à amener une rupture rapide, s'annulent d'elles-mêmes et cessent d'être dangereuses. Avec la magnésie et le sulfo-aluminate de chaux pratiquement insoluble, les tensions ne s'annulent que lorsque le ciment a pris tout le gonflement demandé par ces corps.

Dans le cas de l'eau de mer cependant, les tensions dues au sulfo-aluminate de chaux peuvent disparaître avant l'achèvement du gonflement par suite de la décomposition de ce corps, sous l'action prolongée des sels de magnésie ou de l'acide carbonique.

## CONCLUSION

Comme conclusion de ces recherches, nous croyons pouvoir affirmer les faits suivants :

1° La cause de beaucoup prépondérante, sinon unique, de la décomposition des ciments à la mer est la formation du sulfo-aluminate de chaux;

2° La présence de l'alumine dans les ciments est la cause première de leur décomposition. L'alumine devient dangereuse dès que sa teneur approche de 4 %, étant entendu qu'il s'agit seulement de l'alumine active, c'est-à-dire engagée dans des combinaisons susceptibles de s'hydrater;

3° La substitution du fer à l'alumine est avantageuse à tous les points de vue. Le fer est un meilleur fondant que l'alumine et n'accuse pas de gonflement au contact du sulfate de chaux. Les résistances mécaniques des ciments ferrugineux sont plutôt supérieures à celles des ciments alumineux;

4° Le danger de l'alumine est atténué par la réduction de la teneur en chaux, mais on est limité dans cette voie par l'abaissement corrélatif des résistances mécaniques;

5° Le danger de l'alumine semble pouvoir être complètement annihilé par l'addition des pouzzolanes siliceuses; il est atténué par toutes les pouzzolanes et en particulier par les cendres des combustibles. Les ciments Portland tout-venant qui renferment des cendres semblables paraissent moins altérables que les ciments de roche pure.

H. LE CHATELIER.



VII

DE L'ACTION DE L'EAU DE MER

SUR

LES MORTIERS HYDRAULIQUES

---

COMMUNICATION

Présentée par M. le Général A.-R. SCHOULATCHENKO

PROFESSEUR A L'ACADÉMIE DU GÉNIE MILITAIRE, A SAINT-PÉTERSBOURG

La question de l'action de l'eau de mer sur les mortiers hydrauliques a déjà bien des fois ému les constructeurs et les ingénieurs. Vers 1840, l'alarme avait été jetée au milieu d'eux par d'importantes destructions de travaux maritimes, dans plusieurs ports de France. Ce fut pis encore, quand le célèbre ingénieur français Vicat déclara que la cause de ces destructions était l'action chimique des sels magnésiques ( $Mg\ Cl^2$  et  $Mg\ SO^4$ ), contenus dans l'eau de mer, sur la chaux et des mortiers hydrauliques.

Certes, toutes les mers contiennent en dissolution des sels magnésiques, et tous les mortiers hydrauliques contiennent de la chaux, à l'état libre, ou bien combinée avec la silice ou d'autres oxydes. Par conséquent, tous les travaux maritimes édifiés à coups de millions restaient voués à une destruction plus ou moins rapide, sous l'influence fatale de l'action chimique de l'eau de mer, ou, pour mieux dire, sous l'action des sels qui y sont contenus. Cependant, de nombreux travaux maritimes élevés par les Romains avec des mortiers hydrauliques composés aussi de chaux et de silice de pouzzolane, s'opposaient d'une manière aussi convaincante qu'évidente à cette conclusion logique. Les Romains gâchaient soigneusement l'hydrate de chaux avec la pouzzolane en poudre, et la gangue ainsi obtenue on versait tout simplement dans l'eau ou dans les caissons qui devaient lui donner une forme. Quoique construits avec des mortiers contenant la chaux libre, ces travaux n'en durèrent pas moins des siècles, et résistèrent parfaitement à l'action chimique des sels marins.

En présence de ces faits, il est donc impossible de nier qu'il existe des conditions dans lesquelles les mortiers hydrauliques, composés de chaux et de silice, peuvent résister à l'action saline. Il s'agit seulement de découvrir les conditions permettant aux mortiers hydrauliques de se conserver dans l'eau de mer; Vicat, ainsi que d'autres ingénieurs et chimistes (Minard, Rivot, Chatoney, Ravier, Féburier) se livrèrent ardemment à l'étude de cette question compliquée. Leurs recherches pratiques et scientifiques furent malheureusement loin d'apporter la lumière. Au contraire, leurs conclusions contradictoires, s'excluant souvent les unes les autres, créèrent une réelle confusion dans l'art de construire à la mer.

La confiance dans les ciments hydrauliques fut ébranlée et une véritable crise menaça



les méthodes employées alors pour la construction des travaux maritimes. Si cette crise n'eut pas lieu, ce fut grâce à la tranquillité avec laquelle certains ingénieurs compétents traitèrent cette question (Noël, Minard, Brisson), et à l'emploi des ciments portlands vers 1850. Les ciments, composés des mêmes éléments (argile et carbonate de chaux), mélangés dans les mêmes proportions (24 % d'argile et 76 % de carbonate de chaux), portés à une très haute température, ayant le même poids spécifique, avaient aussi par conséquent les mêmes qualités.

Les ciments portlands anglais attirèrent bientôt l'attention générale par les propriétés excellentes dont ils étaient doués, surpassant celles de tous les autres ciments connus. On éleva quelques constructions maritimes dans certains ports d'Angleterre, et, comme les ciments portlands dont on s'était servi résistaient parfaitement à l'action saline, les constructeurs leur rendirent leur confiance. Les épreuves normales faites sur les ciments portlands donnèrent la possibilité de constater qu'ils pouvaient être préparés non seulement en Angleterre, mais aussi dans d'autres pays, tout en possédant les mêmes propriétés que les ciments anglais. Dès lors, les constructions en ciment prirent un grand développement. Il devint possible d'employer dans les travaux maritimes les ciments indigènes, moins chers que les ciments de fabrication anglaise. On obtint ainsi une grande diminution dans le prix de revient des constructions maritimes, et leur nombre augmenta considérablement pour le bien de l'industrie et des ports de commerce. A son tour, la Russie vit se développer chez elle l'industrie du ciment portland. La mer Baltique et la mer Noire possèdent de nombreuses constructions en ciments portlands et ces travaux sont encore aujourd'hui en très bon état.

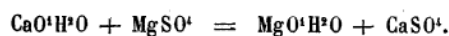
La panique, provoquée par Vicat et quelques autres ingénieurs, fut ainsi conjurée, grâce aux qualités excellentes des ciments portlands qui résistaient complètement, en mer libre, à l'action chimique destructive des sels marins. Les craintes se calmèrent peu à peu et les ingénieurs de tous les pays reprirent les constructions maritimes avec les ciments portlands. Mais, tout à coup, en 1896, parurent les recherches et les conclusions des travaux du docteur Michaelis, ébranlant de nouveau la confiance accordée aux constructions maritimes en ciments portlands.

M. Michaelis est du nombre des spécialistes émérites qui se sont créé un nom dans l'industrie des ciments portlands. C'est à ses travaux et à son activité que l'industrie du ciment portland en Allemagne doit, en grande partie, son développement actuel. De nombreuses usines de ciment portland ont été fondées avec son concours ou sous sa direction immédiate. Il est possible d'avancer, sans crainte d'exagération, que Michaelis fut dans un certain sens, pour l'Allemagne, ce que Vicat avait été pour la France. Et, chose remarquable, Michaelis se joignit à l'opinion de Vicat pour mettre en doute la solidité des travaux maritimes, mais se basant en ceci moins sur des faits puisés dans la pratique, que sur des données de laboratoire. La différence est pourtant sensible. Tandis que lui-même Vicat hésite, doute en présence d'une série de faits contradictoires acquis dans le laboratoire, et de faits obtenus dans la grande pratique, Michaelis s'appuie seulement sur des expériences de laboratoire et donne hardiment, catégoriquement, ses conclusions.

Dans une communication faite à différents gouvernements, aux institutions techniques, aux spécialistes, il affirme que les mortiers hydrauliques étaient toujours loin de répondre à toutes les exigences de la pratique, autant au point de vue de la solidité, que du prix de revient et il ajoute :

Mes recherches m'ont fait découvrir la cause de la défectuosité des mortiers hydrauliques, et la méthode d'après laquelle il est possible, non seulement d'augmenter considérablement la solidité et la conservation des constructions maritimes en ciments portlands, mais aussi de diminuer leur prix de revient.

Michaelis affirme alors que la chaux contenue dans les ciments portlands en trop grande quantité même, pour la combinaison chimique avec la silice et l'alumine, s'élimine pendant le durcissement. Cette chaux libre (25 à 30 % environ) représente un élément très dangereux dans le mortier ciment portland qui doit se durcir dans l'eau de mer. Elle se combine avec le sulfate de magnésie :



Il se forme du gypse qui se cristallise et cause, par sa dilatation, la décomposition du mortier hydraulique dans l'eau de mer. Mais, comme ces conclusions de Michaelis ont beaucoup de similitude, d'affinité avec la manière de voir de Vicat, je trouve utile, avant de les apprécier, de refaire un court historique sur la question des causes destructives des ciments hydrauliques dans l'eau de mer.

Jusqu'en 1840 cette action destructive était inconnue, il n'en était point du tout question. Ce fut cette année-là que l'ingénieur *Pouarel* envoya à l'ingénieur Noël, connu par ses travaux dans le port de Toulon, une pouzzolane artificielle proposée par le gouvernement français pour les mortiers hydrauliques du port d'Alger. Noël plaça dans l'eau de mer des échantillons de mortiers composés de cette pouzzolane et de chaux. Six mois après on remarqua des fissures pénétrantes à la surface de ces échantillons. Les morceaux altérés furent alors soumis à Vicat, célèbre déjà par ses recherches sur les mortiers hydrauliques. Ce savant soumit à l'analyse les parties superficielles endommagées de ces ciments, ainsi que les parties intérieures restées en bon état. Il trouva dans les morceaux gâtés cinq fois plus de magnésie que dans les morceaux bien conservés, et une diminution de chaux correspondant à cette augmentation de magnésie.

#### Composition du mortier avec la pouzzolane d'Alger.

	PARTIES SUPERFICIELLES.	PARTIES INTERNES.
1. Résidus indissolubles . . . . .	21.666	23.333
2. Silice . . . . .	4.000	4.000
3. Alumine et oxyde de fer. . . . .	15.333	9.333
4. Chaux . . . . .	19.333	31.333
5. Magnésie . . . . .	10.400	1.866
6. Acide carbonique . . . . .	15.274	13.485
7. Eau . . . . .	13.994	16.569
	100.000	100.000

Comme ce phénomène n'avait pu provenir que de l'action chimique réciproque des sels magnésiens contenus dans l'eau de mer, Vicat, dans le cas pendant, attribua à cette dernière les causes de destruction mentionnées ci-dessus. Et c'est ainsi que prit naissance la question de l'action chimique de l'eau de mer sur les mortiers hydrauliques : question qui eut de si graves conséquences, qui émut si longtemps les constructeurs.

Vicat se livra à l'étude de cette question avec une ardeur d'autant plus concevable, qu'il était lui-même le créateur de l'industrie nouvelle du ciment. De nombreux travaux maritimes se chiffrant par millions de francs avaient déjà été construits avec des ciments hydrauliques dont la fabrication avait été découverte par Vicat. Mais ce dernier se heurta d'abord à de tels faits contradictoires que résoudre la question semblait au-dessus des forces de Vicat lui-même, malgré sa compétence en la matière. Il soumit à l'épreuve directe une grande quantité de ciments et obtint des résultats surprenants. Certains ciments pris en petites quantités supportaient parfaitement l'épreuve dans des bassins remplis d'eau de mer, mais se détruisaient en mer libre. D'autres, au contraire, supportaient admirablement, en mer libre, le choc des lames et l'action chimique décomposante des sels marins, tandis qu'ils se décomposaient en peu de temps dans le laboratoire. Même des échantillons de ciment ayant séjourné dans l'eau de mer libre, depuis plus de 10 ans déjà, se détruisaient en l'espace de quelques jours pendant leur épreuve dans une petite quantité d'eau de mer, en vase clos. Page 68 de son ouvrage : *Recherches sur les causes chimiques de la destruction des composés hydrauliques par l'eau de mer*, après une remarque sur la composition du béton du port de Cherbourg, Vicat dit : « Ce qu'il y a de très remarquable dans ces gangues qui, depuis 48 ans, bravent l'action chimique et dynamique d'une mer très rude, c'est que, prises à une très petite profondeur au-dessous de cette surface verdâtre et mises en eau de mer naturelle dans le laboratoire, elles s'y sont désagrégées après 25 jours de cette immersion. »

Et plus loin : « En 1843 on immergea dans l'arsenal du port de Toulon des masses de

béton qui durcirent à ce point, qu'il fallut employer les pétards et les coups de barre à mine pour les détruire en 1846. » Des débris de ce béton se détruisirent dans le laboratoire en 36 jours (p. 68). Les bétons des ports d'Hyères, de Cannes, de Saint-Jean-de-Luz donnèrent les mêmes résultats (p. 71).

De tels faits ébranlèrent la confiance de Vicat lui-même dans la solidité des constructions hydrauliques en mer libre. Dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, 1852, page 380, il dit : « Aucun mortier hydraulique, fût-il confectionné avec une chaux de première qualité, telle que celle du Theil, aucun ciment, aucune combinaison de chaux et de pouzzolane, celle-ci provint-elle des meilleures fouilles de Saint-Paul, près de Rome, aucune de ces combinaisons ne peut par essence, par sa nature intime, résister absolument à la décomposition dont il s'agit. En présence de faits assez nombreux cependant, et qui sont ostensiblement contraires à ces dernières propositions, celles-ci auront tout l'air d'un paradoxe; pourtant je n'affirme rien dont je ne puisse immédiatement donner la preuve. » Vicat déclare dans la préface de son dernier ouvrage (p. 7) : « Nous sommes fort heureusement parvenu à trouver des composés qui peuvent impunément braver le contact de l'eau salée, et même en obtenir un surcroît de résistance.... » Et plus loin, page 9 : « Pour nous, le problème est dès ce moment résolu aussi généralement et complètement que possible, par l'emploi d'une classe particulière de pouzzolanes et de ciments artificiels. »

Mais néanmoins, en parcourant attentivement les mémoires de Vicat, le lecteur ne se sent nullement inspiré de la même confiance. Il s'agit d'indiquer exactement la manière de définir la résistance de certains ciments à l'action des sels marins. Après avoir expliqué qu'une dissolution de 0,4 % de sulfate de magnésie agit chimiquement comme l'eau de mer, Vicat propose d'éprouver la résistance des mortiers à l'action saline, en les plongeant dans le même bain. « Si, dit-il, après 10 mois l'échantillon plongé dans un bain magnésien renouvelé ne laisse voir aucun signe de destruction, on le brise pour en examiner l'intérieur, et si cette autopsie ne donne point d'indices de destruction, les fragments sont replongés dans le bain. Enfin, si ces fragments se maintiennent intacts pendant un temps déterminé, dont la suite nous donnera la limite, on peut en conclure une certitude ou une probabilité seulement de résistance indéfinie en mer libre (p. 32). »

Plus loin Vicat explique (p. 59) que la question de savoir combien de temps doivent durer ces essais pour donner la certitude de stabilité indéfinie en mer libre est fort difficile. C'est à peine si nous osons, pour les mortiers à chaux de l'Ardèche, fixer une limite minima de 2 ans, et il est bien entendu qu'il s'agit ici de la mer Méditerranée seulement. Pour les autres mers, l'auteur s'exprime ainsi : « Il est regrettable que nous n'ayons pu trouver sur les travaux exécutés dans l'Océan et la Manche (comme cela a été fait dans la Méditerranée), un assez grand nombre d'exemples déterminant l'emploi certain des mortiers, afin d'en tirer une conclusion quelconque. En ce qui concerne les ciments nous avons été plus heureux, nos conclusions sont plus nettes. La solidité du mortier de ciment est sûrement garantie dans n'importe quelle mer, si les arêtes d'un échantillon prismatique restent sans fissures pendant 20 mois (p. 32). »

Mais, avec des indications si incertaines pour savoir jusqu'à quel point les bétons résistent dans l'eau de mer, peut-il arriver que cette manière d'éprouver les ciments donne parfois des résultats décisifs pour les ciments de mauvaise qualité? Nullement. « Nous ne prétendons pas cependant, dit Vicat (p. 32), qu'il faille renoncer à employer tous les composés hydrauliques que notre mode d'investigation signale comme destructibles s'ils ont en leur faveur, depuis un grand nombre d'années, le témoignage contraire de la mer libre. De cette manière, le mode d'éprouver les ciments, qui ne donne point de preuves sûres que les mortiers peuvent, sans danger, supporter l'action des sels marins, reste sans valeur pour réfuter ceux qui, à l'épreuve, donneraient de mauvais résultats. »

Quoi qu'il en soit, les conclusions contradictoires et indéfinies de Vicat dans ses différents mémoires produisirent une véritable confusion parmi les ingénieurs aussi bien français qu'étrangers. Les recherches de Ravier (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1854) vinrent encore confirmer les doutes dans la solidité des mortiers qui, par leur résistance de plusieurs siècles, devait être aux yeux des constructeurs une garantie suffisante pour les constructions en pouzzolanes romaines. Des mortiers de pouzzolanes qui avaient parfaitement résisté en mer libre pendant 17 ans furent retirés de la mer et plongés dans la même eau, mais dans des bassins. En 16 jours, dit Ravier, ils se détruisirent complètement. Ce savant trouva

qu'à l'exception de la chaux du Theil, aucun ciment ne résistait à l'action de l'eau de mer dans le laboratoire. Les considérations générales sur les matériaux employés dans les constructions à la mer par Chatoney et Rivot en 1856, non seulement ne firent pas la lumière sur cette question embrouillée, mais au contraire l'obscurcirent encore. Se basant simplement sur des considérations théoriques, Rivot conclut que seuls ont chance de se conserver dans l'eau de mer les ciments les plus simples, par exemple, composés de chaux et de silice ; Rivot trouva cette preuve en ceci que les mortiers qu'il avait composés de pâte de chaux et de silex en poudre se durcissent et se conservent parfaitement dans l'eau de mer. Si l'on ajoute à ces contradictions le nombre de désastres sous-marins qui furent signalés dans les ports de Saint-Malo et la Rochelle, construits avec les nouveaux mortiers de chaux hydraulique en 1846, il est facile de se figurer la panique qui s'était emparée des ingénieurs français. On voyait partout l'action chimique destructive de l'eau de mer. « Partout, dit Noël, on accusait la mer des succès éprouvés dans les constructions sous-marines. »

Cette panique se répandit avec d'autant plus de rapidité, que le mot *action chimique* indiquait un terrain dont les phénomènes exigeaient de solides connaissances en chimie pour se laisser pénétrer. Maintenant même, peu d'ingénieurs connaissent à fond la chimie, et, il y a une quarantaine d'années, on en comptait encore moins. Je ne prétends point dire par là que la question pût être résolue par la seule connaissance de la chimie. Pourtant, sans la chimie, l'appréciation des faits d'un caractère chimique devient tout à fait impossible. En face de ce mot doué d'un pouvoir magique : « action chimique des sels marins », les ingénieurs consciencieux restèrent respectueusement de côté en se gardant d'apprécier les faits qui s'y rapportaient. Il ne faut pas oublier que cet état de choses pouvait aussi contribuer à faire attribuer l'insuccès de travaux dont les causes n'avaient rien de commun avec la chimie à cette invincible action saline.

Faut-il s'étonner que, dans ces conditions, on ait accordé en France une importance exagérée à cette action chimique de l'eau de mer ? Vicat avait certainement dévoilé une partie de la vérité. Il est incontestable que la chaux a plus d'affinité avec l'acide sulfurique que la magnésie. Or, quand ces éléments se trouvent en contact, il se forme des combinaisons chimiques d'après leur affinité. Dans le cas présent, quand la chaux du mortier hydraulique arrive en contact avec le sulfate de magnésie de l'eau de mer, la chaux élimine la magnésie par sa combinaison avec l'acide sulfurique, et il se forme du sulfate de chaux (gypse) et de la magnésie.

Ainsi, la décomposition chimique du mortier hydraulique par les sels magnésiens de l'eau de mer est tout à fait possible. La question est de savoir si cette action réciproque est inévitable, jusqu'à quel point elle est à craindre, si même elle a lieu. Doit-elle toujours entraîner la destruction ? Comme réponse, nous nous bornerons à indiquer les nombreuses constructions maritimes, aussi bien anciennes que modernes, qui ont été élevées avec les mortiers hydrauliques et sont, jusqu'à ce jour, restées en bon état dans l'eau de mer. Les mortiers hydrauliques de ces constructions renferment les mêmes parties principales, chaux et silice, et l'eau de mer contient les mêmes sels. Les rapports de ces produits sont les mêmes qu'autrefois. Si l'action chimique réciproque entraînait inévitablement la destruction des mortiers hydrauliques, aucune masse de béton ne résisterait dans l'eau de mer. Cependant, si ces masses se conservent, il est évident que l'action chimique, ou bien ne se produit point, ou bien est limitée dans des proportions si insignifiantes qu'elles peuvent être considérées comme inoffensives pour la solidité des constructions.

Or, nier entièrement l'action chimique de l'eau de mer sur les masses de béton est impossible, car, si consistant que nous puissions préparer le béton, il reste toujours une certaine quantité d'air dans ses pores, et, pendant son immersion dans l'eau, cette dernière remplace l'air. Cette observation est facile à faire en constatant le bouillonnement abondant produit par les bulles d'air qui s'échappent des pores du béton. De nombreuses expériences sur ce sujet indiquent qu'un béton bien préparé contient environ 25 % de pores remplis d'air. Par conséquent, si l'on plonge dans l'eau une masse de béton d'une sagène cubique, c'est-à-dire un peu plus de 9 mètres cubes, pendant son immersion il n'y peut pénétrer qu'un quart de sagène cube d'eau pesant environ 150 pouds et ne contenant pas plus de 2 pouds ou 32 kilogrammes de sels magnésiques. Cette quantité de sel est insignifiante, proportionnellement à la quantité de mortier hydraulique employé. D'ordinaire on

emploie pour une sagène cube de béton 12 tonneaux de ciment portland d'un poids net de 123 pouds ou 1968 kilogrammes. Pour décomposer 1968 kilogrammes de ciment pur, il faut faire agir 3200 kilogrammes de sels magnésiques. Il est évident que la décomposition chimique des silicates de chaux du ciment par les sels marins infiltrés dans le béton ne peut être qu'insignifiante. Et cela d'autant plus que cette décomposition est limitée par l'élimination faite au moment de la combinaison des sels magnésiens, presque insolubles dans l'eau et empêchant leur contact immédiat nécessaire pour que l'action chimique se produise. L'acide carbonique en dissolution dans l'eau de mer agit aussi dans le même sens. A la surface des pores du béton remplis d'eau salée, il se forme du carbonate de chaux presque complètement insoluble dans l'eau et résistant autant dire parfaitement à l'action des sels magnésiens.

D'autres causes physiques se joignent encore à ces causes chimiques qui ralentissent et même paralysent la destruction des silicates de chaux. Des molécules de vase en suspension dans l'eau de mer pénètrent avec cette eau dans le béton, car cette vase est assez commune sur les rivages. Ces molécules, se précipitant dans les pores, finissent par les combler. En même temps, à la surface de béton se forme un tapis de plantes marines de mousses, d'incrustations coquillières qui devient bientôt une couche compacte, presque impénétrable. Cette couche est renforcée encore par la formation du carbonate de chaux, qui s'y montre même en plus grande quantité que dans les pores intérieurs de la masse de béton, et limite ainsi l'action chimique des sels marins à la surface des gangues.

Comme complément, M. Schwartz, chimiste à l'usine de portland de Novorossiisk, fit paraître un travail où la silice gélatineuse est comptée parmi les substances colloïdales qui ne laissent pas pénétrer les sels magnésiques. Schwartz fit, avec du ciment portland pur, un vase en forme de verre, qu'il plongea jusqu'à une certaine profondeur dans une dissolution de magnésie. Or, quelque temps après, l'eau pénétra à l'intérieur du récipient, mais sans y laisser trace de magnésie. Bien qu'on n'emploie point que du mortier pur pour construire le béton, mais qu'on le gâche avec du sable, même sous cette forme la silice gélatineuse ne perd pas ses propriétés, et, en tout cas, limite la quantité de sels magnésiens pénétrant à l'intérieur des masses.

En un mot, sans nier la possibilité de l'action chimique des sels de magnésie sur les mortiers hydrauliques, et, en cas de circonstances favorables (consistance insuffisante des bétons, mauvaise qualité du ciment hydraulique, mortier trop maigre, négligence du travail, etc.) pouvant entraîner la destruction des masses, j'affirme que, dans la nature même, en mer libre, en même temps que les conditions entraînant l'action chimique entre les parties du mortier hydraulique et l'eau de mer, il existe d'autres conditions pour limiter l'influence nuisible de cette action chimique. La preuve de ce que j'avance m'a été fournie dès 1872 pendant la reconstruction du port d'Odessa où on trouva en effet des signes de destruction chimique. Un examen attentif fit découvrir que la décomposition chimique n'existe point sur tous les blocs de béton, mais seulement ceux qui, placés à l'extrémité des travaux du môle dernièrement arrêtés, tombèrent dans l'eau à une profondeur de 47 pieds. Pendant leur chute ces blocs se brisèrent. Plus de 60 morceaux, pris au hasard, montrèrent des traces de l'action saline, aussi bien sur les bétons de pouzzolane romaine, que sur ceux de ciment portland, et seulement à la surface des fissures, des cassures. Toutes les autres masses de béton plongées déjà dans la mer depuis six ans étaient intactes. Les travaux interrompus par crainte de l'action chimique destructive saline furent repris. On nettoya même les bétons détériorés, on les arrangea, et une fois séchés à l'air, ils furent employés; ils se conservent même en parfait état, jusqu'à nos jours.

J'ai eu entre autres l'occasion de me persuader moi-même de la propriété des masses de devenir avec le temps impénétrables à l'eau de mer. En 1891 j'observai les môles de Boulogne-sur-Mer pendant la marée basse, et je constatai qu'aucune eau ne suintait des bétons.

Me basant donc sur les raisonnements ci-dessus, j'ose affirmer, malgré toute l'autorité de Vicat, qu'il n'y a pas lieu de craindre la destruction chimique, par l'eau de mer, des masses de béton construites solidement en mortier consistant, fait avec une pâte bien liée, bien grasse, avec du ciment portland de bonne qualité.

Comment donc expliquer les cas de destruction des môles sous-marins, observés en France et qui, à tort ou à raison, ont tant contribué à accroître l'opinion de l'action chimique marine sur les mortiers hydrauliques?

Il est certes très difficile de répondre à cette question, à défaut de faits positifs et de données certaines. Si l'on en juge par le peu de renseignements que j'ai pu me procurer dans le journal français demi-officiel : *Annales des Ponts et Chaussées*, ces renseignements sont à peine suffisants pour en conclure que les ciments et les pouzzolanes employés à Saint-Malo, à la Rochelle, étaient frais et bien contrôlés. Il serait alors permis de supposer que la cause de ces désastres était tout simplement la mauvaise qualité des ciments employés. Les méthodes d'essai des ciments et leur contrôle avant d'être livrés aux ouvriers étaient très insuffisants il y a 40 ans. Comment alors affirmer que le ciment employé fût de bonne qualité dans les constructions détruites aussi bien que dans celles qui ont résisté ? On peut chercher l'explication des insuccès qui eurent une si mauvaise influence sur les constructeurs dans l'insuffisance de contrôle exercé sur les ciments livrés aux travaux. Cette faute provient en partie, sans doute, de la confiance excessive que les Français accordèrent aux nouveaux ciments. Et bientôt après les premiers échecs survenus dans l'emploi des ciments, comme la nature de ces derniers n'était pas assez connue, cette confiance conduisit à croire à l'impossibilité d'employer les ciments portlands dans les travaux maritimes. Ce ne furent cependant point tous les ingénieurs français qui accordèrent une grande importance à l'action des sels marins sur les mortiers ; les extraits suivants en font foi.

Dans un rapport officiel à son gouvernement, sur l'examen de l'avant-port de Cherbourg dans le but de constater l'état du béton sous-marin, l'ingénieur français Brisson s'exprime comme il suit au sujet du doute élevé par l'imperfection de la fabrication du béton, et par la supposition de l'action destructive marine :

« La question des destructions chimiques des mortiers hydrauliques a pris depuis quelque temps une grande importance. On semble craindre pour la conservation des constructions sous-marines. Comme ces travaux sont déterminés à durer indéfiniment, il n'y a pas lieu de s'étonner qu'on en soit arrivé à cette conclusion en examinant attentivement les conditions du milieu où ils se trouvent. Il est difficile, en effet, de se figurer des matériaux qui pourraient supporter à la longue, sans se détruire, l'action puissante, dissolvante, ébranlante des vagues. » Et plus loin : « Il nous semble qu'on ait accordé une importance exagérée aux rapports existants entre les sels marins et les mortiers, après avoir manifesté le plus grand dédain pour ces mêmes rapports. Dans des questions de ce genre, il est très dangereux de généraliser, et il serait plus raisonnable de soutenir seulement ses propres observations, mais non les conclusions qui en sont tirées. Pour ces motifs, en ce qui concerne Cherbourg, nous nous bornons aux remarques suivantes. En examinant dans ce port les blocs de béton préparés avec une chaux hydraulique de qualité moyenne, nulle part nous n'avons trouvé de décomposition, d'éboulements semblables à ceux souvent signalés depuis quelque temps. » (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1857.) Noël ajoute à ce qui a été déjà dit sur l'accusation portée contre la mer dans toutes les constructions non couronnées de succès : « Ces craintes me semblent exagérées. Elles ne doivent pas aller jusqu'à refuser pour les travaux à la mer des mortiers dont des expériences prolongées ont montré les qualités excellentes. En 1840, mon ami M. Pouarel m'avait envoyé, pour les examiner, des échantillons préparés d'une pouzzolane de qualité inférieure fabriquée à Alger, et qu'il considérait comme peu sûre. Peut-être me trompé-je ; mais je pense souvent que si je n'avais pas attiré alors l'attention de notre célèbre maître sur les fissures observées à la surface de ces échantillons, les ingénieurs auraient continué à employer, dans les travaux à la mer, la pouzzolane romaine si décriée à présent par certains chimistes, malgré les succès acquis à cet excellent produit par un grand nombre de constructions à la mer élevées dans tous les siècles. » (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1858, p. 375.)

Du court historique que je viens de tracer, il est facile de voir que :

1° Dans certaines conditions, la destruction des travaux sous-marins n'est nullement inévitable, malgré les rapports chimiques existant entre les sels marins et les parties constituantes des mortiers hydrauliques.

2° Au contraire, il existe nombre de constructions sous-marines pour lesquelles on employa aussi bien les pouzzolanes romaines que les nouveaux produits hydrauliques, et qui, pourtant, résistent admirablement depuis des années.



3° Il n'y a pas qu'un seul ciment hydraulique susceptible de résister à l'action chimique marine, cette faculté se retrouve dans de nombreux composés hydrauliques tels que : les chaux hydrauliques naturelles et artificielles, les pouzzolanes artificielles et les ciments romains.

4° La condition essentielle de la solidité des bétons sous-marins, laissant évidemment ici de côté la bonne qualité nécessaire, inévitable du ciment hydraulique employé, c'est la consistance, la cohérence de la masse de béton qui s'oppose ainsi à l'infiltration de grandes quantités d'eau de mer à l'intérieur de la gangue, et lui facilite sa résistance, son imperméabilité.

Vers la fin de 1850, les craintes pour la solidité des constructions sous-marines se calmèrent, et la question de l'action chimique de l'eau de mer sur les ciments perdit son sens aigu.

A la mort de Vicat en 1859, la polémique abandonna presque entièrement ce sujet, et on continua les constructions en mer libre avec des mortiers hydrauliques. Mais néanmoins on se mit à employer plus souvent les ciments portlands. Cette période de calme, favorable aux travaux à la mer, dura environ 25 ans.

La confiance dans la solidité de ces constructions était même si grande, qu'elle ne fut pas ébranlée par quelques cas de destruction survenus dans le port d'Odessa en 1873, d'Aberdeen en 1887, désastres accompagnés sans aucun doute d'indices de l'action chimique réciproque entre les parties constituantes des mortiers hydrauliques et les sels marins. En 1885, dans un cours public à l'Institut des Ponts et Chaussées, je considérai déjà comme possible de déclarer catégoriquement que grâce à la mise en pratique des ciments portlands dans les constructions à la mer, il était possible d'élever des constructions solides et sans crainte de leur décomposition par l'action chimique saline.

On pouvait croire que le temps des doutes et des inquiétudes fût passé, du moins en ce qui concernait les ciments portlands. Cependant, au dernier moment, en 1896, parut l'ouvrage de M. Michaelis, technicien connu dans l'industrie du ciment : « Rapports des mortiers hydrauliques avec l'eau de mer. » Cette étude sembla de nouveau ébranler la confiance accordée aux constructions sous-marines, à leur solidité, à leur faculté de résister à l'action chimique de l'eau de mer.

Ce travail attira l'attention non seulement parce qu'il était l'œuvre de M. Michaelis, mais parce que celui-ci y déclarait formellement que les ciments portlands sont le composé le plus soumis à la décomposition chimique par l'eau de mer, donc le plus dangereux : tout ceci en dépit de la réputation que s'étaient déjà acquise les meilleurs ciments hydrauliques et avec lesquels on avait élevé tant de travaux sous-marins.

Qu'était-il donc arrivé, se demande-t-on ? De nouveaux désastres dans les ports à la suite de l'action chimique marine indubitablement prouvée sur les ciments hydrauliques ? De nouvelles découvertes scientifiques forçant encore une fois à reconnaître la terrible action saline ? Citons les paroles de Michaelis :

« Ainsi on peut affirmer, par des preuves scientifiques et pratiques, que les substances liantes contenant de la chaux en plus grande quantité qu'il n'est nécessaire pour la formation d'hydrosilicates et d'aluminates solides :



ne doivent pas être employées pour les constructions à la mer ; et que seules les combinaisons pauvres en chaux peuvent être considérées comme solides, d'autant plus solides qu'elles contiennent moins de chaux<sup>1</sup>.

« Mes investigations m'ont prouvé que les substances hydrauliques, — laissant de côté pour l'instant leurs compositions physiques, — sont les moins solides dans l'eau de mer<sup>2</sup>.

« Au point de vue chimique, les ciments portlands sont moins solides, parce que pendant leur durcissement ils éliminent une grande quantité de chaux libre<sup>3</sup>. »

1. *Dus Vehr. d. hydr. Bindemittel z. Meerwasser*, p. 179.

2. *Ibid.*, p. 166.

3. *Ibid.*, p. 160.

Plus loin, après avoir calculé que le ciment portland contenant 22,5 % d'acide silicique et 61,9 % de chaux (c'est le composé moyen le plus employé maintenant des ciments portlands) ne doit pas éliminer moins de 13,74 % d'hydrate de chaux libre pendant le durcissement, et même 38 % dans les ciments portlands les plus riches en chaux, Michaelis ajoute :

« Il est facile de comprendre que le corps qui élimine une si grande quantité d'hydrate de chaux libre, d'alcali, possédant une affinité chimique excessivement forte (l'absorption de tous les acides) ne saurait être une combinaison chimique solide.

« L'étude des rapports de ces mortiers avec l'eau de mer m'a convaincu que la cause principale de leur destruction en mer libre doit être attribuée à l'hydrate de chaux libre. »

L'ennemi principal est donc la chaux libre. En se combinant avec l'acide sulfurique des sels magnésiens, elle forme du gypse qui, par sa dilatation, détruit les mortiers déjà durcis. Or c'est un ennemi connu. Est-ce que Vicat n'a pas expliqué de la même manière l'action chimique de l'eau de mer? Du temps de Vicat, à vrai dire, les ciments portlands surchargés de chaux que suppose Michaelis étaient encore peu employés. La chaux hydraulique du Theil contient plus de chaux que les ciments portlands n'en ont. Elle renferme jusqu'à 80 % de chaux, et en surplus de sa saturation d'acide silicique, ne reste-t-il pas en elle plus de chaux libre que dans le ciment portland? Et cependant les constructions maritimes en chaux hydraulique du Theil, à Marseille, à Toulon et dans d'autres ports de la Méditerranée, subsistent toujours.

M. Liamine a prouvé que, pendant le durcissement du ciment portland, il s'en échappe de l'hydrate de chaux libre, en proportion considérable même, jusqu'à 30 %. Mais la preuve que cette élimination n'entraîne point la décomposition du ciment, c'est que les constructions sous-marines faites en ciment portland se conservent des dizaines d'années. Liamine a trouvé 32 % d'hydrate de chaux libre dans une gangue de ciment portland qui était restée en parfait état de solidité pendant plus de 15 ans dans la mer Noire.

D'où provient donc le manque de solidité des mortiers de ciment portland, se demande Michaelis? En vérité, Michaelis expérimenta des ciments dans une dissolution de 1 % de sulfate de magnésie, c'est-à-dire dans le même bain magnésien que Vicat. Donc ce moyen n'est pas nouveau non plus, et nous avons déjà vu le peu de confiance qu'il inspire.

Les différents échantillons de gangues ou de ciments portlands, ou de ciments romains, ou de chaux du Theil, qu'il éprouva dans le bain magnésien, se détruisirent. Au contraire ceux de ciment romain devinrent encore plus solides, et même la chaux du Theil donna de meilleurs résultats que le mortier de ciment portland. Michaelis se convainquit par l'expérience directe confirmant pleinement ses considérations théoriques, que l'hydrate de chaux libre constitue la cause de la destruction du mortier de ciment portland dans le bain magnésien. Si l'hydrate de chaux, conclut-il, tend à se combiner comme l'ammoniaque avec l'acide sulfurique des sels marins et à former le gypse si nuisible dans le cas présent, il suffit de neutraliser sa propriété alcaline, de la faire passer de l'état libre à l'état combiné, et elle sera alors inoffensive.

Pour cette neutralisation, Michaelis propose d'employer l'acide silicique libre, ou les silicates dont l'acide silicique est contenu sous forme gélatineuse, c'est-à-dire les pouzzolanes artificielles ou naturelles, surtout le traass. Les épreuves faites avec le bain magnésien prouvèrent que les mêmes ciments portlands, qui n'avaient pas résisté à son action et s'y étaient décomposés, au contraire s'y conservaient lorsqu'ils avaient été mélangés avec le traass.

C'est de là que Michaelis déduisit les deux propositions suivantes :

- 1° Ne plus employer de ciment portland pur dans les constructions à la mer.
- 2° Pour les mêmes constructions à la mer, se servir d'un mortier composé de ciment portland et de traass.

Par ces deux propositions, Michaelis croyait rendre un service extraordinaire à la pratique des travaux maritimes.



En 1897, au Congrès du ciment à Berlin, j'ai exposé en détail les motifs pour lesquels je ne saurais partager l'opinion de Michaelis. Ses considérations théoriques sur la composition des hydrosilicates et des hydroaluminates ne sont pas basées sur des faits scientifiques exacts. C'est pourtant de cette manière seulement qu'il explique et calcule la quantité de chaux libre, c'est-à-dire de chaux restée à l'état libre en surplus de la chaux qui s'est déjà combinée avec l'acide silicique et alumine, et qui doit être éliminée pendant le durcissement sous la forme d'hydrate de chaux libre.

Mais, après les recherches de Vicat, on ne saurait accepter comme probantes les preuves pratiques du manque de solidité des mortiers de ciment portland dans l'eau de mer, obtenues dans les bains de magnésie, et même si ces bains agissaient comme l'eau de mer.

Quelles que soient les qualités des mortiers proposés par Michaelis, c'est-à-dire mélangés de ciment portland et de traass, elles ne peuvent être constatées que par l'expérience du temps, considérées sous le côté pratique, en mer libre, et non par des expériences faites dans un bain magnésien, dans le laboratoire.

Les mortiers de ciment portland ont déjà pour eux une masse d'expériences pratiques dans les constructions maritimes. Aussi peuvent-ils être employés sans crainte dans les travaux à la mer, en dépit des résultats obtenus dans le laboratoire avec une dissolution magnésienne.

L'application des ciments portlands dans les travaux maritimes présente un avantage indiscutable, en ce sens que la fabrication et l'emploi de ces ciments ne sont pas le privilège d'une contrée, comme cela se présente pour la pouzzolane romaine, la chaux du Theil, le traass, etc. Au contraire, on peut employer le ciment portland partout et le préparer partout; car il y a partout de l'argile et du carbonate de chaux. Quant aux méthodes employées pour la fabrication du ciment portland, elles sont tombées depuis longtemps dans le domaine public.

Si le ciment portland a partout la même composition, est doué des mêmes propriétés, chose dont il est facile de se convaincre par les épreuves normales, il donne aussi la possibilité d'appliquer dans chaque pays, à tous les ciments portlands, les résultats des observations et des épreuves auxquelles ce ciment a été soumis dans un pays quelconque.

Par conséquent, bien qu'on ait commencé à employer le ciment portland plus tard que tous les autres ciments, le nombre d'observations, d'études, d'expériences auxquelles il a été soumis, est plus grand que celui des expériences faites sur tous les autres ciments.

Évidemment, les travaux de Michaelis ne changent en rien la question de l'action chimique de l'eau de mer sur les mortiers hydrauliques. Ils se bornent à rééditer les expériences de Vicat, avec cette seule différence, que Michaelis a opéré sur des mortiers de ciment portland encore peu connus au temps de Vicat. Pour expliquer l'action destructive produite sur le mortier de ciment portland par la dissolution magnésienne, Michaelis crée une théorie nouvelle sur l'action nuisible de l'hydrate de chaux. Alors, pour paralyser cette action, il propose de mélanger du traass au mortier de ciment portland. En expliquant la décomposition chimique des mortiers hydrauliques par la combinaison des sels marins avec la chaux libre ou déjà combinée elle-même, Vicat peut étendre ses considérations sur tous les autres mortiers hydrauliques. Michaelis, au contraire, attribue le principal dommage à l'hydrate de chaux libre qui s'élimine du mortier de ciment portland pendant son durcissement. De cette manière, il a placé les ciments romains au-dessus des ciments portlands, ce qui est parfaitement inexact. Puis il a recours à des explications pour justifier, expliquer en vertu de quoi les constructions en mortiers de chaux du Theil contenant encore plus d'hydrate de chaux que les mortiers de ciment portland, se conservent néanmoins des dizaines d'années dans l'eau de mer.

L'opinion que j'émetts aujourd'hui sur les théories nouvelles de Michaelis ne diffère point de celle que j'ai catégoriquement exprimée en 1872 dans mon rapport sur les désastres survenus dans le port d'Odessa et, en 1885, à une conférence publique. Que mes idées ne sont pas uniques, mais que d'autres investigateurs les partagent, il est possible de le constater par les extraits que je me permettrai de citer des travaux de Candlot, parus en 1896, peu de temps après les recherches de Michaelis.

Depuis que les remarquables expériences de Vicat ont paru, il s'est formé de nombreuses théories sur la décomposition des mortiers par l'eau de mer. Néanmoins, si ces théories

peuvent donner quelques renseignements pour le choix et l'emploi des mortiers, les données obtenues dans la pratique doivent seules servir de guide au constructeur<sup>1</sup>.

Chaque théorie sur la résistance des mortiers hydrauliques à l'eau de mer ne peut guère avoir qu'un but spéculatif à moins d'être confirmée par de longues expériences<sup>2</sup>.

Comme l'eau de mer détruit tous les mortiers hydrauliques si elle peut s'infiltrer dans les masses de béton, il faut se contenter d'étudier quels mortiers sont les plus durs et par conséquent les plus imperméables. Pour cette raison, les épreuves de laboratoire doivent être délaissées comme ne pouvant rien apprendre de nouveau. Il est nécessaire de s'en tenir aux conditions de la pratique, — afin de comprendre l'action du choc des lames, des changements de température<sup>3</sup>, etc.

Les expériences d'Alexandre, Debray, Feret et autres ont expliqué avec la plus grande clarté la cause de la décomposition des mortiers par l'infiltration de l'eau et amènent à conclure que l'unique moyen de prévenir cette décomposition, c'est d'empêcher la pénétration de l'eau dans les mortiers.

On en est arrivé à décider d'abandonner l'action chimique de l'eau de mer sur les mortiers, et de se livrer à leur étude simplement au point de vue des influences physiques.

Si l'on étudie les mortiers sous le rapport de leur consistance, il est facile de prouver qu'en ce cas les ciments portlands surpassent tous les autres<sup>4</sup>.

Le gâchage d'un ciment portland pur demande environ 25 pour 100 d'eau, tandis que pour les ciments romains et les chaux hydrauliques, il en faut 40 à 60 pour 100. Pendant le durcissement, la quantité d'eau qui se combine chimiquement est : pour le ciment portland, 18 à 20 pour 100; pour les ciments romains et les chaux hydrauliques, 8 à 10 pour 100. Par conséquent, il y a dans le mortier de ciment portland 8 à 6 pour 100 d'eau mélangée mécaniquement qui s'évapore plus tard, et 32 à 50 pour 100 dans le ciment romain et les chaux hydrauliques. L'eau qui s'échappe laisse des pores, et, par ce motif, les mortiers de ciment portland sont les plus compacts<sup>5</sup>.

Faut-il considérer comme nuisible l'hydrate de chaux qui se dégage pendant le durcissement des mortiers? Faut-il ajouter à ce mortier des substances qui combineront cet hydrate de chaux? Est-il utile d'ajouter des pouzzolanes à ces ciments? Aucune preuve n'existe à cet égard.

La conservation parfaite, dans l'eau de mer, des mortiers de ciment portland pendant plus de 40 ans, prouve qu'il n'est pas nécessaire d'y ajouter de la pouzzolane pour les garantir de l'action destructive de la mer.

Un fait incontestable que nous connaissons parfaitement, c'est la nécessité de faire les mortiers aussi compacts et impénétrables que possible. Cette conviction a comme grand avantage de nous conduire à de simples conclusions, par exemple, elle nous indique de quelle importance est le choix d'un bon sable<sup>6</sup>.

Ces extraits de Candlot prouvent que ce n'est pas seulement en Russie qu'on a accordé à l'action chimique de l'eau de mer une importance secondaire.

Déjà en 1872 j'ai émis l'opinion de Candlot sur l'importance de la cohésion des ciments pour paralyser l'action chimique.

« En me basant sur les raisonnements précédents, je suis convaincu qu'il n'y a aucune raison de craindre pour la solidité des constructions dans le port d'Odessa, si l'on continue la fabrication des masses de béton avec des pouzzolanes ou du ciment portland, comme cela avait lieu jusqu'ici; mais à condition d'écarter autant que possible toutes les circonstances

1. *Die Einwirkung des Meerwassers auf Mörtel*. Candlot, 1896. — *Protok. der des Vereins des Cementfabrikanten*, 1897, p. 206.

2. *Ibid.*, p. 208.

3. *Ibid.*, p. 210.

4. *Ibid.*, p. 211.

5. *Ibid.*, p. 214.

6. *Ibid.*, p. 215.

pouvant avoir une influence nuisible sur la consistance, la cohésion et l'imperméabilité des masses de béton. »

Treize ans après j'eus l'occasion de répéter les mêmes conclusions. Néanmoins, au Congrès des ingénieurs des Ponts et Chaussées, les données de Michaelis ont trouvé des partisans. Il semble même qu'aujourd'hui encore il y ait des ingénieurs prêts à attribuer les échecs, dans les travaux maritimes en ciment, à l'invincible et fatale action chimique de l'eau de mer.

Quant à moi, mes opinions sont ce qu'elles étaient en 1872, et je ne saurais que les répéter<sup>1</sup> :

1° Tous les mortiers hydrauliques sont susceptibles d'être employés dans les travaux en mer libre, pourvu qu'ils soient de bonne qualité et consistants.

2° Les mortiers de ciment portland sont les meilleurs matériaux à employer dans les travaux maritimes, attendu que ce sont ceux qui offrent le plus de cohésion, de consistance, d'homogénéité et qu'il est très facile de se rendre compte de leurs qualités par les épreuves normales directes.

1. Odessa, 12 août 1872. *Mémoires* du capitaine du génie Schoulatchenko.

Général A.-R. SCHOULATCHENKO.

VIII

RELATION

SUR LES MORTIERS A POZZOLANE

DANS LES CONSTRUCTIONS MARITIMES

---

COMMUNICATION

Présentée par M. Orazio REBUFFAT

L'état actuel de nos connaissances sur les liants hydrauliques donne à l'étude des mortiers à pouzzolane un intérêt nouveau. Le progrès que nous avons fait dans la connaissance de la nature des ciments nous a fait voir à son tour que la connaissance du chimisme pouzzolanique était indispensable pour composer harmoniquement la doctrine des liants hydrauliques et nous a donné en même temps la conviction que l'étude des pouzzolanes devait être reprise avec des méthodes nouvelles.

Cette relation regardant exclusivement l'emploi des mortiers à pouzzolane dans les travaux à la mer, je ne m'occuperai qu'en passant du chimisme pouzzolanique d'après les résultats de mes expériences encore inédites. Encore, ne croyant pas le matériel expérimental dont nous pouvons jusqu'à présent disposer suffisant pour la discussion des méthodes d'essai, je me bornerai à traiter mon thème d'après mes vues et mes expériences personnelles, dans le but de signaler à l'attention de MM. les membres du Congrès un sujet d'études théoriques et pratiques à tort dédaigné depuis quelque temps.

L'histoire des controverses qui, vers la moitié du siècle qui va finir, eurent lieu, particulièrement en France, sur la stabilité des constructions à la mer exécutées avec des mortiers à pouzzolane, est bien connue. Pour les personnes qui, vivant sur les rivages de la Méditerranée, ont continuellement sous les yeux toute une série de bâtiments parfaitement conservés, dont certains sont aujourd'hui âgés de presque 2000 ans, cette discussion a une saveur étrange. Comment nier, malgré ces témoins, à toutes les pouzzolanes le pouvoir de donner des mortiers résistant indéfiniment à l'action *chimique* de l'eau de mer? Dans toutes les discussions sur la stabilité des mortiers à pouzzolane, on a, je crois, oublié le point essentiel. Ces mortiers peuvent, en conservant leur cohérence, prendre à la suite de l'action des sels de l'eau marine une composition *limite* telle qu'ils deviennent dès lors indifférents à l'action des mêmes sels? Dès le début de mes recherches sur les pouzzolanes (il y a déjà quelques années), je me suis appliqué à résoudre cette question. Dans ce but, je fis l'analyse de deux mortiers, l'un de l'époque romaine, l'autre moderne. Le mortier romain fut pris à l'un des piliers qui aujourd'hui encore sont en parfait état dans le port de Pozzuoli; enlevé au pic, par un plongeur, à 11<sup>m</sup>,50 de profondeur, il était d'une cohérence parfaite. Le mortier moderne fut pris à l'un des blocs de béton du môle de Saint-Vincent dans le port de Naples, à quelques mètres de profondeur; il était âgé de vingt ans seulement; sa cohérence était également parfaite. La pouzzolane des deux mortiers était de la pouzzolane trachytique des environs de Baïa.

Ces mortiers, examinés à l'état humide, étaient presque aussi tendres que la craie; à la loupe, ils montraient des agrégats de cristaux laminaires interposés entre des grains de forme irrégulière. Par la dessiccation, les cristaux n'étaient pas plus visibles et les mortiers devenaient plus durs. Desséchés sur la chaux vive, ils ont donné à l'analyse :

**Partie insoluble dans l'acide chlorhydrique normal.**

Mortier romain. . . . .	33,68 %
Mortier moderne. . . . .	52,10 »

**Composition de la partie soluble dans l'acide chlorhydrique normal.**

	Mortier romain.	Mortier moderne.
H <sub>2</sub> O . . . . .	17,03	20,56
CO <sub>2</sub> . . . . .	1,11	1,48
SiO <sub>2</sub> . . . . .	33,64	32,60
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . . . . .	32,61	28,38
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . . . . .	1,68	4,23
CaO . . . . .	5,66	6,67
MgO . . . . .	3,56	2,35
K <sub>2</sub> O . . . . .	5,15	2,86
Na <sub>2</sub> O . . . . .		1,82

Ces données analytiques nous fournissent la preuve cherchée. Elles nous font voir que dans un laps de temps relativement court un bon mortier à pouzzolane est (sans perdre sa cohérence) réduit par les sels de l'eau de mer à une composition chimique limite qu'il conserve dès lors à travers les siècles.

Une fois cette proposition fondamentale établie, on peut se proposer l'étude des réactions qui amènent le mortier à pouzzolane dans son état limite. Cet étude ne peut se faire qu'avec des mortiers préparés au laboratoire en employant des matériaux dont on connaît exactement la composition chimique. Mes expériences, bien que commencées depuis quelques années, ne sont pas encore assez complètes pour être publiées d'ensemble; je dois donc me borner à quelques renseignements sur un mortier à pouzzolane trachytique de la même nature que celle employée dans les mortiers dont il a été déjà question. Ce mortier, préparé d'après le dosage normal (2 vol. de pouzzolane pour 1 vol. de pâte de chaux), fut réduit en cubes de 5 centimètres de côté et, après quelques jours de séjour dans l'air humide, fut immergé une partie dans l'eau douce courante et l'autre dans une solution saline renfermant par litre 29<sup>gr</sup>,61 de chlorure de sodium, 11<sup>gr</sup>,96 de sulfate de magnésium et une certaine quantité d'anhydride carbonique. Le mortier immergé dans l'eau saline (que l'on changeait souvent) fut, après quatre ans, réduit en petits fragments de la grosseur d'un pois et lavé dans la suite avec la même solution jusqu'à ce qu'il ne donnât plus aucun signe de réaction. Après quoi, on lava le mortier à l'eau distillée jusqu'à disparition de la réaction du chlore et on le sécha sur la chaux vive.

Le mortier immergé dans l'eau douce fut, après le même délai, privé de la couche superficielle fortement incrustée de carbonate de chaux, réduit en petits fragments et séché sur la chaux.

L'analyse donna les chiffres suivants :

	Pouzzolane.	Chaux.
Perte au feu. . . . .	7,25	2,61
SiO <sub>2</sub> . . . . .	52,77	0,63
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . . . . .	17,00	1,37
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . . . . .	4,84	0,13
CaO . . . . .	3,28	91,84
MgO . . . . .	1,35	2,44
K <sub>2</sub> O . . . . .	7,65	0,16
Na <sub>2</sub> O . . . . .	4,94	0,15

## Mortier immergé en eau douce.

	Total.	Sol. dans $\frac{\text{HCl}}{\text{N}}$ .	Insoluble.
H <sub>2</sub> O . . . . .	12,00	10,45	1,55
CO <sub>2</sub> . . . . .	1,60	1,60	—
SiO <sub>2</sub> . . . . .	39,98	11,85	28,13
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . . . . .	15,16	4,06	11,10
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . . . . .	2,38	0,44	1,94
CaO . . . . .	24,98	20,77	4,21
MgO . . . . .	3,56	2,73	0,83
K <sub>2</sub> O + Na <sub>2</sub> O . . . . .	0,34	—	0,34
	100,00	51,90	48,10

## Mortier immergé dans la solution saline.

	Total.	Sol. dans $\frac{\text{HCl}}{\text{N}}$ .	Insoluble.
H <sub>2</sub> O . . . . .	8,47	6,99	1,48
CO <sub>2</sub> . . . . .	7,53	7,53	—
SiO <sub>2</sub> . . . . .	43,29	10,61	32,68
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . . . . .	17,41	7,13	10,28
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . . . . .	3,42	0,95	2,47
CaO . . . . .	11,57	10,23	1,34
MgO . . . . .	1,70	0,62	1,08
Na <sub>2</sub> O + K <sub>2</sub> O . . . . .	6,61	1,42	5,19
	100,00	45,48	54,52

En posant ces données en regard des précédentes, on voit que le mortier de laboratoire renferme une quantité d'anhydride carbonique et *en conséquence de chaux* beaucoup plus grande que les mortiers mûris dans la mer.

Ce fait produit par l'anhydride carbonique dissous dans la solution saline employée nous masque au premier abord le vrai résultat de l'expérience; mais si nous délivrons par le calcul le mortier de tout le carbonate de chaux correspondant à l'anhydride carbonique qu'il renferme, nous voyons tout de suite que le mortier de laboratoire est parfaitement comparable aux mortiers mûris à la mer.

	Total.	Sol. dans $\frac{\text{HCl}}{\text{N}}$ .	Insoluble.
H <sub>2</sub> O . . . . .	10,22	24,56	2,71
SiO <sub>2</sub> . . . . .	52,23	37,28	59,94
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . . . . .	21,00	25,05	18,85
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> . . . . .	4,13	3,34	4,53
CaO . . . . .	2,40	2,29	2,45
MgO . . . . .	2,05	2,18	1,98
K <sub>2</sub> O + Na <sub>2</sub> O . . . . .	7,97	5,30	9,54
	100,00	100,00	100,00

D'après ces données analytiques, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1° Un mortier à pouzzolane immergé dans l'eau de mer éprouve dans les premières années de son immersion une profonde modification chimique à la suite de laquelle il devient indifférent envers les sels de l'eau de mer.

2° Cette modification est très complexe; elle se manifeste :

a. Par une augmentation de l'eau d'hydratation.

b. Par la perte de presque toute la chaux du mortier; cette perte n'est pas accompagnée

par un gain notable dans la quantité d'oxyde de magnésium, elle n'est pas non plus limitée par l'anhydride carbonique, le mortier n'absorbant (dans la mer) que des quantités insignifiantes de ce corps.

c. Par une altération du rapport  $\frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3}$ .

d. Par une diminution considérable des alcalis.

3° Cette modification nous prouve :

a. Que la chaux n'est pas dans les mortiers à pouzzolane un simple agent d'hydratation, ainsi que le veut la théorie de M. Zulkowsky, mais qu'elle donne lieu à des réactions bien complexes. *D'après mes expériences encore inédites sur le chimisme des mortiers à pouzzolane, il reste directement prouvé que la chaux, en agissant sur les pouzzolanes, donne lieu non seulement à l'élimination des oxydes de sodium et de potassium, mais encore de notables proportions de silice et d'alumine.*

b. Que l'eau de mer transforme peu à peu le ciment du mortier à pouzzolane dans un silicate hydraté d'alumine avec des petites quantités de chaux, de magnésie et d'alcali.

c. Que ce silicate, par sa composition, est parfaitement indifférent vis-à-vis des sels de l'eau de mer.

d. Que, puisque la chaux de mortier à pouzzolane, immergé dans la mer, est, après avoir joué son rôle, presque intégralement éliminée, l'emploi des mortiers mélangés de ciment et de pouzzolane préconisé par M. Michaelis ne peut avoir pour but la fixation de la chaux libre du ciment.

e. Que la façon classique d'employer la pouzzolane, c'est-à-dire après un simple tamisage, est celle qui convient le mieux à sa nature. L'emploi des pouzzolanes plus ou moins finement pulvérisées avec addition de sable inerte dans le mortier ne peut donner que de mauvais résultats.

Une fois démontré que c'est la partie active de la pouzzolane qui en dernier lieu reste seule à former le ciment du mortier, il en ressort la nécessité d'éviter l'introduction des substances inertes qui ne feraient qu'augmenter la partie inactive déjà existante dans la pouzzolane même.

Orazio Rebuffat.

## IX

# EXPÉRIENCES SUR LES POZZOLANES

---

## NOUVEAUX EMPLOIS, ESSAIS

---

### COMMUNICATION

Présentée par M. R. FERET

CHEF DU LABORATOIRE DES PONTS ET CHAUSSÉES, A BOULOGNE-SUR-MER

---

Depuis longtemps, les chaux hydrauliques et surtout les ciments ont presque partout détrôné les pouzzolanes, et il peut sembler, *a priori*, que l'étude de ces dernières ne présente plus guère qu'un intérêt historique et rétrospectif.

La première partie de cette note, reproduction presque littérale d'une communication faite en septembre 1899 au Congrès de l'Association Française pour l'Avancement des Sciences, a pour but de montrer qu'il n'en est rien et que, notamment par leur association avec les liants hydrauliques modernes, les pouzzolanes sont susceptibles d'emplois nouveaux des plus intéressants, qui font au contraire de ces matières un sujet éminemment d'actualité.

Dans la seconde partie, encore inédite, nous examinerons ensuite rapidement les principaux essais auxquels on peut recourir pour mettre en évidence les propriétés spéciales des pouzzolanes et juger de leur qualité.

Ce travail est le résumé très succinct de nombreuses séries d'expériences ayant porté sur environ 120 échantillons de pouzzolanes naturelles et artificielles des provenances les plus diverses, expériences dont la publication *in extenso* permettrait seule de comparer entre elles ces différentes matières, mais nous conduirait à des développements hors de proportion avec le programme des travaux du Congrès.

Nous comptons en faire ultérieurement l'objet d'un ouvrage spécial, nous bornant pour le moment à relater les conclusions générales qui s'en dégagent et à décrire les principales méthodes d'essai, sans en rapprocher les résultats.

---



## PREMIÈRE PARTIE

### ADDITION DE POZZOLANES AUX MATÉRIAUX D'AGRÉGATION DES MAÇONNERIES

**État de la question.** — La propriété, connue depuis longtemps, qu'ont les pouzzolanes de former avec la chaux des composés capables de durcir sous l'eau, a rendu ces matières particulièrement précieuses en un temps où l'on n'avait que la chaux pour lier les maçonneries et où l'on ignorait encore le principe des chaux hydrauliques.

Depuis la découverte des ciments, matériaux hydrauliques par excellence, l'importance des pouzzolanes s'est progressivement réduite et on ne les emploie plus guère maintenant que dans les pays où on les a sous la main<sup>1</sup>.

Pourtant, une ère nouvelle semble devoir s'ouvrir pour ces produits par suite de leur emploi comme addition aux ciments en vue d'améliorer ces derniers tout en abaissant le prix de revient des mortiers.

On sait maintenant d'une manière bien certaine que la prise des ciments est accompagnée d'une mise en liberté de chaux. Si donc, au lieu de laisser cette chaux s'hydrater, se dissoudre, se sulfater ou se carbonater à la longue, suivant la nature du milieu où le mortier est conservé, on incorpore dans ce dernier une matière capable de se combiner avec elle en formant de nouveaux éléments de cohésion, le mortier devra se trouver amélioré par cela même.

Toutefois, cette théorie, mise en avant depuis déjà près de vingt ans et défendue notamment par le Dr Michaelis, a rencontré et rencontre encore des adversaires.

Aussi avons-nous jugé utile d'entreprendre de nombreuses séries d'expériences en vue d'abord de la vérifier, puis, cette vérification faite, de comparer entre elles les actions des principales pouzzolanes connues, naturelles et artificielles, et surtout enfin de rechercher quelle amélioration peut résulter de leur emploi dans les mortiers exposés à l'action décomposante de l'eau de mer.

Ces essais sont maintenant à peu près terminés; avant d'en publier le détail *in extenso*, nous allons résumer rapidement ici les principales conclusions qui s'en dégagent.

**Rôle physique des additions pulvérulentes.** — Des recherches, dont la description nous entraînerait trop loin, nous ont amené à reconnaître que les mortiers les plus compacts et par suite les meilleurs, étaient ceux dans la composition desquels entrait à peu près une partie de grains très fins pour deux parties de grains aussi gros que possible, sans grosseurs intermédiaires. Les gros grains étant constitués par le sable et les fins par le ciment, l'application de cette formule conduirait, la plupart du temps, à un mortier beaucoup trop riche et trop coûteux. Il sera donc avantageux de mélanger le ciment d'une autre poudre plus économique, et le résultat cherché sera encore dépassé si cette poudre exerce en outre sur le ciment une action chimique favorable au durcissement, ce qui, nous allons le reconnaître, est le cas des pouzzolanes.

**Action chimique des pouzzolanes sur les ciments.** — Si, après avoir gâché un ciment portland avec de l'eau, on l'abandonne à un durcissement progressif et que, de temps en temps, on attaque par l'eau sucrée un petit échantillon, préalablement pulvérisé, du ciment durci, on constate que la proportion de chaux dissoute par l'eau sucrée est d'autant plus considérable que le ciment a durci plus longtemps avant l'essai<sup>2</sup>. Il en est de même si, avant

1. Il faut faire toutefois une exception en faveur du *ciment de laitier*, mélange tout préparé de chaux éteinte et d'une certaine pouzzolane artificielle.

2. Il ne faudrait pas considérer cette proportion de chaux dissoute comme mesurant exactement la chaux libre contenue dans le mortier : la proportion obtenue varie, en effet, suivant les conditions de l'expérience, et n'a de valeur que par comparaison avec les chiffres trouvés pour d'autres mortiers traités exactement de la même manière.

le gâchage, le ciment a été additionné d'une matière inerte. Au contraire, si, au lieu d'une matière inerte, on lui a ajouté une pouzzolane en poudre, la quantité de chaux abandonnée à l'eau sucrée après durcissement est moindre et, à partir d'une certaine durée, reste stationnaire ou va même en diminuant. C'est ce que montrent notamment les exemples relatés par le tableau I ci-dessous.

TABLEAU I

DÉSIGNATION DES LIANTS	POIDS DE CHAUX ENLEVÉ PAR L'EAU SUCRÉE A UN POIDS 100 DE LIANT HYDRATÉ (1) APRÈS UNE DURÉE DE DURCISSEMENT DE :										
	2	9	24	2	4	1	2	4	12	26	1
	heures	heures	heures	jours	jours	sem.	sem.	sem.	sem.	sem.	an
Ciment portland (allemand). . . . .	4,0	4,0	4,7	5,8	6,6	6,6	7,3	7,3	7,5	7,2	9,7
Autre ciment portland (français). . . .	4,0	4,4	4,9	5,5	5,7	6,5	6,4	6,7	7,7	7,0	9,4
Mélange par parties égales du second ciment portland et de :											
Pouzzolane de Rome . . . . .	2,8	5,2	5,5	5,4	5,4	5,2	2,8	2,3	2,2	2,3	1,9
Gaize légèrement torréfiée. . . . .	2,9	5,0	5,1	5,4	5,4	5,4	5,4	2,9	2,7	2,2	1,8

(1) 2 grammes de liant hydraté, finement pulvérisé, agités pendant 15 minutes avec 150 cm<sup>3</sup> d'eau sucrée à 1/10. Chaux dissoute dosée par HCl titré dans 125 cm<sup>3</sup> du liquide filtré rapidement.

Il en ressort bien nettement que la pouzzolane s'est combinée à une partie de la chaux mise en liberté. Reste à voir si cette action chimique a pour conséquence d'augmenter ou de diminuer la résistance.

**Modification des résistances.** — Si l'on mélange dans les mêmes proportions à un même ciment portland, d'une part une matière inerte en poudre fine, d'autre part une pouzzolane en poudre de même finesse, et qu'avec les deux liants ainsi constitués et un même sable on compose deux mortiers de même dosage et dont les compacités sont dès lors très sensiblement les mêmes, on constate qu'après une même durée quelconque de conservation dans des conditions identiques, la résistance du second de ces mortiers est plus forte que celle du premier. Il peut même se faire qu'elle dépasse celle d'un mortier de même dosage dans lequel le liant aurait été formé de ciment seul et qu'ainsi le mélange de ciment et de pouzzolane manifeste une énergie plus grande que le ciment pur.

L'amélioration résultant de l'emploi des pouzzolanes est d'ailleurs généralement plus marquée dans les mortiers immergés que dans ceux qui sont conservés à l'air.

Le tableau II relate les résultats obtenus ainsi avec des mortiers de même composition faits avec un même ciment et diverses poudres inertes ou pouzzolaniques.

On remarque que ces poudres ont des énergies très différentes et que les plus fortes augmentations de résistance ne correspondent pas aux plus grandes proportions de chaux neutralisée.

TABLEAU II

TABLEAU II

DÉSIGNATION  DES POUDRES  PLUS OU MOINS POZZOLANQUES	ESSAIS SUR MORTIER MAIGRE						ESSAIS SUR MORTIER RICHE					
	COMPOSITION DES MORTIERS EN POIDS			ESSAIS APRÈS CONSERVATION D'UN AN DANS L'EAU DE MER			COMPOSITION DES MORTIERS EN POIDS			ESSAIS APRÈS CONSERVATION D'UN AN DANS L'EAU DE MER		
	Ciment portland	Matière fine	Sable de dune fin	Résistance à la flexion (1)	Résistance à la compression par cm <sup>2</sup>	Chaux enlevée par l'eau sucrée à un poids 100 de mortier (2)	Ciment portland	Matière fine	Gros sable	Résistance à la flexion (1)	Résistance à la compression par cm <sup>2</sup>	Chaux enlevée par l'eau sucrée à un poids 100 de mortier (2)
Ciment sans addition. . . . .	2	0	10	96	40	0,73	2	0	4	264	171	1,66
Grès siliceux . . . . .	1	1	10	51	20	0,30	1	1	4	165	92	1,00
Pouzzolane du Velay . . . . .	1	1	10	39	29	0,15	1	1	4	218	112	0,55
Trass. . . . .	1	1	10	56	35	0,24	1	1	4	235	150	0,55
Laitier non trempé. . . . .	1	1	10	60	35	0,33	1	1	4	215	125	0,76
Briques. . . . .	1	1	10	42	27	0,26	1	1	4	266	206	0,50
Gaize légèrement torréfiée . . . . .	1	1	10	41	29	0,16	1	1	4	244	187	0,21
Pouzzolane de Bacoli . . . . .	1	1	10	48	40	0,30	1	1	4	236	170	0,55
Pouzzolane de Rome . . . . .	1	1	10	59	43	0,25	1	1	4	280	184	0,45
Pouzz. du Nebraska (États-Unis). . . . .	1	1	10	45	33	0,23	1	1	4	226	176	0,47
Gaize crue . . . . .	1	1	10	55	38	0,23	1	1	4	201	184	0,32
Terre de Santorin . . . . .	1	1	10	57	41	0,26	1	1	4	289	218	0,51
Pouzzolane artificielle MV <sup>(3)</sup> . . . . .	1	1	10	113	51	0,42	1	1	4	256	230	0,80
Laitier trempé. . . . .	1	1	10	110	51	0,47	1	1	4	251	197	0,83
Autre laitier trempé . . . . .	1	1	10	113	56	0,43	1	1	4	269	257	0,77
Autre laitier trempé . . . . .	1	1	10	133	60	0,50	1	1	4	301	273	0,79

(1) Charge centrale totale nécessaire pour rompre par flexion un prisme de 4×4 cm posé sur deux couteaux distants de 10 cm.  
(2) 5 grammes de mortier, finement pulvérisé, agités pendant 15 minutes avec 150 cm<sup>3</sup> d'eau sucrée à 1/10. Chaux dissoute dosée par HCl titré dans 125 cm<sup>3</sup> du liquide filtré rapidement.  
(3) Sorte de laitier trempé exempt de sulfures.

**Action de l'eau de mer.** — Dans les exemples qui viennent d'être cités, les mortiers, bien qu'immergés dans l'eau de mer, ne présentaient, au bout d'un an, aucune trace de désagrégation. Il n'en est malheureusement pas toujours ainsi; en particulier, quand l'eau de mer agit avec une certaine différence de pression, de manière à suinter à travers le mortier, ses effets peuvent être désastreux. Des expériences faites dans ces conditions, sur des mortiers obtenus en associant à une même quantité de sable un poids constant, soit de ciment pur, soit de mélanges du même ciment avec une poudre inerte ou diverses poudres pouzzolaniques, nous ont montré qu'en général les mortiers les premiers désagregés, ont été ceux au mélange de ciment et de poudre inerte; puis sont venus ceux où le ciment était employé à son état naturel; enfin, les mortiers aux mélanges de ciment et de pouzzolanes ne se sont que très rarement décomposés.

En présence de ces résultats, dont l'intérêt n'échappera à personne à cette époque où maints ingénieurs sont d'avis qu'on a perdu le secret des maçonneries capables de résister sûrement à l'action chimique de l'eau de mer, nous avons obtenu facilement que des expériences fussent entreprises sur une plus grande échelle, principalement dans les ports de Boulogne et de Calais, sur divers mélanges de ciment portland et de plusieurs pouzzolanes, parmi lesquelles on s'est surtout attaché à étudier un produit d'origine française, la gaize de l'Argonne, qu'on pourrait, au besoin, avoir à peu de frais et en grande abondance. Ces expériences nous ont d'ailleurs été facilitées par l'obligeance de la *Société des Ciments Français* de Boulogne, qui a bien voulu se charger, le plus souvent à ses frais, de la fourniture du ciment et des pouzzolanes et de la mouture des mélanges.

Les maçonneries sont âgées maintenant de deux ans et de un an : jusqu'à présent les

résultats sont satisfaisants; mais il manque encore à ces essais la sanction du temps, sans laquelle, surtout en pareille matière, on ne saurait poser de conclusions fermes.

La figure 1 indique la progression jusqu'à un an des résistances à la compression par centimètre carré de mortiers ayant servi pour une de ces séries d'essais en grand et employés, en novembre 1898, dans des maçonneries exécutées vers l'extrémité de l'une des jetées du port de Boulogne. Tous ces mortiers étaient dosés à raison de 400 kilogrammes de divers liants par mètre cube du sable employé couramment à Boulogne pour les travaux. Les échantillons ayant servi pour les essais ont été prélevés sur le chantier même, dans les tas de mortier fabriqués par les maçons; ils ont été moulés sur place, puis, après la prise faite, apportés au laboratoire, immergés dans l'eau de mer quarante-huit heures après le gâchage et conservés dans cette eau fréquemment renouvelée. Aucun ne montre encore,

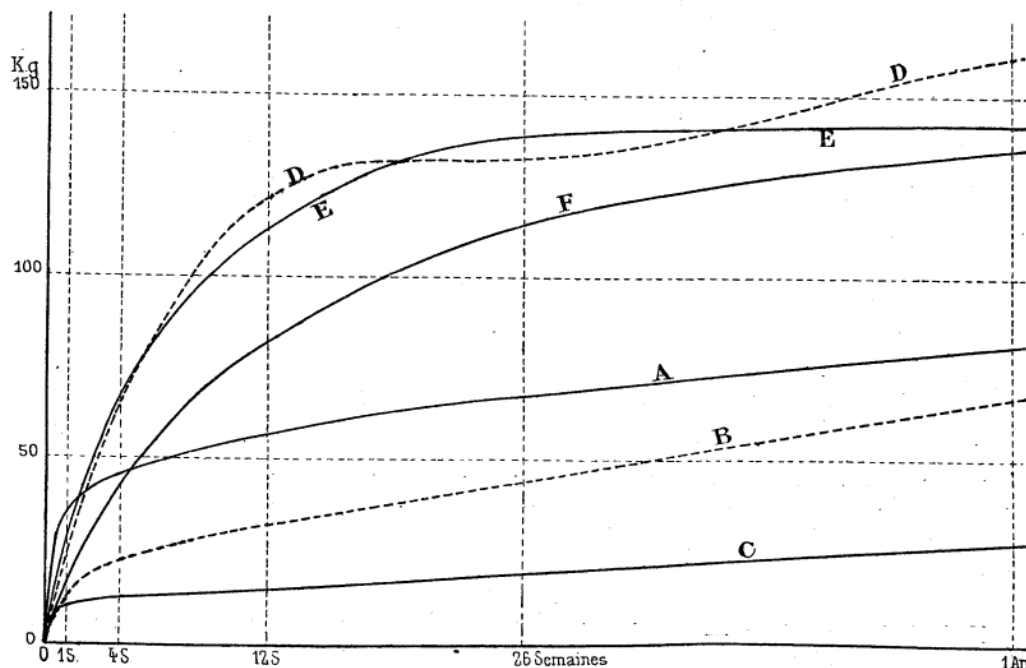


FIG. 1.

*Désignation des liants employés.*

- A. Ciment portland (provenant de pâtes dosées à 21 % d'argile).
  - B. Autre ciment portland (provenant de pâtes dosées à 24 % d'argile).
  - C. Ciment à prise rapide.
  - D. Mélange par poids égaux du ciment A et de pouzzolane de Rome moulus ensemble.
  - E. Mélange par poids égaux du ciment A et de trass moulus ensemble.
  - F. Mélange par poids égaux du ciment A et de gaize légèrement torréfiée moulus ensemble.
- (Après deux ans, les résistances des 6 mortiers s'échelonnent dans le même ordre que après un an.)

soit à la jetée, soit au laboratoire, de traces d'altération. Mais on constate que les mortiers où entrent des mélanges par parties égales de ciment et de pouzzolanes moulus ensemble ont, après un an, des résistances à peu près doubles du mortier fait avec le ciment sans mélange, quoique ce dernier mortier contienne, à volume égal, un poids de ciment double des premiers.

**Choix des proportions.** — Les meilleures proportions dans lesquelles on doit mélanger le ciment à la pouzzolane varient suivant les matières dont on dispose et la nature de l'ouvrage à exécuter. Le seul moyen de les déterminer est d'étudier comparativement des mélanges variés du ciment et de la pouzzolane donnés. Sans entrer dans le détail des expériences, nous donnons dans la figure 2 ci-contre les lois de variation de l'énergie, ou aptitude à donner des mortiers plus ou moins résistants, de tous les mélanges possibles d'un même ciment et de six pouzzolanes différentes; l'énergie du ciment pur étant repré-

sentée par 100, on voit que certains mélanges ont des énergies supérieures. En général, avec les bonnes pouzzolanes, le mélange à poids égaux a une énergie qui ne diffère guère de celle du ciment pur; mais, sauf avec certains laitiers trempés, en présence desquels la proportion de ciment peut être considérablement réduite, l'énergie du mélange diminue rapidement quand le poids de ciment s'abaisse au-dessous de la moitié du poids total.

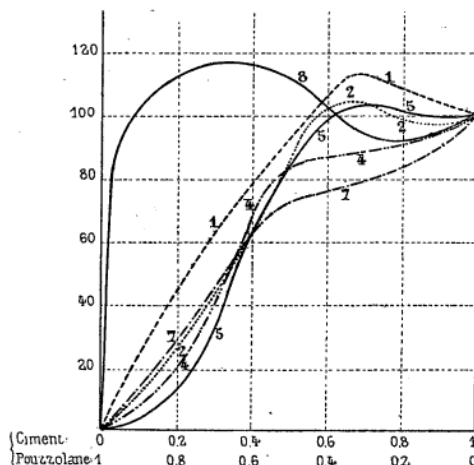


FIG. 2.

- |   |                                |
|---|--------------------------------|
| 1. Pouzzolane de Rome.                  | 5. Gaize légèrement torréfiée. |
| 2. Trass du Rhin.                       | 7. Briques pilées.             |
| 4. Pouzzolane du Nebraska (États-Unis). | 8. Laitier trempé.             |

Pour les ouvrages en mer, on doit essayer de même les divers mélanges au point de vue de leur résistance à la désagrégation chimique, ce qui peut conduire à une proportion toute différente de celle qu'on aurait choisie uniquement d'après la comparaison des résistances mécaniques.

**Choix de la pouzzolane.** — Pour la même raison, les pouzzolanes qui augmentent le plus la dureté des mortiers ne sont pas nécessairement celles qui doivent inspirer le plus de confiance dans les travaux maritimes. Par exemple, les laitiers trempés, auxquels correspondent presque toujours les résistances les plus élevées, bien que la proportion de chaux qu'ils neutralisent soit relativement minime, doivent, en raison de leur forte teneur en alumine, et bien que nous n'ayons aucune preuve expérimentale décisive à l'appui de cette suspicion, inspirer certaines craintes dans le cas où le mortier est destiné à être baigné par l'eau de mer.

**Dispositions pratiques.** — Il est essentiel, pour que la pouzzolane puisse développer toute son activité chimique, qu'elle soit réduite en poudre très fine.

Comme, d'autre part, il est très difficile de mélanger convenablement à la main des matières pulvérulentes, le mélange devra se faire par des procédés mécaniques, par exemple au moyen de cylindres à boulets semblables à ceux qu'on emploie dans diverses industries. Il pourra, d'ailleurs, être fait soit à la fabrique, ce qui présenterait peut-être certains inconvénients en raison de la difficulté pour le consommateur de contrôler les matières et les proportions employées, soit, de préférence, sur les chantiers mêmes, quand l'importance de ceux-ci justifiera les frais d'une installation spéciale.

**Conséquences économiques.** — Il est inutile d'insister sur la grande économie qui résulterait, pour les constructeurs, du remplacement de plus de la moitié du ciment entrant dans leurs mortiers par une matière qui ne coûterait guère que son prix de transport.

Quant aux fabricants de ciment, nous ne croyons pas qu'ils doivent appréhender une

diminution de vente, car le meilleur marché et l'augmentation de sécurité des maçonneries de ciment ne pourraient que faire prendre à ce mode de construction un développement plus considérable.

## DEUXIÈME PARTIE

### ESSAI DES POZZOLANES

**Homogénéité.** — Il est rare que les pouzzolanes naturelles ou artificielles se rencontrent ou s'obtiennent immédiatement à l'état de finesse impalpable auquel il convient de les employer. On peut alors distinguer et séparer les grains ou morceaux dont elles se composent et examiner s'ils sont de même nature et possèdent une égale énergie pouzzolanique. Pour cette dernière recherche, il suffit de les pulvériser séparément à un même degré de finesse et de soumettre les poudres obtenues aux divers essais indiqués ci-après. Suivant les résultats obtenus, il pourra donc y avoir lieu d'éliminer certaines parties du mélange brut, soit par triage, soit par tamisage, avant de moudre la matière pour obtenir le produit industriel.

**Finesse.** — L'activité chimique d'une poudre pouzzolanique est d'autant mieux utilisée que celle-ci a été amenée à une plus grande finesse. Il importe donc d'évaluer ce degré de finesse, ce qui peut être obtenu, comme pour les liants hydrauliques, par la détermination de la proportion de résidu restant sur un tamis fin bien défini, par exemple, sur celui de 4900 mailles par centimètre carré. Toutefois, avec des matières aussi fines, il est préférable, pour pouvoir pousser plus loin la subdivision et déterminer la proportion de particules réellement impalpables, d'opérer par lévigation dans des courants d'eau ascendants de vitesses bien définies. Dans les essais auxquels nous avons soumis les diverses pouzzolanes étudiées, nous avons adopté les vitesses de 2, 10 et 30 centimètres par minute<sup>1</sup>.

**Essai gravimétrique et poids spécifique.** — Le poids d'un volume donné d'une poudre pouzzolanique, mesuré dans des conditions de tassement bien définies, dépend à la fois du poids spécifique de cette matière et de son degré de finesse. Au point de vue pratique, il ne présente aucun intérêt et semble ne pouvoir donner aucune indication utile sur la qualité de la pouzzolane.

Au contraire, le poids spécifique constitue un renseignement signalétique qu'il peut être bon d'avoir et qui, dans certains cas, peut sans doute servir à différencier des matières de même nature, mais de provenances et de qualités différentes. En outre, sa connaissance est nécessaire pour le calcul de la *composition volumétrique élémentaire* des mortiers.

**Analyse chimique.** — Moins encore que pour les ciments, l'indication des proportions centésimales des divers composés chimiques élémentaires entrant dans la composition d'une pouzzolane ne peut renseigner sur les qualités de cette dernière, si l'on ne sait quelles combinaisons ces éléments forment par leurs groupements réciproques et à quels états ils y figurent. On connaît par exemple des trass qui contiennent les mêmes proportions des mêmes éléments simples et dont pourtant les uns sont excellents et les autres à peine pouzzolaniques.

L'indication de la composition globale, la seule que l'on sache déterminer exactement, ne peut donc servir que pour compléter le signalement d'une pouzzolane et parfois caractériser sa nature, sans rien faire préjuger de ses qualités.

Pour les trass de la vallée du Rhin, on attache souvent une certaine importance à ce que

1. Pour la description de l'appareil, voir *Chimie appliquée à l'Art de l'ingénieur*, 2<sup>e</sup> édition, p. 391. — Il est d'ailleurs nécessaire de bien définir la forme et les dimensions du récipient, ainsi que la durée de l'opération.

la perte au feu de l'échantillon, préalablement séché à 100°, dépasse 7 0/0. Il est possible que ce soit là une propriété caractéristique permettant de différencier les bons et les mauvais bancs de cette région, mais on ne peut évidemment affirmer *a priori* qu'un bon trass, et encore moins une bonne pouzzolane quelconque, doive nécessairement avoir une perte au feu supérieure à cette limite.

Les seuls essais chimiques réellement probants seraient ceux qui permettraient de doser les composés actifs, tels que la silice dite soluble, ou encore l'affinité de chaque pouzzolane pour la chaux.

**Dosage de la silice soluble.** — Le mot *silice soluble* ou *silice assimilable* n'a aucun sens si l'on ne définit pas exactement les conditions dans lesquelles on cherche à produire la dissolution ou l'assimilation. Ainsi, MM. Lunge et Millberg ont montré<sup>1</sup> que le cristal de roche lui-même pouvait être dissous *complètement* par les lessives caustiques ou les solutions de carbonates alcalins, pourvu que ces liquides fussent assez concentrés et le quartz amené à un état de finesse suffisante.

Nous avons vérifié d'ailleurs sur un certain nombre de pouzzolanes de natures variées que les proportions de silice dissoute étaient très différentes suivant la nature et le degré de concentration des liquides, comme aussi suivant la température et la durée de l'action.

Nous avons adopté finalement pour tous nos essais de comparaison deux dissolutions de potasse caustique et de carbonate de soude à 15 % de sel calculé anhydre, dans 100 centimètres cubes desquelles nous maintenons à l'ébullition pendant 30 minutes 1 gramme de pouzzolane en poudre fine. On filtre, on lave à l'eau pure et on dose la silice dans le liquide filtré. Dans ces conditions, les proportions dissoutes par le carbonate de soude sont toujours plus faibles que par la potasse, mais le rapport varie suivant les matières. Il serait trop long d'entrer ici dans la comparaison détaillée des résultats et de chercher laquelle des deux méthodes, également arbitraires, donne les indications les plus exactes sur la qualité des pouzzolanes.

Cette qualité n'a d'ailleurs elle-même rien de bien défini, attendu que, selon les circonstances, on peut désirer surtout pour le mortier, soit une prise rapide, soit de fortes résistances, soit l'inaltérabilité dans l'eau de mer ou dans tout autre milieu.

**Affinité pour la chaux.** — Le procédé le plus logique pour doser le pouvoir pouzzolanique consiste à déterminer la proportion de chaux enlevée à l'eau de chaux, *dans des conditions d'expérience bien définies*, par un poids donné de pouzzolane en poudre fine. Cette méthode a été proposée et employée par Vicat. Nous l'appliquons couramment dans les conditions suivantes :

Dans un flacon de 175 centimètres cubes bouchant parfaitement, on verse 150 centimètres cubes d'eau de chaux exactement dosée contenant par litre 1 gramme de chaux calculée anhydre; on y introduit 750 milligrammes de pouzzolane passée au tamis de soie (soit 5 g. par litre) et on agite fréquemment en conservant le flacon bien bouché à une température constante d'environ 15°. On opère simultanément, pour chaque pouzzolane, sur trois flacons identiques dont l'un est essayé après 8 jours, le second après 28 jours et le dernier après 6 mois. L'essai consiste à filtrer rapidement et à doser par l'acide chlorhydrique titré la chaux restée libre dans 125 centimètres cubes du liquide filtré. On en déduit le poids de la chaux absorbée, après chaque durée, par 100 parties de pouzzolane<sup>2</sup>.

Après une durée de contact variable suivant les matières, mais généralement assez courte, on constate que la pouzzolane contenue dans l'eau de chaux se gonfle et prend un aspect floconneux caractéristique. On note l'époque de l'apparition de ces flocons, puis, à dates fixes, leur hauteur après agitation du flacon, puis repos d'une heure.

1. *Zeitschrift für angewandte Chemie*, 1897, n° 15 et 14.

2. Pour les essais courants de pouzzolanes livrées en poudres prêtes à être employées, il serait préférable d'opérer sur la pouzzolane au degré de finesse d'emploi. Dans tous les cas, il conviendrait d'ailleurs de remplacer notre durée de huit jours par la durée de sept jours des premiers essais de résistance des liants hydrauliques.

On remarque que, étant données les conditions de l'essai, la proportion de chaux absorbée ne peut jamais dépasser 20 % du poids de la pouzzolane. Peut-être serait-il bon de réduire le poids de pouzzolane mis en expérience.

**Essais après gâchage. Chaux et sable normaux.** — Dans les divers essais qui viennent d'être décrits, on opère sur les pouzzolanes en poudre sans aucun mélange. Il ne peut plus en être de même lorsqu'on veut étudier et mesurer l'influence de ces matières sur la prise, le durcissement et l'inaltérabilité des mortiers dans divers milieux. Il faut alors recourir à un liant, chaux ou ciment, que l'on mélange à la pouzzolane, avec ou sans sable, pour faire un mortier ou une pâte dont on puisse suivre le durcissement.

Pour que les essais soient comparables, il importe que le liant ajouté soit toujours identique, condition évidemment impossible à réaliser avec les ciments et les chaux hydrauliques. Au contraire, la chaux grasse est une matière simple, parfaitement définie et qu'on peut obtenir à un degré de pureté et d'extinction parfaites. En outre, toutes les fois que les essais donnent, avec cette chaux, des résultats favorables, il y a lieu d'espérer qu'*a fortiori* les résultats ne pourraient qu'être meilleurs encore avec des chaux hydrauliques ou des ciments, pourvu que ces liants soient de bonne qualité ; seules, les meilleures proportions à adopter dépendent de la composition du liant et doivent être déterminées par des expériences spéciales.

Nous employons, pour les essais dont il va être maintenant question, une chaux grasse, aussi pure que possible, parfaitement éteinte en poudre avec la proportion d'eau correspondant juste à la formation de l'hydrate, puis débarrassée par un tamis fin de tous les grains insuffisamment cuits ou insuffisamment éteints, et conservée à l'abri de l'atmosphère.

Quant au sable, pour les essais qui comportent l'emploi de cette matière, il ne peut être évidemment qu'avantageux de le prendre aussi toujours le même, à condition que les éprouvettes puissent être confectionnées dans des conditions de serrage bien définies et toujours identiques. Toutefois, pour les essais de compression sur mortiers plastiques, on peut s'affranchir de ces sujétions, comme nous l'avons montré dans des publications antérieures, au sujet des essais de ciments et de chaux hydrauliques.

**Essai de prise.** — Nous faisons cet essai au moyen de l'aiguille Vicat de 300 grammes, sur des pâtes à consistance normale composées d'une partie en poids de chaux grasse et quatre parties de pouzzolane en poudre très fine. Ces pâtes, coulées dans de petits bocalux à fond plat qu'on bouche dans l'intervalle des essais, sont protégées du contact de l'air par une couche surnageante d'eau de chaux de quelques centimètres d'épaisseur, recouverte elle-même de quelques millimètres de pétrole. Outre le début et la fin de prise, souvent très longue et incertaine, on note l'époque où l'aiguille commence à ne plus pénétrer que d'environ un demi-millimètre.

Enfin, au bout d'un an, on apprécie au juger le degré de dureté de la pâte<sup>1</sup>.

**Essais de résistance.** — Il serait trop long de rappeler ici les considérations, exposées dans des publications antérieures, qui nous ont amené à n'attacher qu'une importance secondaire aux essais par traction et à opérer de préférence par compression sur des mortiers plastiques de *composition volumétrique élémentaire* connue.

Pour les essais de pouzzolanes, nous employons un sable naturel contenant des grains de toutes grosseurs, dont nous associons trois parties, en poids, avec une partie de divers mélanges de chaux grasse éteinte en poudre et de pouzzolane en poudre fine, mélanges contenant respectivement 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 50, 65 et 80 % de leur poids de chaux. Ces mortiers, gâchés à consistance plastique, sont moulés, sans autre tassement qu'un masticage au doigt et à la truelle, sous forme de prismes de  $4 \times 4 \times 16$  centimètres, puis, après durcissement de sept jours à l'air humide, immergés dans l'eau douce à température constante. Au bout d'un an, on les rompt d'abord par flexion, puis on essaie par compression chacune de leurs moitiés placée en croix entre deux bandes d'acier de 4 centimètres de largeur.

On peut ainsi comparer soit les résistances à la flexion des 11 mortiers faits avec une même pouzzolane, soit leurs résistances à la compression. Enfin, si l'on divise chacune de

1. Si l'on voulait une mesure plus exacte, on pourrait se servir, par exemple, du *foret* de Vicat.



ces dernières par les valeurs correspondantes du rapport  $\left(\frac{c+m}{1-s}\right)^2$ , dans lequel les trois symboles  $c$ ,  $m$  et  $s$  désignent les volumes absolus de chaux, de pouzzolane et de sable contenus dans un volume 1 du mortier fraîchement gâché, on a le *coefficient d'énergie* de chaque mélange de chaux grasse et de pouzzolane, coefficient à peu près indépendant de la nature et de la proportion du sable des mortiers d'essai et qui permet de calculer approximativement la résistance à la compression qu'aurait atteinte, après la même durée de conservation dans les mêmes conditions, tout autre mortier contenant les mêmes proportions relatives de la même chaux et de la même poudre pouzzolanique. La figure 3 montre les variations de ce coefficient pour tous les mélanges de chaux grasse et de 7 pouzzolanes<sup>1</sup>.

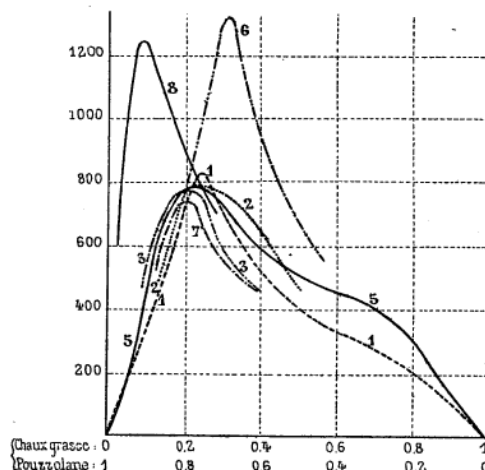


Fig. 3.

- |                                |                                |
|--------------------------------|--------------------------------|
| 1. Pouzzolane de Rome.         | 6. Kaolin légèrement torréfié. |
| 2. Trass du Rhin.              | 7. Briques pilées.             |
| 3. Terre de Santorin.          | 8. Laitier trempé.             |
| 5. Gaize légèrement torréfiée. |                                |

En général, les maximum de résistance et d'énergie correspondent à des mélanges contenant de 20 à 35 parties de chaux pour 80 à 65 de pouzzolane. Avec les laitiers trempés, la proportion de chaux grasse correspondant au maximum n'est que de 10 à 15 %.

Enfin, on peut répéter les mêmes essais en substituant à la chaux grasse une chaux hydraulique ou un ciment et on constate que le maximum, différent du premier, correspond à un autre rapport entre les proportions relatives de liant et de pouzzolane (fig. 2).

**Chaux combinée pendant le durcissement des mortiers.** — Aussitôt après la rupture des mortiers ayant servi aux essais de résistance, on prélève, bien au cœur de chaque prisme, de manière à laisser de côté les régions superficielles toujours plus ou moins carbonatées, des échantillons de mortier encore tout frais, que l'on pulvérise finement et soumet, sans perdre de temps, aux essais suivants :

Une pesée de 2 grammes est séchée au bain de sable et la perte de poids indique approximativement la quantité d'eau absorbée depuis le gâchage; connaissant la composition initiale du mélange sec entrant dans le mortier, on en déduit le poids de chaux initiale contenu dans un poids 100 de mortier durci.

Une pesée de 5 grammes de mortier encore frais est mise au contact de 150 centimètres cubes d'eau sucrée à 10 %, où on l'agite fréquemment. Au bout d'un quart d'heure, on filtre et on dose par l'acide chlorhydrique titré la chaux en dissolution dans 125 centimètres cubes du liquide clair. Si l'on admet que le nombre trouvé représente la proportion de

1. Pour ne pas trop embrouiller la figure, on n'a tracé la plupart des courbes que dans le voisinage de leur maximum.

chaux non combinée à la pouzzolane dans le mortier, on en déduit, au moyen du résultat de l'autre essai, la proportion non attaquée sur 100 parties de chaux initiale, et on peut en conclure que le mortier où la combinaison a été la plus parfaite est celui où cette proportion est la plus faible.

En réalité, le résultat de l'essai par l'eau sucrée varie suivant les proportions relatives d'eau sucrée et de mortier et aussi suivant la durée du contact; mais, en opérant toujours dans des conditions identiques, on est sûr d'avoir des nombres comparables entre eux, et c'est tout ce qu'on peut souhaiter dans cet essai approximatif<sup>1</sup>.

On fait le même essai, après durcissement d'un an, sur la pâte ayant servi à l'essai de prise, mais en opérant sur 1 gramme seulement de pâte durcie.

**Action de l'eau de mer. — Première méthode.** — En même temps que les prismes pour essais de résistance, on fait, avec les mêmes mortiers, des prismes plus petits ( $2 \times 2 \times 13$  centimètres), qu'on laisse durcir aussi sept jours à l'air humide et que l'on immerge ensuite dans de l'eau de mer maintenue à température à peu près constante et renouvelée toutes les semaines. De temps en temps, on les observe et on note les altérations s'il y a lieu. Ces prismes sont laissés indéfiniment en expérience.

Les mortiers aux mélanges les plus pauvres en chaux sont presque toujours extrêmement tendres; il est très rare qu'ils se fissurent. Ceux où la proportion relative de chaux est forte s'altèrent, au contraire, généralement. Pour les proportions intermédiaires, les désaggrégations sont plus ou moins hâtives et plus ou moins importantes suivant la nature et la qualité des pouzzolanes.

**Deuxième méthode.** — Dans les essais qui précèdent, la surface du mortier ne tarde pas, en général, à se recouvrir d'une croûte de carbonate de chaux qui protège le reste contre l'action destructive de l'eau de mer. C'est ainsi que bien des ouvrages exécutés en mer, qu'ils soient d'ailleurs en mortier de chaux ou de ciment, peuvent rester très longtemps inaltérés, qui se décomposent rapidement dès que l'intérieur du mortier se trouve mis à vif par un choc accidentel.

Pour reproduire ces circonstances, on peut immerger à l'eau de mer, aussitôt après la rupture, les bouts, dont une face au moins est mise à vif, des demi-prismes ayant servi aux essais de résistance par compression, après avoir soigneusement débarrassé leurs faces des petits éclats qui n'y adhèrent plus parfaitement.

En les observant de temps en temps, on constate que certains mortiers ainsi essayés se fissurent, alors que les mêmes mortiers immergés à l'eau de mer après sept jours, sous forme de petits prismes entiers, étaient restés intacts.

**Troisième méthode.** — Le même principe, consistant à laisser durcir les mortiers à l'abri de l'acide carbonique avant de les soumettre à l'action de l'eau de mer ou de ses éléments les plus actifs, avait inspiré à Vicat une méthode d'essai que nous appliquons dans les conditions suivantes :

Il a été dit que l'essai de prise était fait sur une pâte contenant 1 partie de chaux grasse pour 4 parties de pouzzolane en poudre impalpable, pâte conservée dans un petit bocal à l'abri de l'air. Cette proportion, conseillée par Vicat lui-même, est, comme on vient de le voir, voisine de celle qui correspond au mélange le plus énergique. La prise terminée, on conserve la pâte dans les mêmes conditions jusqu'à ce qu'elle soit âgée d'un an; puis on brise le bocal, on note approximativement l'état de dureté de la pâte et on en détache un petit parallépipède d'environ 2 à 3 centimètres cubes, que l'on taille, au couteau ou à la râpe, de manière qu'il ait ses faces et ses arêtes parfaitement nettes. Le reste est analysé et essayé à l'eau sucrée.

1. Peut-être serait-il préférable de faire l'essai à l'eau sucrée sur un poids de mortier tel que la quantité de chaux grasse initiale contenue fût toujours la même; mais le calcul de ce poids, basé sur la proportion d'eau d'hydratation, exigerait que la deuxième pesée ne fût faite qu'après l'essai au bain de sable, et il serait à craindre que, pendant cet essai, il se produisît une variation de l'état hygrométrique du mortier pulvérisé, en même temps qu'une carbonatation partielle de sa chaux libre.

On introduit immédiatement le petit parallélépipède dans une solution fréquemment renouvelée de sulfate de magnésie contenant 5 grammes de sel calculé anhydre par litre d'eau distillée récemment bouillie, on maintient le tout, autant que possible, à l'abri de l'air, on examine à époques fixes et on note les altérations observées.

Quand le morceau est fortement fissuré ou même tombé en miettes, on en lave les débris et on les analyse. On constate toujours ainsi une forte augmentation de la teneur en magnésie et une augmentation moindre et irrégulière de la teneur en acide sulfurique.

Il est peu de pouzzolanes qui résistent à cette épreuve rigoureuse; quelques-unes pourtant ont donné avec la chaux grasse des pâtes qui sont encore intactes après plusieurs années de séjour dans le sulfate de magnésie.

**Quelques résultats.** — Nous donnons à titre d'exemples, dans les tableaux III, IV et V, les résultats obtenus avec diverses pouzzolanes dans la plupart des essais qui viennent d'être rapidement passés en revue. On n'oubliera pas qu'il ne s'agit là que d'échantillons isolés, dont il serait imprudent de tirer des conclusions touchant les qualités relatives des différents genres de pouzzolanes. Une pareille généralisation ne sera permise que lorsqu'on aura sous les yeux les résultats fournis par un certain nombre d'échantillons de chaque espèce, et, quoique nos essais portent déjà sur une collection assez importante de matières, nous jugeons qu'il nous manque encore des éléments pour pouvoir formuler, dès à présent, des conclusions plus générales.

R. FERET.

## CONCLUSIONS

## 1° ADDITION DE POZZOLANES AUX MORTIERS DE CIMENT

En raison de leur influence physique, chimique et mécanique, les pouzzolanes, ajoutées aux mortiers de ciment portland, peuvent, le plus souvent, améliorer ces derniers, tout en abaissant leur prix de revient.

En particulier, elles augmentent leur sécurité dans les constructions en eau de mer.

## 2° ESSAI DES POZZOLANES

Suivant qu'on se propose de mesurer l'énergie potentielle d'une matière pouzzolanique donnée ou l'énergie réelle d'une poudre prête à être employée, on doit d'abord réduire la matière en une poudre de finesse bien définie ou, au contraire, opérer sur la poudre même qui fait l'objet de la fourniture<sup>1</sup>.

Les essais directs les plus utiles sont celui d'homogénéité (1<sup>er</sup> cas), celui de finesse (2<sup>e</sup> cas), le dosage de la silice soluble dans certaines conditions à définir exactement et la mesure de l'affinité pour la chaux.

Les essais sur mortiers gâchés exigent l'emploi d'une chaux grasse pure, parfaitement éteinte en poudre fine et ne contenant pas plus d'eau que n'en exige son hydratation. On peut définir une chaux grasse normale par un maximum d'impuretés à tolérer, y compris le carbonate de chaux, un degré de finesse déterminé, un maximum et un minimum de la proportion d'eau contenue. Éventuellement, il peut être avantageux de fixer aussi un sable normal.

Les essais sur pâte ou mortiers qu'il y a lieu de recommander de préférence sont l'essai de prise, les essais de résistance, la mesure approximative de la chaux combinée pendant le durcissement et l'observation des détériorations résultant des éléments de l'eau de mer.

Aucune règle bien précise ne s'impose *a priori* pour le mode d'exécution de la plupart des essais qui viennent d'être énumérés. Toutefois, quand on voudra en fixer, il pourra être bon de s'inspirer, autant que possible, des méthodes qui ont été exposées dans ce qui précède.

1. Il est sous-entendu que, dans ce second cas, on suppose que la poudre est déjà très fine. Cette règle ne s'appliquerait pas aux pouzzolanes livrées à l'état de sable plus ou moins grenu, telles qu'on les emploie encore, sur certains chantiers, mélangées avec la chaux hydraulique.

TABLEAUX III, IV ET V.





## X

# LE CIMENT DE LAITIER

---

## COMMUNICATION

Présentée par MM. A. BRÜLL et H. HENRY

INGÉNIEURS

Nous avons pour objet de traiter ici du ciment de laitier, désigné quelquefois aussi sous le nom de ciment-pouzzolane, c'est-à-dire, d'un ciment produit à froid, par mélange de chaux et de laitier de haut fourneau. Nous ne nous occuperons pas des produits obtenus par cuisson d'un mélange dans lequel le laitier remplace l'argile ordinairement employée pour faire le ciment portland.

Notre travail se bornera à des généralités et nous considérons qu'il a surtout pour but d'appeler devant le Congrès les renseignements et les observations des spécialistes des différents pays.

Nous avons utilisé, entre autres choses, pour notre étude, les nombreuses publications faites en diverses langues sur l'industrie du ciment de laitier<sup>1</sup>. Notre rapport est divisé en quatre chapitres :

- CHAPITRE I. — Historique.
  - II. — Fabrication.
  - III. — Propriétés.
  - IV. — Applications.
- 

## CHAPITRE I

### HISTORIQUE

Parmi les résidus des diverses industries, les laitiers des hauts fourneaux sont certainement des plus encombrants. De tout temps, ils ont été une grande gêne pour les maîtres de forge, exigeant, pour leur amoncellement, des surfaces sans cesse croissantes de terrain à prix élevés, des transports coûteux à des distances et à des hauteurs de plus en plus considérables.

1. *Annales des Ponts et Chaussées, Annales Industrielles, Génie civil, Nouvelles Annales de la Construction, Iron and steel Institute, Iron age, Journal of Society of Arts, Mineral Industry, Stahl und Eisen, Dinger's Polytechnisches Journal.*

On peut se faire une idée de l'importance de ce produit accessoire de la fabrication de la fonte, laquelle, en 1898, et pour le monde entier, a dépassé 36 millions de tonnes, si l'on considère que, pour une tonne de fonte, il se produit d'une à deux tonnes de laitier.

Aussi a-t-on cherché depuis longtemps, dans tous les pays producteurs de fonte, à utiliser les laitiers, principalement dans le but de s'en débarrasser.

Les laitiers refroidis ont été cassés et employés à l'empierrement des chemins voisins des forges; ils ont été reçus à la coulée dans des moules de formes diverses, en vue de les employer dans la construction; on en a utilisé, en gros blocs, principalement en Angleterre, pour des enrochements et des digues à la mer et dans les cours d'eau.

Abordant aussi une transformation plus coûteuse, on a essayé d'en faire des briques, des tuiles, des pavés.

Des tentatives ont été aussi faites pour fabriquer des bouteilles et des vases avec des laitiers additionnés de fondants.

Dès le siècle dernier, dans le Harz, on employait les laitiers à la construction comme sable, comme ciment et comme pierre.

En 1737, Bélidor écrivait dans son *Architecture hydraulique*, tome III, qu'on construisait en pilonnant un mortier composé de morceaux de briques dures, d'éclats de pierre et de crasses de fonderies broyées, puis mélangées avec de la chaux fraîchement éteinte.

Au commencement de ce siècle, Vicat avait entrevu les propriétés pouzzolaniques de certains laitiers.

Mais l'utilisation des laitiers n'a pris une réelle importance que lorsqu'ils ont été obtenus, non plus sous une forme compacte, mais bien à l'état de sable granulé. C'est la granulation des laitiers par leur projection dans l'eau froide au sortir du haut fourneau qui a permis d'utiliser en grand le sable obtenu.

Le grenailage paraît dû à Langen, qui, en 1861, l'a pratiqué aux hauts fourneaux de la Friedrich Wilhem's Hütte près de Troisdorf, sur le Rhin.

Quelque temps après, Lürmann a facilité beaucoup le grenailage, en inventant la tuyère pour l'écoulement permanent des laitiers. Il reconnut aussi l'influence qu'exerce le grenailage sur le développement des propriétés pouzzolaniques des laitiers.

Cette division des laitiers dans l'eau n'avait, tout d'abord, d'autre but que de faciliter leur enlèvement. Mais, dès 1862, à Osnabrück, l'application du laitier granulé à la fabrication d'un ciment était essayée dans l'usine Lürmann, Meyer et Witting, où on produisait des agglomérés.

C'est surtout à la production des briques et des pierres moulées que le laitier en sable a été, tout d'abord, employé en mélange avec de la chaux. De grandes quantités de briques ont été produites dans divers pays, principalement en Angleterre, en Allemagne et en France. Actuellement, cette fabrication, bien améliorée, s'est répandue dans le monde entier où elle constitue une industrie assez importante.

Parmi les applications des propriétés pouzzolaniques des laitiers convenablement choisis, après granulation, celle qui a le mieux réussi depuis une vingtaine d'années, est la fabrication d'un ciment par mélange, à froid avec de la chaux.

C'est vers 1880 que cette fabrication a été entreprise, sur un pied vraiment industriel, à la forge de Choindez, près de Delémont, dans le canton de Berne, en Suisse. Cette usine livre des produits dans le pays et les applications du ciment de laitier y ont pris un assez grand développement.

Vers la même époque, quelques fabricants de ciment portland ont utilisé les propriétés des laitiers grenailés en les mélangeant, après mouture, à leurs produits. Ils ont fait remarquer, surtout en Allemagne, que ces additions, loin de constituer une falsification du portland, augmentaient les propriétés de résistance de celui-ci.

L'Union des fabricants de ciment allemands, dans ses séances de 1882 et années suivantes, a discuté cette question, non sans quelque vivacité. Il a été proposé d'exclure de l'Union les fabricants qui pratiqueraient ces additions. Ceux-ci ont protesté et ont montré



par des résultats d'essais prolongés, que l'addition de laitiers bien choisis et finement moulus améliore le ciment Portland.

L'éminent professeur de Tetmajer a fait des essais comparatifs de ciments provenant de laitiers compacts et de laitiers grenailés de même provenance. Les résultats de ces essais montrent clairement l'heureux effet du grenailage.

Nous avons cherché à dresser une statistique de la fabrication du ciment de laitier, mais nous n'avons pu nous procurer tous les renseignements nécessaires à ce travail. Nous nous bornerons donc à donner, comme annexe au présent rapport, une liste des usines dont nous avons appris l'existence, sans prétendre présenter le tableau complet de cette industrie, encore nouvelle, mais déjà importante.

En France, depuis 1886, neuf usines ont été créées pour la fabrication à froid du ciment de laitier. Leur production s'élève actuellement à une centaine de mille tonnes par an. Quelques-unes livrent, en dehors du ciment, des quantités importantes de briques, de pierres moulées, de carrelages et de tuyaux.

L'Allemagne possède dans ses divers districts métallurgiques, une douzaine de fabriques de ciment de laitier, produisant ensemble, chaque année, environ 180 000 tonnes. Quelques-unes de ces usines ont transformé récemment leur procédé et travaillent actuellement par cuisson.

En Belgique, cinq usines, dont quelques-unes de création nouvelle ou en voie de développement, fabriquent le ciment de laitier.

Dans le Luxembourg, l'industrie qui nous occupe est aussi établie et nous croyons savoir qu'une seule fabrique produit 40 tonnes de ciment par jour.

En Angleterre, l'existence de trois fabriques nous est connue sans que nous puissions donner de renseignements sur leur importance.

Le ciment de laitier se fabrique aussi en Autriche-Hongrie. Dans ce dernier pays, il existe deux fabriques produisant ensemble environ 50 000 tonnes de ciment par année.

Aux États-Unis, la fabrication, introduite en 1897, a livré, dans le cours de cette même année, de 6 000 à 7 000 tonnes de ciment de laitier. En 1898, quatre fabriques étaient en activité et en plein développement; leur production, pour 1898, a dépassé 26 000 tonnes. Elle s'est accrue considérablement en 1899.

---

## CHAPITRE II

### FABRICATION

**Laitiers.** — Le nombre des hauts fourneaux dont les produits peuvent être employés à la fabrication du ciment est assez restreint et l'expérience a montré que c'est principalement dans les hauts fourneaux marchant en moulage qu'on peut trouver du laitier propre à la fabrication du ciment.

Il faut, en effet, que ce laitier soit basique, qu'il contienne une forte proportion de chaux et aussi d'alumine, qu'il provienne d'allure chaude. Dans ces conditions, la crasse est de couleur claire, légèrement jaunâtre ou légèrement grise ou bleuâtre. Quand l'allure se refroidit, la crasse se charge de fer et se granule mal ou imparfaitement, sa couleur devient foncée; elle est impropre à la fabrication du ciment et doit être rigoureusement rejetée. La couleur foncée est un caractère suffisant pour la faire reconnaître.

Voici, à titre d'exemple, la composition de quelques laitiers employés à la fabrication du ciment dans divers pays :

DÉSIGNATIONS	A (Haute-Marne)	B (Meurthe-et-Moselle)	C (Suisse)	D (Allemagne)	E (Angleterre)
Chaux. . . . .	48,00	47,20	45,11	48,59	32,26
Silice. . . . .	30,50	31,65	26,88	30,72	31,65
Alumine. . . . .	19,50	17,00	24,12	16,40	25,30
Peroxyde de fer . . . . .	0,85	0,65	0,44	0,43	0,10
Magnésie . . . . .	0,75	1,36	1,09	1,28	3,54
Sulfate de chaux. . . . .	»	»	1,86	2,16	1,42
Oxyde de manganèse . . . . .	0,40	0,85	0,50	traces	0,36
Perte. . . . .	»	1,29	»	0,42	5,37
	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00

Comme on le voit, la composition des laitiers entrant dans la fabrication des ciments peut varier dans des limites assez étendues.

Le laitier granulé a l'aspect d'un sable à grains gros et anguleux, sans parties fines, souvent caverneux. Aussitôt après sa production, il contient d'ordinaire plus de 30 % de son poids d'eau.

Le poids spécifique du laitier grenailé, à l'état sec, est d'environ 2,7 à 2,9; le poids du mètre cube non tassé varie ordinairement entre 800 et 1000 kilogrammes. Certains laitiers siliceux d'allure très chaude sont en gros grains caverneux et si légers que le poids du mètre cube descend à 250 kilogrammes.

C'est grâce au grenailage qu'il a été possible d'arriver à la fabrication d'un ciment de bonne qualité.

M. H. Le Châtelier, ingénieur en chef des mines, attribue le développement des propriétés pouzzolaniques des laitiers par le grenailage à la conservation de l'état vitreux<sup>1</sup>. Il dit que l'influence de l'état vitreux sur ces propriétés n'a rien qui doive surprendre. Le passage d'un corps de l'état cristallisé à l'état vitreux est toujours accompagné d'une absorption de chaleur, d'une augmentation de son énergie interne et l'on sait qu'à tout accroissement de la quantité de chaleur contenue dans un corps, correspond une augmentation de son aptitude à entrer en réaction, de ce qu'on appelle ses affinités chimiques.

**Chaux.** — Presque toutes les chaux peuvent être employées pour la fabrication du ciment. Les chaux grasses donnent des ciments très résistants, mais dont l'emploi à l'air laisse parfois à désirer. Les chaux hydrauliques ont, avec quelques laitiers, une action accélératrice sur la prise des pâtes; les ciments qui en proviennent donnent de meilleurs résultats, pour l'emploi à l'air, que les ciments faits avec des chaux grasses.

Ces chaux ont donné de bons ciments dont les résistances ont augmenté fortement avec l'âge des mortiers.

Voici, comme exemple, l'analyse de quelques chaux servant à la fabrication de ciments de laitier.

Silice. . . . .	9,25	15,00	21,75
Oxyde de fer et alumine . . . . .	4,62	7,50	10,30
Chaux. . . . .	84,65	60,00	63,95
Magnésie. . . . .	1,40	1,08	0,85
Perte au feu et éléments non dosés. . . . .	0,08	16,42	3,15
	100,00	100,00	100,00

La chaux doit être parfaitement éteinte et blutée avant son mélange avec les laitiers, afin d'écartier les surcuits et les incuits. Il faut surtout éviter d'introduire dans le mélange

<sup>1</sup> Bulletin de la Société d'encouragement pour l'industrie nationale, 1890, p. 37

des particules de chaux dont l'extinction ne serait pas complète, car autrement, le ciment pourrait se boursouffler et se fendiller sous l'action de la chaux vive, lors de son emploi.

**Procédés de fabrication.** — La fabrication du ciment de laitier est simple et se réduit aux opérations suivantes :

- I. *Séchage du laitier.*
- II. *Pulvérisation de cette matière.*
- III. *Mélange du laitier moulu et de la chaux.*

I. Par l'exposition à l'air, le laitier granulé perd une partie de l'eau qui l'imprègne, cependant, il en retient encore beaucoup par capillarité et, pour l'amener à l'état de siccité nécessaire, il y a souvent à expulser 15 % d'humidité.

Les séchoirs à plaques de fonte, chauffées en dessous et où la surface du laitier, étalé en couche mince, était péniblement renouvelée à la pelle, ont été généralement abandonnés, à cause du prix élevé que coûtait l'opération. Ils ont été remplacés par des appareils rotatifs et autres de dispositions variées.

On emploie de grands cylindres à axe légèrement incliné ou à axe horizontal, avec hélice intérieure; le laitier est admis dans le cylindre où il chemine lentement pendant que les gaz d'un foyer chauffent l'extérieur et souvent aussi l'intérieur de ce cylindre.

En France, le type préféré est celui qui a été imaginé par l'usine de Choindez et qui ne demande ni force motrice, ni main-d'œuvre pour le renouvellement des surfaces. C'est une construction en fonte d'environ 6 mètres de hauteur formée d'un prisme à base carrée d'à peu près 1 mètre de côté, sur les quatre faces duquel sont accolées quatre séries de plans inclinés en chicane. Le laitier est chargé par le haut, il descend en glissant sur ces plans inclinés au fur et à mesure qu'on le retire par le bas. L'inversion de l'inclinaison des plaques produit, à chaque passage d'un gradin sur l'autre, le retournement de la couche de laitier. Les gaz d'un foyer montent lentement dans la partie centrale qui est obturée à la partie supérieure et sortent en traversant le laitier des gradins supérieurs.

Dans plusieurs usines, on utilise, pour le séchage, les gaz des hauts fourneaux.

II. Le broyage du laitier est poussé à un haut degré de finesse et il n'est pas rare que le ciment ne laisse que 10 % de refus sur le tamis de 4900 mailles au centimètre carré; aussi, la mouture exige-t-elle une force considérable. Les grains de laitier grenailés sont, il est vrai, friables et se laissent très facilement écraser; mais à partir d'un certain degré de finesse, il faut, pour les réduire, dépenser beaucoup de force.

Les meules horizontales en calcaire siliceux sont presque partout abandonnées à cause de leur faible production et des inconvénients que présente leur entretien. Elles ont été remplacées par des appareils de genres très variés qui produisent le broyage par divers moyens : la chute de boulets, le frottement des grains de laitier entre eux, la force centrifuge ou plusieurs de ces moyens combinés.

III. Le laitier broyé et la chaux blutée qui servent à la fabrication du ciment sont pesés et introduits dans le mélangeur. Celui-ci est, le plus souvent, l'appareil à petits boulets employé dans l'industrie de la poudre et dans celle des couleurs; en une heure et demie ou deux heures il opère le mélange intime d'un millier de kilogrammes.

L'emploi de cet appareil pour le mélange des ciments a été introduit vers 1885 par MM. Bosse et Wolters, de Brunswick, qui l'ont fait breveter sous le nom d'*homogénéisateur*. Il termine le broyage du laitier et de la chaux en même temps qu'il opère leur parfait mélange. Au sortir de cet appareil, le ciment est emballé pour les expéditions.

On se sert aussi d'appareils à alimentation continue pour faire le mélange; quelquefois même les deux opérations, broyage du laitier et mélange, sont réunies. Mais le dosage volumétrique, employé ordinairement dans ce procédé n'assure pas suffisamment la constance de la composition.

## CHAPITRE III

## PROPRIÉTÉS

Les ciments de laitier fabriqués à froid et avec de la chaux éteinte, n'ont pas besoin d'être conservés en silos; ils peuvent être et sont souvent, en fait, employés dès qu'ils ont perdu le *feu* du broyage.

Ces ciments ont été soumis à bien des essais. Ils satisfont aisément aux conditions de réception des cahiers des charges.

**Finesse de mouture.** — Le résidu sur le tamis de 4900 mailles au centimètre carré se réduit souvent à 10 ou 15 %, alors que les cahiers des charges tolèrent jusqu'à 25 %.

**Poids spécifique.** — Le poids spécifique, déterminé sur un ciment de laitier réputé, a oscillé entre 2,7 et 2,9.

**Densité apparente.** — Le poids du litre de ciment non tassé et non tamisé varie de 0<sup>kg</sup>,800 à 0<sup>kg</sup>,900.

**Analyse chimique.** — Voici, à titre d'exemple, deux analyses faites, l'une au laboratoire de l'École des ponts et chaussées et, l'autre, au laboratoire de la Ville de Paris.

Silice . . . . .	31,40	25,85
Alumine . . . . .	16,85	11,30
Peroxyde de fer . . . . .	1,85	1,20
Chaux . . . . .	43,00	49,65
Magnésie . . . . .	0,58	0,55
Acide sulfurique . . . . .	0,56	0,70
Perte au feu et éléments non dosés . . . . .	5,76	5,75
	<hr/> 100,00	<hr/> 100,00

Ces deux analyses montrent à elles seules que les dosages des divers éléments peuvent varier dans des limites étendues sans nuire aux qualités des ciments. Il faut remarquer qu'une partie du fer dosé provient de l'usure des boulets et des parois des appareils employés à la fabrication du ciment.

Bien que le grenailage ait chassé une partie du soufre contenu dans les laitiers, il en reste, comme on vient de le voir, une proportion sensible. La présence du soufre se décèle au gâchage par l'odeur sulfhydrique, qui persiste quelquefois et se retrouve même au cassage des éprouvettes. Le soufre ne paraît d'ailleurs avoir aucune action nuisible; à l'air, le sulfure de fer de teinte verte ou noire se sulfatise et devient à peu près blanc.

**Durée de la prise.** — En général, la prise des ciments de laitier se fait assez lentement. Il est rare de voir des ciments de laitier commencer leur prise à l'eau douce avant une heure. La fin de la prise s'obtient souvent au bout de 6 à 8 heures.

**Résistance à la traction.** — Nous nous bornerons à donner ici, de même que pour la compression, les résultats d'essais faits sur les mortiers, car on reconnaît mieux chaque jour le peu d'intérêt que présentent les essais portant sur des pâtes de ciment pur.

Voici les résultats d'essais de résistance à la traction faits au laboratoire des Ponts et Chaussées à Boulogne-sur-Mer sur des mortiers de 1 poids de ciment et de 3 poids de sable normal, provenant du broyage des quartzites de Cherbourg.

GACHÉ à	IMMERGÉ à	1 SEMAINE	4 SEMAINES	12 SEMAINES	26 SEMAINES	1 AN	2 ANS	6 ANS
l'eau de mer.	l'eau de mer . . .	13,0	18,5	20,3	22,2	27,8	31,2	29,7
	l'eau douce. . . .	14,0	20,3	22,5	23,8	27,3	32,2	33,2
	l'air humide. . . .	14,8	18,3	19,8	21,8	36,0	35,8	40,8
l'eau douce.	l'eau de mer . . .	20,5	27,8	29,8	31,0	34,2	42,2	39,2
	l'eau douce. . . .	17,2	29,2	30,7	33,8	36,2	36,3	40,7
	l'air humide. . . .	15,8	24,3	26,2	27,3	35,0	35,0	43,5

Comme on le voit, ces résistances sont plus élevées que celles inscrites dans la plupart des cahiers des charges qui sont : 8 kilogrammes à 7 jours, 15 kilogrammes à 28 jours et 18 kilogrammes à 84 jours.

Des essais ont aussi été faits dans le même laboratoire sur des mortiers plastiques à 1 de ciment de laitier pour 3 de sable naturel des environs de Boulogne. Voici les résultats qu'ont donnés ces essais sur trois échantillons de ciment de laitier.

EAU DE GACHAGE pour 100 de mélange sec.	CONSERVÉ DANS																							
	L'EAU DE MER								L'EAU DOUCE								L'AIR							
	4 semaines	12 semaines	26 semaines	1 an	2 ans	4 ans	6 ans	10 ans	4 semaines	12 semaines	26 semaines	1 an	2 ans	4 ans	6 ans	10 ans	4 semaines	12 semaines	26 semaines	1 an	2 ans	4 ans	6 ans	10 ans
	17	11,8	15,5	20,5	25,7	28,5	29,6	35,8	51,2	16,0	19,9	22,2	20,7	25,1	50,8	29,5	28,5	17,8	19,6	20,9	21,8	27,9	28,9	50,9
16	12,5	15,8	21,7	24,5	27,1	30,2	52,2	»	12,5	18,6	21,5	25,6	26,8	50,5	29,7	»	15,6	16,2	16,9	26,8	25,6	29,1	51,5	»
16	15,5	18,5	24,7	26,5	28,8	35,6	56,8	»	17,8	20,7	26,6	27,9	51,1	55,1	55,5	»	17,8	22,7	20,5	26,0	22,8	26,5	28,7	»

**Résistance à la compression.** — Nous donnons ci-dessous les résultats d'essais faits à la compression en même temps que les essais à la traction qui viennent d'être relatés et sur les mêmes ciments.

#### 1° Mortier avec sable normal.

GACHÉ à	IMMERGÉ à	1 SEMAINE	4 SEMAINES	12 SEMAINES	26 SEMAINES	1 AN	2 ANS	6 ANS
l'eau de mer.	l'eau de mer . . .	83	103	120	128	155	148	188
	l'eau douce. . . .	78	105	133	145	145	173	205
	l'air humide. . . .	90	123	135	155	173	205	263
l'eau douce.	l'eau de mer . . .	106	165	185	208	210	215	310
	l'eau douce. . . .	103	175	203	198	203	258	330
	l'air humide. . . .	85	163	190	210	218	243	255

## 2° Mortier plastique avec sable naturel.

CONSERVÉ DANS								
L'EAU DE MER			L'EAU DOUCE			L'AIR		
12 semaines	1 an	6 ans	12 semaines	1 an	6 ans	12 semaines	1 an	6 ans
58	87	150	108	138	186	103	140	133
75	100	151	100	141	194	118	123	169
88	115	159	148	165	203	130	175	206

**Rendement en pâte.** — Le rendement en pâte de ciment pur, de la consistance admise pour les essais à l'aiguille Vicat, dépend de différents éléments : âge et état de conservation du ciment et, principalement, de sa finesse et de la nature de la chaux employée.

Il en est de même pour la quantité d'eau nécessaire au gâchage; celle-ci ne descend guère au-dessous de 27 %, du poids du ciment et reste inférieure à 35 % de ce poids.

Le rendement en pâte ferme varie dans des limites analogues : il n'est guère inférieur à 64 centimètres cubes par 100 grammes de ciment et ne dépasse pas 73; on peut l'admettre à 70.

## CHAPITRE IV

## APPLICATIONS

Le ciment de laitier s'emploie couramment à de nombreux usages; il convient surtout aux ouvrages souterrains, à ceux exposés à l'humidité et aux travaux sous l'eau.

Ayant une densité apparente faible, il permet d'obtenir, pour poids donné, une grande quantité de mortier, ce qui correspond à la possibilité d'employer des dosages plus faibles. Le mortier est gras, facile à travailler et n'exige pas, pour son emploi, d'ouvriers spéciaux.

Le ciment de laitier donne des pâtes et des mortiers de couleur assez blanche et toujours claire. Les enduits secs tolèrent l'application de la peinture.

En France, l'emploi du ciment de laitier est maintenant fort répandu; il est admis par le service des ponts et chaussées, par les services municipaux de la capitale et de plusieurs grandes villes, par les chemins de fer, les mines, etc.

Dans les fabriques de ciment de laitier, on emploie souvent un mélange de laitier granulé et de ciment de laitier à la fabrication de divers produits marchands : briques, pierres moulées, carreaux, tuyaux, etc. On se sert aussi pour ces fabrications d'un mélange de laitier grenailé et de chaux.

Les briques en laitier pèsent de 1650 à 2000 kilogrammes le mètre cube, soit pour le mille de briques du format 0<sup>m</sup>,220 × 0,105 × 0,055, un poids de 2100 à 2500 kilogrammes. Ces briques prennent, après 24 jours d'immersion, une augmentation de poids qui, suivant le mode de fabrication, varie entre 7 et 25 % du poids primitif.

La résistance à la compression de ces produits varie, suivant le dosage du mortier et la finesse du laitier employé comme sable, de 100 à 350 kilogrammes par centimètre carré après deux mois de fabrication.

Les briques de laitier sont très régulières, à arêtes vives, on peut les obtenir de toutes

formes, soit blanches, soit de diverses couleurs par des additions d'oxydes métalliques. Elles ne sont pas gélives.

Les tuyaux en béton comprimé de ciment de laitier peuvent supporter, avant de se rompre, une pression intérieure de 5 kilogrammes par centimètre carré. Ces tuyaux bien fabriqués avec des matières convenablement préparées et fortement pilonnées, absorbent peu d'eau, moins de 2 % de leur poids.

Nous énumérerons ici quelques-unes des nombreuses applications qu'a reçues en France le ciment de laitier depuis treize ans qu'il a pu être livré aux consommateurs.

Depuis 1890, de grandes quantités en ont été employées à Paris pour la construction des égouts de divers types, tant pour le mortier de maçonnerie que pour les enduits et pour la confection de béton. Nous citerons entre autres le collecteur de l'avenue Rapp dont la voûte a 2<sup>m</sup>,50 d'ouverture. D'autres villes : Reims, Dijon, Chaumont, etc., ont également employé le ciment de laitier dans la construction de leurs égouts. Grâce à l'humidité qui règne dans ces constructions, les mortiers au ciment de laitier ont un durcissement remarquable.

Un emploi important du ciment de laitier a été fait tout récemment dans la construction du chemin de fer métropolitain de Paris. Environ 30 000 tonnes ont été mises en œuvre durant l'année 1899. Cet emploi a donné toute satisfaction aux ingénieurs de la Ville.

A Paris, beaucoup de bétons pour recevoir le pavage en bois ont été confectionnés avec le ciment de laitier et l'on a beaucoup goûté la grande dureté de ces bétons.

De même des caniveaux pour canalisations électriques.

Le ciment de laitier, comme béton et comme mortier, a été employé en grandes quantités pour la construction de culées et de piles de ponts importants, tels, par exemple : le pont du chemin de fer de l'Ouest, sur la Seine, à Passy, ligne de Courcelles au Champ-de-Mars ; les ponts suivants du réseau de l'Est : Pont-sur-Seine (Aube), Toul (Meurthe-et-Moselle), Reims (Marne) ; les ponts de la ligne de Trilport à la Ferté-Milon.

Il en est de même pour la construction et la réparation de divers tunnels tels que ceux de Passy, à Paris, de Bruyères (Vosges), de Provençères (Haute-Marne), de Genevreville et de Grattery (Haute-Saône), de Nanteuil-Saacy et de Chessy (Seine-et-Marne), ainsi que dans la réparation des viaducs de Chaumont, de Hortes et de Saolon, dans la Haute-Marne.

Le ciment de laitier est couramment employé pour divers travaux de chemins de fer, dans la construction et l'agrandissement des gares telles que Troyes, Nancy, Toul, Meaux, Reuilly, Noisy-le-Sec, etc.

Le génie militaire emploie pour divers usages, de fortes quantités de ciment de laitier.

Enfin, l'administration des Ponts et Chaussées a employé de gros tonnages de ciment de laitier pour l'exécution et la réparation de travaux hydrauliques : endiguement de la basse Seine ; barrages de Citanguette (Seine-et-Marne) et de Decize (Nièvre) ; construction du canal de la Marne à la Saône, avec écluses de 5 mètres de chute, dans la traversée du département de la Côte-d'Or.

Les travaux de bétonnage pour l'étanchement du canal de la Marne à la Saône, entre Rouvroy (Marne) et Chaumont (Haute-Marne), ont bien mis en relief les services qu'on peut attendre de l'emploi du ciment de laitier. Ces travaux ont été décrits par M. l'ingénieur Moissenet dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, 3<sup>e</sup> trimestre 1898. C'est à cette description que nous empruntons ce qui suit.

De 1886 à 1897 inclusivement, près de 25 hectares de plafonds et de talus ont été bétonnés. Une petite partie de cette surface a été bétonnée au ciment de laitier, mais celui-ci constitue la chape sur les 7/12 de la superficie totale. Le béton a été confectionné avec la chaux hydraulique ; il a reçu des épaisseurs variant de 0<sup>m</sup>,10 à 0<sup>m</sup>,30 après damage. La chape a reçu uniformément 15 millimètres après divers lissages.

La perte d'eau par mètre linéaire de canal et par 24 heures, qui était avant le bétonnage de 18 mètres cubes, est tombée, après les travaux d'étanchement, à 3900 litres.

Le béton a été préparé avec 200 kilogrammes de ciment par mètre cube de gravier. Le mortier pour la chape a été confectionné au dosage de 400 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable fin provenant du criblage du gravier de la vallée de la Marne au tamis à mailles de 3 millimètres de côté. Les dosages pour le béton et le mortier de chaux étaient les mêmes que ceux du ciment.

On n'a compté que sur la chape pour assurer l'étanchéité, la couche de béton ne servant que de support à la chape.

Les conclusions tirées de la comparaison des deux sortes de chape et des résultats obtenus sont, dit M. Moissenet, tout à l'avantage de la chape en mortier de ciment de laitier et il expose comme suit son opinion :

« Tout d'abord, cette dernière est, pour ainsi dire, absolument étanche lorsqu'elle a complètement fait prise, et la présence de l'eau accélère et facilite la prise. La chape en mortier de chaux, au contraire, n'est pas tout à fait imperméable ; elle est susceptible de se délayer si le bief est mis en eau trop rapidement et, à moins d'un colmatage naturel et rapide de ses pores, qui est quelque peu problématique, elle risque de devenir de moins en moins étanche si l'eau commence à y circuler.

« En second lieu, la chape en mortier de ciment atteint rapidement un degré suffisant de prise pour qu'on puisse lui faire supporter la couche de terre destinée à former la base du revêtement » (protection contre les coups de gaffe). « Il n'en est pas de même de la chape en mortier de chaux.

« En outre, la rapidité de la prise de la chape en mortier de ciment facilite beaucoup l'organisation des chantiers en permettant d'exécuter à volonté le revêtement en terre. Avec une chape en mortier de chaux, on est obligé d'attendre plus longtemps et de renvoyer parfois des ouvriers et un surveillant, pour terminer cette main-d'œuvre, sur un chantier où le travail a complètement cessé l'avant-veille.

« Enfin, l'examen des chapes ayant quelques années de date a montré que la chape en mortier de ciment était incomparablement plus solide et plus résistante que la chape en mortier de chaux. »

Comme on l'a vu, des essais de ciment de laitier gâché et conservé à l'eau de mer ont été faits à Boulogne. Des blocs ont aussi été confectionnés dans ce port et immergés à la mer ; un de ces blocs, fait au dosage de 400 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable, était en bon état de conservation après cinq années d'immersion.

Le ciment de laitier a été employé dans la Seine maritime et dans un bassin à flot du Havre.

En ce moment, on construit, à Saint-Nazaire, un long mur pour lequel il sera employé environ 3000 tonnes de ciment de laitier. Ce mur fermera l'entrée du port en construction pendant l'exécution des travaux.

A Skinningrove, dans le Yorkshire, une jetée brise-lames de 260 mètres de longueur résiste bien, depuis plusieurs années, aux vagues.

Ainsi l'emploi du ciment de laitier aux travaux maritimes est encore trop récent pour qu'on puisse, malgré les chances de succès qu'il présente, affirmer sa résistance à l'action de la mer.

Comme on vient de le voir, l'industrie du ciment de laitier, qui s'est implantée dans divers pays depuis une vingtaine d'années, a pris un réel développement. Elle a doté l'art de construire d'un nouvel agglomérant dont les qualités sont des plus intéressantes et qui convient à des applications variées.

A. BRÜLL et H. HENRY.



## ANNEXE

---

### FABRIQUES DE CIMENT DE LAITIER

---

#### FRANCE

Gustave RATY et Cie, à Saulnes (Meurthe-et-Moselle), produit 80 tonnes par jour.

M. HENRY, usine d'Ancerville Gué près de Saint-Dizier (Haute-Marne); transport de l'industrie à Donjeux (Haute-Marne), laitiers des Forges de Champagne, à Marnaval. On fait ciment, carreaux, tuyaux et pierres artificielles; appartient à la Société anonyme des ciments de laitier de Donjeux, produit 80 tonnes de ciment par jour.

Usine à Bourges (Cher) utilisant les laitiers des hauts fourneaux de Mazières, appartient à la Société anonyme des ciments de laitier de Donjeux; fabrique tuyaux, briques et pierres artificielles, produit 40 tonnes de ciment par jour.

COMPAGNIE DES FORGES DE CHATILLON-COMMENTRY ET NEUVES-MAISONS; usine à Neuves-Maisons (Meurthe-et-Moselle), produit 80 tonnes de ciment par jour.

Usine de Vitry-le-François (Marne) de la Société J. et A. PAVIN DE LAFARGE; fait des briques et des tuyaux, produit 80 tonnes de ciment par jour.

MM. D'HUART frères, à Senelle, près Longwy (Meurthe-et-Moselle); ciment et briques.

MM. CÉLIER, DUVAL et Cie; usine de Chantenay près Nantes (Loire-Inférieure). Ciment de laitier et chaux hydraulique.

SOCIÉTÉ ANONYME DES HAUTS FOURNEAUX DE LA CHIERS.

M. BARTISSOL, au Boucau (Basses-Pyrénées).

Usine de Pompey (Meurthe-et-Moselle).

#### BELGIQUE

SOCIÉTÉ JOHN COCKERILL et Cie, à Seraing.

SOCIÉTÉ D'OUGRÉE, à Ougrée.

SOCIÉTÉ DES CEMENTS DE COUILLET, à Couillet.

M. STASSIN, à Namur.

SOCIÉTÉ ANONYME DES CEMENTS DE ET A HAREN, près Bruxelles; l'usine la plus importante de la Belgique, et qui produit annuellement 16 500 tonnes. Une autre usine appartenant à la même Société est en construction (production prévue, 75 000 tonnes annuellement).

#### LUXEMBOURG

SOCIÉTÉ DES CEMENTS DE LUXEMBOURG; usine de Rumelange, produit 40 tonnes de ciment par jour.

METZ et Cie, à Eich (procédé Stein).

**SUISSE**

SOCIÉTÉ DES USINES DE CHOINDEZ ET DES RONDEZ; usine à Choindez, près Delémont (Berne).

**ALLEMAGNE**

FABRIQUE DE CIMENT DE NEUENKIRCHEN (cercle de Trèves).

C.-H. BÖCKING et DIETZSCH, à Malstatt, fabriquent aussi du ciment Portland.

Carl OTTO, à Adenlehütte, près Porz sur le Rhin.

L. RAAB aîné, à Wetzlar.

Albert STEIN et Cie, à Wetzlar.

USINES A FER BUDERUS, à Wetzlar.

USINE A CIMENT DE RUHRORT, à Ruhrort.

NARJES et BENDER, à Kupferdreh.

FABRIQUE DE CIMENT VICTORIA, à Thale, dans le Harz.

FABRIQUE DE DUISBURG-HOCHFELD.

W. SEIFER, à Mülheim sur la Ruhr (usine en construction).

HAUTS FOURNEAUX KRAFT, près Stettin.

Un certain nombre de ces usines font aussi du ciment Portland par la cuisson du laitier. La production totale en Allemagne peut être évaluée à 150 000 tonnes par an.

**AUTRICHE-HONGRIE**

SUESS frères, à Wittkovicz (Moravie).

KOENIGSHOF (Bohême).

La production de l'Autriche-Hongrie serait de 100 000 tonnes par an.

**ESPAGNE**

Bilbao.

**RUSSIE**

Ekaterinoslav.

**ANGLETERRE**

SKINNINGROVE IRON C°, à Skinningrove (Yorkshire).

JONES ANNEALED CONCRETE, C° de Middlesbrough, Cleveland slag Works.

**ÉTATS-UNIS**

KNICKERBOCKER CEMENT C°.

ILLINOIS STEEL C°, de Chicago.

STANDARD SILICA CEMENT C°.

MARYLAND CEMENT C°, de Sparrow's point, près Baltimore (Maryland).

## XI

# JOINTS MÉTALLIQUES COULÉS DANS LES MAÇONNERIES

---

## RÉSISTANCES COMPARÉES DES JOINTS EN MÉTAL COULÉ, CIMENT ET MORTIER DE CIMENT OU DE CHAUX

---

### COMMUNICATION

Présentée par M. H. TAVERNIER

L'interposition entre les pierres d'un mortier de ciment ou de chaux constitue des points de moindre résistance à tous les joints de maçonneries exécutées avec des pierres plus dures que le mortier employé.

C'est pour augmenter la résistance de ces maçonneries qu'il y aurait avantage à remplacer les mortiers habituellement employés dans les joints par une matière aussi ou plus résistante que les pierres, telle qu'un métal ou alliage métallique convenablement choisi et coulé en fusion entre les pierres.

Nous avons rendu compte, dans un mémoire inséré dans les *Annales des Ponts et Chaussées* (3<sup>e</sup> trimestre 1899), d'une première série d'expériences faites sur les maçonneries avec joints métalliques coulés.

Depuis cette publication nous avons poursuivi d'une manière beaucoup plus complète nos expériences sur le même sujet.

Ces expériences, dont il est rendu compte dans le présent mémoire, ont eu pour but :

1° Pour les joints métalliques, de déterminer dans quelles conditions on pourrait couler des joints métalliques de grande surface, comme on en rencontrerait dans la pratique; de rechercher la résistance des divers métaux ou alliages métalliques susceptibles d'être employés;

2° Pour les joints de ciment en coulis ou en pâte, ainsi que pour les joints de mortier de ciment ou de chaux, de déterminer les résistances correspondant à diverses épaisseurs ou modes d'emploi susceptibles d'être réalisés, et de comparer les résistances ainsi obtenues à celles des joints métalliques.

Nous rendrons compte d'abord des expériences faites à Lyon sur la coulée en grande surface des joints métalliques. Nous ferons connaître en second lieu les expériences faites au laboratoire de l'École des ponts et chaussées, à Paris, pour déterminer les résistances des joints métalliques et autres.

Les premières expériences ont été faites sous la surveillance de M. Sirot, conducteur des ponts et chaussées; les secondes ont été, suivant le programme indiqué par nous, exécutées avec beaucoup de soin par M. Mercier, sous la haute direction de M. Mesnager et sous les ordres de M. Klein.

Nous terminerons ce mémoire en indiquant les applications dont serait susceptible l'emploi des joints métalliques dans les maçonneries, et en donnant quelques exemples de l'avantage que ces joints procureraient en particulier, par rapport aux joints ordinaires de ciment ou de chaux, pour les voûtes de grande ouverture.

### COULÉE DES JOINTS MÉTALLIQUES EN GRANDE SURFACE

Nous avons pris comme blocs d'expériences deux blocs de granit, des carrières d'Oullins près Lyon, de 1<sup>m</sup>,50 de hauteur, 0<sup>m</sup>,70 de largeur et 0<sup>m</sup>,25 d'épaisseur. Ces dimensions n'ont pas été assez grandes pour rendre le maniement de ces blocs par trop difficile, et elles

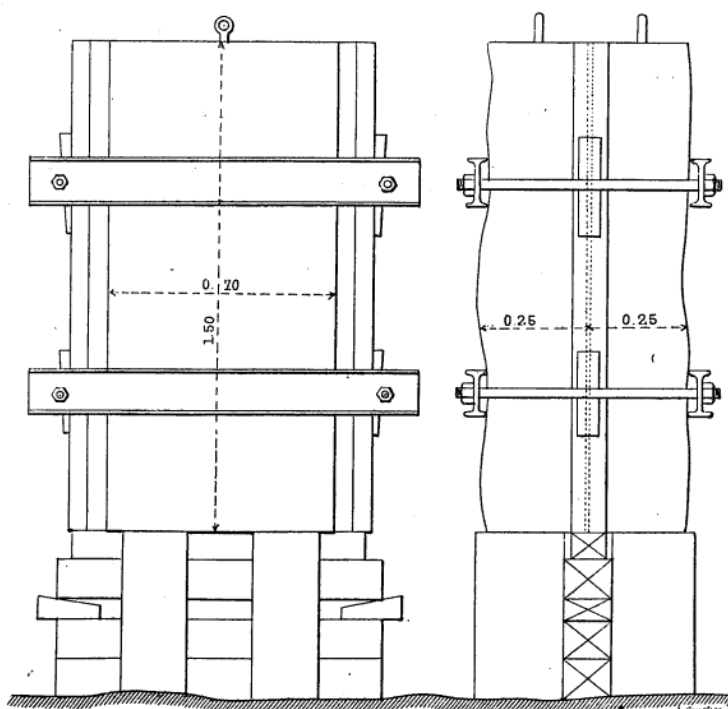


Fig. 1.

nous ont paru suffisantes pour qu'on puisse étendre les résultats trouvés par nous à toutes les circonstances qui sont susceptibles de se présenter dans la pratique. Pour l'objet que nous avons en vue, c'est la hauteur qui a le plus d'importance, puisque c'est elle qui détermine la facilité plus ou moins grande d'un métal, coulé en haut d'un joint, à parvenir au bas du joint avant d'être refroidi; à cet égard il nous a semblé que des voussoirs de ponts de 1<sup>m</sup>,50 de hauteur étaient suffisants à considérer. Au contraire, la largeur est relativement

secondaire par cette raison que ce qui peut être fait sur 0<sup>m</sup>,70 de largeur peut l'être également sur n'importe quelle largeur d'arc ou de voûte, soit en fractionnant la largeur du joint au moyen de cales qui en occuperaient toute la hauteur, soit en faisant simultanément la coulée en plusieurs points.

Ainsi que le montre le croquis ci-dessus, les blocs ont été placés debout sur de vieilles bordures de trottoirs fichées en terre de manière à permettre, entre elles, la fermeture du bord inférieur du joint. A la partie supérieure des blocs de forts anneaux de fer ont été scellés dans des trous de louve et ont permis de soulever ces blocs au moyen d'une chèvre.

Les blocs ne se trouvant pas appuyés contre des massifs de maçonnerie ont été maintenus en place au moyen de deux serre-joints formés de fers à I réunis par deux tirants boulonnés, et placés de 0<sup>m</sup>,20 à 0<sup>m</sup>,30 du haut et du bas des blocs.

#### NÉCESSITÉ D'EMPÊCHER TOUT DÉPLACEMENT DES PIERRES ENTRE LESQUELLES SE FAIT LA COULÉE

Après avoir appuyé l'une contre l'autre, au moyen de serre-joints, les deux pierres séparées par des cales de l'épaisseur laissée pour les joints, nous avons dans nos premiers essais enlevé ces cales avant de faire la coulée. Mais comme les fers à I des serre-joints ne portaient que sur les parties saillantes des parements extérieurs, laissés bruts, il est arrivé que la pression produite par la coulée a déplacé les pierres, et que la première couche de métal refroidi a été recouverte d'une façon irrégulière par une autre couche mince de métal, au fur et à mesure du déplacement des pierres. On n'a pas obtenu de cette façon des joints bien compacts et bien réguliers. Le déplacement des blocs s'explique, malgré leur poids considérable, par ce fait que la coulée, par suite de la densité des métaux, produit au bas du joint une poussée équivalente à une hauteur d'eau d'environ 18 mètres.

Pour obtenir des joints bien compacts, il a suffi d'appuyer fortement les pierres l'une contre l'autre et de laisser pendant la coulée de petites cales aux quatre angles du joint.

Dans la pratique on pourra procéder comme il suit à la coulée des joints d'une voûte. La voûte étant formée de voussoirs aussi longs que possible pour diminuer le nombre des joints métalliques, et les voussoirs étant bien en place sur le cintre, on les serrera fortement les uns contre les autres au moyen de cales. Ces cales seront enlevées seulement au fur et à mesure de la coulée ou même seront laissées pendant cette opération. En adoptant pour ces cales un bois tendre ou une matière plus compressible que le métal ou l'alliage de coulée, on n'aura pas à craindre qu'elles aient un effet nuisible sur la résistance des pierres contiguës. Ces cales occupant une surface négligeable par rapport à la surface des joints ne diminueront pas d'ailleurs d'une manière appréciable la résistance de ces joints

#### FERMETURE DU POURTOUR DES JOINTS

Dans nos premiers essais nous avons employé de petits fers pour fermer pendant la coulée le pourtour des joints, en bouchant avec de la terre glaise les vides existant entre les fers et les pierres. Ce mode de fermeture ne pouvait manquer de réussir, mais il est relativement dispendieux et un peu incommode puisqu'il faut couper les fers à la dimension des côtés des joints. Dans un but d'économie et de commodité nous avons remplacé, avec un plein succès, les fers par de simples lambourdes en bois blanc appuyées fortement contre les pierres au moyen de coins pressés dans le bas sur le sol, et latéralement sur les tirants des serre-joints, comme le montre le croquis figure 1. Dans la pratique ces coins s'appuieraient sur le cintre de construction ou sur des pièces latérales fixées au cintre. Il faut seulement que les lambourdes aient un équarrissage suffisant eu égard au rapprochement des coins employés, pour éviter que sous l'action de la chaleur de la coulée elles se déforment et se détachent en certains points des pierres en laissant sortir le métal en fusion. La déformation des bois s'est produite avec des lambourdes de 0<sup>m</sup>,05 × 0<sup>m</sup>,07 appuyées latéralement sur les deux tirants des serre-joints, tandis qu'il n'y en a eu aucune avec des lambourdes de 0<sup>m</sup>,08 × 0<sup>m</sup>,15.

Après divers essais, le mode d'emploi de la terre glaise qui nous a paru le plus simple, a

consistait à garnir les lambourdes *L* d'une couche de glaise *g* et à la recouvrir elle-même d'une toile d'emballage *t*. Les lambourdes étant appuyées contre la pierre, la glaise n'a pénétré dans le joint que d'une quantité négligeable, et d'un autre côté la toile a permis à la glaise d'épouser toutes les petites irrégularités de surface de la pierre et de former un joint tout à fait étanche.

Il a suffi de donner aux lambourdes une largeur de 0<sup>m</sup>,03, de manière qu'elles ne dépassent pas les ciselures des arêtes des joints, ce qui aurait permis de donner une taille moins parfaite au reste des parements extérieurs des pierres.

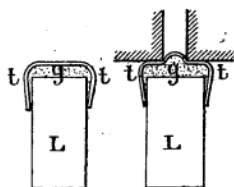


Fig. 2.

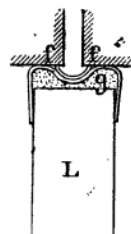


Fig. 3.

Pour le cas où l'on voudrait terminer les joints par des bourrelets extérieurs nous avons employé, avec succès, des petits fers curvilignes *f*, avec lesquels on peut donner à ces bourrelets la forme jugée la meilleure. Ces fers ont été appuyés contre les pierres par des lambourdes *L*, garnies de glaise comme précédemment.

Ces dispositifs ne sont pas probablement les seuls qui soient susceptibles d'être employés, mais comme ils sont incontestablement très simples et économiques, n'exigeant que du bois blanc, de la glaise et de la toile d'emballage, ils nous ont suffi pour démontrer le caractère essentiellement pratique de la coulée d'un métal en grande surface dans des joints de maçonnerie.

#### COULÉE

Après divers essais, la disposition qui a semblé la plus simple pour effectuer le coulis d'un métal dans le joint, a consisté dans l'emploi d'un entonnoir, ne présentant à sa partie inférieure qu'une ouverture de deux à trois millimètres de largeur, afin d'éviter par surcroît de précaution que le métal en fusion tombe sur la pierre avant de pénétrer dans le joint.

L'entonnoir a été placé au milieu du joint à remplir et n'en a recouvert qu'une partie de la longueur, afin de ménager, de chaque côté, des ouvertures pour la sortie de l'air pendant la coulée.

Avec les blocs de granit, extraits en mauvaise saison et contenant encore de l'eau de carrière, l'étain et le plomb, qui fondent à 235° et 325°, n'ont déterminé aucune altération des parements des joints. Mais il n'en a pas été de même avec le zinc, dont la température de fusion atteint 430°.

Pour vérifier que dans ce dernier cas les éclats des parements étaient dus à l'humidité des pierres, nous avons procédé à l'expérience suivante :

Au laboratoire de l'École des ponts et chaussées nous avons pris au mois de décembre, et par un temps humide, des pierres de granit d'Oullins et de Montagny (Rhône), de Vire (Calvados), puis une pierre calcaire de Comblanchien (Côte-d'Or), conservées en dépôt à l'air libre. Le plomb, aussi bien que le zinc versés sur les surfaces de ces pierres, ont déterminé sur elles des soufflures assez importantes. Mais après avoir bien fait sécher ces pierres, sans les chauffer d'ailleurs, nous avons constaté, au contraire, que le zinc versé sur leurs parements ne les altérerait pas plus que le plomb.

Nous avons renouvelé en grand cette vérification à Lyon sur des pierres de Villebois (Ain), et nous avons reconnu qu'on pouvait couler huit à dix fois du zinc entre des pierres de cette carrière, sans altérer en aucune façon les parements de la pierre. Ce métal coulé sur des arêtes de cette pierre n'y a point provoqué d'éclats.

Il a donc été reconnu à la fois nécessaire et suffisant, pour éviter tout mauvais effet de

la coulée sur les pierres employées par nous, que cette coulée soit faite entre des pierres bien sèches.

Les métaux ou alliages essayés en joints, étain, plomb, soudure d'étain, zinc, ont été fondus dans de simples marmites sur des braseros chauffés au coke et au charbon de bois, sans sujétion spéciale, comme on pourrait le faire sur des chantiers.

Il convient, autant que possible, que le métal soit fondu en assez grande quantité pour qu'on puisse remplir le joint en une seule coulée, et la coulée doit se faire avec une rapidité convenable.

L'emploi de métaux ou d'alliages facilement fusibles est facile. Avec le zinc il convient de ne pas chauffer trop longtemps le métal pour éviter de le brûler et de le rendre moins fluide. Avec un peu d'habitude, on arrive d'ailleurs à faire sûrement des joints bien compacts.

## ÉPAISSEUR DES JOINTS

Nous avons commencé nos essais avec des épaisseurs de 1 millimètre et demi et 2 millimètres, mais avec des épaisseurs si faibles le métal n'est pas descendu jusqu'à la partie inférieure de la hauteur de 1<sup>m</sup>,50 du joint. Pour obtenir des joints bien compacts et sans cavité, il a fallu porter l'épaisseur du joint à 3 millimètres, comptés entre les parties saillantes des parements bouchardés. En pesant après coup les joints, nous avons constaté que l'épaisseur moyenne du joint se trouvait portée de 3 à environ 4 millimètres par suite des irrégularités de surface des pierres.

A partir de l'épaisseur de 3 millimètres, nous n'avons pas pu établir une différence bien appréciable entre les métaux et alliages essayés au point de vue de la facilité de la coulée en joints de grande surface.

Avec le zinc, nous avons constaté que les joints, tout en étant compacts, présentaient des criques. Ces fissures, toutes de faible épaisseur, s'expliquent par le retrait du métal, qui est de 0,000 003 par cent degrés, et ne diminuent en rien la résistance du joint en raison des formes irrégulières et discontinues qu'elles affectent. L'étain, et surtout le plomb, ne se retirent pas beaucoup moins que le zinc, mais comme ils sont plus doux, ces métaux peuvent conserver la longueur des joints en se refroidissant sans se fendre.

Pour établir un classement, au point de vue de la facilité de la coulée entre divers métaux ou alliages susceptibles d'être employés, nous avons versé d'un seul coup dans un entonnoir, assez grand pour la contenir toute, une quantité de métal ou d'alliage fondu, suffisante pour remplir une canalisation de 5 millimètres de diamètre et 4 mètres de longueur, inclinée à raison de 0<sup>m</sup>,02 par mètre. Cette canalisation a été formée de deux lambourdes de bois blanc, dans le milieu de chacune desquelles a été creusée une rigole demi-circulaire de 5 millimètres de diamètre. Les longueurs plus ou moins grandes, auxquelles sont parvenus les métaux ou alliages avant de se refroidir, et qu'on a pu constater facilement en séparant les deux lambourdes, ont donné le classement de ces métaux ou alliages. Voici les longueurs obtenues comme moyennes de trois expériences :

	mèt.
<i>Étain.</i> — Longueur moyenne des baguettes de 5 millimètres. . . . .	3,03
<i>Soudure d'étain.</i> — 2 parties en poids de plomb, 1 d'étain. . . . .	2,95
<i>Caractères d'imprimerie.</i> — 55 0/0 de plomb; 35 0/0 d'antimoine; 10 0/0 d'étain. . . . .	2,82
<i>Plomb antimonieux</i> employé par les serruriers. . . . .	2,76
<i>Cliché d'imprimerie.</i> — 85 0/0 de plomb; 15 0/0 d'antimoine. . . . .	2,64
<i>Plomb de chasse durci.</i> . . . . .	2,62
<i>Plomb antimonieux.</i> — 95 0/0 de plomb; 5 0/0 d'antimoine. . . . .	2,27
<i>Plomb ordinaire</i> . . . . .	2,12
<i>Zinc</i> . . . . .	2,05
<i>Antimoine</i> . . . . .	1,58

## PRIX DE REVIENT

Il faut environ deux heures pour fondre une marmite contenant 120 kilogrammes de plomb et trois heures pour la même quantité de zinc.

En tenant compte des dépenses de combustibles, de braseres, de lambourdes et accessoires, de mains-d'œuvre diverses, nous estimons, d'après nos expériences, qu'on peut évaluer le prix d'emploi des métaux et alliages de 0',04 à 0',05 par kilogramme, suivant la difficulté plus ou moins grande de fusion du métal ou alliage employé.

En se basant sur les densités et prix du kilogramme qui suivent : plomb, 11<sup>kg</sup>,4, 0',40; zinc, 7<sup>kg</sup>,2, 0',60; antimoine, 6<sup>kg</sup>,7, 1 franc; étain, 7<sup>kg</sup>,3, 3 francs, et en majorant les prix de 15%, pour faux frais et bénéfices, les prix du décimètre cube de quelques-uns des métaux ou alliages mentionnés ci-dessus s'établissent comme il suit : plomb, 5',24; plomb à 5% d'antimoine, 5',37; cliché d'imprimerie, 5',61; caractères d'imprimerie, 8',10; zinc, 4',97.

## RÉSISTANCE DES MAÇONNERIES AVEC JOINTS MÉTALLIQUES

Avant de procéder à des expériences de résistance des diverses pierres séparées par des joints métalliques, nous avons recherché quels étaient les métaux ou alliages les plus propres à être employés pour ces joints. Nous avons été conduit, à cet effet, à étudier comment ces métaux ou alliages se compriment soit en cubes, soit en plaques minces de même épaisseur que les joints.

### COMPRESSIBILITÉ DE DIFFÉRENTS MÉTAUX OU ALLIAGES SUSCEPTIBLES D'ÊTRE EMPLOYÉS COMME JOINTS MÉTALLIQUES

Nos expériences ont porté sur les métaux ou alliages suivants :

*Plomb, étain, antimoine, zinc;*

*Soudure d'étain* (1 partie d'étain et 2 de plomb en poids);

*Plomb et antimoine* (95 % de plomb, 5 % d'antimoine);

— — (autre alliage employé dans la serrurerie);

*Plomb de chasse durci;*

*Cliché d'imprimerie* (85 % de plomb, 15 % d'antimoine);

*Caractères d'imprimerie* (55 % de plomb, 35 % d'antimoine, 10 % d'étain).

La compressibilité de ces métaux ou alliages a été déterminée au moyen de trois séries de cubes de 0",03 environ d'arête, soumis à des efforts progressifs de compression entre les deux plateaux d'une presse hydraulique, la face correspondant à la partie supérieure de la coulée étant placée latéralement.

Les cubes de la première série ont été comprimés entre deux blocs de fonte de même section que la section initiale des cubes. Chaque lecture a été faite aussitôt que l'effort de compression a été atteint, et l'expérience a été poursuivie jusqu'à la fin sans arrêts. Après l'expérience, les cubes ont été déchargés, retirés de la presse, et l'affaissement permanent a été mesuré à l'aide d'un palmer permettant la lecture au 1/100<sup>e</sup> de millimètre.

Les cubes de la deuxième série ont également été comprimés entre deux blocs de fonte de même section que la section initiale des cubes, mais les efforts de compression ont été maintenus à chaque lecture pendant cinq minutes, au bout desquelles les cubes ont été retirés de la presse, leur affaissement permanent étant mesuré comme précédemment.

D'après le mode d'essai, on n'a relevé que les affaissements permanents, et il y aurait lieu de leur ajouter l'allongement élastique, qui est à peu près constant par rapport à la surface finale, pour avoir l'affaissement total. Mais cet allongement élastique est si faible par rapport à l'allongement permanent, qu'on peut le négliger sans erreur appréciable.

La comparaison des affaissements constatés dans les deux premières séries d'expériences a permis de reconnaître à partir de quelles pressions permanentes les divers métaux ou alliages qui, au début, résistent bien, commencent à céder lentement.

C'est ainsi que pour le zinc, les affaissements constatés dans les deux séries concordent sensiblement jusqu'à 1500 kilogrammes par centimètre carré, étant de 2,73 et 2,78% de la hauteur initiale.



Au contraire, pour l'étain, les affaissements ne sont à peu près semblables que jusqu'à 250 kilogrammes (0,23 et 0,26 %) et s'écartent déjà beaucoup à 375 kilogrammes (0,17 et 2,09 %).

Pour le plomb ordinaire, on constate des différences importantes dès la pression de 125 kilogrammes (1,45 et 4,85 %), tandis qu'au contraire, pour le plomb de chasse, on observe à 250 kilogrammes les affaissements peu différents de 12,62 et 13,76 %, et que pour le plomb antimonieux, les affaissements correspondant à 500 kilogrammes sont de 2,12 et 2,40 %, par conséquent assez semblables.

Ces résultats concordent tout à fait avec ceux qui ont été trouvés à l'atelier d'essai des matériaux de l'École polytechnique de Stuttgart<sup>1</sup>, d'après lesquels un cube de plomb ordinaire de 0<sup>m</sup>,08 de côté commence à céder lentement sous une pression de 72 kilogrammes par centimètre carré, tandis qu'un même cube de plomb dur résiste à une pression permanente de 250 kilogrammes et ne commence à céder que sous une pression de 300 kilogrammes.

Les cubes de la troisième série ont été comprimés avec des blocs de fonte de section notablement plus grande que celle des cubes; les efforts de compression ont été maintenus pendant cinq minutes, puis les cubes ont été retirés de la presse, l'affaissement permanent a été mesuré comme pour les cubes des deux premières séries, et l'on a relevé, en outre, la section prise par le cube après essai par suite du laminage.

Comparés à ceux de la deuxième série, on constate que les affaissements de la troisième série sont d'abord plus forts, puis deviennent moindres à partir d'une charge qui est d'environ 500 kilogrammes par centimètre carré pour le plomb antimonieux, 550 kilogrammes pour l'étain et de 12 à 1300 kilogrammes pour le zinc.

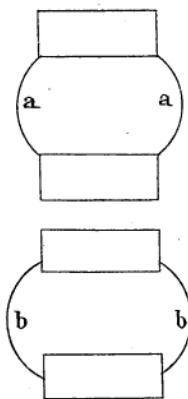


Fig. 4.

Cette différence dans la manière dont les métaux se compriment dans les deux cas provient, comme le montre le croquis ci-dessus, de ce que, pour les pressions faibles, la résistance des cubes de la deuxième série est augmentée par le renflement **aa** qui se produit en leur milieu, tandis qu'à partir du moment où les plateaux d'appui pénètrent dans les cubes, les parties de métal **bb** qui se trouvent en dehors des plateaux ne concourent plus aussi efficacement à la résistance des cubes.

La troisième série d'expériences donne le mieux les affaissements propres aux métaux et alliages essayés. En effet, dans les premières séries, par suite de la compressibilité moins grande des plateaux de fonte et de la résistance des surfaces d'appui, les cubes font le ventre en leur milieu, comme le montre la première figure du croquis ci-dessus. En outre, en plan, la section d'appui de carrée tend peu à peu à devenir circulaire. Au contraire, lorsqu'on savonne les surfaces d'appui, comme on l'a fait dans les expériences de la troisième série, ces surfaces glissent sans frottement sur les plateaux de fonte et les surfaces latérales des cubes ne se déforment plus, restant sensiblement planes. D'autre part, les cubes

1. Ponts en maçonnerie articulés par M. La Rivière (3<sup>e</sup> trimestre 1898 des *Annales des Ponts et Chaussées*).

de la troisième série se trouvent compris, pendant toute l'expérience d'écrasement, entre les plateaux de fonte et, par conséquent dans les mêmes conditions d'écrasement.

Ce sont les affaissements obtenus dans la troisième série d'expériences que nous donnons comme les plus intéressants à connaître, dans le graphique I joint à ce mémoire.

A la suite des résultats obtenus dans nos expériences, les métaux ou alliages essayés en joints entre petits blocs de pierre sont, d'abord le plomb, comme métal mou, et ensuite, comme métaux ou alliages plus ou moins durs, le plomb à 5 % d'antimoine, l'alliage des caractères d'imprimerie, et enfin le zinc.

Les expériences de compression de plaques minces ont eu pour but de reconnaître l'influence des épaisseurs sur la résistance des joints.

Les plaques ont été comprimées à la presse hydraulique, entre des blocs de fonte de même section que la section initiale des plaques. L'affaissement moyen total sous charge a été relevé sur deux faces opposées à l'aide d'un appareil amplificateur double, analogue à celui décrit aux *Annales des Ponts et Chaussées* (août 1888), permettant d'apprécier le millième de millimètre. Cet appareil amplificateur a été monté sur les blocs de fonte entre lesquels les plaques ont été comprimées, de sorte que l'affaissement lu a compris également l'affaissement élastique des blocs de fonte. Des expériences de compression avec mesure des affaissements sous charge, faites sur ces blocs de fonte seuls, sans interposition des plaques à essayer, ont permis de se rendre compte des corrections à apporter aux premières lectures pour trouver l'affaissement dû aux seules plaques essayées.

L'affaissement permanent moyen pris par les plaques après la compression finale a été obtenu en relevant les indications données par les appareils amplificateurs, après déchargement, en fin d'essai.

Les lectures des affaissements ont été faites dans la période d'écoulement des plaques après application continue de la charge pendant environ 2 à 3 minutes.

Pour reconnaître la variation de l'affaissement avec le rapport du côté de la surface d'appui à la hauteur du prisme comprimé, nous avons fait des expériences : pour le plomb ordinaire, sur des plaques minces de 30 millimètres de côté et 5 millimètres d'épaisseur, 30/3, 60/5, 60/3, 70/5 et enfin 70/3; pour le plomb à 5 % d'antimoine, sur des plaques minces de 30/5, 30/3, 60/5 et 60/3.

Le graphique II, joint à ce mémoire, donne les résultats obtenus en négligeant les débuts *ab* des expériences faussés par le défaut de contact des plaques et des plateaux d'appui de fonte, et en diminuant, par conséquent, d'une même quantité les résultats constatés dans une même expérience.

Les résultats obtenus peuvent être interprétés, suivant nous, comme il suit. Prenant comme abscisses les rapports des côtés des surfaces d'appui des cubes ou plaques aux hauteurs ou épaisseurs de ces cubes ou plaques, qui sont respectivement de 1, 6, 10, 12, 14, 20 et 23,3, et comme ordonnées les affaissements correspondant à 500 kilogrammes pour le plomb ordinaire et 1000 kilogrammes pour le plomb antimonieux, nous avons construit deux courbes qui donnent la variation des affaissements avec les rapports considérés. On voit, par l'inspection des courbes, que lorsque les rapports passent de 1 à 10 ou 12, les affaissements diminuent rapidement, mais lorsque les rapports continuent à décroître au delà de 10 ou 12, les affaissements diminuent de moins en moins.

Si, par exemple, on considère deux joints de 1 mètre de côté et 5 ou 3 millimètres d'épaisseur, les rapports considérés ci-dessus sont, pour les deux joints, 200 et 333. D'après la forme des courbes entre les rapports 10 à 20 et 23,3 et la grande distance à laquelle se placeraient les rapports 200 et 333 par rapport aux premiers, on voit combien l'avantage donné par l'épaisseur de 3 millimètres serait peu appréciable par rapport à celle de 5 millimètres.

Avec les métaux plus durs que le plomb, et en particulier avec le zinc, le défaut de contact des plaques minces essayées et des plateaux d'appui de fonte a été beaucoup trop important par rapport aux très faibles affaissements constatés pour qu'on puisse faire des comparaisons utiles au moyen des résultats obtenus. Nous avons reconnu seulement que les métaux ou alliages ne commencent à s'écouler en plaques minces que par des pressions plus fortes qu'en cubes.

En résumé, on peut conclure de nos expériences sur le plomb que si la réduction d'épaisseur des joints métalliques donne un avantage au point de vue de la compressibilité, qui

constitue le point délicat des joints, comme on le verra plus loin, cet avantage est si minime qu'il n'y a pas lieu d'en tenir compte. C'est pour cela que nous avons jugé inutile de faire des expériences de résistance de joints métalliques sur des épaisseurs différentes. Nous nous sommes borné à adopter pour toutes ces expériences une épaisseur de 3 millimètres, la plus faible que nous ayons pu réaliser dans les essais de coulée en grande surface dont nous avons rendu compte plus haut. La dépense d'achat du métal étant de beaucoup la plus importante dans l'exécution des joints métalliques, on serait conduit, en pratique, à dépasser le moins possible l'épaisseur minima reconnue réalisable dans les conditions des surfaces de ces joints.

RÉSISTANCE DES PIERRES SÉPARÉES PAR DES JOINTS OCCUPANT TOUT OU PARTIE  
DES SURFACES D'APPUI

Pour les rendre plus probants, nous avons fait porter nos essais sur les quatre pierres, de résistances différentes, de Lignerolles comme pierre demi-dure, Grimault et Villebois comme pierres dures, et Comblanchien comme pierre très dure.

Tous les essais ont été faits sur des surfaces d'appui de 0<sup>m</sup>,06 de côté, cette dimension n'ayant pas pu être dépassée par suite de la résistance de la pierre de Comblanchien et de la puissance de la presse hydraulique du laboratoire de l'École des Ponts et Chaussées limitée à 72 tonnes.

Les tableaux joints au rapport résument les résultats obtenus.

Le tableau A' donne les coefficients d'élasticité des pierres essayées, qu'il est intéressant de rapprocher de ceux des métaux.

Lignerolles . . . . .	$3,345 \times 10^9$	Plomb . . . . .	$0,6 \times 10^9$
Grimault . . . . .	$5,018 \times 10^9$	Étain . . . . .	$3,2 \times 10^9$
Villebois . . . . .	$6,545 \times 10^9$	Zinc . . . . .	$9,4 \times 10^9$
Comblanchien . . . . .	$6,818 \times 10^9$		

Nous reviendrons plus loin sur l'importance que présente l'élasticité au point de vue de la résistance des joints métalliques. Nous nous bornerons à faire remarquer ici que la limite d'élasticité des métaux mentionnés ci-dessus est atteinte aux pressions faibles de 44 kilogrammes par centimètre carré pour le plomb, 90 kilogrammes pour l'étain et 150 kilogrammes pour le zinc, alors que cette limite est de 500 kilogrammes pour la pierre de Lignerolles, 750 kilogrammes pour la pierre de Grimault, et enfin 1000 kilogrammes pour les pierres de Villebois et de Comblanchien.

Le tableau A'' donne la résistance des pierres essayées, déterminée au moyen de prismes de 0<sup>m</sup>,06 de côté de base et 0<sup>m</sup>,13 de hauteur, afin qu'on ne puisse pas attribuer les différences trouvées avec les cubes de 0<sup>m</sup>,06 séparés par un joint métallique à la forme prismatique réalisée par l'accouplement des cubes deux par deux. Nous avons écrasé un nombre de prismes assez grand pour donner la résistance moyenne aux premières fissures et à l'écrasement aussi exactement que possible.

Les prismes comme les cubes ont été obtenus par sciage dans des dalles de 0<sup>m</sup>,06 d'épaisseur et les faces d'appui ont été choisies de façon à correspondre dans tous les cas à des plans parallèles, avant sciage, et par suite à être toujours dans la même situation par rapport au lit de carrière.

La densité des prismes et des cubes a été en outre déterminée avec soin, et ces prismes ou cubes ont été répartis entre les diverses expériences de manière à avoir une même densité moyenne pour chacune d'elles.

Pour reconnaître si le fait de constituer les prismes en deux blocs pour les essais des joints métalliques diminuait la résistance de la pierre par suite du défaut d'homogénéité des portions de pierres séparées par le joint, nous avons fait quelques essais de résistance de prismes formés de deux blocs, les surfaces de contact de ces blocs étant parfaitement dressées à l'émeri l'une sur l'autre. Les résultats obtenus, qui se résument comme il suit,

montrent que la présence d'un joint intermédiaire ne diminue pas la résistance des prismes. Les premiers chiffres s'appliquent aux premières fissures et les seconds à l'écrasement.

Prismes.	Lignerolles.		Grimault.		Villebois.		Comblanchien.	
En un seul morceau.	734	793	1164	1236	1338	1479	1607	1821
En deux cubes sans joint.	774	774	1373	1373	1321	1330	1635	1857

Les différences en plus ou en moins qu'on constate entre les résultats relatifs aux deux sortes de prismes se compensent dans leur ensemble. Nous avons adopté pour la comparaison des résultats trouvés pour les blocs avec joints, les moyennes suivantes des résultats obtenus en tenant compte du nombre d'expériences afférentes à chaque nature de prismes.

Lignerolles.		Grimault.		Villebois.		Comblanchien.	
747	786	1233	1282	1333	1414	1613	1828

Dans les pierres dures non homogènes, telles que celles de Comblanchien, Villebois et Grimault, les cubes ou pierres d'essai sont traversés d'un plus ou moins grand nombre de délits ou sutures qui influent sur la résistance des cubes de même densité et font que les résistances ne croissent pas dans le même sens que les densités, comme on le voit par les résultats du tableau A<sup>1</sup>.

Au contraire, dans les pierres de Lignerolles, où il n'existe ni suture ni délits, on constate que les résistances croissent en général avec les densités, le prisme le plus lourd étant le plus résistant, et le moins lourd, le moins résistant.

C'est dans le tableau A<sup>m</sup> que sont consignés les essais faits sur les blocs séparés par des joints métalliques. Chaque essai a été fait en triple, afin de déterminer des moyennes suffisamment exactes sans multiplier par trop les essais.

Avec les blocs avec joints on ne constate pas plus pour la pierre de Lignerolles que pour les autres que les résistances croissent avec les densités. Cela tient à ce que la façon plus ou moins parfaite dont le métal épouse les surfaces de joints doit influer dans nos expériences, comme elle influerait dans la pratique sur la résistance des blocs avec joints. Mais comme il n'est pas possible d'opérer avec plus de précautions de toute sorte qu'on ne l'a fait au laboratoire de l'École des Ponts et Chaussées, on peut avoir confiance dans les résultats obtenus en tant que moyennes.

Les essais ont porté sur le zinc, le plomb ordinaire, le plomb à 5 % d'antimoine et l'alliage des caractères d'imprimerie, pour la pierre la plus dure et la plus tendre. Pour les pierres intermédiaires, nous nous sommes contenté d'essayer le zinc et le plomb antimonieux.

Pour la pierre de Comblanchien les essais ont été faits avec des surfaces de joints non bouchardées, avec des surfaces bouchardées, et en troisième lieu avec des surfaces également bouchardées mais avec un bourrelet extérieur faisant corps avec le joint et serrant les arêtes des blocs sur tout le pourtour du joint.

Pour les autres pierres, les essais n'ont porté que sur les deux dernières séries relatives aux surfaces bouchardées, les résultats donnés par les surfaces non bouchardées n'ayant qu'un intérêt théorique.

Avec la pierre de Comblanchien dont la compressibilité est la plus faible, les arêtes n'ont pas pu supporter l'effort de compression causé par le refroidissement du zinc et se sont fissurées sous cet effort. Les blocs n'ont dès lors résisté à l'écrasement que par une partie de leurs surfaces, ce qui explique les résultats plus élevés trouvés dans l'expérience 8 comparée à l'expérience 12. Les bourrelets des autres métaux ou alliages n'ont provoqué, au contraire, aucune fissure dans les arêtes des blocs de Comblanchien.

Les bourrelets de zinc n'ont déterminé des fissures, et encore toutes petites, que dans les blocs de Villebois, et n'en ont produit aucune dans les blocs de Grimault et de Lignerolles.

Ces différences s'expliquent facilement. Les pierres supportent d'autant mieux l'effet de compression des bourrelets qu'elles sont plus compressibles, c'est-à-dire dans l'espèce qu'on passe de la pierre de Comblanchien à celle de Villebois et aux autres. Le zinc se retire de

0,003 par unité de longueur par 100 degrés, tandis que l'étain se retire seulement de 0,002 et l'antimoine de 0,001. Quant au plomb, si son coefficient de contraction, 0,0028, est presque aussi élevé que celui du zinc, ce métal étant plus doux n'est pas capable d'exercer sur les arêtes des blocs un effort assez grand pour les briser.

Les expériences 8 et 12 étant mises de côté à cause des fissures des arêtes, on constate que les bourrelets ont eu partout pour effet d'augmenter la résistance des joints d'une manière assez notable puisque ces accroissements de résistance ont varié de 10,5 à 12,3 %.

Cette supériorité des bourrelets a, suivant nous, deux causes.

Par suite du refroidissement et du retrait du métal, les extrémités *aa* des joints sans bourrelets cessent de correspondre parfaitement aux extrémités *AA* des blocs et les surfaces du métal ne coïncident plus avec celles des surfaces bouchardées de la pierre, comme le montre le premier croquis ci-dessous, tandis qu'au contraire les extrémités des joints sont maintenues à leur position exacte par rapport à celles des blocs par les bourrelets, la concordance des surfaces des pierres et du métal étant alors assurée (deuxième croquis).

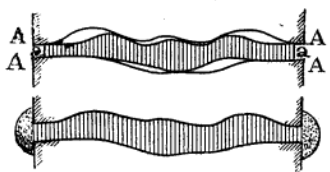


Fig. 5.

En second lieu, le métal des joints avec bourrelets se trouvant soumis à un certain effort de traction longitudinale, par suite de l'action des bourrelets, une partie de la charge de compression exercée sur les blocs doit être employée à vaincre cet effort. La charge sous laquelle le métal commence à s'écouler du joint et à amener la dislocation de la pierre doit donc être plus élevée quand le joint a des bourrelets que lorsqu'il n'en a pas.

C'est à cause de la première raison que les joints des surfaces non bouchardées des pierres de Comblanchien des expériences 1 et 2 accusent des résistances plus grandes que ceux des surfaces bouchardées des expériences 5 et 6. Les résultats différents donnés par les expériences 4 et 8 constituent une légère anomalie qui aurait disparu si le nombre des expériences avait pu être plus considérable.

Le zinc donne des résultats très satisfaisants pour la pierre de Lignerolles, puisque les résistances aux premières fissures et à l'écrasement ont été de 0,75 et 0,79 dans l'expérience 16 sans bourrelets, et de 0,98 et 0,95 dans l'expérience 20 avec bourrelets.

Avec les pierres de Grimault et de Villebois les résultats ont été également favorables, avec bourrelets les résistances étant de 0,79 et 0,83.

Avec la pierre très dure et peu compressible de Comblanchien, les résultats, sans être aussi complets, ont été encore satisfaisants sans bourrelets, la résistance à l'écrasement étant de 0,70.

Avec le plomb ordinaire, au contraire, les résultats ont été peu favorables, puisque les résistances à l'écrasement avec bourrelets ont varié de 0,35 à 0,52.

Les résultats donnés par le plomb antimonieux et l'alliage des caractères d'imprimerie ont été intermédiaires entre ceux du plomb ordinaire et du zinc, l'alliage se rapprochant toutefois beaucoup du zinc.

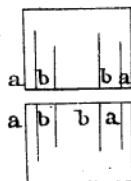
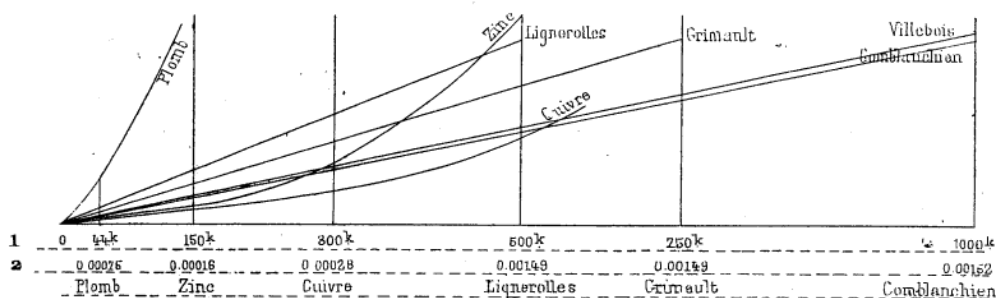


Fig. 6.

La façon très nette dont les pierres s'écrasent avec le plomb montre quel est l'effet du métal. En s'écoulant le plomb entraîne et détache les parties *aa* puis *bb* des parements, et

il brise ainsi, peu à peu, les blocs par l'effort de traction exercée sur les bords. A ce point de vue l'examen de la compressibilité des pierres et des joints est particulièrement instructive.



Les nombres de la première ligne donnent les pressions correspondant aux limites d'élasticité; ceux de la seconde ligne, les compressions.

Fig. 7.

La figure ci-dessus, qui représente la compression normale et par conséquent l'allongement latéral du plomb, du zinc et des pierres employées, montre que le plomb doit avoir son effet de dislocation des pierres dès le commencement de la compression. Le zinc, au contraire, ne doit commencer cet effet qu'à partir des pressions auxquelles la courbe du zinc coupe celle des pierres, c'est-à-dire à partir d'environ 300 kilogrammes pour la pierre de Comblanchien et celle de Villebois, 350 pour celle de Grimault et 450 pour celle de Lignerolles.

Ces différences expliquent comment le zinc donne des résistances de plus en plus voisines de celles de la pierre lorsqu'on passe de la pierre la plus dure à la plus tendre.

Pour obtenir avec les pierres très dures comme celle de Comblanchien un joint métallique plus résistant que le zinc, il y aurait avantage à employer un métal ou alliage encore moins compressible que le zinc. Avec le cuivre fondu, par exemple, dont le coefficient d'élasticité est de  $10,7 \times 10^9$  et dont la limite d'élasticité est de 300 kilogrammes par centimètre carré, la courbe de compression représentée approximativement au delà de 300 kilogrammes sur le graphique ci-dessus, ne couperait la courbe de compression de la pierre de Comblanchien qu'au delà de 500 kilogrammes. On obtiendrait donc avec le cuivre un résultat encore plus favorable qu'avec le zinc, si ce n'était la température de fusion.

La manière dont le plomb détruit les pierres, en détachant leurs bords, nous a conduit à essayer la résistance des joints métalliques n'occupant que le milieu de la surface des pierres. D'après les expériences de M. Flamant<sup>1</sup>, si une pierre de résistance propre  $R$  et de côté  $A$  est pressée sur une partie de sa surface de côté  $a$ , la résistance par centimètre carré de la partie pressée au lieu d'être  $R$  devient  $R \times \frac{A}{a}$ . En diminuant de 0,06 à 0,02 par exemple

le côté de la surface du joint on aurait pu gagner plus en soustrayant les bords des blocs à l'action d'entraînement du métal qu'en diminuant la surface d'appui puisque, au lieu de résister à une pression  $Ra^2$ , la section  $a^2$  aurait dû supporter une pression  $RAa$ .

Les expériences que nous avons faites à ce sujet et qui sont résumées dans le tableau A<sup>IV</sup> montrent que la loi trouvée par M. Flamant pour une pierre tendre ne s'est vérifiée pour aucune des pierres essayées par nous.

La comparaison des expériences 1 et 2 d'une part, 9 et 10 d'autre part, fait voir d'abord qu'il n'est pas indifférent que le carré d'acier de 0,02 soit placé entre ce cube et l'un des plateaux de la presse, qui lui sert de base fixe et indéformable, ou bien entre deux cubes.

C'est ainsi que les résistances à l'écrasement sont, dans la première hypothèse, de 0,65 (Comblanchien) et 0,67 (Lignerolles), au lieu de 0,58 et 0,65 dans la deuxième hypothèse. Les rapports correspondant à cette deuxième hypothèse sont de 0,69 et 0,62 pour les pierres de Grimault et de Villebois (expériences 17 et 18).

1. Annales des Ponts et Chaussées, août 1897.

Si au lieu d'un carré de 0,02, on considère une bande de  $0,06 \times 0,02$ , comme le montre le croquis ci-dessous, les résultats sont encore moins favorables, contrairement à ce que M. Leibbrand a supposé dans son système de ponts articulés au moyen de plaques de plomb occupant le tiers des joints de rupture<sup>1</sup>. Les rapports considérés plus haut passent pour l'acier de 0,58 à 0,32 pour la pierre de Comblanchien et de 0,65 à 0,39 pour celle de Lignerolles (expériences 2, 3, 10 et 11).

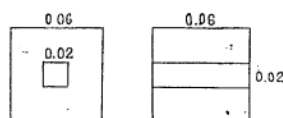


Fig. 8.

Si de l'acier on passe aux métaux moins durs, les résultats deviennent encore moins favorables. Avec des carrés de 0,02 les résultats trouvés rapportés à la surface initiale varient, suivant qu'on considère le plomb ordinaire, le plomb à 5 % d'antimoine, les caractères d'imprimerie et le zinc, pour la pierre de Comblanchien de 0,85 à 0,63 et pour la pierre de Lignerolles de 0,99 à 0,64 (expériences 5 à 8 et 13 à 16). Quand on rapporte les résistances à la surface finale, le zinc reprend sa supériorité, comme on pouvait le prévoir, par rapport aux autres métaux ou alliages. C'est ainsi que les rapports augmentent pour la pierre de Comblanchien de 0,27 pour le plomb à 0,55 pour le zinc (expériences 5 et 8) et pour la pierre de Lignerolles de 0,43 à 0,64 (expériences 13 et 16). Les résultats correspondant aux surfaces finales présentent d'ailleurs de très grandes différences d'une expérience à l'autre, par cette raison qu'à partir du moment où les pierres se fissurent, l'écoulement du métal se trouve être fort gêné par la déformation des pierres.

Avec les prismes de  $0,06 \times 0,02$ , le rapport se réduit de 0,32 à 0,30 et 0,24, quand on remplace l'acier par le plomb antimonieux, avec la pierre de Comblanchien (expériences 3 et 4) et de 0,39 à 0,37 et 0,32 avec la pierre de Lignerolles (expériences 11 et 12).

Les expériences 4 et 12 font voir notamment que dans le dispositif de M. Leibbrand, cet ingénieur a évalué d'une manière exagérée le coefficient de sécurité, par suite de l'extension donnée à la formule de M. Flamant en passant d'un carré à un prisme et en l'appliquant à d'autres pierres que la pierre tendre qui a servi à déterminer la formule. Pour la pierre de Comblanchien et le plomb antimonieux, plus dur que le plomb ordinaire, le coefficient de sécurité devrait être réduit de 1 à 0,15 (expérience 4) et pour celle de Lignerolles de 1 à 0,27 (expérience 12), en se basant sur les résistances aux premières fissures.

Les résultats trouvés par nous ne font d'ailleurs que confirmer d'autres expériences faites antérieurement par d'autres ingénieurs sur des grès de Fontaine (Isère) d'environ 1600 kilogrammes de résistance par centimètre carré (tableau annexe A<sup>IV</sup>, p. 34). Les résultats trouvés pour des cubes de 0<sup>m</sup>,06 d'arête, sur des carrés de 0<sup>m</sup>,02 de côté n'ont donné que des résistances de 0,68 et 0,77 de celles qui auraient dû être réalisées d'après la formule de M. Flamant.

On ne serait pas en droit, d'après ces résultats, de compter pour un joint métallique qui n'occuperait pas toute la surface de la pierre et serait par suite moins sujet à écorner les arêtes de pierre, sur une résistance plus grande que pour un joint occupant au contraire toute la surface de la pierre.

En effet, un joint correspondant à toute la largeur A de la pierre donnant une résistance totale  $KRA^2$ , un joint ne correspondant qu'à une fraction  $\alpha$  de cette largeur donnerait une résistance totale  $KRA\alpha$ .

Comme on a dans tous les cas  $A^2 > A\alpha$ , et en outre  $K > K'$  d'après la comparaison des résultats obtenus, on doit en conclure que  $KRA^2$  serait toujours plus grand que  $K'RA\alpha$ .

Pour le zinc, par exemple, les coefficients K donnés par les expériences A<sup>III</sup>, et K' donnés par les expériences A<sup>IV</sup> sont les suivants :

1. *Annales des Ponts et Chaussées*, juin 1891.

## COEFFICIENTS K

N° des expériences.	— 8 — Comblanchien.	— 20 — Lignerolles.	— 26 — Grimault.	— 28 — Villebois.
Premières fissures . . .	0,59	0,98	0,80	0,86
Écrasement . . . . .	0,70	0,95	0,83	0,79

## COEFFICIENTS K'

N° des expériences.	— 8 — Comblanchien.	— 12 — Lignerolles.	— 17 — Grimault.	— 18 — Villebois.
Premières fissures . . .	0,51	0,27	0,67	0,62
Écrasement . . . . .	0,63	0,37	0,69	0,62

## RÉSUMÉ DES RÉSULTATS OBTENUS

Les résultats qui se dégagent de ces expériences peuvent se résumer comme il suit :

1° La résistance des pierres de côté A pressées par des joints de côté  $a$  est loin d'être augmentée dans la proportion  $\frac{A}{a}$ , avec les pierres demi-dure, dure et très dure essayées, contrairement à ce qui a été constaté avec une pierre tendre.

2° Les métaux ou alliages très compressibles doivent être écartés pour les joints métalliques.

Il convient d'employer pour ces joints un métal ou alliage ayant un coefficient d'élasticité supérieur à celui de la pierre employée et étant par conséquent moins compressible que cette pierre.

De tous les métaux ou alliages essayés, le zinc est celui qui donne les résultats les plus favorables.

3° Pour les pierres dont la résistance ne dépasse pas 1200 à 1300 kilogrammes par centimètre carré, la présence d'un bourrelet sur tout le pourtour du joint augmente d'une manière très appréciable la résistance des pierres.

Les bourrelets auraient en outre l'avantage d'empêcher les filtrations entre les joints et les pierres.

4° Avec les pierres dont la résistance ne dépasse pas 1000 kilogrammes, les joints de zinc avec bourrelets donnent une résistance sensiblement égale à celle des pierres.

Avec des pierres dont la résistance varie de 1000 à 1200 ou 1300 kilogrammes, la résistance de ces joints atteint environ 85 % de celle des pierres.

Avec des pierres plus dures, la résistance proportionnelle donnée par les joints de zinc diminue, tout en restant encore satisfaisante. Pour augmenter cette résistance, il faudrait employer des métaux ou alliages encore moins compressibles que le zinc. Comme la plupart des applications industrielles ont leurs alliages propres, comme en métallurgie l'addition de petites quantités de nickel, de chrome, de tungstène améliore d'une manière considérable les qualités de l'acier, il n'est pas téméraire de penser qu'on pourrait trouver un alliage qui donnerait des résultats encore supérieurs à ceux du zinc.

## RÉSISTANCE DES MAÇONNERIES AVEC JOINTS EN CIMENT OU EN CHAUX

Les expériences faites pour déterminer cette résistance ont porté, comme les précédentes, sur deux cubes de pierre de 0<sup>m</sup>,06 de côté avec interposition de joints en ciment et en mortier de ciment ou de chaux.

Le ciment utilisé a été un ciment portland artificiel de bonne qualité, de la marque



Demarle et Lonquét, de Boulogne-sur-Mer, la chaux employée a été prise dans l'usine de Lafarge du Teil.

#### RÉSISTANCES PROPRES DU CIMENT ET DU MORTIER

Le ciment et la chaux utilisés pour les joints ont été soumis aux essais normaux d'identification : finesse de mouture ou de blutage, densité, prise; résistances à la traction et à la compression mesurées sur des briquettes en 8 de 31,3 centimètres carrés, conservées dans l'eau après avoir été maintenues pendant vingt-quatre heures dans leurs moules à l'air humide, ou conservées à l'air humide sans immersion. Les briquettes ont été faites soit en mortier battu, soit en mortier plastique un peu moins résistant mais qui se rapproche davantage de celui qu'on emploie sur les chantiers.

Les essais d'identification ont été complétés par des essais d'écrasement d'un certain nombre de cubes de ciment de mortier conservés à l'air. Les résultats trouvés après 28 jours au laboratoire de l'École des ponts et chaussées sont consignés dans le tableau B'. En briquettes, les résistances à l'écrasement ont été plus élevées qu'en cubes, mais les augmentations de résistance données par les briquettes ont été relativement peu considérables comparées à celles qui ont été constatées sur les joints.

En cubes, les résistances du ciment et de la chaux ont été les suivantes au bout de 28 jours :

Coulis de ciment, avec 50 % d'eau, par centimètre carré, 272<sup>kg</sup>,5.

Ciment pur, à consistance normale, avec 23,5 % d'eau, 345<sup>kg</sup>,7.

Mortier de ciment, au dosage en poids de 1 de ciment et de 3 de sable, à consistance plastique, 95 kilogrammes.

Mortier de chaux au dosage de 1 à 4, à consistance plastique, 19<sup>kg</sup>,7.

#### RÉSISTANCES DES JOINTS DE CIMENT ET DE MORTIER

Pour les cubes avec interposition de joints, les expériences ont porté sur les quatre mêmes pierres que pour les joints métalliques : pierre de Comblanchien (Côte-d'Or), liais de Lignerolles (Côte-d'Or), liais de Grimault (Yonne), choin de Villebois (Ain).

On a fait des essais pour chaque pierre sur les onze séries suivantes de prismes, avec joints différents dans chaque série.

##### *Ciment pur*

**1<sup>re</sup> Série.** — Joint d'une fraction de millimètre d'épaisseur, le plus mince possible, obtenu en frottant l'une sur l'autre les faces des cubes recouvertes au préalable d'une petite couche de ciment.

**2<sup>e</sup> Série.** — Joint de 5 millimètres d'épaisseur obtenu par remplissage sous charge de 1 mètre à l'aide d'un coulis de ciment suffisamment liquide, gâché avec 50 % de son poids d'eau.

**3<sup>e</sup> Série.** — Joint de 10 millimètres d'épaisseur obtenu par remplissage à l'aide du même coulis que pour la deuxième série et dans les mêmes conditions.

**4<sup>e</sup> Série.** — Joint de 10 millimètres d'épaisseur obtenu par remplissage, sous charge, à l'aide de ciment gâché à consistance normale, avec 23,5 % de son poids d'eau.

**5<sup>e</sup> Série.** — Joint de 15 millimètres d'épaisseur obtenu par remplissage, avec la même pâte de ciment que pour la quatrième série.

##### *Mortier de ciment*

**6<sup>e</sup> Série.** — Joint de 10 millimètres d'épaisseur obtenu par remplissage à l'aide d'un mortier de ciment, au dosage en poids de 1 de ciment pour 3 de sable normal composé (sable de Leucate), gâché avec 10 % de son poids d'eau, de manière à obtenir une consistance plastique analogue à ce que donne le mortier de chantier. Le joint a été rempli en bourrant le mortier

de façon uniforme et, après remplissage, il a été comprimé à raison de 1 kilogramme par centimètre carré de section.

**7° Série.** — Joint de 10 millimètres d'épaisseur rempli du même mortier que celui de la sixième série, mais non comprimé après remplissage.

**8° Série.** — Joint de 15 millimètres d'épaisseur rempli du même mortier que celui de la sixième série, comprimé à 1 kilogramme après remplissage.

#### *Mortier de chaux*

**9° Série.** — Joint de 10 millimètres d'épaisseur obtenu par remplissage à l'aide d'un mortier de chaux au dosage en poids de 1 de chaux pour 4 de sable normal composé (sable de Leucate), gâché avec 13 % de son poids d'eau, de manière à obtenir une consistance plastique. Le joint a été comprimé à 1 kilogramme après remplissage.

**10° Série.** — Joint de 15 millimètres d'épaisseur rempli du même mortier que celui de la neuvième série, également comprimé à 1 kilogramme après remplissage.

**11° Série.** — Joint de 15 millimètres d'épaisseur, rempli du même mortier que ceux des neuvième et dixième séries, mais non comprimé après remplissage.

Le coulis de ciment a été essayé avec des épaisseurs de 5 et 10 millimètres parce qu'en pratique on pourrait faire, croyons-nous, des joints d'une aussi faible épaisseur.

Au contraire, pour les joints de mortier de ciment ou de chaux, on a adopté des épaisseurs de joints de 10 et 15 millimètres, parce que, en pratique, il ne serait pas possible de faire des joints de grande surface avec des épaisseurs moindres.

Pour chaque série, il a été fait un nombre suffisant de prismes de manière à ce que les expériences puissent être effectuées sur trois d'entre eux après diverses périodes de durcissement. Ces périodes sont de 28 jours, 84 jours, 6 mois et 1 an pour la pierre de Comblanchien, de 28 jours et 84 jours pour les autres pierres.

Les prismes une fois constitués ont été conservés à l'air au laboratoire, en attendant le moment de leur essai. Dans la première quinzaine du durcissement du joint, on a toutefois arrosé fréquemment les prismes pour empêcher une dessiccation trop rapide qui aurait pu nuire à la résistance du ciment ou du mortier.

Les résultats dont le détail est donné sur le tableau B<sup>2</sup> s'appliquent aux durées de prise de 28 et 84 jours pour chacune des pierres de Comblanchien, Villebois, Grimault et Lignerolles, et à une durée de prise de 6 mois pour la pierre de Comblanchien<sup>1</sup>.

D'une manière générale ce sont les résultats constatés sur les joints et non sur les pierres, et les résistances aux premières fissures et non à l'écrasement que nous avons considérées pour les conclusions à tirer de nos expériences. En effet, lorsqu'un joint commence à se fissurer, cette fissure risque peu à peu, avec le temps et sous l'action de la gelée, de provoquer la ruine du joint et finalement celle des pierres contiguës.

Les résultats obtenus peuvent se résumer comme il suit :

1° D'une manière générale, tous les joints donnent une résistance supérieure à la résistance intrinsèque des joints donnée par des cubes ou même en général par des briquettes, mais, sauf pour les joints de ciment pur d'une fraction de millimètre, cette résistance est très inférieure à celle de la pierre.

1. Ces résultats sont concordants, sauf ceux qui se rapportent aux joints de ciment pur et de coulis de ciment avec la pierre de Lignerolles. Cela tient, pour les joints de ciment pur (4° et 5° séries), à ce qu'on avait tout d'abord rempli les joints pour ces expériences, comme pour les autres, en humectant un peu la pierre pour favoriser le remplissage et le tassement des joints; mais on s'est aperçu, après durcissement, que pour la pierre très poreuse de Lignerolles le joint de ciment ne se trouvait pas rempli complètement et laissait de grands vides. On a été dans l'obligation de refaire ces joints en imbibant complètement d'eau la pierre, avant remplissage, et en tassant très longtemps le ciment pour bien assurer le remplissage. Ces conditions, qui ne sont pas réalisables dans la pratique, ont donné des joints plus denses qui ne peuvent pas se comparer aux joints des autres pierres. Pour les joints de coulis de ciment (2° et 3° séries) l'anomalie constatée pour les premières fissures doit également être attribuée à la porosité de la pierre, qui n'a pas permis de réaliser toutes les expériences dans les mêmes conditions. Le même inconvénient ne s'est pas fait sentir pour les mortiers de ciment et de chaux avec lesquels on a rempli les joints par petites quantités ajoutées successivement.

2° D'une manière générale dans les joints de coulis de ciment, de ciment pur, de mortier de ciment et de chaux, la résistance diminue quand l'épaisseur augmente, dans une proportion moindre que l'épaisseur, mais néanmoins très sensible<sup>1</sup>.

3° Les résistances les plus fortes sont données par le ciment pur d'une fraction de millimètre d'épaisseur, en frottant l'une sur l'autre les faces des cubes recouvertes au préalable d'une petite couche de ciment. Ce sont les seules qui soient comparables à celles données par le zinc. Mais pour pouvoir compter sur les résistances trouvées, il faudrait s'astreindre, dans la pratique, à frotter les unes sur les autres les faces des pierres préalablement taillées avec une grande perfection, de manière à ce que l'épaisseur des joints ait une fraction de millimètre, ce qui serait d'une exécution difficilement réalisable et en tout cas très dispendieuse.

4° Les joints de ciment pur sont plus résistants que les joints de coulis ou de mortier de ciment. Mais il y a lieu de remarquer qu'en pratique il serait très difficile d'éviter avec le ciment pur la présence de bulles d'air emprisonnées dans la pâte, qui diminueraient certainement la résistance des joints et la feraient descendre peut-être au-dessous de celle des joints de coulis de ciment ou de mortier de ciment.

5° Après le ciment pur, c'est le coulis de ciment qui donne les plus fortes résistances. Mais ces résultats doivent être attribués non pas à la résistance intrinsèque du coulis, mais bien à ce qu'on a essayé ce coulis avec des épaisseurs moindres, pensant, comme nous l'avons dit, qu'en pratique on pourrait donner aux joints de coulis de ciment des épaisseurs moindres qu'aux autres joints.

Avec une épaisseur de 10 millimètres, les joints de coulis de ciment et de mortier de ciment 1 : 3 ont sensiblement la même résistance.

6° Les joints de mortier de ciment et de chaux commencent généralement à se désagréger au pourtour et ils continuent à se vider de plus en plus sous les augmentations de charges en diminuant d'épaisseur avant que des fissures commencent à se produire dans la pierre<sup>2</sup>.

7° Les joints de mortier de ciment et de chaux non comprimés après remplissage présentent en général une résistance moindre que les joints comprimés.

8° Les résistances des joints de mortier de chaux sont notablement inférieures à celles des joints de ciment et de mortier de ciment<sup>3</sup>.

9° Jusqu'à 84 jours d'une manière générale tous les joints essayés augmentent de résistance avec la durée de prise, quoique généralement dans une proportion moindre que les matières des joints écrasés en briquettes.

Mais de 84 jours à 6 mois, les résistances des joints n'augmentent pas d'une manière appréciable.

Cette dernière conclusion est donnée par la comparaison des résistances *b* et *c* constatées sur la pierre de Comblanchien à 84 jours et à 6 mois. Il y a plus de résistances de 6 mois inférieures à celles de 84 jours qu'il n'y en a de supérieures. La moyenne générale des huit sortes de joints essayés est très légèrement supérieure pour la résistance des joints, et un peu inférieure pour la résistance des pierres. Cela tient sans doute à ce que, si les joints durcissent un peu plus, ils s'affaiblissent moins à 6 mois qu'à 84 jours et provoquent ainsi plus facilement l'éclatement des pierres.

En résumé les résistances à 28 jours des divers joints essayés se classent comme il suit,

1. Pour le mortier de chaux, cette loi a été donnée seulement par les constatations faites sur la résistance des joints eux-mêmes. Un résultat contraire a été donné par les résistances constatées sur les pierres.

2. Quand la désagrégation et l'écoulement du joint commencent, les cubes de pierre travaillent à la flexion et au poinçonnage et la rupture de la pierre arrive d'autant plus vite que la pierre est moins résistante à la flexion. C'est ce qui explique pourquoi avec la pierre peu résistante de Lignerolles la désagrégation et la ruine des joints de mortier de ciment coïncident avec les fissures et l'écrasement des pierres.

3. Les résultats seraient différents si, au lieu de considérer les résistances des joints eux-mêmes, on considérait celles des cubes de pierre. Ce sont ces dernières résistances qui avaient été seules enregistrées dans les premières expériences dont il a été rendu compte dans le 3<sup>e</sup> trimestre de 1899 des *Annales*; c'est ce qui nous avait conduit, pour les résistances des joints de mortier de ciment et de chaux, à une conclusion différente.

par rapport à celles propres du ciment ou du mortier employé, de la pierre, et enfin des joints de zinc, considérés comme le type des joints métalliques, la résistance de ces diverses natures de joints étant successivement prise comme unité.

#### Zinc.

Premières fissures.	Résistance des pierres avec joints	0,80 à 0,98	de celle des pierres demi-dures et dures.
Écrasement. . . .		0,80 à 0,60	de celle des pierres exceptionnellement dures.

#### Ciment pur d'une fraction de millimètre d'épaisseur.

Premières fissures.	Résistance des pierres avec joints	1,82 à 3,27	du ciment.	0,70 à 0,85	de la pierre.	0,86 à 1,17	du zinc
Écrasement. . . .		1,82 à 4,82		0,80 à 0,97		0,85 à 1,31	

#### Coulis de ciment de 5 millimètres avec 50 % d'eau sous 1 mètre de chute.

Premières fissures.	Résistance des pierres avec joints	0,71 à 1,80	du coulis.	0,26 à 0,33	de la pierre.	0,46 à 0,53	du zinc.
Écrasement. . . .		1,32 à 3,37		0,27 à 0,42		0,49 à 0,73	

#### Ciment pur de 1 centimètre d'épaisseur.

Premières fissures.	Résistance des pierres avec joints	1,22 à 1,94	du ciment.	0,31 à 0,49	de la pierre.	0,47 à 0,62	du zinc.
Écrasement. . . .		1,33 à 1,94		0,28 à 0,46		0,41 à 0,59	

#### Mortier de ciment, 1 : 3, de 1 centimètre d'épaisseur, comprimé.

Premières fissures.	Résistance du mortier	2,37 à 5,29	du mortier.	0,17 à 0,30	de la pierre.	0,25 à 0,31	du zinc.
Écrasement. . . .		2,43 à 5,29		0,25 à 0,30		0,24 à 0,30	

#### Mortier de chaux, 1 : 4, de 1 centimètre d'épaisseur, comprimé.

Premières fissures.	Résistance du mortier	3,02 à 4,31	du mortier.	0,05 à 0,24	de la pierre.	0,06 à 0,09	du zinc.
Écrasement. . . .		6,69 à 8,78		0,09 à 0,17		0,12 à 0,18	

Si on laisse de côté, en vue d'emplois pratiques, le ciment d'une fraction de millimètre d'épaisseur et le ciment pur, on voit par ce tableau qu'au bout de 28 jours les résistances aux premières fissures des joints de coulis de ciment varient de 0,46 à 0,53 de celle des joints de zinc; la résistance des joints de mortier de ciment, de 0,25 à 0,31 et enfin les résistances du mortier de chaux, de 0,06 à 0,09.

Les résultats des expériences faites à 28 et 84 jours sont représentés sur les graphiques III et IV joints à ce mémoire.

Le premier de ces graphiques donne les variations des résistances des joints aux premières fissures avec l'épaisseur de ces joints. Il est la représentation de la seconde conclusion donnée ci-dessus, aussi bien pour 84 que pour 28 jours. Les courbes du ciment pur, du coulis de ciment, des mortiers de ciment et de chaux, présentent bien la même allure dans la limite des épaisseurs pour lesquelles les joints ont été essayés.

Le second graphique représente les variations des résistances des joints, également aux premières fissures, avec les durées de prise.

Les courbes de résistance des cubes sont inférieures à celles des briquettes minces, bien que les cubes aient été conservés à l'air et les briquettes dans l'eau, mais elles présentent la même allure générale.

D'une manière générale le graphique IV montre que, même en escomptant largement les augmentations de résistance données pour les durées croissantes de prise, les résistances des joints de coulis de ciment et de mortier de ciment et de chaux seront toujours très inférieures aux résistances propres des pierres et à celle des joints de zinc.

En dehors de la supériorité des joints métalliques que mettent en évidence les expériences de laboratoire, il faut tenir compte de ce fait que la résistance des joints métalliques d'un ouvrage ne peut pas être sensiblement moindre que celle trouvée dans un laboratoire, puisque ces joints acquièrent immédiatement toute leur résistance, tandis qu'avec le ciment et les mortiers ordinaires, les conditions atmosphériques dans lesquelles s'opère leur durcissement, si elles sont mauvaises, comme cela arrive souvent dans la pratique, réduisent dans des proportions très importantes la résistance des joints.

A défaut de joints métalliques nos expériences ont mis en évidence les bons résultats du coulis de ciment basés sur ce fait qu'on pourrait donner en pratique aux joints en coulis une épaisseur plus faible qu'aux joints de ciment ou de mortier de ciment ou de chaux.

#### COMPRESSIONS DES JOINTS DE CIMENT ET DE MORTIER

Nous avons terminé les expériences relatives aux joints habituels en ciment ou en mortier par la détermination des affaissements, d'abord sur des cubes de ciment ou des mortiers employés pour les joints, et ensuite sur des joints eux-mêmes, en mesurant sur 0<sup>m</sup>,09 de hauteur les affaissements totaux, et en retranchant de ces affaissements ceux des blocs de pierre d'après les coefficients d'élasticité de ces pierres.

Le tableau B<sup>v</sup> donne les résultats obtenus après 28 jours :

Le coefficient d'élasticité a été trouvé de  $1,974 \times 10^9$  pour le ciment pur, de  $1,731 \times 10^9$  pour le mortier de ciment 1:3, et de  $0,392 \times 10^9$  pour le mortier de chaux 1:4. Ces résultats concordent avec ceux qui ont été trouvés précédemment, notamment par M. Durand-Claye (*Annales des ponts et chaussées*, avril 1888).

Si on compare les affaissements des joints à ceux des cubes, on constate :

1° Que les affaissements des joints sont plus grands qu'ils auraient dû l'être d'après les coefficients d'élasticité des cubes, ce qui montre la nécessité d'expériences spéciales pour déterminer les affaissements des joints ;

2° Que les affaissements des joints de mortier de ciment et de chaux sont plus petits avec la compression que sans la compression des joints.

La détermination des affaissements des pierres et des joints employés permet de calculer à l'avance les affaissements des constructions sous des charges déterminées, notamment les affaissements que des arches de pont doivent prendre au décintrement, ce qui présente une importance réelle.

Les expériences mentionnées ci-dessus confirment, à ce point de vue, la supériorité des joints de mortier de ciment, sur les joints de mortier de chaux.

Si on suppose par exemple des voussoirs de pont de 0<sup>m</sup>,30 d'épaisseur séparés par des joints de 0<sup>m</sup>,01, et si on admet des coefficients d'élasticité de  $9 \times 10^9$ ,  $1 \times 10^9$ ,  $0,30 \times 10^9$  pour la pierre et les mortiers de ciment ou de chaux, les compressions des voûtes seront proportionnelles aux nombres suivants :

Voûte supposée monolithe. . . . .	$\frac{31}{9}$	= 3,444
— avec joints de mortier de ciment. . . . .	$\frac{30}{9} + \frac{1}{1}$	= 4,333
— avec joints de mortier de chaux. . . . .	$\frac{30}{9} + \frac{1}{0,30}$	= 6,666

Les expériences subséquentes auront pour effet de déterminer dans quelle mesure les durées de prise modifient la compressibilité des joints.

## APPLICATIONS DES JOINTS MÉTALLIQUES.

## APPLICATIONS GÉNÉRALES

Les joints métalliques trouveraient leur emploi rationnel dans toutes les maçonneries ayant à supporter une pression plus forte qu'elles ne pourraient le faire avec des joints ordinaires de ciment ou de chaux.

A l'instar de ce qui a lieu pour les constructions métalliques on adopte, en effet, pour la pression maximum exercée sur les maçonneries, une fraction déterminée de leur résistance totale, soit aux premières fissures, soit à l'écrasement.

Le coefficient de sécurité adopté, étant supposé le même pour les joints métalliques et pour les joints ordinaires, la comparaison des résistances aux premières fissures trouvées pour ces deux catégories de joints après 28 jours, comme nous l'avons fait ressortir plus haut, montre dans quelle proportion considérable les joints de zinc sont supérieurs aux joints en ciment ou en mortier habituellement employé au point de vue des pressions qu'on peut faire supporter aux maçonneries.

Une commission d'ingénieurs et d'architectes autrichiens, qui a publié, il y a quelques années, des essais comparatifs très intéressants sur la résistance des voûtes de matériaux divers, a émis l'avis que pour la compression le coefficient de sécurité pouvait être compris entre  $1/10$  et  $1/4$  de la résistance aux premières fissures d'échantillons de la maçonnerie employée. Il semble que le plus faible de ces coefficients, celui de  $1/10$ , qui dépasse de beaucoup déjà celui qui est généralement appliqué dans la pratique, pourrait être adopté sans imprudence pour les grands ouvrages, construits avec des pierres de carrières bien homogènes, et assez importants pour justifier des expériences particulières sur les bancs de carrières employés, comme on en fait sur les fers et aciers mis en œuvre dans les grands ouvrages métalliques. On resterait ainsi bien au-dessous du coefficient de sécurité du  $1/5$  qui a été adopté par la circulaire ministérielle du 29 août 1891 pour les constructions de fer et d'acier.

## APPLICATION A DES ARCHES EN MAÇONNERIE DE GRANDE OUVERTURE

Une des applications les plus fréquentes des joints métalliques pourrait être faite aux arches en maçonnerie de grande ouverture.

Dans le mémoire publié dans les *Annales des ponts et chaussées* nous avons comparé, au point de vue de la dépense, ces joints aux joints ordinaires dans des arches de 50 et 100 mètres d'ouverture de divers systèmes. Nous rappellerons brièvement, à titre de simple indication, les résultats auxquels nous sommes arrivé.

Pour réduire autant que possible le poids des voûtes nous avons supposé, pour les joints métalliques, des voûtes à triple articulation, avec plaques d'appui et rotules métalliques, et des tympans élévis au moyen d'arcades supportées de distance en distance par des pylônes.

Afin de donner le plus de hauteur possible aux voûtes, nous les avons fractionnées en plusieurs arcs séparés, comme cela a lieu dans les ponts métalliques.

Enfin pour donner plus de rigidité et de solidité aux constructions, et notamment pour relier les arcs entre eux au moyen d'un contreventement aussi efficace à l'allongement qu'à la compression, nous avons supposé construits en béton de ciment armé les contreventements des arcs, ainsi que les pylônes et les petites voûtes des tympans.

Nous avons adopté pour les ponts-routes et pour les ponts de chemin de fer des surbaisements donnant des dimensions admissibles pour les diverses solutions examinées.

La pression maximum adoptée a été de 100 kilogrammes pour les joints métalliques et de 40 kilogrammes pour les joints de mortier de ciment. Ces derniers ont été considérés, soit avec des voûtes à triple articulation, soit avec des voûtes ordinaires sans articulation.

Nous avons enfin comparé d'une façon sommaire les dépenses de divers types de voûte à celles de ponts en fer, en calculant les poids d'infrastructure par mètre carré, d'après les formules données par M. Croizette-Desnoyer dans son cours de ponts, par rapport à l'ouverture des ouvrages.

Les conditions d'établissement et les dépenses des voûtes en maçonnerie ou ponts métalliques sont données en détail dans le mémoire publié par nous dans les *Annales des ponts et chaussées*. Comparées à celles des voûtes articulées avec joints métalliques prises comme unités, les dépenses des diverses voûtes ou tabliers métalliques étudiés varient de 1,39 à 2,77.

L'économie donnée, avec les joints métalliques, par la diminution du poids des maçonneries, l'emporte donc de beaucoup sur l'augmentation de dépense, variant de 4 à 8 p. %, et résulterait de la substitution des joints métalliques aux joints ordinaires.

Ces résultats suffisent pour montrer le grand avantage que donnerait l'emploi des joints métalliques, sans vouloir d'ailleurs généraliser ces résultats et les étendre à toutes les hypothèses.

Combinée avec l'emploi de la triple articulation, l'adoption des joints métalliques permettrait de construire, plus économiquement que des travées métalliques, de grandes voûtes en maçonnerie, qui leur seraient supérieures au point de vue de l'entretien, probablement même aussi à celui de la durée. Les joints métalliques seraient spécialement susceptibles de recevoir des applications dans la construction des viaducs de chemin de fer et des ponts-canaux.

H. TAVERNIER.



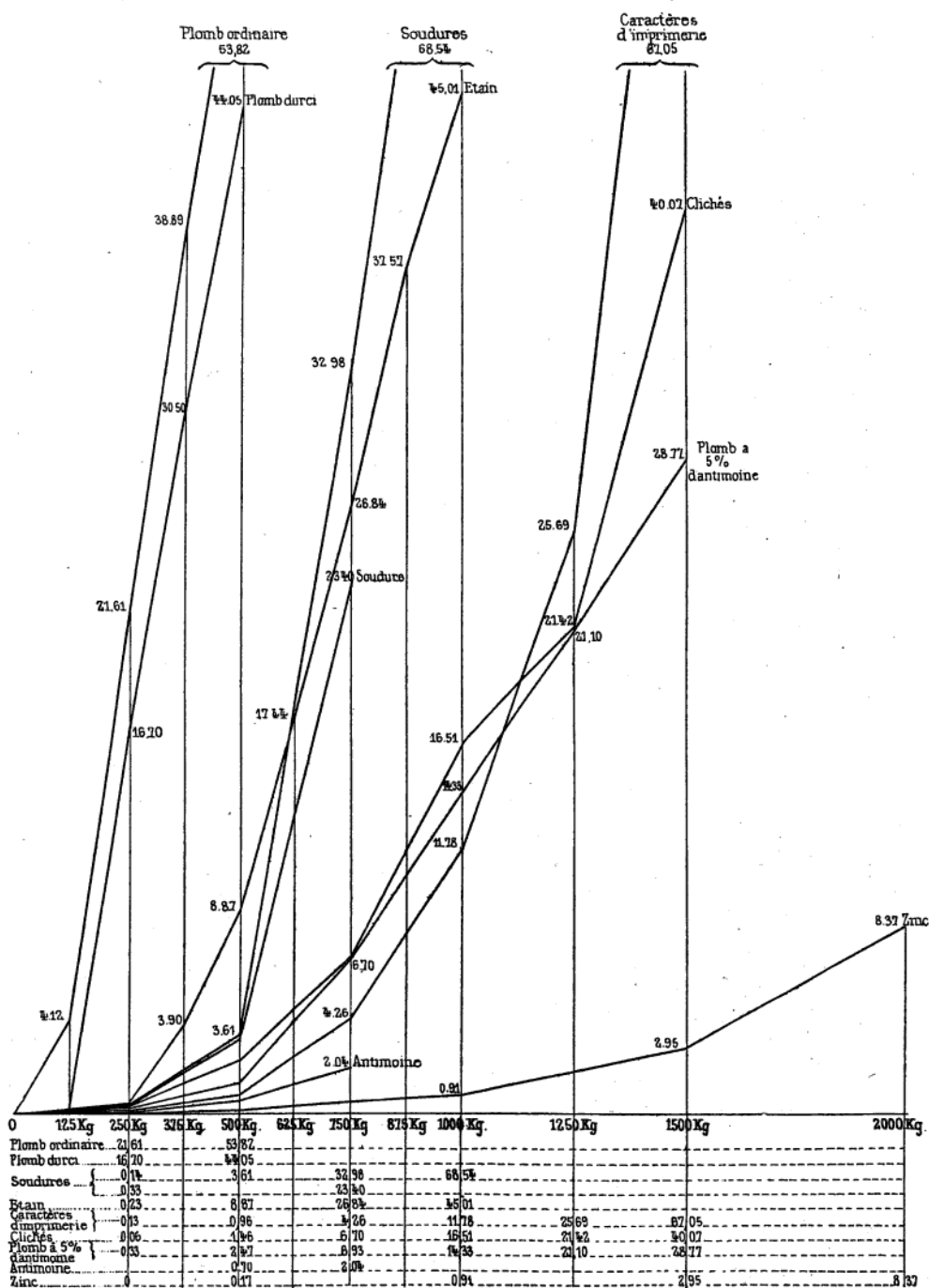


# GRAPHIQUES ET TABLEAUX ANNEXES

## I

### COMPRESSIONS DE DIVERS MÉTAUX OU ALLIAGES

Les compressions ont été prises sur des cubes de 0<sup>m</sup>,03 d'arête comprimés entre des plaques de métal de 0<sup>m</sup>,07 de côté, et les déformations ont été relevées après 5 minutes d'application de l'effort.



# VARIATIONS DE LA COMPRESSION AVEC L'ÉPAISSEUR DES JOINTS

Les courbes AB représentent les variations des compressions rapportées à la valeur initiale, l'une pour 500 kilogrammes et l'autre pour 1000 kilogrammes. Les ordonnées représentent les compressions, et les abscisses les rapports de la surface des joints à leur épaisseur.

Les autres courbes représentent les compressions pour diverses pressions par centimètre carré et pour divers joints. Les hauteurs et les épaisseurs des joints sont indiquées en millimètres à l'extrémité des courbes.

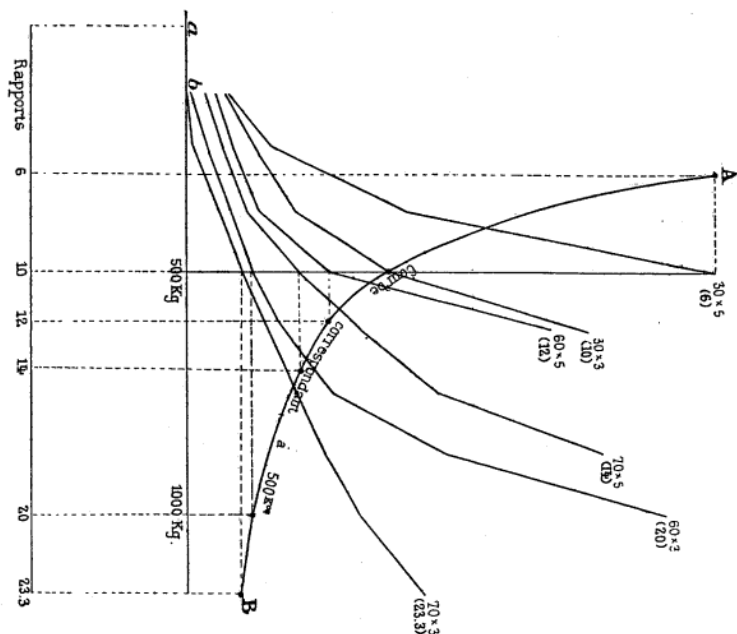


Fig. 1. — Plomb ordinaire.

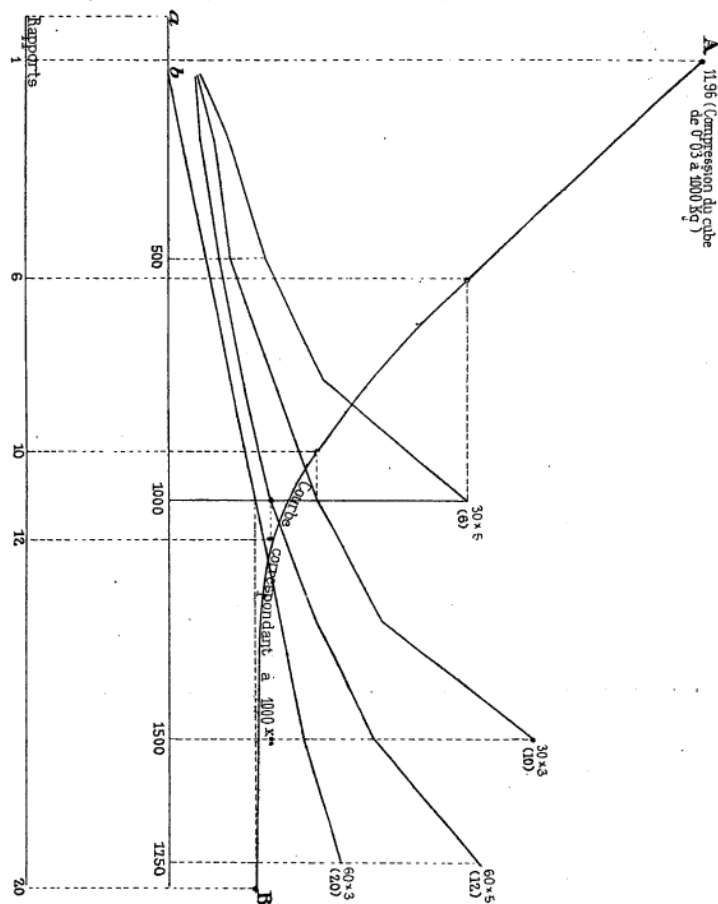


Fig. 2. — Plomb à 5 % d'antimoine.

# VARIATIONS DES RÉSISTANCES DES JOINTS DE MAÇONNERIE AUX PREMIÈRES FISSURES AVEC L'ÉPAISSEUR DES JOINTS

Les courbes ABEFGHIJ représentent les moyennes des résultats obtenus avec les quatre pierres de Comblanchien, Villebois, Grimault et Lignerolles.

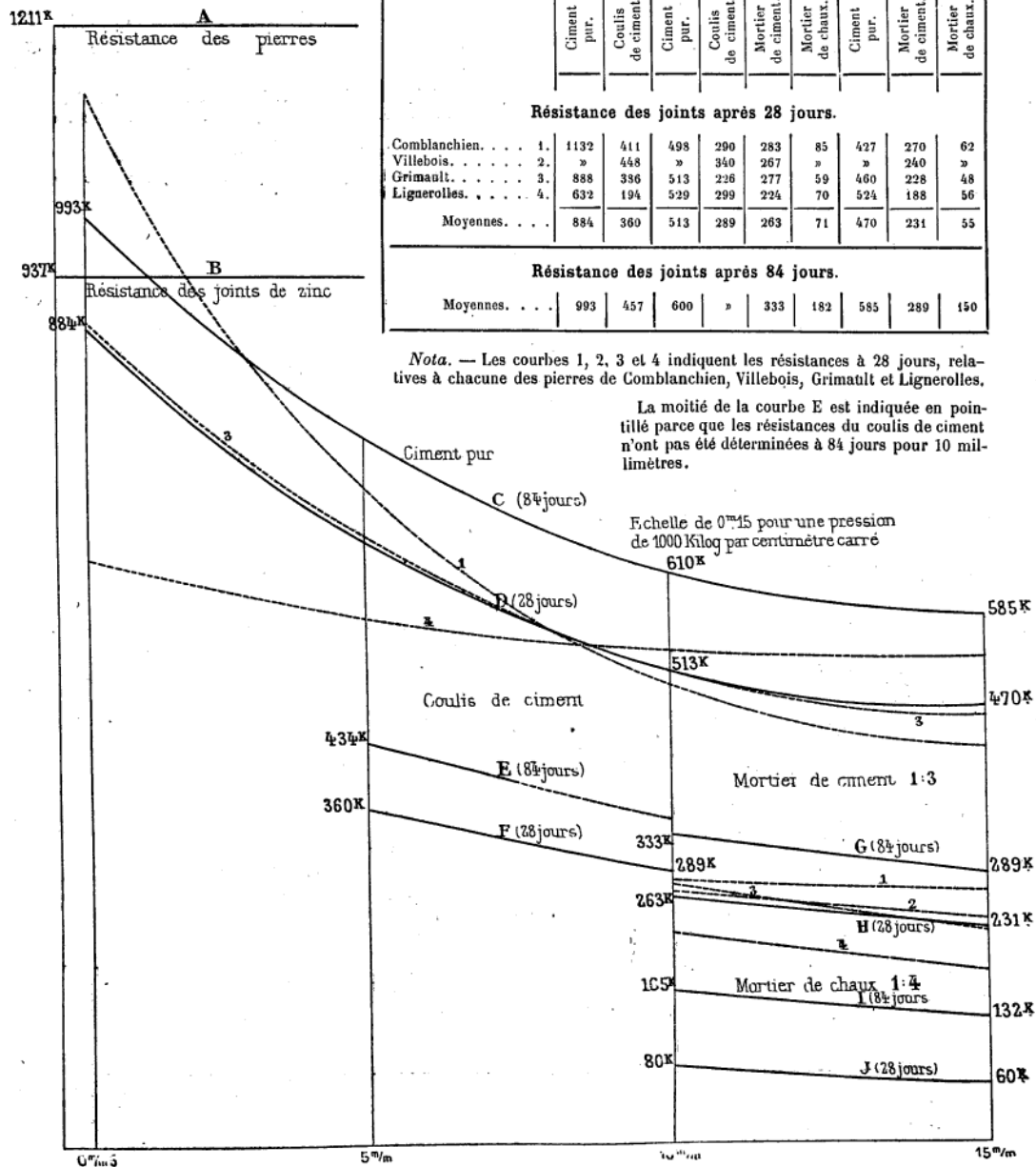
Les courbes CD représentent les moyennes des résultats obtenus avec les trois pierres de Comblanchien, Grimault et Lignerolles.

A. Les résistances des quatre pierres aux premières fissures sont en moyenne de 1211 kilogr. et pour chacune des pierres de 1607 kilogr. 1338 kilogr. 1164 kilogr. 734 kilogr.

B. Les résistances des joints de zinc aux premières fissures sont en moyenne de 937 kilogr. et pour chacune des pierres de 968 kilogr. 1064 kilogr. 985 kilogr. 731 kilogr.

CEGI. Résistance au bout de 84 jours.

DFHJ. Résistance au bout de 28 jours.



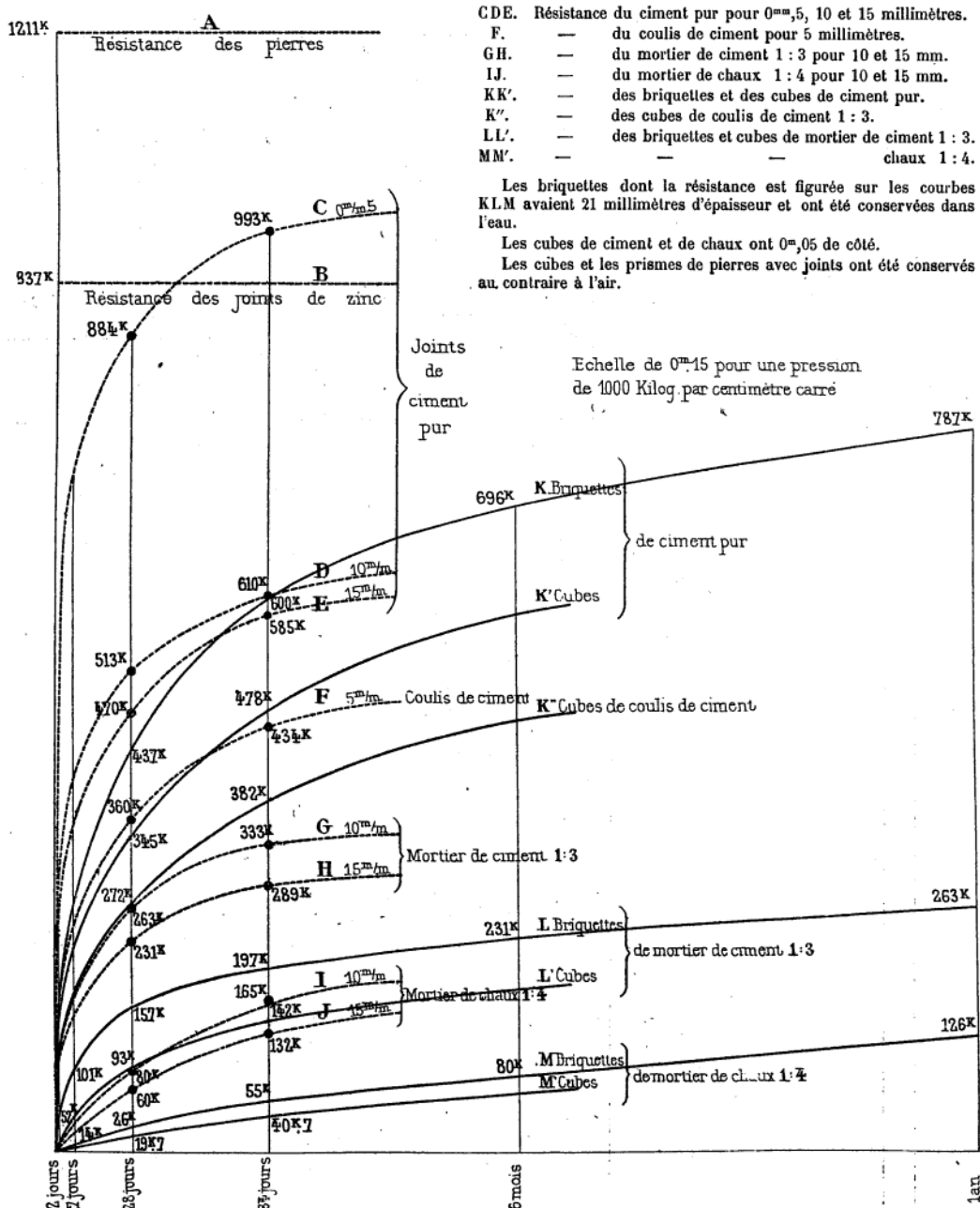
# VARIATIONS DES RÉSISTANCES DES JOINTS DE MAÇONNERIE AUX PREMIÈRES FISSURES AVEC LES DURÉES DE PRISE

Les courbes ABFGHIJ représentent les moyennes des résultats obtenus avec les quatre pierres de Comblanchien, Villebois, Grimault et Lignerolles.

Les courbes CDE représentent les moyennes des résultats obtenus avec les trois pierres de Comblanchien, Grimault et Lignerolles.

A. Les résistances des quatre pierres aux premières fissures sont en moyenne de 1211 kilogr. et pour chacune des pierres de 1607 kilogr. 1338 kilogr. 1164 kilogr. 734 kilogr.

B. Les résistances des joints de zinc aux premières fissures sont en moyenne de 937 kilogr. et pour chacune des pierres de 968 kilogr. 1064 kilogr. 985 kilogr. 731 kilogr.



# A — RÉSISTANCES DES PIERRES AVEC JOINTS MÉTALLIQUES.

## I — COEFFICIENTS D'ÉLASTICITÉ

Lignerolles Densité du cube (2208 kg.)			Grimault Densité du cube (2546 kg.)			Villebois Densité du cube (2680 kg.)			Comblanchien Densité du cube (2647 kg.)		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Les colonnes 1 donnent les pressions par centimètre carré, les colonnes 2 les affaissements constatés sur une hauteur de 0,09 et les colonnes 3 les différences constatées entre les expériences consécutives.											
100	0,0275	275	250	0,0450	450	250	0,0345	345	250	0,0330	330
200	0,0545	270			445			340	500	0,0658	328
300	0,0805	260	500	0,0895		500	0,0685		750	0,0990	332
400	0,1075	270			450			345	1000	0,1320	330
500	0,1345	295	750	0,1345	480	750	0,1030		1250	0,1760	440
600	0,1640	415	1000	0,1825		1000	0,1375	345			
700	0,2055										
0	0,0045	affaissem <sup>t</sup> permanent	0	0,0010	affaissem <sup>t</sup> permanent	0	0		0	0,0015	affaissem <sup>t</sup> permanent
819	rupture		1216	rupture		1663	rupture		1788	rupture	
Coefficient d'élasticité.											
$\frac{500 \times 0,09}{0,0001 \times 0,0001345}$			$\frac{750 \times 0,09}{0,0001 \times 0,0001345}$			$\frac{1000 \times 0,09}{0,0001 \times 0,0001375}$			$\frac{1000 \times 0,09}{0,0001 \times 0,000132}$		
Soit $3,345 \times 10^9$			Soit $5,018 \times 10^9$			Soit $6,545 \times 10^9$			Soit $6,818 \times 10^9$		

## II — RÉSISTANCES PROPRES DES PIERRES

Prismes en un seul-morceau.			Prismes en deux cubes			Prismes en un seul-morceau.			Prismes en deux cubes.		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Les colonnes 1 donnent les densités, les colonnes 2 les résistances aux premières fissures et les colonnes 3 les résistances à l'écrasement.											
Lignerolles						Grimault					
2191	»	780	2214	»	812	2547	»	1339	2530	»	1374
2193	614	777	2200	»	795	2546	»	1216	2542	»	1420
2202	718	799	2186	»	724	2545	1174	1297	2516	»	1326
2208	»	819	2200	»	765	2546	»	1220	2530	1373	1373
2189	629	755				2528	996	1159			
2205	754	798	2200	774	774	2526	1038	1187			
2219	783	837	MOYENNES GÉNÉRALES des deux sortes de prismes						MOYENNES GÉNÉRALES		
2213	»	777				2540	1164	1236	2536	1233	1282
2202	734	793	2201	747	786						
Villebois						Comblanchien					
2687	1317	1648	2680	1350	1376	2649	1330	1762	2662	1259	1654
2687	»	1424	2676	»	1402	2647	1250	1778	2640	1594	1867
2689	»	1398	2672	»	1212	2644	1947	2009	2678	»	2051
2684	1000	1363	2676	1321	1330	2645	1427	1753	2660	1635	1857
2677	1252	1269				2630	1594	1621			
2679	1310	1588				2637	1894	2009			
2680	»	1663	MOYENNES GÉNÉRALES			2644	1629	1700			
						2654	1700	1753			
						2663	1558	1788			
						2668	1922	1975			
						2666	1651	1899	MOYENNES GÉNÉRALES		
						2668	1406	1806			
2683	1338	1479	2681	1333	1414	2652	1607	1821	2654	1613	1828

## III — RÉSISTANCES DES JOINTS MÉTALLIQUES

	PLOMB ORDINAIRE			PLOMB ANTIMONIEUX			CARACTÈRES D'IMPRIMERIE			ZINC		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Les colonnes 1 donnent les densités, les colonnes 2 les résistances aux premières fissures et les colonnes 3 les résistances à l'écrasement.												
Comblanchien. { Densité . . . . . 2654 kg. Premières fissures . . . . . 1615 Écrasement . . . . . 1828												
N° des expériences.	1			2			3			4		
Surfaces de joints non bouchardées.	2676	622	775	2656	581	696	2672	891	1007	2676	951	1041
	2646	495	795	2650	590	795	2648	722	917	2644	1054	1195
	2666	671	770	2672	511	727	2658	768	918	2668	845	1164
Moyennes. . . . .	2662	596	779	2660	561	739	2659	787	947	2662	945	1155
Pourcentage . . . . .	. . .	0,56	0,45	. . .	0,34	0,41	. . .	0,48	0,52	. . .	0,57	0,62
Les nombres de la dernière ligne donnent le pourcentage des résultats obtenus par rapport aux résistances propres de la pierre aux premières fissures et à l'écrasement.												
N° des expériences.	5			6			7			8		
Surfaces de joints bouchardées . .	2674	410	598	2654	406	669	2672	952	1078	2676	906	1285
	2664	585	642	2650	562	679	2648	858	944	2646	1004	1286
	2672	495	645	2672	450	645	2658	758	857	2666	994	1256
Moyennes. . . . .	2670	506	628	2659	599	664	2659	849	955	2662	968	1268
Pourcentage . . . . .	. . .	0,51	0,55	. . .	0,24	0,57	. . .	0,51	0,52	. . .	0,59	0,70
N° des expériences.	9			10			11			12		
Surfaces de joints bouchardées avec bourrelets.	2674	572	751	2654	558	891	2672	978	1205	2676	980	1097
	2670	574	740	2650	545	855	2648	846	987	2650	846	1216
	2646	624	855	2672	528	755	2656	802	951	2644	871	1154
										2670	901	1162
Moyennes. . . . .	2665	592	775	2659	557	826	2659	875	1047	2660	900	1152
Pourcentage . . . . .	. . .	0,36	0,45	. . .	0,35	0,45	. . .	0,53	0,58	. . .	0,54	0,65
Lignerolles. { Densité . . . . . 2201 kg. Premières fissures . . . . . 747 Écrasement . . . . . 786												
N° des expériences.	13			14			15			16		
Surfaces de joints bouchardées . .	2208	242	544	2220	»	467	2208	»	615	2170	»	597
	2190	196	550	2186	»	449	2190	»	557	2200	»	626
	2216	320	540	2208	»	471	2212	557	564	2216	429	671
Moyennes. . . . .	2205	255	538	2205	462	462	2205	570	579	2195	551	631
Pourcentage . . . . .	. . .	0,54	0,45	. . .	0,62	0,59	. . .	0,77	0,75	. . .	0,75	0,79
N° des expériences.	17			18			19			20		
Surfaces de joints bouchardées avec bourrelets.	2208	367	411	2186	»	534	2212	»	671	2212	717	761
	2190	»	419	2208	»	560	2190	»	655	2174	»	705
	2216	516	406	2220	»	518	2212	621	657	2200	»	770
Moyennes. . . . .	2205	367	412	2205	557	537	2205	649	661	2195	751	745
Pourcentage . . . . .	. . .	0,49	0,52	. . .	0,72	0,68	. . .	0,89	0,84	. . .	0,98	0,95

	PLOMB ANTIXONIEUX			ZINC			PLOMB ANTIMONIEUX			ZINC		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
	Grimault.			Densité . . . . . 2556			Villebois.			Densité . . . . . 2681		
				Premières fissures . 1255						Premières fissures . 1553		
				Écrasement . . . . . 1282						Écrasement . . . . . 1414		
N° des expériences.	21			22			23			24		
Surfaces bouchardées . . . . .	2546	554	560	2545	1050	1066	2688	621	656	2682	897	987
	2554	592	654	2542	849	1006	2674	627	655	2680	808	1045
	2512	462	569	2554	755	898	2664	549	619	2676	1062	1125
				2516	1011	1064				2672	»	994
Moyennes . . . . .	2550	529	594	2554	906	1008	2675	599	642	2677	940	1057
Pourcentage. . . . .	. . .	0,45	0,47	. . .	0,75	0,79	. . .	0,45	0,45	. . .	0,76	0,75
N° des expériences.	25			26			27			28		
Surfaces bouchardées avec bourrelets . . . . .	2542	»	682	2542	1120	1165	2684	700	718	2680	»	1148
	2550	»	651	2550	912	999	2674	706	708	2676	»	1064
	2516	»	664	2516	925	1058	2670	»	706	2672	980	1158
Moyennes . . . . .	2550	659	659	2550	985	1068	2676	705	711	2676	1064	1117
Pourcentage . . . . .	. . .	0,55	0,51	. . .	0,80	0,85	. . .	0,57	0,50	. . .	0,86	0,79

## IV — RÉSISTANCES DES JOINTS DE SURFACE INFÉRIEURE A CELLE DES PIERRES

## Comblanchien

CUBES POINÇONNÉS par un carré d'acier de 0,02 de côté.				PRISMES DE DEUX CUBES AVEC INTERPOSITION D'UN									
				carré d'acier de 0 <sup>m</sup> ,02.			prisme d'acier de 0 <sup>m</sup> ,06 × 0 <sup>m</sup> ,02.			prisme de plomb antimonieux de 0 <sup>m</sup> ,06 × 0 <sup>m</sup> ,02.			
1	2	3		1	2	3	1	2	3	1	2	3	4
Les colonnes 1 donnent les densités, 2 et 3 les résistances aux premières fissures et à l'écrasement rapportées à la surface initiale et 4 la résistance à l'écrasement rapportée à la surface finale.													
2658	5150	5623		2676	2441	5111	2678	919	1689	2676	755	1418	1157
2665	2796	5547		2668	»	5082	2644	919	1785	2654	768	1759	1466
2675	5507	5701		2642	5071	5586	2668	971	1772	2656	941	1725	1260
2660	5084	5557		2662	2864	5195	2665	956	1746	2655	815	1655	1294
0,56	0,65			0,52	0,58		0,17	0,52		0,15	0,50	0,24	

Les nombres de la dernière ligne de ce tableau et des suivants indiquent le pourcentage de la résistance trouvée par rapport à celle qu'on aurait dû obtenir, d'après la formule de M. Flamant  $R \frac{A}{a}$ , dans laquelle R est la résistance à l'écrasement propre à la pierre, A le côté de la grande surface, soit 0<sup>m</sup>,06 et a le côté de la petite surface, soit 0<sup>m</sup>,02.

PRISMES DE DEUX CUBES AVEC INTERPOSITION ENTRE SURFACES NON BOUCHARDÉES  
d'un carré de 0<sup>m</sup>,02 × 0<sup>m</sup>,02 et 0<sup>m</sup>,003 d'épaisseur de

PLOMB ORDINAIRE				PLOMB ANTIXONIEUX				CARACTÈRES D'IMPRIMERIE				ZINC			
1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
5				6				7				8			
2664	2678	5780	manque	2672	2853	5701	2097	2680	5071	3701	1698	2670	2756	5465	manque
2674	2995	4551	1379	2646	2205	4174	1953	2634	1069	4016	1751	2646	2895	5625	5156
2616	2995	5749	1592	2656	2562	5150	1567	2648	2047	3701	1686	2678	2678	5229	2876
2662	2888	4620	1486	2658	2467	5675	1872	2654	2562	5806	1705	2664	2776	5459	5006
0,55	0,85	0,27		0,45	0,67	0,54		0,45	0,69	0,51		0,51	0,65	0,55	

Lignerolles																		
CUBES POINÇONNÉS par un carré d'acier de 0 <sup>m</sup> ,02 de côté.			PRISMES DE DEUX CUBES AVEC INTERPOSITION															
			d'un carré d'acier de 0 <sup>m</sup> ,02 de côté.			d'un prisme d'acier de 0 <sup>m</sup> ,06×0 <sup>m</sup> ,02.			d'un prisme de plomb antimonieux de 0 <sup>m</sup> ,06×0 <sup>m</sup> ,02.									
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	4						
9			10			11			12									
2196	»	1732	2226	»	1575	2220	761	945	2196	682	919	735						
2200	»	1575	2174	»	1536	2180	755	919	2208	656	840	730						
2210	»	1555	2200	»	1575	2204	657	945	2212	604	895	811						
2202	1614	1614	2200	1562	1562	2201	718	936	2205	647	884	759						
...	...	0,67	...	0,69	0,65	...	0,30	0,59	...	0,27	0,37	0,32						
PRISMES DE DEUX CUBES AVEC INTERPOSITION ENTRE SURFACES NON BOUCHARDÉES d'un prisme de 0 <sup>m</sup> ,06×0 <sup>m</sup> ,02 et 0,003 d'épaisseur de																		
PLOMB ORDINAIRE				PLOMB ANTIMONIEUX				CARACTÈRES D'IMPRIMERIE				ZINC						
1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4			
13				14				15				16						
2212	1496	2205	900	2250	1103	1969	1426	2212	1496	1811	1170	2220	»	1735	1735			
2196	1418	2205	971	2186	1181	2562	1449	2196	1418	1969	1475	2166	»	1525	1525			
2179	1359	2678	1179	2190	1418	2126	1479	2180	1418	1735	1512	2200	»	1496	1496			
2196	1418	2565	1017	2202	1254	2152	1451	2196	1444	1838	1519	2195	1518	1518	1518			
...	0,59	0,99	0,45	...	0,52	0,90	0,61	...	0,61	0,77	0,55	...	0,64	0,64	0,64			
Grimault													Villebois					
1													2			3		
17													18					
Prismes de deux cubes avec in- terposition d'un carré d'acier de 0 <sup>m</sup> ,02				2558	»			2599	2678	»			2562					
				2520	»			2520	2674	»			2520					
				2534	2599			2855	2682	»			2855					
				2550	2573			2651	2678	2659			2659					
...				0,67	0,69			...	0,62	0,62								
RÉSULTATS DES ESSAIS OBTENUS SUR DEUX ÉCHANTILLONS DE GRÈS DE FONTAINE (ISÈRE)																		
DÉSIGNATION DES ÉCHANTILLONS ESSAYÉS (Cubes de côté A=0,06)		POIDS du mètre cube de la pierre à l'état desséché.	PIERRE COMPRIMÉE sur toute la surface de l'éprouvette.		PIERRE COMPRIMÉE SUR UNE PARTIE DE LA SURFACE de l'éprouvette (carré de côté a=0,02).													
			1 <sup>re</sup> fissures Charge en kil. rapportée au cm <sup>2</sup> de la section de l'éprouvette.	Résistance R à la rupture par écrase- ment rappor- tée au cm <sup>2</sup> de la section de l'éprouvette.	Premières fissures, charge en kil. rapportée au cm <sup>2</sup> de la surface pressée sur la face supér. de l'éprouvette.		Résistance R à la rupture par écrasement rapportée au cm <sup>2</sup> de la surface pressée sur la face supér. de l'éprouvette.											
Échantillon de couleur grise	1	2655 <sup>h</sup>	»	1753 <sup>h</sup>	—	—	—	—										
	2	2652	1495 <sup>h</sup>	1636	—	—	—	—										
	3	2625	987	1453	—	—	—	—										
	4	2629	—	—	2599 <sup>h</sup>	290 <sup>h</sup>	2992 <sup>h</sup>	354 <sup>h</sup>										
	5	2640	—	—	3117	347	3417	580										
	6	2655	—	—	2914	325	3465	387										
MOYENNES. . .		2651,7		1614			5291,3	367										
Valeur de $\frac{5291,3}{R \frac{A}{a}}$							0,68											
Échantillon de couleur jaune.	1	2653	1520	1635	—	—	—	—										
	2	2669	1500	1637	—	—	—	—										
	3	2654	1509	1615	—	—	—	—										
	4	2666	—	—	2993	353	3780	420										
	5	2676	—	—	2914	324	3586	376										
	6	2665	—	—	3544	394	4095	455										
MOYENNES. . .		2665,8		1629			5753,7	417										
Valeur de $\frac{5753,7}{R \frac{A}{a}}$							0,77											



## I — RÉSISTANCES PROPRES DU CIMENT ET DES MORTIERS

## a. — CUBES.

SECTION des ÉPROUVETTES	CHARGE D'ÉCRASEMENT			
	après 28 jours.	après 84 jours.	après 6 mois.	
Coulis de ciment 50 % d'eau	277 268	272*5	399 365	382 k.
Ciment pur à consistance normale 23,5 % d'eau.	545 533 539	545*7	493 466 480	480 k.
Mortier de ciment 1 : 3 à consistance normale.	96 93 96	95 k.	137,5 137 151,5	142 k.
Mortier de chaux 1 : 4 à consistance plastique.	20,4 20,0 18,8	19*7	41 40,5	40*7

## b. — BRIQUETTES EN 8

de 22 m,m d'épaisseur ; 5 cm<sup>2</sup> de section transversale et 31 cm<sup>2</sup>, 5 de section horizontale.

## 1° Ciment portland artificiel.

RÉSISTANCE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ						RÉSISTANCE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ					
à l'arrachement après			à l'écrasement après			à l'arrachement après			à l'écrasement après		
2 jours	7 jours	28 jours	2 jours	7 jours	28 jours	2 jours	7 jours	28 jours	2 jours	7 jours	28 jours
Briquettes en pâte de ciment pur, eau de gâchage 23,5 % conservées dans l'eau.						Briquettes de mortier 1 : 3 (mortier battu) eau de gâchage 8,4 % conservées dans l'eau.					
12,0	25,5	42,0	91	215	391	4,4	10,2	17,0	51	141	209
Briquettes de mortier 1 : 3 (mortier plastique) eau de gâchage 10,9 % conservées dans l'eau.						Briquettes de mortier 1 : 3 (mortier plastique) eau de gâchage 10,9 % conservées à l'air.					
	7,1	13,2		61	116			13,2			170

## 2° Chaux du Teil.

RÉSISTANCE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ				RÉSISTANCE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ			
à l'arrachement après		à l'écrasement après		à l'arrachement après		à l'écrasement après	
7 jours	28 jours	7 jours	28 jours	7 jours	28 jours	7 jours	28 jours
Briquettes de chaux pure, eau de gâchage 45 % conservées dans l'eau.				Briquettes de mortier 1 : 3 (mortier battu) eau de gâchage 12 % conservées dans l'eau.			
2,9	5,5	18	34	3,0	6,0	42	71
Briquettes de mortier 1 : 5 (mortier battu) eau de gâchage 9,5 % conservées dans l'eau.				Briquettes de mortier 1 : 5 (mortier plastique) eau de gâchage 12,5 % conservées dans l'air.			
2,2	4,7	26	53	1,3	3	12	22
Briquettes de mortier 1 : 4 (mortier plastique) eau de gâchage 13 % conservées dans l'air.							
	4,3		36				

## II — RÉSISTANCE DES JOINTS EN CIMENT ET EN MORTIER

NATURE des JOINTS.	DENSITÉ moyenne des cubes consti- tuant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENT. CARRÉ de section ayant produit				DENSITÉ moyenne des cubes consti- tuant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENT. CARRÉ de section ayant produit					
		le commencem <sup>t</sup> de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.		le commencem <sup>t</sup> de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.		
a. — RÉSISTANCE APRÈS 28 JOURS												
Les chiffres des colonnes horizontales 1 donnent les résistances constatées sur les cubes de 0 <sup>m</sup> .06 séparés par un joint; les colonnes 2, 3 et 4 donnent les résistances des joints rapportées aux résistances propres des joints essayés en cubes, des pierres et du zinc, pris successivement comme unités.												
Joint de ciment pur de moins de 1 millimètre d'épaisseur.		2.240	»	»	»	695	2.550	»	»	872	1.125	
		2.168	»	»	»	581	2.500	»	»	»	884	
		2.198	»	»	»	621	2.532	»	»	904	1.194	
	1	2.202	632	632	632	632	2.527	888	1,159	888	1.159	
	2	»	»	»	1,82	1,82	»	»	»	2,57	3,35	
	3	»	»	»	0,84	0,80	»	»	»	0,72	0,90	
	4	»	»	»	0,86	0,85	»	»	»	0,90	1,09	
	Joint de coulis de ciment de 5 millimètres d'épaisseur.		2.226	243	»	243	378	2.546	361	»	361	734
			2.170	170	»	170	385	2.504	413	»	413	603
			2.204	169	»	169	320	2.530	384	»	384	585
		1	2.200	194	361	194	361	2.527	386	641	386	641
2		»	»	»	0,71	1,32	»	»	»	1,41	2,35	
3		»	»	»	0,26	0,46	»	»	»	0,31	0,50	
4		»	»	»	0,27	0,49	»	»	»	0,39	0,60	
Joint de coulis de ciment de 10 millimètres d'épaisseur.			2.176	307	»	»	307	2.526	210	»	210	377
			2.200	284	»	»	284	2.536	221	»	319	423
			2.214	300	»	»	300	2.540	246	»	290	422
		1	2.197	299	299	299	299	2.534	226	226	273	407
	2	»	»	»	1,09	1,09	»	0,83	0,83	1,00	1,49	
	3	»	»	»	0,41	0,40	»	0,18	0,17	0,22	0,32	
	4	»	»	»	0,41	0,40	»	0,23	0,21	0,28	0,38	
	Joint de ciment pur de 10 millimètres d'épaisseur.		2.236	»	»	»	578	2.544	»	»	410	557
			2.178	»	»	»	511	2.512	»	»	440	440
			2.198	»	»	»	498	2.530	»	»	541	541
		1	2.204	529	529	529	529	2.529	513	513	462	513
2		»	»	»	1,94	1,94	»	1,48	1,48	1,34	1,48	
3		»	»	»	0,71	0,67	»	0,42	0,40	0,37	0,40	
4		»	»	»	0,72	0,71	»	0,52	0,48	0,47	0,48	
Joint de ciment pur de 15 millimètres d'épaisseur.			2.230	»	»	»	512	2.542	»	»	451	451
			2.178	»	»	»	549	2.514	»	»	464	464
			2.200	»	»	»	512	2.528	»	»	3,50	464
		1	2.203	524	524	524	524	2.528	460	460	422	460
	2	»	»	»	1,51	1,51	»	1,33	»	1,22	1,33	
	3	»	»	»	0,70	0,67	»	0,37	»	0,34	0,36	
	4	»	»	»	0,72	0,70	»	0,47	»	0,43	0,43	

## II — RÉSISTANCE DES JOINTS EN CIMENT ET EN MORTIER (Suite)

NATURE des JOINTS.	DENSITÉ moyenne des cubes consti- tuant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENT. CARRÉ de section ayant produit				DENSITÉ moyenne des cubes consti- tuant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENT. CARRÉ de section ayant produit					
		le commencem <sup>t</sup> de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.		le commencem <sup>t</sup> de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.		
a. — RÉSISTANCE APRÈS 28 JOURS (suite)												
Les chiffres des colonnes horizontales 1 donnent les résistances constatées sur les cubes de 0 <sup>m</sup> .06 séparés par un joint; les colonnes 2, 3 et 4 donnent les résistances des joints rapportées aux résistances propres des joints essayés en cubes, des pierres et du zinc, pris successivement comme unités												
Joint de ciment pur de moins de 1 millimètre d'épaisseur.		2.684	»	»	917	1.555	2.680	»	»	1.082	1.695	
		2.682	»	»	1.287	1.332	2.636	»	»	1.147	1.547	
		2.682	»	»	1.193	1.280	2.664	»	»	1.168	1.756	
	1	2.683	1.132	1.389	1.132	1.389	2.660	1.132	1.666	1.132	1.666	
	2	»	»	»	3,27	4,02	»	»	»	3,27	4,82	
	3	»	»	»	0,85	0,97	»	»	»	0,70	0,91	
	4	»	»	»	1,07	1,24	»	»	»	1,17	1,31	
	Joint de coulis de ciment de 5 millimètres d'épaisseur.		2.690	473	»	473	683	2.678	484	»	484	941
			2.664	419	»	419	663	2.638	451	»	451	859
			2.678	452	»	452	921	2.666	299	»	299	961
		1	2.677	448	756	448	756	2.661	411	920	411	920
2		»	»	»	1,64	2,77	»	»	»	1,80	3,37	
3		»	»	»	0,33	0,53	»	»	»	0,25	0,50	
4		»	»	»	0,42	0,68	»	»	»	0,42	0,73	
Joint de coulis de ciment de 10 millimètres d'épaisseur.			2.680	287	»	287	366	2.672	324	»	324	467
			2.684	383	»	383	427	2.674	250	»	250	413
			2.686	350	»	367	486	2.660	297	»	297	530
		1	2.683	340	340	346	426	2.668	290	»	290	470
	2	»	1,25	1,25	1,27	1,56	»	»	»	1,06	1,72	
	3	»	0,25	0,24	0,26	0,30	»	»	»	0,18	0,25	
	4	»	0,32	0,30	0,32	0,38	»	»	»	0,30	0,37	
	Joint de ciment pur de 10 millimètres d'épaisseur.		2.688	»	»	»	653	2.676	504	»	504	504
			2.672	»	»	»	686	2.640	540	»	540	540
			2.680	»	»	»	644	2.662	450	»	450	513
		1	2.680	661	661	661	661	2.659	498	519	498	519
2		»	»	»	1,91	1,91	»	»	»	1,44	1,50	
3		»	»	»	0,49	0,46	»	»	»	0,31	0,28	
4		»	»	»	0,62	0,59	»	»	»	0,51	0,41	
Joint de ciment pur de 15 millimètres <sup>(1)</sup> d'épaisseur.			2.662	377	»	377	404	2.674	460	»	460	460
			2.644	377	»	377	386	2.642	427	»	427	427
			2.652	360	»	360	369	2.668	394	»	394	407
		1	2,653	371	371	371	386	2.661	427	431	427	431
	2	»	»	»	1,07	1,17	»	»	»	1,23	1,25	
	3	»	»	»	0,43	0,45	»	»	»	0,26	0,24	
	4	»	»	»	0,35	0,34	»	»	»	0,44	0,34	

1. Les expériences faites avec la pierre de Villebois sur les joints de ciment pur de 15 millimètres et avec les trois joints de mortier de chaux ont été effectuées avec des cubes pris sur une dalle ne résistant qu'à 858 kilogrammes aux premières fissures et à l'écrasement, tandis que les autres expériences ont été faites avec une dalle résistant à 1353 et à 1414 kilogrammes.

## II — RÉSISTANCE DES JOINTS EN CIMENT ET EN MORTIER (Suite)

NATURE des JOINTS.	DENSITÉ moyenne des cubes consti- tuant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENT. CARRÉ de section ayant produit				DENSITÉ moyenne des cubes consti- tuant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENT. CARRÉ de section ayant produit				
		le commencem' de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.		le commencem' de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.	
a. — RÉSISTANCE APRÈS 28 JOURS (suite)											
Les chiffres des colonnes horizontales 1 donnent les résistances constatées sur les cubes de 0 <sup>m</sup> ,06 séparés par un joint; les colonnes 2, 3 et 4 donnent les résistances des joints rapportées aux résistances propres des joints essayés en cubes, des pierres et du zinc, pris successivement comme unifiés.											
MORTIER DE CIMENT.	Joint de mortier de ciment	2.224	234	234	234	2.542	261	400	261	448	
		2.182	206	228	206	2.516	298	350	298	368	
		2.202	231	231	231	2.534	273	355	273	378	
	1 : 3, comprimé 1 de 10 millimètres 2 d'épaisseur. 3 4	2.203	224	231	224	2.531	277	368	277	398	
		»	»	»	2,37	2,43	»	3,88	2,91	4,19	
		»	»	»	0,30	0,29	»	0,29	0,23	0,31	
		»	»	»	0,31	0,31	»	0,34	0,28	0,37	
	Joint de mortier de ciment	2.210	185	185	185	2.538	193	300	193	361	
		2.196	162	162	162	2.524	193	306	306	341	
		2.206	200	225	200	2.526	183	183	183	245	
	1 : 3 non comprimé 1 de 10 millimètres 2 d'épaisseur. 3 4	2.204	182	191	182	2.529	190	263	227	316	
		»	»	»	1,92	2,01	»	2,00	2,78	2,39	3,32
		»	»	»	0,24	0,24	»	0,15	0,20	0,18	0,25
		»	»	»	0,25	0,25	»	0,19	0,24	0,23	0,29
	Joint de mortier de ciment	2.218	204	204	204	2.542	229	273	229	361	
		2.186	182	182	182	2.516	219	250	219	350	
		2.202	178	187	178	2.534	236	245	236	300	
	1 : 3, comprimé 1 de 15 millimètres 2 d'épaisseur. 3 4	2.202	188	191	188	2.531	228	256	228	337	
		»	»	»	1,98	2,01	»	2,70	2,40	3,55	
		»	»	»	0,25	0,24	»	0,20	0,18	0,26	
		»	»	»	0,25	0,26	»	0,24	0,23	0,31	
MORTIER DE CHAUX.	Joint de mortier de chaux	2.216	67	142	142	2.540	56	130	191	317	
		2.190	73	144	73	2.518	57	131	228	333	
		2.204	69	112	69	2.534	65	135	207	342	
	1 : 4, comprimé 1 de 10 millimètres 2 d'épaisseur. 3 4	2.203	70	133	95	2.531	59	132	209	331	
		»	3,55	6,75	4,82	11,06	»	3,02	6,69	10,61	16,80
		»	0,09	0,17	0,13	0,28	»	0,05	0,10	0,17	0,26
		»	0,09	0,18	0,13	0,29	»	0,06	0,12	0,21	0,31
	de mortier de chaux	2.214	60	80	116	2.538	49	84	266	416	
		2.190	54	81	126	2.520	53	74	245	333	
		2.206	54	77	136	2.536	43	79	254	411	
	1 : 4, comprimé 1 de 15 millimètres 2 d'épaisseur. 3 4	2.203	56	79	126	2.531	48	79	255	387	
		»	2,85	4,01	6,39	14,01	»	2,43	4,01	12,95	19,65
		»	0,08	0,10	0,17	0,35	»	0,04	0,06	0,21	0,30
		»	0,07	0,11	0,17	0,37	»	0,05	0,07	0,26	0,36
	Joint de mortier de chaux	2.208	33	58	143	2.538	31	53	238	352	
		2.198	40	65	134	2.524	31	58	262	340	
		2.208	31	53	134	2.528	30	56	243	355	
	1 : 4 non comprimé 1 de 15 millimètres 2 d'épaisseur. 3 4	2.205	35	59	137	2.530	31	56	248	349	
		»	1,77	3,00	6,95	13,30	»	1,57	2,84	12,58	17,71
		»	0,05	0,08	0,18	0,33	»	0,02	0,04	0,20	0,27
		»	0,05	0,08	0,19	0,35	»	0,03	0,06	0,25	0,33

## II — RÉSISTANCE DES JOINTS EN CIMENT ET EN MORTIER (Suite)

NATURE des JOINTS.	DENSITÉ moyenne des cubes consti- tuant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENT. CARRÉ de section ayant produit				DENSITÉ moyenne des cubes consti- tuant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENT. CARRÉ de section ayant produit					
		le commencem <sup>1</sup> de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.		le commencem <sup>1</sup> de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.		
a. — RÉSISTANCE APRÈS 28 JOURS (suite)												
Les chiffres des colonnes horizontales 1 donnent les résistances constatées sur les cubes de 0 <sup>m</sup> ,06 séparés par un joint; les colonnes 2, 3 et 4 donnent les résistances des joints rapportées aux résistances propres des joints essayés en cubes, des pierres et du zinc, pris successivement comme unités.												
MORTIER DE CIMENT.	Joint de mortier de ciment	2.686	270	436	436	523	2.672	296	467	467	467	
		2.672	253	445	445	488	2.644	305	501	501	501	
		2.682	278	408	408	461	2.660	248	500	540	540	
	1 : 3, comprimé 1 de 10 millimètres 2 d'épaisseur. 3 4	2.680	267	430	430	491	2.659	283	489	503	503	
		»	2,81	4,53	4,52	5,17	»	2,98	5,14	5,29	5,29	
		»	0,20	0,30	0,32	0,34	»	0,17	0,25	0,31	0,27	
		»	0,25	0,38	0,42	0,44	»	0,29	0,38	0,52	0,39	
		Joint de mortier de ciment	2.684	243	347	347	425	2.670	240	420	506	533
			2.680	253	331	331	458	2.650	244	400	514	537
	2.680		218	271	271	454	2.670	191	315	474	474	
	1 : 3 non comprimé 1 de 10 millimètres 2 d'épaisseur. 3 4	2.681	238	316	316	446	2.663	225	378	498	515	
		»	2,51	3,32	3,32	4,69	»	2,37	3,99	5,24	5,42	
»		0,18	0,22	0,24	0,31	»	0,14	0,21	0,31	0,28		
	»	0,22	0,28	0,29	0,40	»	0,23	0,30	0,51	0,41		
	Joint de mortier de ciment	2.686	245	384	384	410	2.646	313	400	313	422	
		2.672	239	328	328	328	2.672	296	386	386	386	
2.682		235	331	331	331	2.654	200	340	200	417		
1 : 3, comprimé 1 de 15 millimètres 2 d'épaisseur. 3 4	2.680	240	348	348	356	2.657	270	375	300	408		
	»	2,51	3,66	3,66	3,75	»	2,84	3,84	3,16	4,29		
	»	0,18	0,24	0,26	0,25	»	0,16	0,20	0,18	0,22		
	»	0,23	0,31	0,33	0,32	»	0,28	0,29	0,31	0,32		
	Joint de mortier de chaux (1)	2.658	105	201	204	306	2.672	82	165	213	410	
		2.646	105	201	201	271	2.646	89	174	257	385	
2.652		105	219	219	262	2.652	85	180	294	373		
1 : 4, comprimé 1 de 10 millimètres 2 d'épaisseur. 3 4	2.652	105	207	208	280	2.657	85	173	255	389		
	»	5,33	10,51	10,56	14,21	»	4,31	8,78	12,95	19,74		
	»	0,12	0,24	0,24	0,33	»	0,05	0,09	0,16	0,21		
	»	0,10	0,18	0,19	0,25	»	0,09	0,13	0,26	0,31		
	Joint de mortier de chaux (1)	2.656	79	131	228	333	2.670	66	121	278	456	
		2.648	70	131	219	315	2.648	70	131	279	479	
2.654		70	114	236	315	2.650	50	116	257	473		
1 : 4, comprimé 1 de 15 millimètres 2 d'épaisseur. 3 4	2.653	73	125	228	321	2.656	62	123	271	469		
	»	3,70	6,34	11,57	16,30	»	3,15	6,24	13,75	23,80		
	»	0,09	0,15	0,27	0,37	»	0,04	0,07	0,17	0,26		
	»	0,07	0,11	0,21	0,28	»	0,06	0,10	0,28	0,37		
	Joint de mortier de chaux (1)	2.654	35	79	262	367	2.670	50	84	319	426	
		2.650	31	79	202	307	2.650	46	88	306	508	
2.650		39	79	228	290	2.670	37	76	276	508		
1 : 4 non comprimé 1 de 15 millimètres 2 d'épaisseur. 3 4	2.651	35	79	231	321	2.663	44	83	300	481		
	»	1,77	4,01	11,73	16,30	»	2,23	4,21	15,23	24,42		
	»	0,04	0,09	0,27	0,37	»	0,03	0,05	0,18	0,26		
	»	0,03	0,07	0,21	0,28	»	0,05	0,07	0,31	0,38		

1. Même observation qu'à la page 57.

II — RÉSISTANCE DES JOINTS EN CIMENT ET EN MORTIER (Suite)											
NATURE des JOINTS.	DENSITÉ moyenne des cubes consti- tuant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENT. CARRÉ de section ayant produit				DENSITÉ moyenne des cubes consti- tuant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENT. CARRÉ de section ayant produit				
		le commencem <sup>t</sup> de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.		le commencem <sup>t</sup> de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.	
b. — RÉSISTANCE APRÈS 84 JOURS											
		Lignerolles.					Grimault.				
Joint de ciment pur de moins de 1 millimètre d'épaisseur.	»	»	»	778	860	»	»	»	1226	1226	
	»	»	»	641	671	»	»	»	963	1243	
	»	»	»	829	829	»	»	»	859	1166	
	»	»	»	749	787	»	»	»	1016	1212	
Joint de coulis de ciment de 5 millimètres d'épaisseur.	»	187	»	187	418	»	566	»	566	604	
	»	205	»	205	352	»	445	»	445	579	
	»	250	»	410	563	»	560	»	560	586	
	»	214	»	267	444	»	524	»	524	590	
CIMENT PUR.	Joint de ciment pur de 10 millimètres d'épaisseur.	»	606	»	»	624	»	566	»	»	670
		»	696	»	»	696	»	485	»	»	530
		»	657	»	»	711	»	580	»	»	632
		»	620	»	620	677	»	544	»	544	611
	Joint de ciment pur de 15 millimètres d'épaisseur.	»	627	»	627	627	»	552	»	»	»
		»	574	»	577	610	»	580	»	»	»
		»	647	»	647	647	»	554	»	»	»
		»	616	»	616	628	»	562	»	562	562
	Joint de mortier de ciment 1 : 3, comprimé, de 10 millimètres d'épaisseur.	2.202	268	331	331	331	2.542	400	400	400	453
		2.184	253	280	280	316	2.516	410	410	410	410
	2.218	290	316	316	343	2.534	358	419	419	419	
	2.201	270	309	309	330	2.531	389	410	410	427	
Joint de mortier de ciment 1 : 3, non comprimé, de 10 millimètres d'épaisseur.	2.210	280	330	330	357	2.538	340	366	366	392	
	2.196	257	357	357	392	2.524	350	394	394	394	
	2.206	259	339	339	353	2.528	307	333	333	403	
	2.204	265	342	342	367	2.530	332	364	364	396	
Joint de mortier de ciment 1 : 3, comprimé, de 15 millimètres d'épaisseur.	2.220	287	287	287	287	2.534	274	318	318	336	
	2.186	306	306	306	306	2.516	295	343	343	343	
	2.202	269	296	296	296	2.540	305	305	305	366	
	2.203	287	296	296	296	2.530	291	322	322	348	
MORTIER DE CIMENT.	Joint de mortier de chaux 1 : 4, comprimé, de 10 millimètres d'épaisseur.	2.214	171	207	171	207	2.538	184	220	220	378
		2.190	171	233	171	233	2.520	186	257	222	364
		2.206	170	254	170	251	2.536	193	254	254	384
		2.203	171	230	171	230	2.531	188	244	232	375
	Joint de mortier de chaux 1 : 4, comprimé, de 15 millimètres d'épaisseur.	2.212	133	152	133	231	2.538	166	183	227	437
		2.192	139	139	139	233	2.522	149	184	255	421
		2.206	146	146	146	241	2.528	158	193	298	438
		2.203	139	146	139	236	2.526	158	187	260	432
	Joint de mortier de chaux 1 : 4, non comprimé, de 15 millimètres d'épaisseur.	2.208	111	133	133	204	2.538	105	143	306	385
		2.198	107	116	116	223	2.524	105	137	290	410
	2.210	108	135	180	279	2.526	130	139	243	426	
	2.205	109	128	143	235	2.529	113	140	280	407	

II — RÉSISTANCE DES JOINTS EN CIMENT ET EN MORTIER (Suite)												
NATURE  des  JOINTS.	DENSITÉ moyenne des cubes consti- tuant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENT. CARRÉ de section ayant produit				DENSITÉ moyenne des cubes consti- tuant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENT. CARRÉ de section ayant produit					
		le commencem <sup>t</sup> de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.		le commencem <sup>t</sup> de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.		
b. — RÉSISTANCE APRÈS 84 JOURS (suite)												
Joint de ciment pur de moins de 1 millimètre d'épaisseur.	Villebois.					Comblanchien.						
	»	»	»	1286	1348	»	»	»	1068	1678		
	»	»	»	1137	1475	»	»	»	1141	1649		
	»	»	»	1228	1419	»	»	»	1435	1809		
	»	»	»	1217	1414	»	»	»	1215	1712		
Joint de coulis de ciment de 5 millimètres d'épaisseur.	»	479	»	479	523	»	422	»	422	683		
	»	533	»	533	603	»	600	»	600	713		
	»	507	»	507	611	»	451	»	576	718		
	»	506	»	506	579	»	491	»	533	705		
CIMENT PUR.	Joint de ciment pur de 10 millimètres d'épaisseur.	»	813	»	813	813	»	606	»	606	606	
		»	791	»	791	791	»	705	»	705	705	
		»	761	»	761	761	»	600	»	669	669	
		»	788	»	788	788	»	637	»	660	660	
	Joint de ciment pur (1) de 15 millimètres d'épaisseur.	2.660	368	»	368	386	»	573	»	»	»	
		2.646	447	»	447	447	»	641	»	»	»	
		2.652	430	»	430	430	»	516	»	»	»	
		2.653	415	»	415	421	»	577	»	577	577	
	MORTIER DE CIMENT.	Joint de mortier de ciment 1 : 3, comprimé, de 10 millimètres d'épaisseur.	2.682	381	381	381	485	2.674	305	305	305	311
			2.678	357	357	357	540	2.644	347	347	347	347
2.686			331	392	392	461	2.658	298	313	313	365	
2.682			356	377	377	495	2.659	317	322	322	341	
Joint de mortier de ciment 1 : 3, non comprimé, de 10 millimètres d'épaisseur.		2.684	314	384	384	384	2.670	335	335	335	494	
		2.680	305	344	344	427	2.650	309	309	309	531	
		2.680	356	409	409	409	2.670	323	323	323	502	
		2.681	325	379	379	497	2.663	322	322	322	509	
Joint de mortier de ciment 1 : 3, comprimé, de 15 millimètres d'épaisseur.		2.680	338	338	338	373	2.672	250	250	250	348	
		2.680	304	365	365	409	2.644	269	330	330	478	
		2.684	272	333	333	429	2.656	298	298	298	495	
		2.681	305	345	345	403	2.657	272	293	293	440	
MORTIER DE CHAUX.	Joint de mortier de chaux 1 : 4, comprimé, de 10 millimètres d'épaisseur.	2.656	105	245	245	272	2.672	187	462	560	560	
		2.646	114	262	200	271	2.646	200	443	443	530	
		2.652	122	336	201	333	2.652	170	322	235	374	
		2.650	114	281	215	292	2.657	186	409	413	488	
	Joint de mortier de chaux (1) 1 : 4, comprimé, de 15 millimètres d'épaisseur.	2.656	83	132	255	292	2.670	159	185	335	537	
		2.648	79	149	202	254	2.648	158	194	266	513	
		2.654	78	136	209	323	2.650	140	219	254	534	
		2.653	80	139	222	290	2.656	152	199	285	528	
	Joint de mortier de chaux (1) 1 : 4, non comprimé, de 15 millimètres d'épaisseur.	2.654	61	105	237	316	2.670	99	179	296	485	
		2.650	79	96	184	288	2.648	117	173	295	476	
2.648		61	97	201	332	2.648	113	178	296	453		
2.651		67	99	207	312	2.655	110	177	296	471		

1. Même observation qu'à la page 37.

II — RÉSISTANCE DES JOINTS EN CIMENT ET EN MORTIER (Suite)						
NATURE DES JOINTS.	DENSITÉS moyennes des cubes constituant le prisme essayé.	CHARGE EN KILOGRAMME PAR CENTIMÈTRE CARRÉ DE SECTION AYANT PRODUIT				
		le commencement de la désagrégation du joint.	la ruine complète du joint.	les premières fissures dans la pierre.	la ruine complète des cubes.	
c. — RÉSISTANCE APRÈS 6 MOIS						
Comblanchien.						
Joint de ciment pur de moins de 1 millim. d'épaisseur.	2.678	»	»	1154	1664	
	2.638	»	»	1167	1558	
	2.664	»	»	1196	1652	
	Moyennes. . . . .	2.660	1172	1172	1624	
Joint de coulis de ciment de 5 millimètres d'épaisseur.	2.676	»	»	573	663	
	2.640	426	»	»	704	
	2.662	480	»	657	720	
	Moyennes. . . . .	2.659	523	552	696	
CIMENT PUR.	Joint de ciment pur de 10 millimètres d'épaisseur.	2.674	613	»	666	
		2.642	600	»	721	
		2.662	»	»	703	
		Moyennes. . . . .	2.659	639	653	697
	Joint de ciment pur (1) de 15 millimètres d'épaisseur.	2.674	»	»	582	
		2.642	643	»	713	
		2.668	»	»	625	
		Moyennes. . . . .	2.661	617	617	640
MORTIER DE CIMENT.	Joint de mortier de ciment 1 : 3 comprimé de 10 millimètres d'épaisseur.	2.674	396	»	405	
		2.644	252	»	374	
		2.660	252	»	357	
		Moyennes. . . . .	2.659	300	314	379
	Joint de mortier de ciment 1 : 3 comprimé de 15 millimètres d'épaisseur.	2.672	302	324	302	337
		2.646	297	297	297	297
		2.656	270	297	297	358
		Moyennes. . . . .	2.658	290	306	299
MORTIER DE CHAUX.	Joint de mortier de chaux 1 : 4 comprimé de 10 millim. d'épaisseur (1).	2.672	214	357	214	357
		2.646	192	341	271	376
		2.652	163	332	288	463
		Moyennes. . . . .	2.657	190	343	258
	Joint de mortier de chaux 1 : 4 comprimé de 15 millim. d'épaisseur (1).	2.670	152	250	294	517
		2.648	140	201	253	515
		2.650	131	209	271	497
		Moyennes. . . . .	2.656	144	220	273

1. Même observation qu'à la page 37.

1. Même observation qu'à la page 37.



## III VARIATION DES RÉSISTANCES DU CIMENT ET DES MORTIERS AVEC LES DURÉES DE PRISE

DÉSIGNATION des MORTIERS.	RÉSISTANCE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ											
	à l'arrachement						à l'écrasement					
	2 jours	7 jours	28 jours	84 jours	6 mois	1 an	2 jours	7 jours	28 jours	84 jours	6 mois	1 an
	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.
<b>1° Ciment de Boulogne et mortier de ciment.</b>												
Ciment pur . . . . . Eau: 25%	»	25,8	42,0	45,6	49,9	45,3	»	217	463	624	725	815
Mortier plastique 1:3. Eau: 10,2%	»	8,3	15,4	16,2	21,5	20,0	»	82	144	175	205	134
Ciment pur . . . . . Eau: 25%	21,9	32,4	39,5	47,3	53,0	47,3	180	299	446	617	660	731
Mortier plastique 1:3. Eau: 10,2%	5,4	10,0	15,9	20,0	21,3	22,1	55	99	140	205	223	252
Ciment pur . . . . . Eau: 24,5%	19,2	26,9	39,0	46,8	41,3	48,1	133	218	370	540	624	698
Mortier plastique 1:3. Eau: 10,1%	4,0	8,5	12,9	16,7	18,1	19,9	48	78	117	159	196	231
Ciment pur . . . . . Eau: 25%	24,1	36,3	46,7	41,9	46,0	50,0	182	335	480	627	691	802
Mortier plastique 1:3. Eau: 10,2%	4,4	11,0	15,6	20,1	22,3	24,3	52	104	148	187	219	258
Ciment pur . . . . . Eau: 27%	12,6	30,7	40,3	40,1	46,5	46,0	89	268	433	597	732	855
Mortier plastique 1:3. Eau: 10,7%	5,4	11,9	18,2	23,5	24,3	26,8	75	142	196	237	303	366
Ciment pur . . . . . Eau: 27%	12,7	30,0	35,5	41,9	46,6	46,5	82	246	373	560	677	792
Mortier plastique 1:3. Eau: 10,7%	4,8	11,1	16,2	18,6	21,8	25,2	71	149	211	239	262	362
Ciment pur . . . . . Eau: 24%	12,3	31,7	40,3	48,1	45,3	48,5	72	211	476	661	765	819
Mortier plastique 1:3. Eau: 10%	3,0	8,2	13,5	18,1	18,2	21,8	35	78	115	158	206	240
Ciment pur . . . . . Eau: 26%	19,3	34,1	42,3	49,1	»	»	146	333	490	601	»	»
Mortier plastique 1:3. Eau: 10,4%	4,4	12,8	18,9	21,4	»	»	63	116	182	212	»	»
Ciment pur . . . . . Eau: 23,5%	12,9	27,6	43,6	»	»	»	93	224	399	»	»	»
Mortier plastique 1:3. Eau: 10,9%	2,3	7,6	»	»	»	»	19	65	»	»	»	»
<b>RÉSUMÉ DES EXPÉRIENCES CI-DESSUS.</b>												
Ciment pur . . . . . { de	12,3	25,8	35,5	40,1	41,3	45,3	72	211	370	540	624	698
— à	24,1	36,3	46,7	49,1	53,0	50,0	182	335	490	661	765	855
— moyennes . . . . .	16,9	39,6	41,0	45,1	46,9	47,4	122	261	437	603	696	787
Mortier de ciment 1:3 plastique { de	2,3	7,6	12,9	16,2	18,1	19,9	19	65	115	158	196	134
— à	5,4	12,8	18,9	23,5	24,3	26,8	75	149	211	239	303	366
— moyennes . . . . .	4,1	9,9	15,8	19,3	21,1	22,9	52	101	157	197	231	263
<b>2° Mortier de chaux du Teil.</b>												
Mortier 1:3 plastique . . . { de	1,0	3,0	7	12,9	15	16,4	11	24	36	89	149	167
— à	2,9	5,0	11,5	17,1	20,7	21,6	28	47	93	121	194	204
— moyennes . . . . .	1,75	4,0	9,7	15,1	18,1	19,3	20	36	71	107	168	189
Mortier 1:5 plastique . . . { de	0,6	2,0	4,2	8,1	10,9	11,9	4	12	24	45	70	89
— à	2,15	3,8	7,6	10,8	13,9	15,8	12	27	48	63	103	110
— moyennes . . . . .	1,15	3,0	6,3	9,4	12,0	13,6	8	17	39	52	84	101

## IV — COMPRESSION DU CIMENT ET DU MORTIER

## 1° CUBES.

Section 50 cm<sup>2</sup>. — Durée de prise 28 jours.

NATURE des CUBES	CHARGE par centimètre carré	Affaissements relevés sous les charges ci-contre rapportées à une longueur initiale de 1 mètre	Affaissements entre deux charges consécutives	NATURE des CUBES	CHARGE par centimètre carré	Affaissements relevés sous les charges ci-contre rapportées à une longueur initiale de 1 mètre	Affaissements entre deux charges consécutives	NATURE des CUBES	CHARGE par centimètre carré	Affaissements relevés sous les charges ci-contre rapportées à une longueur initiale de 1 mètre	Affaissements entre deux charges consécutives
	kg.	mm.	mm.		kg.	mm.	mm.		kg.	mm.	mm.
Ciment pur à consistance normale.	50	0,25	»	Mortier de ciment plastique 1 : 5	10	0,0577	»	Mortier de chaux plastique 1 : 4	5	0,1274	»
	100	0,50	»		20	0,1155	»		10	0,3552	»
	150	0,76	»		50	0,1827	»		15	1,0780	»
	200	1,10	»		40	0,2500	»		20	> 7,840	»
	250	1,65	»		50	0,3270	»				
	500	2,71	»		60	0,4058	»				
					70	0,5190	»				
					80	0,6750	»				
					90	1,1920	»				
Coefficient d'élasticité pour une charge de				Coefficient d'élasticité pour une charge de				Coefficient d'élasticité pour une charge de			
150 kg. $\frac{150 \times 1}{0,0001 \times 0,00076} = 1,974 \times 10^9$				20 k. $\frac{20 \times 1}{0,0001 \times 0,0001155} = 1,751 \times 10^9$				5 kg. $\frac{5 \times 1}{0,0001 \times 0,0001274} = 0,392 \times 10^9$			
				50 k. $\frac{50 \times 1}{0,0001 \times 0,0004058} = 1,238 \times 10^9$				10 kg. $\frac{10 \times 1}{0,0001 \times 0,0003552} = 0,300 \times 10^9$			

## 2° JOINTS ENTRE CUBES DE COMBLANCHIEN.

a. — Compression après 28 jours.

NATURE des JOINTS	CHARGES appliquées en kg. par cm <sup>2</sup> de la section du joint	Affaissements totaux (pierre et joint) relevés sous les charges ci-contre en millimètres	Affaissements de la pierre calculés d'après le coefficient d'élasticité en millimètres	Affaissements du joint seul en millimètres	NATURE des JOINTS	CHARGES appliquées en kg. par cm <sup>2</sup> de la section du joint	Affaissements totaux (pierre et joint) relevés sous les charges ci-contre en millimètres	Affaissements de la pierre calculés d'après le coefficient d'élasticité en millimètres	Affaissements du joint seul en millimètres
	kg.	mm.	mm.	mm.		kg.	mm.	mm.	mm.
Coulis de ciment de 5 millim. d'épaisseur	50	0,01500	0,00625	0,00675	Coulis de ciment de 10 millim. d'épaisseur	50	0,02000	0,00588	0,01412
	100	0,02700	0,01250	0,01450		100	0,03900	0,01175	0,02725
	150	0,04250	0,01875	0,02375		150	0,05800	0,01763	0,04037
	200	0,05800	0,02500	0,03300		200	0,11950	0,02350	0,09600
	250	0,07400	0,03125	0,04275		250	0,25250	0,02938	0,22312
	500	0,11450	0,03750	0,07700					
	550	0,18200	0,04375	0,13825					
Coefficient d'élasticité pour une charge de					Coefficient d'élasticité pour une charge de				
50 kg. $\frac{50 \times 0,005}{0,0001 \times 0,0000675} = 0,570 \times 10^9$					50 kg. $\frac{50 \times 0,010}{0,0001 \times 0,0001412} = 0,354 \times 10^9$				
Ciment pur de 10 millim. d'épaisseur	50	0,01000	0,00588	0,00412	Ciment pur de 15 millim. d'épaisseur	50	0,01250	0,00550	0,00700
	100	0,02000	0,01175	0,00825		100	0,02450	0,01100	0,01350
	150	0,03050	0,01763	0,01287		150	0,03700	0,01650	0,02050
	200	0,04150	0,02350	0,01800		200	0,05000	0,02200	0,02800
	250	0,05550	0,02938	0,02412		250	0,06500	0,02750	0,03550
	500	0,06550	0,03525	0,05025		300	0,08200	0,03500	0,04900
	550	0,08250	0,04115	0,04157		350	0,10850	0,03850	0,07000
	400	0,15000	0,04700	0,08500		400	0,14950	0,04400	0,10550
	450	0,20650	0,05288	0,15362					
Coefficient d'élasticité pour une charge de					Coefficient d'élasticité pour une charge de				
150 kg. $\frac{150 \times 0,01}{0,0001 \times 0,0001287} = 1,166 \times 10^9$					150 kg. $\frac{150 \times 0,015}{0,0001 \times 0,000205} = 1,097 \times 10^9$				

## a. — Compression après 28 jours (suite).

NATURE des JOINTS	CHARGES appliquées en kg. par cm <sup>2</sup> de la section du joint	Affaissements totaux (pierr+joint) relevés sous les charges ci-contre en millimètres	Affaissements de la pierre calculés d'après le coefficient d'élasticité en millimètres	Affaissements du joint seul en millimètres	NATURE des JOINTS	CHARGES appliquées en kg. par cm <sup>2</sup> de la section du joint	Affaissements totaux (pierr+joint) relevés sous les charges ci-contre en millimètres	Affaissements de la pierre calculés d'après le coefficient d'élasticité en millimètres	Affaissements du joint seul en millimètres
	kg.	mm.	mm.	mm.		kg.	mm.	mm.	mm.
Mortier de ciment 1 : 5 comprimé de 10 millim. d'épaisseur.	50 100 150 200 250 500	0,02600 0,07600 0,15550 0,25600 0,55600 0,46900	0,00588 0,01175 0,01765 0,02550 0,02958 0,05525	0,02012 0,06425 0,13587 0,21250 0,50662 0,45575	Mortier de ciment 1 : 5 non comprimé de 10 millim. d'épaisseur.	50 100 150 200 250 500	0,05800 0,09850 0,17450 0,25900 0,55900 0,46300	0,00588 0,01175 0,01765 0,02550 0,02958 0,05525	0,05212 0,08675 0,15687 0,25550 0,52962 0,42775
Coefficient d'élasticité pour une charge de 50 kg. $\frac{50 \times 0,01}{0,0001 \times 0,00002012} = 0,249 \times 10^9$					Coefficient d'élasticité pour une charge de 50 kg. $\frac{50 \times 0,01}{0,0001 \times 0,00005212} = 0,156 \times 10^9$				
	kg.	mm.	mm.	mm.		kg.	mm.	mm.	mm.
Mortier de ciment 1 : 5 comprimé de 15 millim. d'épaisseur.	5 100 150 200 250	0,02750 0,08350 0,17100 0,28600 0,45100	0,00550 0,01100 0,01650 0,02200 0,02750	0,02200 0,07250 0,15450 0,26400 0,42550	Mortier de chaux 1 : 4 comprimé de 10 millim. d'épaisseur.	10 15 25 45 75 85 115 155 155 165	0,00555 0,00955 0,02505 0,05855 0,15155 0,15855 0,25805 0,55005 0,42005 0,47755	0,00118 0,00176 0,00294 0,00529 0,00881 0,00999 0,01295 0,01522 0,01821 0,01959	0,00457 0,00779 0,02011 0,05526 0,12274 0,14856 0,24512 0,56685 0,40184 0,45816
Coefficient d'élasticité pour une charge de 50 kg. $\frac{50 \times 0,015}{0,0001 \times 0,000022} = 0,541 \times 10^9$					Coefficient d'élasticité pour une charge de 10 kg. $\frac{10 \times 0,01}{0,0001 \times 0,0000437} = 0,229 \times 10^9$				
	kg.	mm.	mm.	mm.		kg.	mm.	mm.	mm.
Mortier de chaux 1 : 4 comprimé de 15 millim. d'épaisseur.	10 20 40 50 70 80 100 110	0,01150 0,05650 0,09050 0,12200 0,20400 0,26450 0,59500 0,48200	0,00110 0,00220 0,00440 0,00550 0,00770 0,00880 0,01100 0,01210	0,01040 0,03450 0,08610 0,11650 0,19650 0,25570 0,58200 0,46990	Mortier de chaux 1 : 4 non comprimé de 15 millim. d'épaisseur.	10 20 50 40 50 60	0,01550 0,04950 0,11650 0,18650 0,27150 0,57600	0,00110 0,00220 0,00350 0,00440 0,00550 0,00660	0,01240 0,04730 0,11520 0,18210 0,26600 0,56940
Coefficient d'élasticité pour une charge de 10 kg. $\frac{10 \times 0,015}{0,0001 \times 0,0000104} = 0,144 \times 10^9$					Coefficient d'élasticité pour une charge de 10 kg. $\frac{10 \times 0,015}{0,0001 \times 0,0000124} = 0,121 \times 10^9$				

## b. — Compression après 84 jours.

NATURE des JOINTS	CHARGES appliquées en kg. par $\text{cm}^2$ de la section du joint	Affaissements totaux (pierre et joint) relevés sous les charges ci-contre en millimètres	Affaissements de la pierre calculés d'après le coefficient d'élasticité en millimètres	Affaissements du joint seul en millimètres	NATURE des JOINTS	CHARGES appliquées en kg. par $\text{cm}^2$ de la section du joint	Affaissements totaux (pierre et joint) relevés sous les charges ci-contre en millimètres	Affaissements de la pierre calculés d'après le coefficient d'élasticité en millimètres	Affaissements du joint seul en millimètres.
	kg.	mm.	mm.	mm.		kg.	mm.	mm.	mm.
Coulis de ciment de 5 millim. d'épaisseur	50	0,00950	0,00625	0,00325	Ciment pur de 10 millim. d'épaisseur	50	0,00900	0,00588	0,00312
	100	0,01900	0,01250	0,00650		100	0,01800	0,01175	0,00625
	150	0,02850	0,01875	0,00975		150	0,02750	0,01763	0,00987
	200	0,03800	0,02500	0,01300		200	0,03700	0,02350	0,01330
	250	0,04750	0,03125	0,01625		250	0,04600	0,02938	0,01662
	300	0,05750	0,03750	0,02000		300	0,05550	0,03525	0,02025
	350	0,06950	0,04375	0,02575		350	0,06550	0,04113	0,02437
	400	0,08200	0,05000	0,03200		400	0,07600	0,04700	0,02900
	450	0,09950	0,05625	0,04325		450	0,08750	0,05288	0,03462
						500	0,10000	0,05876	0,04124
Coefficient d'élasticité pour une charge de 50 kg. $\frac{50 \times 0,005}{0,0001 \times 0,00000325} = 0,769 \times 10^9$					Coefficient d'élasticité pour une charge de 150 kg. $\frac{150 \times 0,01}{0,0001 \times 0,00000987} = 1,520 \times 10^9$				
	kg.	mm.	mm.	mm.		kg.	mm.	mm.	mm.
Mortier de ciment 1 : 3 comprimé de 10 millim. d'épaisseur	50	0,02000	0,00588	0,01412	Mortier de chaux 1 : 4 comprimé de 10 millim. d'épaisseur	20	0,00700	0,00336	0,00364
	100	0,04000	0,01175	0,02825		40	0,01500	0,00672	0,00828
	150	0,06050	0,01763	0,04287		60	0,02500	0,01008	0,01492
	200	0,09600	0,02350	0,07250		80	0,04050	0,01344	0,02706
	250	0,15150	0,02938	0,11212		100	0,06550	0,01680	0,04870
						120	0,10550	0,02016	0,08534
						140	0,14000	0,02352	0,11648
						160	0,17800	0,02688	0,15112
						180	0,22150	0,03024	0,19126
Coefficient d'élasticité pour une charge de 50 kg. $\frac{50 \times 0,01}{0,0001 \times 0,00001412} = 0,354 \times 10^9$					Coefficient d'élasticité pour une charge de 10 kg. $\frac{10 \times 0,01}{0,0001 \times 0,00000169} = 0,592 \times 10^9$				

## XII

### ÉTUDE

SUR

## LES FRACTURES DES BOIS

DANS LES ESSAIS DE RÉSISTANCE

---

### COMMUNICATION

Présentée par M. André THIL

INSPECTEUR DES EAUX ET FORÊTS

---

Dans un rapport remis en 1899 à la Commission d'essai des matériaux, siégeant au Ministère des travaux publics, nous avons fait une étude de l'anatomie du bois au point de vue des essais de résistance; il était intéressant de rapprocher les conclusions théoriques de ce travail d'une série d'essais faits avec soin. MM. Debray et Ménager, ingénieurs des Ponts et Chaussées, directeurs du laboratoire de l'avenue d'Iéna, à Paris, ont bien voulu, à deux reprises différentes, mettre à notre disposition non seulement toutes leurs éprouvettes ligneuses, mais encore autoriser M. Mercier, conducteur chargé des essais, à exécuter pour ce travail quelques expériences complémentaires destinées à faire ressortir des points intéressants.

Pour bien comprendre les faits relevés dans l'étude qui va suivre, il est nécessaire de rappeler les traits principaux de notre étude présentée en 1899.

Le bois est une matière plus ou moins caverneuse composée de cellules de diverses formes agglutinées par une matière intercellulaire. L'étude de trois sections perpendiculaires entre elles (transversale, radiale et tangentielle aux accroissements de l'arbre) permet de discerner dans le bois un double réseau de cellules placé autour de la moelle dans deux directions perpendiculaires l'une à l'autre. Le premier réseau, ou les rayons médullaires, s'étend perpendiculairement à l'axe du centre à la périphérie de la tige comme les rayons d'un cylindre, d'où son nom de rayons médullaires. Ses cellules s'étendent radialement; leurs groupes, généralement fusiformes, beaucoup plus hauts que larges, sont disposés en spirales tout autour de la moelle, et il en apparaît de nouveaux dans le tissu au fur et à mesure que le diamètre de la tige s'accroît, de sorte que leur espacement reste le même dans toute la matière ligneuse formée.

Le second réseau remplit les secteurs laissés entre les rayons, d'où son nom de secteur fibro-vasculaire. Ses cellules s'étendent parallèlement à l'axe de croissance, elles s'infléchissent plus ou moins au-dessus des rayons médullaires pour venir s'accoler exactement à leurs voisins.

Les formes de ces cellules peuvent se classer en 3 catégories :

1° Les fibres, généralement fusiformes, à parois épaisses, de petit diamètre et de grande longueur, qui sont l'élément de résistance de la tige ligneuse.

2° Les vaisseaux, composés d'une longue file de cellules de grand diamètre dont les parois en contact sont plus ou moins résorbées, de façon à former dans toute la tige une sorte de canalisation portant les eaux du sol jusqu'à l'extrémité des rameaux.

3° Le parenchyme, cellules arrondies ou rectangulaires, souvent très irrégulières par suite de la compression des vaisseaux et des fibres, qui constituent avec les rayons médullaires formés de cellules de même nature les magasins de réserve ou de dépôt des diverses matières élaborées par la vie végétale.

Ces diverses sortes de cellules se combinent quelquefois deux à deux entre elles de manière à former des cellules mixtes si voisines des unes ou des autres qu'il est difficile alors d'assigner une limite aux unes ou aux autres.

Ce fait oblige en particulier à diviser toute étude du bois en deux parties, par suite de la constitution spéciale des bois résineux dans lesquels on ne distingue plus le vaisseau confondu avec les fibres en une cellule mixte nommée *trachéide*; le parenchyme lui-même est rare et très localisé, de sorte que la section transversale a l'aspect muriforme. Mais cet aspect n'est pas absolument régulier, car on remarque dans chaque période d'accroissement une décroissance plus ou moins grande sur le diamètre radial des trachéides et une augmentation progressive de l'épaisseur des parois. Il en résulte que tout accroissement résineux est composé de deux parties bien différentes, l'une tendre, connue sous le nom de « bois de printemps » et l'autre dure, appelée « bois d'automne »; ces deux parties ne sont pas réparties proportionnellement, mais de façons très diverses, suivant les espèces botaniques et les conditions de végétation; cependant, lorsque les conditions de sol ou de climat favorisent le développement de la tige, l'augmentation de diamètre se produit surtout sur le bois de printemps, l'épaisseur du bois d'automne le plus résistant restant moins variable.

Le parenchyme des bois résineux prend le nom de cellules ou de canaux résinifères, soit qu'il soit isolé, soit qu'au contraire il forme des groupes; cette partie du tissu est anatomiquement une partie faible, mais, d'un autre côté, par suite des sécrétions résineuses qu'elle produit, elle peut améliorer, dans certains cas, soit les qualités de résistance, soit celles de durée du bois.

L'anatomie des bois feuillus est beaucoup plus compliquée que celle des bois résineux. Les vaisseaux ou pores des praticiens ponctuent de différentes façons de leurs larges lumens les sections transversales. Tantôt ils sont répartis également sur toute la section, tantôt inégalement; de plus, le diamètre de leur lumen varie plus ou moins pendant la période de végétation, les plus grands lumens correspondant aux périodes plus actives de croissance. Le bois formé au printemps est pour cette raison plus poreux que celui d'automne. Mais, dans cette classe de bois, le développement végétal se portant surtout sur le bois d'automne, la partie la plus compacte du tissu augmente avec la rapidité de la croissance. Les fibres dans cette classe de végétaux varient peu de diamètre dans l'épaisseur d'un accroissement; c'est à peine si, dans quelques espèces, on discerne la limite de l'accroissement par une diminution de leur dimension. Mais, lorsque le diamètre des vaisseaux augmente, leur nombre diminue en conséquence dans le secteur. Ces fibres à section polygonale sont du reste réparties des façons les plus diverses, suivant les espèces, ce qui modifie beaucoup les qualités des divers tissus.

Le parenchyme est anatomiquement dans ces bois une cause de faiblesse ou d'élasticité; il peut prendre rang dans certains cas, comme chez les résineux, parmi les éléments de résistance et de durée, lorsqu'il sécrète d'abondants produits de remplissage des lumens et de conservation des tissus.

Les rayons médullaires ont beaucoup plus d'importance dans cette classe. Leur hauteur varie autant que leur largeur, de sorte que la rectitude des secteurs en souffre.

Dans les deux classes, toutes ces cellules sont d'autant mieux agglomérées entre elles que la matière intercellulaire remplit mieux l'intervalle qui les sépare, et que leurs faces tangentes sont plus rapprochées les unes des autres. Cette matière a une épaisseur spécifique définie autour de la paroi, de sorte que, si deux parois voisines sont trop arrondies, il existe un

méat ou vide dans l'épaisseur de la couche conjonctive. Ces méats sont une cause de faiblesse d'autant plus grande que la matière intercellulaire en séchant devient de plus en plus friable et sert de point de départ aux diverses ruptures examinées. Cette matière paraît moins abondante chez les feuillus que chez les résineux, surtout dans les groupes de fibres, ce qui tient à la forme et à la petitesse de ces éléments.

Enfin, le plus souvent, dans les bois de construction, la tige se compose de deux parties : l'une extérieure, dite aubier, l'autre intérieure, nommée bois parfait. La première de ces deux parties est moins colorée que la seconde, les dépôts végétaux y sont moindres ou de nature fermentescible, c'est-à-dire facilement assimilables par les végétaux inférieurs ou les animaux, ce qui nuit à ses qualités de conservation. La seconde, plus colorée, est mieux lignifiée, la croissance des cellules y est complètement arrêtée, et les matières résiduelles plus abondantes que les lumens renferment sont peu fermentescibles, même souvent antiseptiques; aussi cette partie de la tige est-elle d'un meilleur usage et plus résistante que la première.

Cet exposé préliminaire terminé, nous allons étudier successivement les fractions obtenues dans les essais jusqu'à la rupture pour :

- 1° La compression parallèle à l'axe de croissance ;
- 2° La — radiale ;
- 3° La — tangentielle aux accroissements ;
- 4° La traction ;
- 5° Le cisaillement.

#### COMPRESSION PARALLELE A L'AXE

Lorsque la matière ligneuse ne peut plus supporter la charge de compression agissant dans une direction parallèle à l'axe de croissance, il ne se produit pas une rupture proprement dite, mais une dissociation locale du tissu sur un ou plusieurs plans de direction définie et constante, mais d'obliquité et d'épaisseur variables suivant les espèces.

Si l'éprouvette a été prise en dehors du centre, sur le côté d'une tige, le plan de dissociation se dirige vers le centre de la tige suivant un rayon médullaire, tandis que tangentielle-ment il est oblique à une section transversale normale à l'axe de croissance. Sur ce plan, la matière intercellulaire est plus ou moins broyée ou fendue, et les parois des cellules ou faisceaux de cellules mis à nu sont inclinées et pliées les unes contre les autres vers l'extérieur de la tige et en même temps plus ou moins obliquement vers la gauche ou la droite, suivant les circonstances et les espèces.

Le broyement de la matière intercellulaire s'explique par sa grande friabilité; l'adhérence des parties entre elles par la grande résistance et la souplesse de la matière formant les parois des cellules mises à nu. Ces cellules dépendant des secteurs fibro-vasculaires ne sont pas mises à nu sur toute leur longueur parallèle à l'axe et leurs extrémités restent enchâssées dans les parties non encore broyées du bloc soumis à la force. Les fibres surtout sont en cet état, car le parenchyme plus court est dissocié, et les divers éléments primordiaux des vaisseaux sont séparés plus ou moins complètement, restant plus ou moins adhérents par place aux fibres voisines.

L'inclinaison vers l'extérieur se justifie par la disposition rayonnante des secteurs ligneux qui oppose une certaine résistance à l'inflexion vers l'axe, tandis qu'elle facilite l'épanouissement vers l'extérieur de la tige.

L'inflexion vers la gauche ou la droite des fibres, que l'on rencontre dans certains bois, tient à une disposition naturelle du tissu de former leurs nouveaux éléments suivant des hélices inclinées dans ces sens ou même l'emplacement du débit par rapport aux secteurs.

La direction oblique constante des plans de dissociation, par rapport à une section transversale normale à l'axe de croissance, tient en première ligne aux hélices sur lesquelles se trouvent réunis les sommets des rayons médullaires, ce qui est logique, puisqu'il existe dans

ces parties des causes de faiblesse dans le tissu. Les rayons médullaires ont sur leurs flancs une plus grande quantité de matière intercellulaire généralement avec méats, par suite de la différence d'orientation qui existe entre les cellules de cette partie et celles des secteurs voisins. De plus, les fibres, comme les autres cellules dont la direction est incurvée pour contourner le rayon médullaire, n'ont, sous l'action de la force de pression, qu'à suivre leur plissement naturel mal contenu par un tissu moins résistant et une matière friable et caverneuse.

M. Mercier, chargé de la conduite des essais au laboratoire des Ponts et Chaussées, a bien voulu faire quelques expériences sur des éprouvettes cylindriques prises au milieu de tiges pour démontrer cette influence des rayons médullaires dans la direction du plan d'écrasement. Le plan d'écrasement s'est alors produit le plus généralement en hélice plus ou moins inclinée, suivant les espèces; dans quelques cas seulement, il s'est produit un fort gonflement sur les flancs de l'éprouvette avec des ruptures radiales et circonférentielles que nous aurons à expliquer dans un instant.

L'influence des hélices des rayons médullaires dans ces essais est encore mise en évidence par ce fait, que souvent la rupture se fait suivant deux plans ou hélices d'obliquité contraire et différents d'inclinaison; or, les organes végétaux sont toujours disposés de telle sorte qu'ils forment sur la gauche et sur la droite du tronc deux hélices d'inclinaison différente.

On pourrait s'étonner que l'écrasement se produise ainsi sur un ou deux plans seulement, puisqu'il existe dans une éprouvette déterminée une série d'hélices où ces parties faibles se rencontrent. La localisation sur un plan principal tient à diverses causes dont les principales sont l'homogénéité non mathématique d'un tissu végétal et par suite la réunion sur certaines hélices d'un plus grand nombre d'éléments de faiblesse, puis la transmission des forces d'action et de réaction au travers d'un corps pourvu d'une assez grande élasticité et plasticité.

Du reste, outre ce plan principal, on peut reconnaître dans certaines éprouvettes (buis, frêne, chêne, hickory) de fins plissements secondaires disposés en réseaux parallèles plus ou moins accentués, suivant la nature du tissu et la durée de l'essai après l'apparition des plans principaux de dissociation.

Une expérience intéressante faite sur le bambou par M. Mercier permet d'affirmer encore l'influence des hélices des rayons; dans ce tissu végétal formé de faisceaux fibro-vasculaires parallèles noyés dans une matière médullaire parallèle aussi à ses faisceaux et où le rayon médullaire n'existe pas, la fracture s'est opérée par un plissement horizontal combiné avec des fentes radiales.

La forme du plan d'écrasement n'est pas toujours régulière tout au travers de l'éprouvette, les plans de plus grande faiblesse peuvent être situés à différentes hauteurs et les écrasements obliques sont alors reliés par des fentes radiales le plus souvent, ou quelquefois circonférentielles, situées dans des parties plus faibles du tissu (parenchyme, rayons médullaires, bois de printemps).

Si deux plans de dissociation sont d'obliquité différente, ils peuvent même former une sorte de coin qui fend toute la partie de l'éprouvette située en dessous ou en dessus d'eux.

Enfin, dans quelques cas, le plan ressaute d'une hauteur à l'autre par suite d'une fente circonférentielle qui se produit dans le bois de printemps peu résistant. Ce fait arrive souvent dans les résineux à végétation rapide et à bois de printemps très tendre. Les fentes de cette espèce produisent, dans certains bois homogènes à rayons médullaires très petits avec une zone de printemps bien marquée, ces gonflements constatés dans certaines éprouvettes cylindriques prises autour de la moelle (cornouiller, lilas, mélèze); dans ce cas, les fentes circonférentielles sont accompagnées de fentes radiales plus ou moins fines.

Si nous entrons maintenant dans le détail des expériences faites sur des espèces variées de bois, nous remarquons de nouveaux faits qui tiennent à diverses causes.

L'inclinaison générale des plans d'écrasement est d'autant plus grande que le bois est plus compact et résistant : ainsi l'obliquité varie de 120 à 90 pour 100 dans le bois de fer de Bornéo, le liem et le pitchpin, bois très durs et compacts, et de 25 à 15 pour 100 dans le peuplier et l'épicéa, bois très tendres et très caverneux.



Pour les premiers de ces bois, la paroi des cellules est imprégnée complètement de résines et de gommes dures qui remplissent presque complètement les lumens et forment de la matière ligneuse un corps compact. La compression ne peut plus produire aussi facilement les écrasements locaux, elle produit des fentes verticales et des esquilles longues rappelant celles formées dans les expériences de même nature exécutées sur le verre, ainsi que nous le faisait remarquer M. l'ingénieur Ménager.

Dans les seconds, au contraire, la vacuité des cellules, la faiblesse des parois cellulaires, ne permettent pas à la force de s'éloigner des têtes de l'éprouvette qui fléchissent tout de suite et s'écrasent.

La largeur du plan de dissociation varie aussi avec les espèces : ce fait tient à deux causes principales : à l'homogénéité de la matière, comme dans le noyer et l'érable, ou bien à sa plasticité causée par sa texture anatomique, comme dans le frêne et l'hickory, ou par les matières étrangères qui imprègnent les tissus : l'eau dans les bois verts, la cire et les corps gras dans certaines espèces.

La combinaison entre elles de ces causes multiples fait que chaque espèce a une forme d'écrasement spéciale qui se révèle, lorsque l'on peut examiner une série d'éprouvettes. Le plan de dissociation du bois de fer de Bornéo est irrégulier, relevé par des esquilles et des fentes radiales.

Le liem du Tonkin, dont la texture est très particulière, puisque les tissus formés au commencement de la période de végétation ont une direction très oblique à l'axe de croissance, tandis que les derniers formés lui sont bien parallèles, se brise, se fendille en esquilles longues et pointues, limitées par des fentes radiales et circonférentielles ressautant d'un rayon sur l'autre ; aussi les plans de dissociation sont multiples et irréguliers.

Dans le buis on remarque deux plans étroits d'écrasement d'obliquité contraire ;

Dans le teak, un ou plusieurs plans étroits, tantôt inclinés dans un sens, tantôt dans l'autre, ressautant sur des fentes radiales ;

Dans le charme, un plan oblique, tantôt à gauche, tantôt à droite ;

Dans l'hickory, un plan assez large suivi par une déformation accentuée du tissu, l'obliquité étant vers la gauche ;

Dans le cormier, des plans étroits d'obliquité contraire s'entre-croisant avec des fentes radiales ;

Dans le karri, des plans courts, étroits, d'obliquité contraire, ressautant sur des fentes radiales ;

Dans le hêtre, des plans assez larges, entre-croisés et d'obliquité contraire ;

Dans le châtaignier, un plan principal oblique sur la droite avec une forte déformation du tissu en dessus ;

Dans le jarrah, des plans étroits, parallèles, réunis ou non par des fentes radiales et inclinés vers la gauche ;

Dans le chêne, un large plan incliné vers la gauche avec d'autres d'obliquité contraire plus ou moins accentués et quelques ressauts radiaux ;

Dans le tilleul, des plans peu inclinés en ressaut sur des fentes radiales ;

Dans l'érable, un plissement général du tissu, plus accentué dans le bois de printemps avec une obliquité sur la droite ;

Dans le pin maritime, un plissement large, irrégulier, oblique sur la droite, recoupé de fentes radiales avec quelques plissements plus petits en sens inverse ;

Dans le sapin, un plissement irrégulier, peu incliné en général, avec des fentes radiales se déplaçant sur chaque accroissement et quelques fentes circonférentielles ;

Dans l'épicéa, de nombreuses fentes radiales, sinueuses, reliées par des plissements toujours peu inclinés.

Si l'on examine maintenant une série d'expériences faites sur une même espèce et même sur une même tige, on remarque d'assez grandes différences dans les résultats.

Ce fait tient à différentes causes inhérentes, les unes à la préparation de l'éprouvette, les autres à son état d'hygroscopicité, les dernières enfin à la texture anatomique du bois essayé.

Les éprouvettes doivent être débitées avec le plus grand soin dans une direction bien

parallèle aux secteurs fibro-vasculaires; car, s'il existe une obliquité dans le débit, la force n'agit plus parallèlement mais obliquement, et la résistance diminue rapidement par suite de la différence qui existe entre la résistance à la compression parallèle et celles aux compressions radiales et tangentielles qui entrent en jeu dans ce cas.

On doit éviter de faire pour cette raison des expériences théoriques sur des éprouvettes noueuses ou contenant des inflexions de tissu dans une de leurs parties. Ces conditions sont souvent très difficiles à réaliser pour les éprouvettes de grandes dimensions, aussi ces essais donnent toujours des chiffres de résistance inférieurs à ceux des expériences faites sur les échantillons de petites dimensions, mais réunissant cependant plusieurs accroissements.

Dans la série d'expériences relevées au Laboratoire des Ponts et Chaussées, on constate que presque tous les minima de résistance constatés se trouvent dans les conditions ci-dessus.

Ainsi l'éprouvette de buis, façonnée dans de bonnes conditions, donne 851 kilogrammes par centimètre carré, au moment de la dissociation, tandis que sa voisine noueuse cède sous une charge de 639 kilogrammes. Des échantillons de charme ne cèdent qu'à des charges de 748 et 734 kilogrammes, tandis que leur voisin à fibres onduleuses s'affaisse sous 628 kilogrammes.

Le karri se rompt à 702 et 690 kilogrammes et tombe à 600 kilogrammes pour une éprouvette dont la fibre est un peu oblique dans sa partie supérieure.

Il en est de même pour le hêtre dont la force de résistance tombe ainsi de 643 à 549 kilogrammes.

Des éprouvettes de noyer prises dans le même morceau de bois donnent une résistance à la rupture de 548 kilogrammes pour le bois à fibres droites, une de 337 kilogrammes pour l'éprouvette inclinée de 15° environ sur la parallèle aux secteurs fibro-vasculaires et tombe à 183 kilogrammes pour la partie voisine madrée.

L'état d'humidité du bois, matière très hygroscopique, a un double effet: si son taux s'élève, la force de résistance du bois diminue et la plasticité du tissu augmente; des expériences nombreuses ont permis de constater ces faits.

La raison de cet état de choses tient à deux causes principales: le bois, en absorbant de l'eau, se gonfle, se distend et prend plus de volume; la matière résistante est donc répartie sur une plus grande surface; de plus, l'eau amollit le tissu ligneux, qui cède et se comprime plus rapidement sous l'action de la force, mais reprend aussi plus facilement sa première forme, lorsque les limites de l'élasticité n'ont pas été atteintes. Généralement, pour les bois gorgés de sève ou gonflés d'eau, les formes de rupture par la compression parallèle sont modifiées; les plans de dissociation sont plus larges, les fentes radiales plus nombreuses et la dissociation du tissu plus fine; les parois des cellules semblent s'être déga- gées plus facilement de la matière intercellulaire amollie qui les entourait. Les chiffres ci-après relevés parmi les résultats des expériences très intéressantes faites, à la demande de M. Petsche, ingénieur des Ponts et Chaussées chargé des pavages en bois, fournissent des données très précises et très concordantes pour les bois ramenés par l'immersion au maximum possible d'hygroscopicité:

	CHARGE DE RUPTURE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ POUR LE BOIS	
	Séché à l'étuve à 30°.	Immergé.
Bois de fer de Bornéo . . . . .	991 à 790 kg.	783 à 700 kg.
Liem de l'Annam . . . . .	984 à 848	752 à 655
Teak de Java . . . . .	802 à 579	453 à 400
Karri . . . . .	702 à 600	425 à 339
Teak de l'Indo-Chine . . . . .	661 à 538	388 à 372
Jarrah . . . . .	594 à 507	334 à 326
Pitchpin . . . . .	756 à 650	431 à 368
Pin maritime gemmé . . . . .	661 à 500	299 à 268
— non gemmé . . . . .	589 à 492	221 à 209
Sapin pectiné (Vosges). . . . .	574 à 338	199 à 150
— (Nord). . . . .	500 à 347	186
Épicéa . . . . .	490 à 376	183 à 162

Nous avons encore à signaler d'autres causes, purement anatomiques, de variation de la résistance, ou du moins à noter en passant les effets de ces causes détaillées dans le travail déjà nommé.

Dans la partie périphérique du bois ou aubier, le bois n'est pas encore imprégné des diverses matières organiques qui lui donnent sa durée et sa résistance maximum; il n'est pas complètement « lignifié, » suivant l'expression ordinairement employée; les essais révèlent sa faiblesse relative dans ces parties.

Ainsi le bois parfait de l'orme nous donne une charge de rupture de 590 kilogrammes, tandis que l'aubier ne donne que 453 kilogrammes.

Enfin, si l'on considère une même espèce botanique étudiée dans son bois parfait, les expériences donnent des différences que l'on ne peut attribuer qu'à l'activité de la croissance ou à l'habitat.

Suivant l'activité de la croissance, la proportion entre le bois de printemps et le bois d'automne varie dans un lieu donné, et le bois produit peut être plus ou moins dense et plus ou moins variable, suivant la disposition de ces tissus dans l'espèce botanique ou l'échantillon spécialement étudié. Suivant l'habitat, le tissu peut être plus ou moins nourri, lignifié ou gorgé de produits accessoires, contenir même des proportions variables de bois de printemps et de bois d'automne, si ces saisons sont plus ou moins longues ou courtes ou l'ont été pour une période déterminée.

Aussi la charge de rupture décroît dans les bois feuillus avec la largeur des accroissements, non seulement dans des échantillons pris dans des tiges différentes, mais même dans ceux pris dans la même tige.

Ainsi, la charge de rupture par centimètre carré varie pour le liem du Tonkin de la manière suivante :

Accroissements très larges . . . . .	984 kilogrammes.
— larges . . . . .	861 —
— étroits . . . . .	742 —
— très étroits . . . . .	655 —

Cette décroissance considérable tient, en outre, au présent cas, à la forme du tissu de ce végétal déjà signalée plus haut; pour les autres espèces, elle est d'autant plus accentuée que le bois de printemps est plus différent du bois d'automne, comme on peut s'en rendre compte par les exemples suivants, pris pour des bois diversement constitués anatomiquement :

L'hickory . . . avec 5 accroissements $\frac{1}{4}$ par centimètre cède sous une charge de 720 kg.	
— . . . — 10 — $\frac{1}{4}$ — — de 424	
Le cormier . . . — 15 — $\frac{7}{10}$ — — de 697	
— . . . — 20 — $\frac{5}{10}$ — — de 662	
L'orme champêtre — 2 — $\frac{6}{10}$ — — de 590	
— — 4 — $\frac{6}{10}$ — — de 508	
Le chêne . . . — 2 — $\frac{4}{10}$ — — de 564	
— . . . — 3 — $\frac{3}{10}$ — — de 558	
— . . . — 5 — $\frac{5}{10}$ — — de 484	
Le tilleul . . . — 6 — $\frac{4}{10}$ — — de 557	
— . . . — 7 — » — — de 536	
— . . . — 7 — $\frac{4}{10}$ — — de 528	
Le frêne . . . — 3 — $\frac{7}{10}$ — — de 579	
— . . . — 5 — $\frac{2}{10}$ — — de 550	

Pour les résineux, le fait contraire se produit. La résistance croît avec le nombre des accroissements par centimètre; mais ici il faut tenir un plus grand compte de l'habitat et même des variations annuelles atmosphériques qui développent plus ou moins la zone

d'automne et les produits résineux; sans cette restriction, les résultats paraîtraient quelquefois en contradiction avec cette loi.

Le pin maritime gemmé avec 3 accroissements $\frac{1}{3}$ par cm. s'affaisse sous une charge de 600 kg.						
—	3	—	$\frac{1}{8}$	—	—	594
—	2	—	$\frac{1}{3}$	—	—	526
—	2	—	»	—	—	500
Le pin marit. non gemmé avec 3 accroissements $\frac{1}{4}$ par cm. s'affaisse sous une charge de 589 kg.						
—	3	—	$\frac{1}{8}$	—	—	de 573
—	3	—	»	—	—	de 524
Le sapin pectiné des Vosges — 3 — — — — — de 574						
—	2	—	$\frac{1}{2}$	—	—	de 566
—	2	—	$\frac{1}{8}$	—	—	de 447
Le sapin pectiné du Nord — 12 — — — — — de 500						
—	10	—	$\frac{1}{2}$	—	—	de 461
—	7	—	»	—	—	de 365
—	4	—	»	—	—	de 347

Si l'on compare les échantillons de bois résineux, de même largeur d'accroissement, au point de vue de l'habitat, on remarque que le sapin des Vosges, mieux lignifié, à bois d'automne plus large, résiste mieux à la pression que celui du nord de l'Europe. Pour le pitch-pin, la largeur de la zone d'automne compense largement le peu de largeur des accroissements. Ainsi un échantillon possédant 4 accroissements  $\frac{1}{5}$  par centimètre a résisté à une charge de 734 kilogrammes, à cause de ses larges zones de bois d'automne, tandis qu'un autre, à zones d'automne étroites ou moyennes, a fléchi sous une charge de 650 kilogrammes. Ces faits sont facilement compréhensibles, puisque les conditions de résistance des bois résineux tiennent surtout à l'épaisseur des parois des trachéides, et, par suite, à la proportion des parties du bois où ces trachéides à parois épaisses se rencontrent dans une éprouvette déterminée.

#### COMPRESSION RADIALE

Les essais à la compression radiale, c'est-à-dire dans le cas où la force comprimante s'exerce dans un sens parallèle à un rayon de la tige, sont très peu nombreux; cependant, les quelques éprouvettes examinées sont intéressantes, parce qu'elles ont donné trois formes différentes d'écrasement.

Dans le cas de cette compression, la pression ne produit pas une rupture ou une séparation complète de l'éprouvette; il y a une dissociation locale très apparente des cellules. La dissociation se produit d'abord sur les cellules à parois minces, qui s'aplatissent et se froissent par suite de l'émiettement de la matière intercellulaire, tandis que les fibres plus longues et plus résistantes s'écrasent moins et retiennent encore les parties non dissociées. Les secteurs fibro-vasculaires se plissent ainsi entre les rayons qu'ils entraînent avec eux ou qui se séparent d'eux dans certains cas, et principalement lorsqu'ils sont sectionnés par le façonnage des faces latérales.

Dans le peuplier, bois mou et homogène, le tissu s'est affaissé sans fissure apparente à l'œil nu, en formant de petits renflements sur les côtés radiaux de l'éprouvette; ces renflements correspondent à chaque accroissement annuel. La charge d'affaissement, très faible (45 kilogrammes par centimètre carré), avait réduit définitivement d'un neuvième la hauteur de l'éprouvette cubique dans le sens de la pression. L'affaissement général était à prévoir dans ce tissu composé exclusivement de cellules à parois minces et à grand lumen, sans que l'on remarque des conditions de résistance plus grande dans les unes que dans les autres, si ce n'est sur les derniers rangs de fibres de l'accroissement. Aussi ces dernières cellules ont retenu le tissu dans ces endroits, et ce sont elles qui ont obligé l'éprouvette à prendre cette forme onduleuse sur les faces radiales.

Enfin la matière intercellulaire, moins brisante et plus plastique que dans d'autres bois,

s'est laissé comprimer, ne se fendillant que très finement, sans que l'on pût s'en apercevoir à l'œil nu.

Dans le chêne, pourvu de larges zones de gros vaisseaux dans le bois de printemps, ces zones se sont affaissées sous une charge de 151 à 132 kilogrammes, et les divers accroissements retenus par les rayons médullaires et quelques fibres se sont légèrement déplacés, formant de petits ressauts sur les faces radiales.

Enfin, dans le jarrah, bois très compact et homogène, tout le bois s'est affaissé en bloc, formant sur les côtés radiaux une courbe continue en arc très accentué, la masse s'est désunie suivant quatre fentes obliques et se rencontrant à peu près au milieu de la hauteur de l'éprouvette; les fibres, à peu près intactes, mais partiellement dépourvues de matière intercellulaire, retiennent encore plus ou moins les diverses parties séparées par la force de pression. Entre les lignes de rencontre de ces fentes et vers le centre de l'éprouvette, on remarque, sur les faces correspondantes aux sections transversales du bois, tout un réseau de fines fentes entre-croisées parallèles aux quatre fentes principales. La direction des fentes principales et secondaires semble surtout déterminée, dans ce cas, par l'action de la force; cependant on remarque une certaine tendance à suivre les plans des groupes de vaisseaux ou de parenchyme. Cette forme de brisure rappelle la brisure pyramidale obtenue dans la compression des pierres calcaires qui, modifiée par la nature fibreuse de la matière ligneuse, est devenue prismatique.

Ces expériences sont trop peu nombreuses pour être étudiées plus longuement, mais il était intéressant de les analyser en passant.

### COMPRESSION TANGENTIELLE

La compression est tangentielle lorsque la force agit parallèlement à une tangente normale aux génératrices du cylindre du fût ou des accroissements successifs. Les expériences de cette nature sont très peu nombreuses, au Laboratoire des Ponts et Chaussées, mais elles dénotent encore la variabilité des formes des brisures suivant les espèces.

Dans ce cas encore, les éprouvettes ne sont pas rompues, mais affaissées sur leurs parties faibles, froissées ou décollées partiellement du surplus du tissu (parenchyme, vaisseaux, bois de printemps). Le tissu mou est écrasé, froissé, partiellement détaché de la masse par l'émiettement de la matière intercellulaire.

Si nous étudions les rares essais faits, nous remarquons que le chêne s'est affaissé sous une force de 181 kilogrammes par centimètre carré. Les accroissements se sont plissés les uns contre les autres et partiellement décollés dans la partie centrale de l'éprouvette, le long des accroissements successifs; le parenchyme et les vaisseaux se sont écrasés sous la masse des faisceaux fibreux plus compacts.

Dans le peuplier, une force relativement faible de 38 kilogrammes par centimètre carré a comprimé la masse entière, qui s'est réduite de  $\frac{1}{3}$  dans la direction de la force. Les brisures étant microscopiques, la masse ne paraît pas fissurée, mais les sections tangentielles sont légèrement sinueuses par suite de la traction opérée, pendant le retrait, par les rayons médullaires.

A défaut d'essais plus nombreux, on ne peut que constater les différences obtenues dans les deux espèces et l'infériorité de la résistance dans ce sens.

Ces quelques essais radiaux et tangentiels démontrent le soin que l'on doit apporter au débit des éprouvettes pour ne pas modifier les résultats en faisant intervenir des compressions non étudiées dans l'expérience en vue. Elles viennent justifier l'infériorité de certains résultats constatés dans les essais de compression parallèle, lorsque la fibre est oblique à la force, ondulée, ou que le tissu n'a pas la rectitude voulue pour un essai théorique, par suite d'un nœud ou d'un départ de branche.

## TRACTION

Les expériences de traction du Laboratoire des Ponts et Chaussées n'ont été exécutées qu'au moyen d'une force agissant dans une direction parallèle à l'axe de croissance, suivant l'usage pour les essais de cette nature. Dans ce cas, l'expérience poussée jusqu'à la rupture détermine une séparation complète des deux parties adhérentes aux têtes de l'éprouvette.

La rupture se produit dans l'épaisseur de la matière intercellulaire, brisant ou séparant par places les articles primordiaux des vaisseaux ou le parenchyme voisins de la fente, surtout lorsque les lumens de ces sortes de cellules sont remplis de matières résineuses, gommeuses ou solides.

Les fentes, dans la matière intercellulaire, s'allongent de manière à séparer la masse en longues esquilles dont les surfaces sont très peu obliques à la force. Ces surfaces, le plus souvent, produisent des esquilles aiguës ou pointues, mais quelquefois aussi, lorsque le diamètre de l'esquille devient insuffisant pour résister à l'effort de traction, ou que la pointe vient à rencontrer des parties faibles, elles se brisent brusquement suivant un plan transversal.

Les formes de ces brisures, malgré leurs aspects irréguliers, sont tellement régulières que les deux parties disjointes peuvent se réunir si exactement l'une à l'autre qu'au premier abord l'éprouvette paraît intacte. Ce fait tient à la régularité avec laquelle se propagent de proche en proche les fentes de rupture.

Si l'on étudie une série d'éprouvettes, on reconnaît que les parties faibles, sous l'effort de traction, sont, dans le sens radial, les flancs des rayons médullaires garnis de méats et sur lesquels les fibres sont infléchies plus ou moins légèrement, les accumulations radiales de vaisseaux et de parenchyme; dans le sens tangentiel, le bord de l'accroissement ou bois de printemps, plus riche en gros vaisseaux, et les alignements de parenchyme et de vaisseaux dirigés de même façon, s'il en existe dans l'espèce botanique étudiée. Si ces derniers plans deviennent obliques à ces deux directions principales, la brisure devient plus irrégulière.

Généralement, cependant, on peut dire que la section transversale de l'esquille est à peu près rectangulaire, deux côtés étant formés par les rayons médullaires et deux autres par de très petits arcs de cercle de bois de printemps, de parenchyme ou de vaisseaux, que l'on peut confondre avec des lignes droites. Dans les résineux, cette forme rectangulaire ou par ressauts rectangulaires est beaucoup plus nette, comme on pouvait s'y attendre, en raison de la simplification du tissu. La longueur de l'esquille tient à diverses causes; le plus souvent elle semble dépendre de la forme de l'élément résistant, c'est-à-dire des fibres le long desquelles la brisure se propage dans l'intervalle de hauteur existant entre deux rayons médullaires superposés.

Les espèces à faisceaux fibreux denses fournissent généralement de longues esquilles, et dans une même cassure l'esquille s'allonge dans les parties où les faisceaux fibreux, ou simplement les fibres, sont plus résistants, comme on le remarque dans les résineux et le peuplier (bois d'automne). Souvent aussi, lorsque la brisure devient transversale à l'extrémité d'une esquille, par suite d'une cause quelconque (une secousse, par exemple), souvent cette partie est hérissée de petites esquilles très fines, émergeant au-dessus des plans transversaux; ces esquilles très fines sont constituées par les fibres ou les faisceaux de fibres les plus résistants.

Pour ces diverses raisons, les brisures par traction varient de forme avec les espèces, mais moins que les brisures par compression.

Si le tissu du bois est très dense, rempli de gomme, de résine ou d'autres matières solides, et les rayons étroits et courts, l'esquille est fine, très allongée; souvent la tige d'essai est arrachée complètement de la tête en une seule esquille de même section que la tige elle-même, mais en suivant les inflexions longitudinales des cellules.

Les bois à faisceaux fibreux, peu mélangés de parenchyme, sont aussi plus résistants que les autres; ainsi l'hickory, l'acacia et le frêne tiennent, pour cette raison, la tête de la liste avec des résistances de 25 kilogrammes, et 20 kilogrammes par millimètre carré de section.

L'esquille se brise transversalement sur les accumulations de vaisseaux et en particulier dans le bois de printemps, riche en éléments de cette nature, ce qui donne souvent une forme toute particulière par ressaut ou grandes esquilles à la brisure, comme on le voit dans le chêne, l'orme et l'acacia.

L'esquille, dans ce cas, paraît s'allonger proportionnellement à la longueur des fibres ou des faisceaux de fibres entre les plans transversaux de vaisseaux; ainsi l'esquille du chêne est plus longue que celle du charme et de l'orme dont les fibres sont plus courtes.

Dans le liem, l'inclinaison déjà signalée d'une partie du tissu de l'accroissement diminue la résistance à la traction, et l'esquille a une forme très spéciale pour cette raison. Une brisure oblique se produit dans le bois de printemps, elle va en se relevant petit à petit jusqu'au bois d'automne, où les esquilles très fines s'allongent presque parallèlement à la direction de la force pour finir brusquement sur le plan d'accroissement voisin.

Lorsque le rayon médullaire est gros et que sa forme en fuseau tend à devenir ovoïde comme dans le hêtre, l'obliquité des esquilles devient plus grande et la brisure est plus courte.

Enfin, si le tissu est mou et peu résistant, comme celui du peuplier, il se désagrège plus finement et plus courtement, et l'on voit les esquilles s'allonger légèrement dans le bois d'automne.

Pour les résineux, on remarque aussi quelques variations :

Dans le pitchpin, la tige d'essai s'arrache en général de sa tête, mais, si sa section est circulaire, l'arrachement est presque rectangulaire et situé sur les plans tangents au cylindre d'accroissement de deux côtés et de l'autre sur les rayons médullaires.

Dans le pin maritime, l'esquille flanquée des rayons médullaires s'arrondit en s'allongeant dans le bois de printemps très large et mou et forme au-dessus des séries de courtes esquilles prismatiques dans le bois d'automne.

Dans les bois mous comme l'épicéa, la cassure est courte, elle rappelle celle du peuplier ou celle du bois de printemps, du pin maritime.

Si nous examinons les essais faits sur une même espèce, nous remarquons que les écarts des résultats sont souvent très considérables, plus même que dans les essais de compression.

Le cornouiller mâle donne une résistance à la rupture par mm. carré variant de	21 <sup>kg</sup> ,1 à 7 <sup>kg</sup> ,8
Le robinier faux acacia	— de 20 <sup>kg</sup> ,4 à 9 <sup>kg</sup> ,0
Le frêne commun	— de 20 <sup>kg</sup> ,0 à 5 <sup>kg</sup> ,3
Le chêne	— de 17 <sup>kg</sup> ,1 à 5 <sup>kg</sup> ,2
L'orme champêtre	— de 16 <sup>kg</sup> ,4 à 6 <sup>kg</sup> ,1
Le liem du Tonkin	— de 15 <sup>kg</sup> ,4 à 5 <sup>kg</sup> ,3
Le hêtre	— de 15 <sup>kg</sup> ,3 à 5 <sup>kg</sup> ,5
Le pin maritime	— de 14 <sup>kg</sup> ,3 à 6 <sup>kg</sup> ,5
Le sapin pectiné	— de 8 <sup>kg</sup> ,2 à 4 <sup>kg</sup> ,9

Quelles sont les causes de cette irrégularité de résultats pour des tissus de même espèce botanique?

Une première et très importante est la petitesse du diamètre des tiges soumises à la traction; cette petite dimension (4 à 5 millimètres) localise souvent l'essai sur certaines parties de l'accroissement, bois de printemps ou d'automne dont les forces de résistance sont bien différentes par suite de la diversité de la composition cellulaire dans ces deux parties. Certains grands écarts tiennent aussi à l'obliquité de la tige de traction par rapport à l'axe de croissance, aux nœuds, aux tares et déviations accidentels du tissu. Ainsi, dans le cornouiller, la résistance est tombée de 21<sup>kg</sup>,1 à 7<sup>kg</sup>,8 par suite d'un petit nœud et de fibres contournées qui l'entouraient.

Dans le robinier, la chute de 20<sup>kg</sup>,1 à 9 kilogrammes s'explique par l'obliquité de

la tige des essais. Les éprouvettes présentant ces défauts auraient pu être rebutées, ces vices locaux ou de façonnage étant visibles avant l'essai, mais on a préféré faire l'expérience au présent cas pour mieux étudier toutes les causes qui modifient les résultats.

L'aubier résiste beaucoup moins aussi à la traction que le bois parfait, comme il fallait s'y attendre.

Dans les essais relatifs au frêne, au chêne et à l'orme, les éprouvettes d'aubier ont toujours donné des résultats bien inférieurs à la moyenne du bois parfait.

Le nombre d'accroissement existant par centimètre, l'abondance du bois de printemps ou d'automne, les inflexions locales du tissu, l'abondance ou la pauvreté de certaines zones en vaisseaux justifient encore les écarts plus petits relevés dans les tables d'expériences du Laboratoire des Ponts et Chaussées.

Pour les feuillus, la résistance est généralement d'autant plus grande que l'accroissement est plus large et moins riche en bois de printemps; les chiffres suivants sont particulièrement intéressants :

L'hickory avec des accroissements assez larges	a une résistance à la rupture par mm. carré de	21 <sup>kg</sup> ,6
— — — — —	étroits	— de 19 <sup>kg</sup> ,2
— — — — —	assez étroits	— de 19 <sup>kg</sup> ,1
— — — — —	très étroits	— de 17 <sup>kg</sup> ,1
— — — — —	excessivement étroits	— de 14 <sup>kg</sup> ,6
Le robinier faux acacia avec 2 accroiss. par cm.	a une résistance à la rupture par mm. carré de	20 <sup>kg</sup> ,4
— — — — —	2 — 1/2	— de 19 <sup>kg</sup> ,9
— — — — —	3 —	— de 19 <sup>kg</sup> ,7
— — — — —	5 —	— de 16 <sup>kg</sup> ,5

Pour le chêne, l'influence de la largeur du bois de printemps intervient très nettement dans les résultats :

2 accroissements dans la tige d'essai avec un seul rang de gros vaisseaux	17 <sup>kg</sup> ,1	de résistance.
2 — — — — — 2 à 3 rangs	13 <sup>kg</sup> ,6	—
2 — — — — — 3 à 4 —	12 <sup>kg</sup> ,7	—
3 — — — — — 2 à 3 —	13 <sup>kg</sup> ,1	—
3 — — — — — 3 à 4 —	12 <sup>kg</sup> ,0	—

Dans le hêtre, une accumulation accidentelle de rayons médullaires a fait baisser la résistance à la rupture de 15<sup>kg</sup>,3 à 5<sup>kg</sup>,5.

Pour les résineux, les lois constatées dans les essais de compression se retrouvent pour les variations de la puissance de résistance à la traction qui augmente avec le nombre des accroissements et la largeur du bois d'automne.

Le pitchpin avec 8 accr. par cm.	a une puissance de résistance à la traction par mm. carré de	17 <sup>kg</sup> ,2
— 7 — — — — —	—	de 15 <sup>kg</sup> ,8
Le pin maritime gemmé avec 4 accr. 1/2 par cm. et de très larges zones de bois d'automne	de	14 <sup>kg</sup> ,3
— — — — — 4 — » — larges	—	de 10 <sup>kg</sup> ,9
— — — — — 2 — 1/2 — —	—	de 9 <sup>kg</sup> ,5
— — — — — 2 — » — —	—	de 9 <sup>kg</sup> ,3
— — — — — 3 — » — — étroits	—	de 8 <sup>kg</sup> ,2
Le pin sylvestre du Nord — 9 — » — larges	—	de 13 <sup>kg</sup> ,1
— — — — — 11 — » — — moins larges	—	de 12 <sup>kg</sup> ,2
— — — — — 15 — — — — très étroits	—	de 10 <sup>kg</sup> ,7

Les ondulations du tissu, amenées par une cause quelconque, modifient aussi en les amoindrisant les résultats des essais, parce que la force de traction parallèle est remplacée en partie par une force de traction oblique dans laquelle il faut tenir compte de la traction radiale bien inférieure d'après les rares expériences faites; cette infériorité est justifiée anatomiquement par la présence des plans faibles de bois de printemps, de parenchyme et des zones de vaisseaux, facilement rompues par la force de traction.



Les résultats du hêtre sont très instructifs à ce sujet :

Le hêtre à fibre droite . . . . .	donne	15 <sup>kg</sup> ,3 de résistance.
— à fibres ondulées en partie . . . . .	—	14 <sup>kg</sup> ,4 —
— à fibres ondulées. . . . .	—	7 <sup>kg</sup> ,1 —

Ces inflexions locales, plus nombreuses dans les grandes éprouvettes, sont la cause de la diminution des chiffres moyens obtenus sur les éprouvettes de grandes dimensions, comme il avait déjà été constaté dans les essais à la compression.

## CISAILLEMENT

Les deux ruptures par compression et par traction du bois peuvent être considérées comme l'effet d'une force unique; il n'en est pas de même de la rupture par cisaillement obtenue dans les conditions ordinaires.

L'essai consiste dans ce cas à faire une mortaise d'une dimension déterminée dans le bois, puis à placer dans cette mortaise une tige d'acier de même calibre sur laquelle on opère une traction en maintenant le milieu de l'éprouvette au moyen d'un goujon et de griffes.

Plusieurs forces déterminent dans ce cas la rupture de l'éprouvette prise parallèlement à l'axe de croissance :

- 1° Une compression sur le côté de la mortaise contre lequel le tenon d'acier s'appuie;
- 2° Une traction produite par la force tendant à éloigner le tenon d'acier de la griffe d'appareillage de l'éprouvette et qui se fait surtout sentir sur les flancs du tenon et de la mortaise;
- 3° Enfin, la tige d'acier écrase par compression le tissu voisin; elle forme ainsi un tampon plus ou moins dur et développé qui tend à écarter latéralement les deux flancs de la mortaise. Il se produit sur ces parties des déchirements par suite des deux forces qui agissent en sens contraire et de la troisième qui produit un effort perpendiculaire aux deux premiers.

Les expériences du Laboratoire des ponts et chaussées ont été faites sur chaque éprouvette au moyen de deux mortaises perpendiculaires l'une à l'autre; théoriquement, elles devaient être façonnées, l'une dans le sens radial, l'autre dans le sens tangentiel; mais on n'a pas toujours obtenu bien régulièrement ces deux directions, par suite de la difficulté que l'on rencontre à les discerner exactement sur les éprouvettes non polies, ou même à assujettir exactement dans un sens donné une éprouvette cylindrique au moment du façonnage de la mortaise.

La rupture obtenue est généralement un éclat faisant suite à la mortaise avec une partie plus ou moins écrasée par le tenon d'acier; suivant les cas, cet éclat conserve la largeur de la mortaise ou bien va en s'élargissant ou en se rétrécissant en s'approchant de l'extrémité de l'éprouvette. Parfois même l'éclat diminue tellement de largeur qu'il n'existe plus qu'une simple fente sur cette extrémité.

Les flancs de l'éclat sont, ici encore, limités par la matière intercellulaire; ils suivent le grain du bois comme on dit vulgairement, c'est-à-dire les inflexions du tissu ligneux dans sa course parallèle à l'axe de croissance.

Ces flancs de l'éclat ne suivent pas le profil exact de la mortaise, mais ils vont chercher dans le tissu des plans faibles variables avec les espèces, la constitution anatomique du tissu et l'emplacement de la mortaise.

Ces plans de faiblesse sont dans le sens radial :

- 1° Les flancs des rayons médullaires;
- 2° Les alignements radiaux de parenchymes et de vaisseaux.

Et dans le sens circonférentiel :

- 1° Les plans d'accroissements garnis de gros vaisseaux;
- 2° Les alignements circonférentiels de parenchyme ou de vaisseaux.

Pour les bois résineux, les plans de faiblesse sont réduits aux rayons médullaires et au bois de printemps, aussi la cassure a-t-elle une tendance à avoir une section plus rectangulaire ou à peu près rectangulaire, car dans le sens tangentiel les flancs des éclats s'appuient sur les courbes des accroissements annuels plus ou moins prononcées suivant l'âge du bois et la dimension des fûts.

On remarque, en outre, que l'écrasement produit par le tenon d'acier sur l'éclat est d'autant moindre que le bois est plus compact et plus homogène, et les faisceaux fibreux plus abondants. La partie écrasée de l'éclat est le plus souvent surmontée d'une partie déformée légèrement, sur les côtés de laquelle on remarque des stries courbes entrecroisées rappelant celles signalées dans les expériences de compression.

La longueur de la partie écrasée est le plus souvent plus grande dans les mortaises tangentielles que dans les mortaises radiales, mais ce fait n'est pas général, et la constitution anatomique du bois produit quelquefois l'effet contraire.

Le moindre écrasement des mortaises radiales tient à la constitution même des secteurs fibreux et à la résistance dans le sens radial de certains rayons médullaires qui maintiennent latéralement les accroissements successifs, tandis que dans les mortaises tangentielles la compression désorganise plus facilement les secteurs fractionnés.

Les plans de vaisseaux et parenchyme composés de cellules courtes et peu résistantes sont les moins bien disposés pour résister aux trois efforts de traction, de compression et d'écartement qui agissent sur les flancs de l'éprouvette, aussi ont-ils une importance prédominante dans le cisaillement des bois feuillus, et la disposition de ces parties du tissu justifie des formes qui paraissent bizarres au premier abord.

Ainsi, nous voyons la section extrême de la mortaise rectangulaire produire une brisure en zigzag sur la tête des éprouvettes en bois de karri et de jarrah parce que les groupes de vaisseaux avec le parenchyme qui les entoure forment des zigzags bien nets dans lesquels le tissu est beaucoup plus faible que dans le surplus du bois; de plus, les rayons médullaires très petits et gorgés de gomme, en général, cèdent moins facilement que dans les autres bois.

Il ne faudrait pas attribuer à la même cause l'éclat en Z du bois de liem de l'Annam qui tient à l'inflexion des fibres variables dans le même accroissement, fait déjà signalé.

Les zones arquées de parenchyme et de vaisseaux du teak, du frêne et de l'orme produisent des éclats courbes ou des parties courbes sur ces éclats; dans le chêne, cette courbure se redresse avec les flammes variables de vaisseaux. Elle n'existe pour ainsi dire plus dans le charme où les vaisseaux ont une tendance à former des alignements bien radiaux. La brisure tangentielle dans ce cas devient finement sinueuse courant d'une ligne de vaisseau à l'autre en s'allongeant dans les parties fibreuses, en dehors de l'éclat, pour revenir en arrière dans les faisceaux de vaisseaux et de parenchyme.

Cette tendance de l'éclat à s'allonger dans les parties plus résistantes du tissu se remarque dans certains cas particuliers; dans le hêtre, les rayons médullaires avec leurs cellules qui tiennent parfois le milieu entre la fibre et le parenchyme forment des esquilles hérissant les bords des éclats tangentiels. Dans les éclats radiaux des résineux de grande densité ou très imprégnés de résine, on voit souvent les flancs de l'éclat hérissés de petites saillies dans les parties correspondantes au bois d'automne.

On ne peut pas dire d'une façon générale que la résistance au cisaillement soit plus grande dans un sens que dans l'autre, attendu que cette question est réglée par la disposition spécifique des diverses cellules dans l'éprouvette essayée.

Ainsi, dans le liem de l'Annam, la résistance radiale est montée à 1<sup>kg</sup>,20, 1<sup>kg</sup>,8, 1<sup>kg</sup>,6, parce que la fente de cisaillement radiale est obligée de dévier beaucoup, de faire de nombreux détours pour arriver à se développer dans ce tissu à fibres d'inclinaison variable par rapport à l'axe de croissance; dans le sens tangentiel le tenon d'acier ren-

contre les plans de vaisseaux et de fibre de même inclinaison et la résistance tombe à 0<sup>kg</sup>,77, 0<sup>kg</sup>,72 par millimètre carré.

Dans les essais de bois de fer de Bornéo, le contraire se produit, les plans faibles des rayons médullaires se joignant à la course radiale sinueuse des vaisseaux, la résistance est dans ce sens de 1<sup>kg</sup>,15, 1<sup>kg</sup>,8, 1<sup>kg</sup>,05, tandis que dans le sens perpendiculaire elle monte à 1<sup>kg</sup>,27 par millimètre carré en raison du manque de plan de faiblesse bien indiqué et l'écartement des vaisseaux.

Dans le cornouiller mâle, bois très homogène sans zone de printemps bien nette pourvu de très petits rayons et de vaisseaux disséminés également, les deux résistances se rapprochent l'une de l'autre et donnent 1<sup>kg</sup>,06 dans le sens radial et 1<sup>kg</sup>,08 à 1<sup>kg</sup>,13 dans le sens tangentiel. Cette différence insignifiante ne peut tenir qu'aux rayons médullaires.

Dans le chêne, le hêtre, etc., l'alignement radial des vaisseaux s'ajoutant au grand plan de rayons médullaires donne plus de faiblesse dans le sens radial que dans le sens tangentiel où les seuls plans à peu près continus de faiblesse sont le parenchyme entrecroisé par les rayons médullaires. Aussi, la résistance tangentielle est-elle supérieure.

Des explications analogues pourraient être données pour toutes les espèces étudiées.

Dans les essais de cisaillement, nous remarquons comme pour les précédents relatifs à la compression et à la traction des variations dans les résultats pour la même espèce forestière et même pour la même tige. Ces faits tiennent encore à la composition anatomique locale du tissu.

Bien que le repérage des éprouvettes ne nous ait pas permis de les rapprocher toutes exactement des chiffres des tableaux d'essai, les cas où le repérage certain a pu être fait sont assez nombreux pour permettre d'admettre que les modifications de la puissance dues au nombre d'accroissements par centimètre, à la largeur des bois d'automne et de printemps constatées dans les essais précédents se rencontrent encore dans les expériences de cisaillement. Ainsi :

			par millim. carré.
Le frêne . . . . .	avec 2 accr. 4/10	a donné des résistances radiales et tangentielles de 0 <sup>kg</sup> ,76 et 0 <sup>kg</sup> ,73	
— . . . . .	— 8 — 8/10	—	de 0 <sup>kg</sup> ,67 et 0 <sup>kg</sup> ,55
Le chêne . . . . .	— 3 — 2/10	—	de 0 <sup>kg</sup> ,72 et 0 <sup>kg</sup> ,82
— . . . . .	— 4 — 8/10	—	de 0 <sup>kg</sup> ,71 et 0 <sup>kg</sup> ,75
— . . . . .	— 7 — 2/10	—	de 0 <sup>kg</sup> ,52 et 0 <sup>kg</sup> ,52
Le robinier (faux acacia) 2	— 3/10	—	de 0 <sup>kg</sup> ,97 et 1 <sup>kg</sup> ,01
—	3 — 2/10	—	de 0 <sup>kg</sup> ,91 et 0 <sup>kg</sup> ,97

Le nombre des accroissements est souvent contrebalancé dans les bois résineux par la largeur du bois d'automne. Ainsi pour :

			par millim. carré.
Le pitchpin	avec 7 accr. 2/10 par cm.	avec des zones d'automne très larges ont donné 0 <sup>kg</sup> ,79 et 0 <sup>kg</sup> ,78	
—	6 — 2/10	—	larges 0 <sup>kg</sup> ,77 et 0 <sup>kg</sup> ,68
—	6 — 2/10	—	larges à moyens 0 <sup>kg</sup> ,76 et 0 <sup>kg</sup> ,70
—	16 — 8/10	—	très étroites et moyens 0 <sup>kg</sup> ,67 et 0 <sup>kg</sup> ,67
—	8 — 2/10	—	étroites 0 <sup>kg</sup> ,55 à 0 <sup>kg</sup> ,52
Le sapin pectiné	4 — 4/10	—	larges 0 <sup>kg</sup> ,43 et 0 <sup>kg</sup> ,40
—	4 —	—	» 0 <sup>kg</sup> ,42 et 0 <sup>kg</sup> ,38
—	2 —	—	» 0 <sup>kg</sup> ,34 et 0 <sup>kg</sup> ,38

L'emplacement des bords de la mortaise peut aussi avoir une certaine influence sur les résultats, puisque la fente se produit généralement ou commence à se produire sur ce plan; il est facile de comprendre que si les bords rencontrent et suivent deux zones faibles ou poreuses comme le bois de printemps, le cisaillement se produira plus vite et plus facilement que si ces mêmes bords sont au milieu d'une masse de fibres difficiles à désagréger. Le fait est surtout manifeste dans quelques éprouvettes découpées dans des bois pourvus de très larges accroissements.

## CONCLUSION

Comme conclusion de cette note, il nous semble nécessaire d'émettre deux vœux au point de vue des essais à faire dans les divers pays.

Tout essai relatif au bois doit être accompagné, pour avoir quelque valeur dans les applications techniques, de la détermination botanique précise de l'échantillon et de notes sur sa constitution anatomique et le résultat de l'essai.

Enfin, les essais presque toujours réduits à un petit nombre d'espèces dans chaque pays devront être repris le plus tôt possible, de façon à étudier et donner des chiffres aussi exacts et comparables que possible dans les divers laboratoires d'essai sur la totalité des bois employés dans les constructions et l'industrie.

ANDRÉ THIL.

# ANNEXES

---

## LABORATOIRES D'ESSAIS PHYSIQUES ET MÉCANIQUES DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

---

### RÉSULTATS DES ESSAIS DE COMPRESSION, DE TRACTION ET DE CISAILLEMENT FAITS SUR DIVERSES ESPÈCES DE BOIS

---

1894-1900

## ESSAIS DE RUPTURE PAR COMPRESSION

SUR

### DES ÉPROUVETTES DE BOIS DE DIVERSES ESPÈCES

Années 1895 à 1900

Les éprouvettes étaient débitées en cubes ou prismes dont les faces de compression étaient aussi parallèles que possible.

L'essai a été effectué à la presse hydraulique et a porté sur des éprouvettes à section carrée et quelquefois circulaire et de hauteur variable. La hauteur et la section sont indiquées pour chacune d'elles.

Les éprouvettes étaient séchées à l'air libre du laboratoire ou à l'étuve à la température de 30 degrés centigrades au-dessus de zéro.

Quelques éprouvettes ont été façonnées dans du bois vert et expérimentées aussitôt après la coupe, d'autres après imbibition complète par immersion.

L'effort de compression était dirigé parallèlement à la direction des fibres (compression parallèle); pour quelques-unes seulement l'effort a été dirigé perpendiculairement à la direction (compressions radiale ou tangentielle).

Les sections carrées sont indiquées par un C placé à côté des dimensions des sections de l'éprouvette, les sections circulaires par un R mis à la même place.

# ESSAIS DE COMPRESSION

## SUR ÉPROUVETTES DE BOIS DIVERS

N° DES ÉPROUVETTES ET FORME DE LA SECTION.	NATURE  DES BOIS ESSAYÉS.	DIMENSIONS DES ÉPROUVETTES.		POIDS du MÈTRE CUBE en kilogr.	CHARGE D'ÉCRASEMENT en kilogrammes		OBSERVATIONS.
		HAUTEURS en centimètres.	SECTIONS en centim. carrés.		totale.	par centimètre carré.	
COMPRESSION PARALLÈLE							
C. 2	Bois de fer de Bornéo.	11,87	C 61,06	1054	60 480	991	Cassure très irrégulière en fentes longitudinales multiples se terminant par les plissements obliques en ressaut.
B. 2	<i>Eusideroxylon Zwagerii.</i>	11,82	C 59,75	1065	54 180	907	Dislocation du prisme par suite des fentes longitudinales, avec une tendance à s'arrêter sur un plan oblique; sur le côté du cube les fibres ont une direction oblique.
B. 2 <sub>1</sub>	.....	11,96	C 60,93	1121	54 837	900	Plissement oblique avec direction presque radiale vers la moelle, 2 éclats radiaux latéraux.
B. 8	.....	14,92	C 57,72	1140	51 660	895	Plissement oblique avec des fentes radiales. Les faisceaux de fibres ont fléchi dans les vaisseaux déchirés, le plissement est repoussé en dehors.
A. 2	.....	11,84	C 60,21	1083	47 565	790	Même cassure que B <sub>2</sub> , le plan de direction des fibres est plus oblique.
8	Liem du Tonkin. <i>Erythrophloeum.</i>	14,35	C 62,41	964	61 425	984,2	<i>Accroissements très larges.</i> — Fracture par rupture, surtout sur les plans d'accroissements, irrégulière par place suivant les zones en forme de flammes des vaisseaux; dissociation du cube dans le sens de la longueur par suite de la texture spéciale de ce bois. Au début d'un accroissement la fibre est très inclinée en hélice autour de la tige, puis peu à peu elle se relève pour être parallèle à l'axe de croissance dans la dernière partie de l'accroissement. Les rayons très petits ne sont pas apparents et s'infléchissent avec la fibre, ce qui empêche les plans de fracture radiaux de s'étendre et de se former.
7	.....	14,84	C 64,00	940	55 125	861,3	<i>Accroissements larges.</i> — Plissement oblique irrégulier avec des interruptions et des ressauts irréguliers sur les plans de vaisseaux au commencement de l'accroissement, ou des plans de rayons dans le tissu à fibres non obliques de la fin de la période de végétation.
1	.....	11,99	C 62,41	951	52 605	848,4	<i>Accroissements plus étroits.</i> — Brisure du même genre que 8, sur un éclat parti d'une face latérale, on voit le parenchyme et les vaisseaux rompus.
1	Buis commun. <i>Buxus communis.</i> Ancien mandrin. Plus de 50 ans de service.	5,62	R 16,91	959	14 400	851	<i>Cylindre sur moelle, 56 accroissements d'un côté, 41 de l'autre. 7 accroissements 3/4 à 8 3/4 par centimètre.</i> — D'un côté, à partir d'un gros nœud, plissement en spirale avec une série de plus petits plissements parallèles; de l'autre côté, entre deux gros nœuds précédemment fendus horizontalement, plissement horizontal entre les deux nœuds rejoignant la spirale principale, petits plissements en spirale rencontrant le premier.
8	Teak de Java. <i>Tectonia grandis.</i>	14,90	C 61,62	711	49 455	802,5	<i>Accroissements larges sur moitié.</i> — Plissement oblique aboutissant à un éclat, cassure plus régulière moins finement désorganisée sur la face tangentielle, moins large et plus fine sur la face radiale.
7	.....	14,85	C 61,62	719	46 215	750	<i>Accroissements larges, fibres ondulées sur partie.</i> — Prisme fendillé longitudinalement sur les plans de rayons en général, mais aussi par place suivant les plans de vaisseaux ou du bois de printemps.
1	.....	11,90	C 64,40	603	38 640	600	<i>Accroissements moyens.</i> — Plissement oblique avec une petite partie fendillée radialement.
1	Charme commun. <i>Carpinus betulus.</i>	4,00	C 15,29	796	11 430	748	6 accroissements par centimètre. — Plissement principal oblique tangentiellement avec de légers plissements accessoires dans deux sens opposés.
4	Vieux bois ayant servi pendant longtemps.	6,07	C 15,36	845	9 650	628	Idem, <i>fibres ondulées.</i> — Plissement oblique tangentiellement partant de la tête, à peu près radial dans la direction de la moelle, une fente dans le bois bien madré.

N° DES ÉPROUVETTES ET FORME DE LA SECTION.	NATURE  DES BOIS ESSAYÉS.	DIMENSIONS DES ÉPROUVETTES.		POIDS du MÈTRE CUBE en kilogr.	CHARGE D'ÉCRASEMENT en kilogrammes		OBSERVATIONS.
		HAUTEURS en centimètres.	SECTIONS en centim. carrés.		totale.	par centimètre carré.	
COMPRESSION PARALLÈLE (Suite)							
3 <sup>a</sup>	Hickory. Carya (?)	4,57	R 3,98	875	2 867	720	5 accroissements 1/4 par centimètre. — Plissement sur plan oblique au rayon et dirigé bien radialement vers la moelle. Fines stries parallèles au plissement principal sur la surface vernie de l'éprouvette.
4 <sup>a</sup>	.....	5,10	R 5,03	784	2 433	424	10 accroissements par centimètre, bois non complètement desséché. — Plissement plus large que le précédent, et de même nature. Fines stries sur le surplus de l'éprouvette.
1	Sorbier Cormier. <i>Sorbus domestica.</i>	8,88	R 17,50	939	12 500	714	<i>Cylindre sur moelle.</i> — D'un côté, plissement en spirale très accusé partant d'une fente préexistante de direction radiale avec de légers ressauts sur fentes radiales. De l'autre côté, plissement sur 2 spirales allant en sens inverse et aboutissant à une fente à partir de laquelle une seule spirale continue.
1	Teak de l'Indo-Chine (Laos).	5,78	R 8,24	976	5 850	710	Plissement oblique tangentiellement et suivant une direction bien radiale vers la moelle ressortant sur les plans de parenchyme et de vaisseaux, une fente radiale au milieu; le plissement sur la face du côté de la moelle est irrégulier, oblique, ressortant sur des fentes radiales.
2	Karri. <i>Eucalyptus diversicolor.</i>	11,80	C 54,76	1000	38 430	702	<i>Accroissements très larges.</i> — Plissement double avec fente radiale assez large et irrégulière, oblique tangentiellement, bien radiale vers la moelle.
7		14,74	C 55,72	982	38 430	690	<i>Idem, fibres un peu obliques.</i> — Plissement double avec fente radiale assez large et irrégulière, oblique tangentiellement, bien radiale vers la moelle.
1	Aubépine. <i>Crataegus monogyna.</i>	4,73	9,03	791	5 934	657	5 accroissements 1/2 par centimètre. — Très large plissement oblique tangentiellement vers la moelle et radial vers la moelle avec de légères fentes sur les plans d'accroissements.
4	Hêtre commun. <i>Fagus sylvatica.</i> Pavé neuf créosoté.	4,54	C 9,21	850	5 830	643	4 accroissements par centimètre. — Un plissement principal oblique en deux parties aboutissant à une fente radiale; un éclat feuilleté radialement sur l'angle, nombreux petits plissements parallèles au premier. Dans le plissement la désorganisation s'opère surtout par petits feuilletés radiaux.
3		4,55	C 9,21	868	5 600	608	5 accroissements 1/4 par centimètre. — Plissement oblique principal avec ressaut sur rayons et parties mûrées.
2.	Châtaignier commun. <i>Castanea vesca.</i> Vieux pieux d'arpentage de plus de 50 ans.	4,38	R 5,43	719	3 480	641	<i>Cylindre sur moelle.</i> 15 accroissements, 6/10 par centimètre, bois parfait. — Plissements spirales en sens inverse depuis la tête de l'éprouvette, se rencontrant sur une partie où ils deviennent presque horizontaux, à partir de laquelle une seule des spirales subsiste. Très petits ressauts radiaux des spirales.
1		4,57	R 5,31	605	2 820	531	<i>Cylindre sur moelle,</i> bois parfait et aubier. — Plissements en spirale de même nature.
1	Cornouiller mâle. <i>Cornus mas.</i> Vieux manche.	4,50	R 5,73	939	3 500	610	<i>Cylindre sur moelle,</i> 11 accroissements 1/10 par centimètre. — Gonflement sur le milieu de l'éprouvette avec 2 fentes radiales opposées, fibres désunies surtout sur les plans d'accroissement à l'intérieur.
1 bis		5,18	R 9,51	917	5 100	536	<i>Cylindre sur moelle,</i> 11 accroissements 1/10 par centimètre. — Même forme, mais 2 petits nœuds noirs dans l'éprouvette.
1		4,48	R 5,90	953	3 120	530	<i>Cylindre sur moelle,</i> 16 accroissements par centimètre. — Gonflement partant de la moelle à la rencontre de 2 nœuds, 2 fentes radiales. La moelle s'est plissée sur elle-même, et les accroissements se sont incurvés vers l'extérieur en se feuilletant sur le bois de printemps et les rayons, et aussi en se plissant plus ou moins fortement, suivant la distance de la moelle.



N° DES ÉPROUVETTES ET FORME DE LA SECTION.	NATURE  DES BOIS ESSAYÉS.	DIMENSIONS DES ÉPROUVETTES.		POIDS du MÈTRE CUBE en kilogr.	CHARGE D'ÉCRASEMENT en kilogrammes		OBSERVATIONS.
		HAUTEURS en centimètres.	SECTIONS en centim. carrés.		totale.	par centimètre carré.	
COMPRESSION PARALLÈLE (Suite)							
1	Robinier ps. acacia. <i>Robinia pseudo acacia.</i> Vieux piquet.	5,80	R 9,49	681	5 500	598	<i>Cylindre sur moelle</i> , jeune pousse moitié aubier, 2 accroissements 9/10 par centimètre. — Plissement spirale terminé par de très fins plissement en réseau. Pas de fente radiale.
1	Orme champêtre. <i>Ulmus campestris.</i> Vieux piquet d'arpentage. Bois parfait.	6,10	R 11,22	741	6 620	590	<i>Cylindre sur moelle</i> , 2 accroissements 6/10 par centimètre. — 2 plissements spirales partant d'un nœud et d'une fente radiale produisant un gonflement sur le côté opposé entre les 2 spirales.
2		6,68	R 11,70	696	5 930	508	<i>Cylindre sur moelle</i> , 4 accroissements 6/10 par centimètre. — Plissement en spirale courant d'un nœud à l'autre faisant 1 fois 1/4 le tour de l'éprouvette, et produisant un gonflement entre les spires.
1 <sup>bis</sup>	Id. Aubier.	6,95	R 16,55	719	7 500	453	<i>Cylindre sur moelle</i> , 2 accroissements 1/10 par centimètre. — Plissement principal en spirale partant de 2 nœuds faisant 1 fois 1/2 le tour de l'éprouvette, avec un autre plissement plus faible en sens inverse, pas de fente, fendillement sur les plissements, gonflement entre les spirales.
1	Jarrah. <i>Eucalyptus marginata.</i>	11,79	C 57,75	931	34 335	594	5 accroissements 8/10 par centimètre. — Plissement oblique tangentiellement sans esquille, avec ressaut sur une fente radiale près d'un défaut.
8	.....	14,75	C 58,52	891	32 445	554	5 accroissements 8/10 par centimètre. — Même plissement avec une direction vers la moelle bien radiale, 2 ressauts sur 2 parties tarées.
3	Échantillon incomplètement desséché.	9,40	C 88,36	1039	29 318	352	Accroissements assez étroits. — Plissement dans la même forme, la tête est écrasée par la machine.
2	Chêne. <i>Quercus pedunculata vel sessiliflora.</i> Bois parfait avec un peu d'aubier.	6,32	R 10,29	693	5 950	579	<i>Cylindre sur moelle</i> , 2 accroissements par centimètre. — Plissement sur une seule spirale avec ressaut sur la fente préexistante. Désorganisation du parenchyme et des rayons très nette dans le plan du plissement.
1	Bois parfait.	6,97	R 15,48	736	8 850	572	<i>Cylindre sur moelle</i> , 5 accroissements 9/10 par centimètre d'un côté, 7 accroissements 2/10 de l'autre. — Plissement en double spirale avec gonflement entre les 2 petites spirales partielles dans les deux sens, sur le plissement les faisceaux de fibres sont agglutinés, les vaisseaux et le parenchyme morcelés.
1 <sup>bis</sup>	.....	5,54	C 15,09	776	8 550	566	Plissement Idem, fibres un peu obliques.
2 <sup>bis</sup>	Bois ayant plus de 50 ans d'usage.	5,42	C 25,20	736	12 200	484	6 accroissements 1/2 à 10 accroissements 1/2 par centimètre, bois de printemps très étroits. — D'un côté un plissement principal oblique avec une direction bien radiale vers la moelle et un léger plissement en sens inverse, sur la face opposée plissement beaucoup plus irrégulier, sur une partie large plissement feuilleté sur petits rayons refendu de larges fentes radiales, avec une direction générale oblique jusqu'à une fente large traversant l'éprouvette.
2 <sup>ter</sup>	Bois incomplètement desséché.	8,85	C 78,32	»	29 762	330	1 accroissement 9/10 par centimètre, bois de printemps très large. — Double plissement large de 4 millimètres, de même forme, avec 2 ou 5 fentes radiales.
2	Tilleul. <i>Tilia sylvestris.</i>	4,15	C 16,08	619	8 960	557	6 accroissements 4/10 par centimètre. — Tête écrasée et rejetée obliquement, plissements obliques dans deux sens opposés, avec fentes radiales.
3	.....	4,09	C 16,04	608	8 420	528	7 accroissements 4/10 par centimètre. — Ecrasement de la tête par fins plissements obliques mais peu inclinés, fins plissements parallèles dans le surplus de l'éprouvette.
1	Lilas commun. <i>Lilas vulgaris.</i> Vieux piquet desséché à l'air depuis longtemps.	5,04	R 7,55	951	4 200	556	<i>Cylindre sur moelle</i> , 5 accroissements 8/10 par centimètre. — Gonflement sur la tête avec nombreux fendillements radiaux plus ou moins interrompus. Tendance à la flexion par plissement suivant 2 spirales partant d'un nœud.
3	Bois vert.	5,99	R 11,34	1016	3 680	325	<i>Cylindre sur moelle</i> , bois coupé pour l'essai. — Large fente radiale avec une flexion oblique recoupée de petites fentes radiales, 2 fentes partielles suivant des accroissements.

N° DES ÉPROUVETTES ET FORME DE LA SECTION.	NATURE  DES BOIS ESSAYÉS.	DIMENSIONS DES ÉPROUVETTES.		POIDS du MÈTRE CUBE en kilogr.	CHARGE D'ÉCRASEMENT en kilogrammes		OBSERVATIONS.
		HAUTEURS en centimètres.	SECTIONS en centim. carrés.		totale.	par centimètre carré.	
COMPRESSION PARALLÈLE (Suite)							
1	<b>Peuplier grisard.</b> <i>Populus canescens.</i> Vieux bois ayant servi.	6,90	R 11,70	716	6 500	555	5 accroissements par centimètre. — D'un côté, plissements multiples, obliques tangentiellement, peu inclinés, avec ressaut sur fentes radiales; de l'autre, un seul plissement beaucoup plus régulier.
1	<b>Frêne commun.</b> <i>Fraxinus excelsior.</i> Vieux levier.	5,06	R 7,94	582	4 600	579	Cylindre sur moelle, 5 accroissements 7/10 par centimètre. — Plissement en spirale très net avec une seconde spirale partielle et de fines spirales accessoires, deux petites fentes radiales; gonflement sensible entre les 2 spirales.
3	Vieux madrier.	4,89	R 8,40	696	4 620	550	5 accroissements 2/10 par centimètre. — Plissement oblique et radial partant de la tête, pas de fente.
2	Id.	4,97	R 7,89	592	4 400	558	Cylindre sur moelle, 6 accroissements 5/10 par centimètre. — Plissement suivant une spirale principale moins inclinée près de la tête de l'éprouvette, avec un ressaut sur une fente radiale. Plissements très fins en spirale s'entre-croisant.
1	<b>Noyer commun.</b> <i>Juglans regia.</i>	5,64	R 9,29	622	5 000	538	1 accroissement par centimètre. — Plissement sur plan oblique sans aucune fente, légère déformation du cylindre.
3	Vieux support d'instruments de précision.	5,73	R 8,71	527	1 600	183	Fibres madrées sur 2/5 de la hauteur de l'éprouvette. — L'éprouvette est complètement déformée, incurvée sur toute la partie de sa hauteur composée de bois madré, l'autre partie est intacte.
2	<b>Érable sycomore.</b> <i>Acer pseudo platanus.</i>	5,94	C 14,90	633	6 934	465	5 accroissements 5/4 par centimètre. — Plissement ou plutôt déformation générale suivant deux directions obliques à la tangente, dans lequel on remarque des fins plissements réticulés et radiaux. Dans ces petits plissements, on remarque que la flexion a été beaucoup plus grande dans le bois de printemps.
2	<b>Bambou.</b> <i>Bambusa mitis.</i> Épaisseur du bois 5 <sup>mm</sup> ,5 colonne.	13,05	31,01	250	6 300	203	Ecrasement de la tête par plissement horizontal avec fentes radiales plus ou moins régulières et courant entre les faisceaux fibro-vasculaires. Sur la tête écrasée, une partie de la surface verticale est rabattue horizontalement; l'épiderme est alors fissurée irrégulièrement et très finement. Dans la partie plissée, la matière médullaire est complètement désorganisée. Les fentes radiales s'étendent, d'un côté, jusqu'à une rupture horizontale partielle, et de l'autre, elles s'allongent plus ou moins, mais pas jusqu'à la base de l'éprouvette.
»	matière.	»	9,09	784	»	634	
1	Épaisseur du bois 8 <sup>mm</sup> ,4 colonne.	13,05	55,04	275	10 710	195	
»	matière.	»	20,04	763	»	536	
8	<b>Pitchpin.</b> <i>Pinus australis.</i>	14,81	C 60,87	841	45 675	756	5 accroissements 1/2 par centimètre. Bois d'automne très larges par places, irréguliers de grosseur dans l'ensemble. — Plissement oblique dans une partie de l'éprouvette séparée du surplus par une fente circonferentielle sur un plan d'accroissement; dans l'autre partie, le plissement-ressaute sur des fentes radiales.
1	.....	11,84	C 64,79	781	47 565	734	4 accroissements 1/5 par centimètre. Bois d'automne très larges. — Plissement oblique double sur fente radiale, direction vers la moelle moins bien radiale que dans la précédente éprouvette.
2	.....	11,77	C 60,29	809	39 188	650	7 accroissements 1/5 par centimètre. Bois d'automne tantôt très larges, tantôt très étroits. — Plissement oblique avec ressauts radiaux, direction bien radiale vers le centre. Fibres un peu sinuées.

N° DES ÉPROUVETTES ET FORME DE LA SECTION.	NATURE  DES BOIS ESSAYÉS.	DIMENSIONS DES ÉPROUVETTES.		POIDS du MÈTRE CUBE en kilogr.	CHARGE D'ÉCRASEMENT en kilogrammes		OBSERVATIONS.
		HAUTEURS en centimètres.	SECTIONS en centim. carrés.		totale.	par centimètre carré.	
COMPRESSION PARALLÈLE (Suite)							
1	If commun. <i>Taxus baccata.</i>	7,10	R 13,20	812	9 820	744	Cylindre sur moelle, 8 accroissements 1/2 par centimètre d'un côté, 18 accroissements 1/2 de l'autre. — Du côté 18 accroissements 1/2, plissement en spirale avec petits ressauts sur 2 nœuds et quelques légères fentes, et un très fin plissement en sens inverse. Du côté 8 accroissements 1/2, séparé par deux fentes, gonflement terminé, d'un côté, par la continuation de la spirale précédente, et de l'autre par un plissement horizontal.
1	Mélèze (des Alpes). <i>Larix Europæa.</i>	8,28	R 17,57	797	10 570	602	Cylindre sur moelle, 20 accroissements 4/10 d'un côté, 10 accroissements 8/10 de l'autre par centimètre. Bois d'automne étroits à larges. — Du côté 20 accroissements 4/10, nombreux plissements très petits et peu étendus, l'éprouvette s'est légèrement bombée; la résine est sortie par les canaux, quelques très petites fentes radiales. Du côté 10 accroissements 8/10, gonflement avec fente radiale sur un nœud.
A. 2	Pin maritime. <i>Pinus pinaster.</i> Gemmé.	11,96	C 62,41	620	41 265	661	3 accroissements par centimètre. Bois d'automne larges. — Plissement oblique avec nombreux petits ressauts et un grand sur des fentes radiales, direction irrégulière vers la moelle avec tendance à revenir à la direction radiale.
C. 2	Id.	12,00	C 63,20	599	41 580	658	2 accroissements 3/4 par centimètre. Bois d'automne très larges par place. — Très léger plissement oblique.
B. 2	Id.	11,87	C 63,36	622	40 005	631	2 accroissements 3/4 par centimètre. Bois d'automne larges. — Plissement oblique avec un grand ressaut sur une fente radiale.
A. 3	Id.	9,94	C 63,75	697	37 485	588	2 accroissements 1/4 par centimètre. Bois d'automne larges à étroits. — Plissement oblique double sur 2 plans en sens inverse, direction vers la moelle bien radiale.
C. 2	Non gemmé.	11,83	C 64,16	536	37 800	589	3 accroissements 1/4 par centimètre. Bois d'automne larges et assez larges. — Plissement oblique rapproché de la tête, irrégulier avec ressauts sur fentes radiales, direction vers la moelle bien radiale.
A. 1	Id.	14,94	C 62,09	510	35 595	573	3 accroissements 1/8 par centimètre. Bois d'automne larges, fibres un peu obliques. — Plissement oblique près de la tête, irrégulier.
C. 1	Id.	14,87	C 64,96	528	34 020	824	5 accroissements par centimètre. Bois d'automne larges à étroits. — Plissement en spirale par suite de la courbure des accroissements, sur 2 côtes bien radial; sur le 5 <sup>e</sup> allant vers la moelle, quelques ressauts radiaux dans le plissement.
2	Id.	5,03	R 9,29	430	3 300	356	Cylindre sur cœur, 4 accroissements par centimètre. Bois d'automne très étroits. — Plissement en spirale assez régulière avec petits ressauts sur fentes radiales; 2 fentes préexistaient sur l'éprouvette et n'ont pas empêché le plissement continu en spirale.
1	Id.	5,97	R 12,82	580	4 400	343	Cylindre sur cœur, 2 accroissements par centimètre. — Plissement en spirale assez régulière jusqu'à un nœud sur lequel l'inclinaison s'abaisse; on remarque un autre petit plissement spiralé entre 2 fentes, mais en sens inverse du premier. Une partie du bois s'est infléchi sans rompre.
6	Sapin pectiné. <i>Abies pectinata.</i> Cime (Vosges).	14,80	C 59,67	443	34 335	574	5 accroissements par centimètre. Bois d'automne très larges à minces. — Brisure par fente radiale un peu irrégulière traversant l'éprouvette avec quelques plissements plus obliques tangentiels très irréguliers et un léger écrasement de la tête. Les plissements se font dans deux sens opposés.
5	Pied (Vosges).	14,80	C 62,01	449	27 720	447	2 accroissements 1/8 par centimètre. Bois d'automne larges. — Léger écrasement de la tête sur une partie, plissement oblique peu incliné, presque horizontal, fente irrégulière sur un défaut superficiel.
2	Cime (Orne).	11,92	C 59,50	430	34 650	582	2 accroissements 7/10 par centimètre. Bois d'automne larges. — Ecrasement de la tête avec fendillement radial irrégulier et grands ressauts sur les accroissements.

N° DES ÉPROUVETTES ET FORME DE LA SECTION.	NATURE  DES BOIS ESSAYÉS.	DIMENSIONS DES ÉPROUVETTES.		POIDS du MÈTRE CUBE en kilogr.	CHARGE D'ÉCRASEMENT en kilogrammes		OBSERVATIONS.
		HAUTEURS en centimètres.	SECTIONS en centim. carrés.		totale.	par centimètre carré.	
COMPRESSION PARALLÈLE (Suite).							
7	Sapin pectiné (suite).	14,81	C 57,98	467	28 990	500	12 accroissements 1/5 par centimètre. Bois d'automne assez larges. — Plissement oblique double avec une fente radiale et écrasement de la tête.
2	Cime (Norvège).	11,73	C 59,92	431	20 790	347	4 accroissements 1/4 par centimètre. Bois d'automne larges. — Plissement oblique double avec une fente radiale et écrasement de la tête.
1	Épicéa commun. <i>Picea excelsa.</i> Pied.	11,74	C 60,29	401	29 610	491	4 accroissements 1/4 par centimètre. Bois d'automne larges. — Fendillement de toute la tête dans le sens radial avec petits ressauts sur les plans d'accroissement; au milieu de l'éprouvette, plissement à peine oblique courant d'une fente radiale à l'autre.
8	Id.	14,92	C 59,98	381	27 405	456,8	5 accroissements 1/4 par centimètre. Bois d'automne larges. — Fendillements radiaux nombreux avec petits ressauts sur les accroissements; quelques plissements localisés presque horizontaux.
8	Cime.	14,74	C 60,37	337	25 200	417,4	5 accroissements 2/5 par centimètre. Bois d'automne assez larges. — Fendillements radiaux nombreux avec petits ressauts sur les accroissements; quelques plissements localisés presque horizontaux.
1	Perche d'échafaudage.	7,18	R 19,32	429	7 620	394	Cylindre sur moelle, 4 accroissements 3/4 par centimètre. Bois d'automne étroits. — Plissement en spirale peu incliné continuant malgré une fente préexistante; la spirale est irrégulière, à petits ressauts, elle est déviée par un nœud qui la rend presque horizontale et à partir duquel part un plissement oblique en sens inverse. Petits plissements irréguliers avec ressauts radiaux se reliant à la spirale principale.
COMPRESSION RADIALE							
1	Jarrah. <i>Eucalyptus marginata.</i> Dessiccation incomplète.	9,00	81,00	»	23 892	132	Affaississement général du tissu avec les faces latérales détachées, déformées, dissociées par 2 fentes partant de la tête et se rencontrant vers le milieu de l'éprouvette sous le même angle; la fente de séparation de ces 2 prismes détachés est composée d'un tissu disjoint. La direction des fentes paraît tenir à la nature de l'effort, mais elles ont une tendance à se développer suivant les plans de vaisseaux et parenchyme; à la rencontre de ces plans, le tissu est irrégulièrement détaché, laissant libres les faisceaux de fibres. Entre les 4 fentes principales, le centre de l'éprouvette est recoupé par un fendillement en réseau parallèle aux 4 directions principales; au-dessus et au-dessous le tissu paraît à peu près intact. (La force d'écrasement avait été maintenue pendant un temps assez long pour bien accentuer le mode de désorganisation du tissu.)
2	.....	9,00	81,00	»	17 557	97	Même mode de rupture, mais le fendillement central est moins accusé.
6	Chêne. <i>Quercus pedunculata</i> <i>vel sessiliflora.</i>	4,95	25,20	736	3 800	151	7 accroissements 7/10 par centimètre. — La hauteur est réduite de 4 <sup>e</sup> ,95 à 4 <sup>e</sup> ,48. Affaïssissement sur les plans de bois de printemps très net, bien apparent sur le côté où la face forme des ressauts sur chaque accroissement. On remarque, en outre, un léger plissement dans toutes ces parties. Sur une face latérale, une partie éclatée suivant des rayons médullaires et des plans de parenchyme.
4	.....	3,63	13,79	688	1 830	132	5 accroissements 4/10 par centimètre. — La hauteur est réduite de 3 <sup>e</sup> ,65 à 3 <sup>e</sup> ,52. Affaïssissement sur le bois de printemps avec glissement latéral. Très petites esquilles sur rayon.
6	Peuplier noir. <i>Populus nigra.</i>	4,42	20,38	397	920	45	1 accroissement 1/10 par centimètre. — La hauteur est réduite de 4 <sup>e</sup> ,42 à 3 <sup>e</sup> ,97. Affaïssissement général du tissu; les plans de vaisseaux situés sur le plan d'accroissement sont fortement comprimés. Pas de fissure apparente.

N° DES ÉPROUVETTES ET FORME DE LA SECTION.	NATURE  DES BOIS ESSAYÉS.	DIMENSIONS DES ÉPROUVETTES.		POIDS du MÈTRE CUBE en kilogr.	CHARGE D'ÉCRASEMENT en kilogrammes		OBSERVATIONS.
		HAUTEURS en centimètres.	SECTIONS en centim. carrés.		totale.	par centimètre carré.	
COMPRESSION TANGENTIELLE							
3	Chêne. <i>Quercus pedunculata vel sessiliflora.</i>	3,54	14,36	696	2 600	181	Affaissement général par compression du parenchyme, des rayons et des vaisseaux. Un éclat circonférentiel.
5		4,93	25,80	745	4 000	155	Affaissement général surtout sur les plans de parenchyme et vaisseaux, petit éclat sur un plan d'accroissement. On remarque un petit plissement sinueux des accroissements sur le bois de printemps et de plus petits éclats à la suite de celui déjà signalé. La hauteur est réduite de 4,95 à 4,40.
7	Peuplier noir. <i>Populus nigra.</i>	4,35	20,83	406	700	38	1 accroissement 1/10 par centimètre. — Affaissement général du tissu sans fissure apparente avec une déformation latérale très faible. La hauteur est réduite de 4,35 à 3,00.

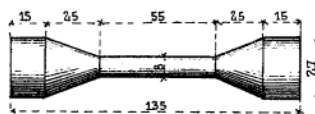
ÉCOLE NATIONALE  
DES PONTS ET CHAUSSEES

SERVICE ANNEXE DES LABORATOIRES

LABORATOIRES  
D'ESSAIS PHYSIQUES ET MÉCANIQUES

RÉSISTANCE  
A LA RUPTURE PAR TRACTION  
DE DIVERSES ESSENCES DE BOIS

Les résultats indiqués ci-après ont, pour la majeure partie, été obtenus sur des petites éprouvettes d'environ 50 millimètres carrés de section, préparées au Laboratoire dans la forme indiquée au croquis ci-dessous.



L'acajou de Jarrahdale et le sapin pectiné de Laigle (Orne) ont seuls été expérimentés à l'aide de grosses éprouvettes de 800 millimètres carrés de section ( $40 \times 20$ ) et de 0<sup>m</sup>,25 à 0<sup>m</sup>,30 de longueur entre les têtes.

# ESSAIS DE TRACTION

## SUR ÉPROUVETTES DE BOIS DIVERS

N <sup>os</sup> des ÉPROU- VETTES.	DÉSIGNATION des PIÈCES ÉPROUVÉES.	SECTION INITIALE en millimètres carrés.	CHARGE TOTALE EN KILOGRAMMES ayant produit		CHARGE EN KILOGR. PAR MILLIMÈTRE CARRÉ de la section initiale.		OBSERVATIONS.
			le premier craquement.	la rupture.	Premier craquement.	Rupture.	
2	<b>Hickory.</b>	20,59	»	530	»	25,7	<i>Accroissements assez larges.</i>
4	<b>Carya (?)</b>	20,43	»	441	»	21,6	
6	<i>Orme des rochers.</i> Bois américain. Desséché.	18,10	»	347	»	19,2	
3	.....	19,63	»	375	»	19,1	<i>Accroissements assez étroits.</i> — Cassure longue sur plans des rayons médullaires et des gros vaisseaux perpendiculaires l'un à l'autre et petites esquilles fines séparées.
7	.....	20,75	»	355	»	17,1	<i>Accroissements très étroits.</i> — Cassure courbe s'enfonçant dans les plans des gros vaisseaux, irrégulière et moins nette qu'au n° 6.
1	.....	19,95	»	291	»	14,6	<i>Accroissements très très étroits.</i> — Cassure courte avec un plan principal sur les gros vaisseaux.
Les dimensions de l'accroissement paraissent l'élément dominant de résistance.							
27 <sup>a</sup>	<b>Cornouiller mâle.</b> <i>Cornus mas.</i> Utilisé comme manches d'outils.	32,20	560	680	17,4	21,1	Arrachement dans la tête dans toute la longueur, de la forme à peu près de la tige cylindrique moins un petit arrachement latéral provenant d'une petite esquille dans une partie de fibres sinuées. Cassure sans plan de direction définie.
27 <sup>b</sup>	Bois bien sec.	46,56	560	840	12,0	18,0	Cassure de même nature, mais la cassure sur une partie ondulée a rompu la tige cylindrique sur à peu près moitié, l'arrachement est à peu près demi-circulaire.
27 <sup>c</sup>	.....	34,20	»	385	»	11,2	<i>Éprouvette</i> prélevée dans une partie colorée où le bois commence à s'altérer.
27 <sup>d</sup>	.....	32,20	»	250	»	7,8	Cassure longue sur un plan de rayons très colorés, puis irrégulière sur le surplus. Cassure sur un petit nœud et les fibres ondulées qui l'entourent.
Ces cassures sans plan défini se sont produites, soit autour de la tige amincie, soit sur des ondulations des fibres, soit sur des nœuds.							
L'éprouvette 1 a moins résisté que l'éprouvette 5 parce que la partie ondulée est plus grande.							
L'éprouvette 2, à cause de l'altération du bois, a moins résisté, et l'éprouvette 4 s'est rompue sur un nœud entouré de fibres courbes prenant toute la largeur du cylindre.							
2	<b>Billiontembaga</b> ou <b>Bois de fer de Bornéo.</b>	47,78	800	1089	16,7	22,8	Cassure courte avec une esquille longue sur les rayons médullaires, l'autre partie presque transversale sur les rayons et vaisseaux.
3	<i>Eusideroxylum Zwagerii.</i>	49,02	650	935	13,3	19,0	Cassure courte un peu oblique aux rayons médullaires, bien transversale dans les vaisseaux avec des esquilles composées par des faisceaux de fibres.
1	Éprouvettes prélevées dans des pavés et prismes et essayées après dessiccation à l'air pendant plusieurs années.	49,02	540	730	11,0	14,9	Cassure plus courte et de même nature.
7 <sup>a</sup>	<b>Robinier pseudo-acacia.</b> <i>Robinia pseudo acacia.</i> Bois très sec.	44,18	490	900	11,1	20,4	<i>Bois neuf.</i> — 2 accroissements, tige très droite. Arrachement dans la tête sur les plans des 2 accroissements, dans le sens perpendiculaire, il suit les rayons médullaires ou les faisceaux de vaisseaux et parenchyme, un clou a séparé l'esquille en 2.

N° des ÉPROU- VETTES.	DÉSIGNATION des PIÈCES ÉPROUVÉES.	SECTION INITIALE en millimètres carrés.	CHARGE TOTALE EN KILOGRAMMES ayant produit		CHARGE EN KILOGR. PAR MILLIMÈTRE CARRÉ de la section initiale.		OBSERVATIONS.
			le premier craquement.	la rupture.	Premier craquement.	Rupture.	
7 <sup>a</sup>	<b>Robinier pseudo-acacia (suite).</b>	47,78	670	950	14,2	19,9	<i>Bois neuf.</i> — 2 accroissements 1/2, tige très droite. Même cassure, mais sur alignement de vaisseaux voisins des plus gros qui sont en dehors de la tige tirée.
8 <sup>a</sup>	.....	40,70	540	805	13,2	19,7	<i>Bois neuf.</i> — 5 accroissements, tige très droite. Même nature.
5 <sup>1</sup>	.....	38,48	505	735	13,4	19,1	<i>Vieux rais de roue.</i> — 2 accroissements, tige très droite. Même nature.
5 <sup>3</sup>	.....	37,40	445	685	11,9	18,3	<i>Vieux rais.</i> Cassure sur plan de gros vaisseaux, terminé transversalement, de direction radiale dans le sens perpendiculaire.
5 <sup>2</sup>	.....	36,32	400	660	11,0	18,2	<i>Vieux rais.</i> — 5 accroissements, tige un peu oblique. Cassure en esquille très longue sur gros vaisseaux et parenchyme.
5 <sup>4</sup>	.....	41,85	585	690	14,0	16,5	<i>Vieux rais.</i> — 1 accroissement au milieu et du bois d'automne sur les 2 côtés; la zone du printemps du milieu est large. Cassure très longue sur 2 plans d'accroissements ou de gros vaisseaux parallèles à l'accroissement, puis transversale entre les 2 sur la tête à une extrémité et dans la tête à l'autre.
8 <sup>1</sup>	.....	43,00	530	550	12,3	12,8	<i>Bois neuf.</i> — Tige un peu oblique. Cassure avec une très longue esquille entrant profondément dans une des têtes, cassure sur le plan d'accroissement et les rayons médullaires.
6	.....	45,36	»	410	»	9,0	<i>Bois neuf:</i> La tige est prise obliquement sur une partie contenant 4 accroissements très étroits, avec peu de bois d'automne, dans l'un d'eux ce bois d'automne est à peine apparent.
La zone du bois de printemps épaisse des plans d'accroissement est le point de départ principal des cassures.							
11 <sup>a</sup>	<b>Frêne commun. Fraxinus excelsior. Bois très sec.</b>	45,36	»	910	»	20,0	<i>Manche d'outils.</i> — Accroissements moyens, frêne remarquablement pauvre en vaisseaux; tige très droite. Arrachement dans toute la longueur de la tête, irrégulier, basé de 2 côtés sur le bois poreux de printemps, puis suivant des directions obliques ou radiales avec ressauts sur les parties poreuses des accroissements successifs traversés.
9 <sup>a</sup>	.....	45,36	760	825	16,8	18,2	<i>Bois de charbonnage:</i> Cassure très longue oblique à la fois aux rayons et aux accroissements sans direction bien définie et bien apparente (peut-être zone vasculaire?). La tige très droite ne contient qu'une zone très étroite de bois de printemps. Le parenchyme et les vaisseaux déchirés apparaissent sur la cassure ainsi que les rayons médullaires coupés en travers.
11 <sup>1</sup>	.....	50,26	540	840	10,7	16,7	<i>Manche d'outils.</i> — La tige est un peu oblique et la fibre sinueuse. Cassure longue sur le plan des accroissements, terminée aux extrémités transversalement par 2 très petits nœuds.
9 <sup>2</sup>	.....	47,78	770	790	16,1	16,5	<i>Bois de charbonnage.</i> — Tige très droite. Cassure irrégulière assez longue sur 2 plans principaux déterminés par une cheville de fer placée dans la tête et les rayons médullaires, qui flanquaient les côtés du trou, terminée par des petites ruptures transversales dans le bois de printemps.
9 <sup>1</sup>	.....	47,78	700	790	14,7	16,5	<i>Bois de charbonnage.</i> — Tige très droite. Cassure irrégulière assez longue avec 2 parties horizontales dans le bois de printemps.
9 <sup>3</sup>	.....	47,78	»	790	»	16,5	<i>Bois de charbonnage.</i> — Tige très droite. Cassure longue sur 2 plans principaux perpendiculaires (rayons médullaires et accroissements) irrégulière.



N° des ÉPROU- VETTES.	DÉSIGNATION des PIÈCES ÉPROUVÉES.	SECTION INITIALE en millimètres carrés.	CHARGE TOTALE EN KILOGRAMMES ayant produit		CHARGE EN KILOGR. PAR MILLIMÈTRE CARRÉ de la section initiale.		OBSERVATIONS.
			le premier craquement.	la rupture.	Premier craquement.	Rupture.	
11 <sup>3</sup>	<b>Frêne commun</b> (suite).	49,2	»	600	»	12,3	<i>Manche d'outils.</i> — La tige est un peu oblique. Un seul plan de rupture se prolongeant jusque dans la tête de l'éprouvette sur un plan parallèle à l'accroissement et à la zone poreuse.
10 <sup>1</sup>	.....	47,78	»	290	»	6,1	<i>Aubier.</i> — Bord de plateau. — Accroissements étroits. Cassure un peu longue sur une inflexion des fibres, oblique et terminée par une partie transversale.
10 <sup>2</sup>	.....	47,78	»	250	»	5,3	<i>Aubier.</i> — Bord de plateau. — Accroissements très étroits. Cassure courte oblique sur le plan des accroissements avec les zones poreuses rompues transversalement.
Les fractures sont nettes, presque sans esquille, limitées par le bois de printemps, les zones vasculaires et les rayons.							
10	<b>Jarrah.</b> <i>Eucalyptus marginata.</i>	47,78	600	875	12,5	18,3	<i>Tige bien droite sur la direction des fibres :</i> Arrachement traversant toute la tête suivant les alignements des flammes formées par les groupes de vaisseaux et de parenchyme.
12 bis	Dessiccation de plusieurs années à l'air.	47,78	600	820	12,5	17,1	Cassure longue partie sur le plan des rayons médullaires et sur celui des vaisseaux avec une extrémité courte dans laquelle les fibres émergent.
11	.....	47,78	600	745	12,5	15,6	Cassure longue sur les rayons médullaires et les plans de parenchyme et vaisseaux.
12	.....	47,78	»	605	»	12,7	Cassure longue s'étendant dans la tête sur plan oblique aux rayons médullaires et suivant le parenchyme.
9	<b>Karri.</b> <i>Eucalyptus diversicolor.</i>	49,02	715	885	14,6	18,0	<i>Tige un peu oblique :</i> Cassure très longue s'étendant dans presque toute la tête; en esquilles fines irrégulièrement allongées sur les vaisseaux parallèlement à l'accroissement.
9 bis	Dessiccation de plusieurs années à l'air.	49,02	»	675	»	13,8	<i>Tige moins droite encore :</i> Très longues esquilles très irrégulières disposées suivant le caprice des vaisseaux.
7	.....	47,78	585	625	12,2	13,1	Cassure assez longue très irrégulière, esquilles fines assez longues, brisées sur des fibres un peu contournées.
8	.....	47,78	»	540	»	11,3	Cassure sur un plan oblique, sur fibres un peu ondulées et sur rayons médullaires, terminée près de la tête par une cassure plus courte, esquille très irrégulière.
1	<b>Charme commun.</b> <i>Carpinus betulus.</i>	49,02	735	885	15,0	18,0	<i>Planche pour mire :</i> Arrachement dans toute la longueur de la tête, 2 plans principaux sur 2 accroissements reliés par des plans plus ou moins obliques et perpendiculaires suivant les rayons médullaires avec ressauts sur les accroissements successifs.
2	Utilisé dans la confection des mires.	47,78	780	850	16,3	17,8	<i>Idem.</i>
3 <sup>1</sup>	Dessiccation de plusieurs années à l'air.	43,00	640	680	14,9	15,0	<i>Tige moins droite que les précédentes :</i> Brisure très longue irrégulière; surtout sur plan des rayons médullaires et terminés par une brisure transversale.
3 <sup>2</sup>	.....	47,78	»	690	»	14,4	<i>Tige moins droite encore :</i> Cassure sur le plan des rayons avec assez longues esquilles très irrégulières dans une direction oblique aux rayons.
4 <sup>1</sup>	.....	47,78	»	650	»	13,6	Esquilles courtes sur le plan des rayons ressemblant à celles des peupliers, vaisseaux coupés transversalement ainsi que les rayons médullaires.
4 <sup>2</sup>	.....	44,18	400	415	9,0	9,4	Cassure un peu longue oblique, irrégulière, terminée par parties transversales.
La sinuosité de l'accroissement fait que ces plans de rupture sont plus irréguliers. Le plan des rayons médullaires est la direction dominante de la brisure, quoique les directions des esquilles soient irrégulières.							

N° des ÉPROU- VETTES.	DÉSIGNATION des PIÈCES ÉPROUVÉES.	SECTION INITIALE en millimètres carrés.	CHARGE TOTALE EN KILOGRAMMES ayant produit		CHARGE EN KILOGR. PAR MILLIMÈTRE CARRÉ de la section initiale.		OBSERVATIONS.
			le premier craquement.	la rupture.	Premier craquement.	Rupture.	
19	<b>Chêne.</b> <i>Quercus pedunculata vel robur.</i> Dessiccation de plusieurs années à l'air.	43,00	540	735	12,6	17,1	<i>Rouvre. Cœur de charpente.</i> — Séché à l'air depuis longtemps. 2 accroissements dans la tige, bord de l'éprouvette tangent au bois de printemps. L'arrachement dans toute la longueur de la tête s'est produit sur 2 accroissements dans le bois de printemps, puis latéralement d'un côté suivant le plan d'un rayon et de l'autre irrégulièrement avec ressaut sinueux. Le bois de printemps n'a qu'un rang de vaisseaux, celui d'automne est très large, bois d'un aspect corné.
17 <sup>1</sup>	.....	47,78	»	650	»	13,6	<i>Rouvre. Charpente.</i> — 2 accroissements sur la tige tirée. Cassure assez longue suivant le plan des rayons médullaires au milieu, avec une esquille principale de chaque côté de l'accroissement placé au milieu, partie transversale avec fines esquilles de fibres. Le bois de printemps a 2 ou 3 rangs de gros vaisseaux, le bois d'automne est très large.
18 <sup>1</sup>	.....	39,60	445	520	11,3	13,1	<i>Rouvre. Bois de menuiserie dit de Hongrie.</i> — 5 accroissements dans la tige, 2 à 5 rangs de gros vaisseaux dans le bois de printemps. Tige un peu oblique. Cassure très longue oblique commençant sur un plan de rayon puis sur gros vaisseaux et parenchyme avec petits vaisseaux, enfin sur petits rayons médullaires.
14 <sup>1</sup>	.....	49,20	»	625	»	12,7	<i>Chêne. Pédoncule. Charpente.</i> — Dessiccation de plusieurs années. 2 accroissements dans la tige avec 3 à 4 rangs de gros vaisseaux. Bois d'automne corné. Tige bien droite. Cassure longue sur plan de gros vaisseaux en partie cassée transversalement, puis s'allongeant dans le bois d'automne pour reprendre perpendiculairement sur les rayons médullaires, esquilles longues de faisceau de fibres.
50 <sup>a</sup>	.....	47,78	470	600	9,8	12,5	<i>Rouvre. Vieux pied d'équerre.</i> — 50 ans de service, 2 rangs de vaisseaux, 4 accroissements dans la tige tirée un peu oblique. Cassure très longue dans le bois d'automne, courte dans le bois de printemps, presque transversale.
18 <sup>1</sup>	.....	41,85	405	510	9,7	12,2	<i>Rouvre. Bois de menuiserie (Hongrie).</i> — 5 accroissements dans la tige, avec 2 ou 3 rangs de gros vaisseaux. Tige plus oblique que 18 <sup>1</sup> . Cassure très longue de même nature que 18 <sup>1</sup> avec partie sur gros vaisseaux.
17 <sup>2</sup>	.....	45,40	»	590	»	12,0	<i>Charpente.</i> — 5 accroissements avec 3 à 4 rangs de vaisseaux. Tige oblique. Cassure très longue oblique au plan des rayons, tige oblique dans le même sens, esquilles limitées par les petits rayons et le parenchyme.
18 <sup>3</sup>	.....	49,02	535	555	11,0	11,3	3 zones de bois de printemps et 2 d'automne dans la tige. Cassure courte partant d'une masse de vaisseaux dans la tête et au centre de la cassure, avec 2 plans de bois de printemps de chaque côté de l'esquille. Tendance à former de très courtes esquilles sur les rayons médullaires.
14 <sup>2</sup>	.....	47,78	500	530	10,5	11,1	<i>Pédoncule.</i> — 4 accroissements dans la tige. 3 à 4 rangs de gros vaisseaux. Cassure longue, irrégulière, sur le plan des vaisseaux des petits rayons et du parenchyme se terminant par des cassures transversales sur gros vaisseaux.
15	.....	47,78	»	460	»	9,6	<i>Pédoncule.</i> — 4 accroissements dans la tige, 1 ou 2 rangs de gros vaisseaux. Cassure courte dans la tête, généralement sur plan des rayons avec ressauts horizontaux sur les gros vaisseaux. Une esquille très longue oblique.
50 <sup>b</sup>	.....	50,26	»	440	»	8,7	<i>Rouvre. Vieux pied d'équerre</i> (50 ans de service). — 5 accroissements avec 2 à 3 rangs de gros vaisseaux. Cassure courte dans la tête comme ci-dessus, mais plus esquilleuse.

N° des ÉPROU- VETTES.	DÉSIGNATION des PIÈCES ÉPROUVÉES.	SECTION INITIALE en millimètres carrés.	CHARGE TOTALE EN KILOGRAMMES ayant produit		CHARGE EN KILOGR. PAR MILLIMÈTRE CARRÉ de la section initiale.		OBSERVATIONS.
			le premier craquement.	la rupture.	Premier craquement.	Rupture.	
18 <sup>3</sup>	Chêne (suite).	38,48	300	335	7,7	8,7	2 accroissements avec 3 à 4 rangs de gros vaisseaux. Cassure assez longue sur un plan radial, puis très irrégulière sur le plan des accroissements, brisée transversalement sur les gros vaisseaux.
17 <sup>3</sup>	.....	45,40	»	350	»	7,7	Tige très oblique avec des fibres infléchies. Rupture très oblique.
16	.....	47,78	»	355	»	7,5	Aubier. Pédunculé. — 6 accroissements avec 2 à 5 rangs de gros vaisseaux dans la tige. Cassure très courte sur les gros vaisseaux et rayons médullaires.
50 <sup>1</sup>	.....	47,78	»	250	»	5,2	Rouvre. Pied d'équerre (50 ans de service). — 5 accroissements avec 2 à 5 rangs de gros vaisseaux. Cassure longue sur plan oblique au rayon et une partie où la fibre est contournée.
18 <sup>2</sup>	.....	50,26	»	260	»	5,2	Pédunculé. — 5 accroissements avec 5,4 et 5 rangs de gros vaisseaux. Bois pas du tout corné. Cassure courte, oblique sur les rayons, peu esquilleuse.

L'importance des zones de gros vaisseaux et le nombre des accroissements paraissent être l'élément de faiblesse dans la série ci-dessus.

12 <sup>3</sup>	Orme champêtre. <i>Ulmus campestris.</i>	50,26	»	825	»	16,4	Rupture en esquilles longues sur le plan d'accroissement, puis en fines esquilles correspondant aux faisceaux de fibres, couvertes des débris de cellules parenchymateuses et de vaisseaux rompus.
12 <sup>3</sup>	Déchets de charbonnage. Dessiccation de plusieurs années à l'air.	45,4	500	625	11,01	13,7	Éprouvette moins droit fil. Rupture irrégulière, très longue partie suivant le plan des rayons médullaires, partie suivant le plan de l'accroissement. Vaisceaux rompus très apparents.
13 <sup>2</sup>	.....	47,78	»	640	»	13,4	Aubier. Rupture en esquilles longues, un plan principal sur l'accroissement, les autres irréguliers. Le bord de la principale esquille à plan perpendiculaire à l'accroissement est bordé de rayons médullaires.
12 <sup>2</sup>	.....	47,78	»	585	»	12,2	Accroissements très larges : Rupture courte dans la tête de l'éprouvette sur un faisceau de vaisseaux plus gros, puis suivant des esquilles courtes flanquées de rayons médullaires.
12 <sup>7</sup>	.....	44,18	»	525	»	11,9	Rupture longue, surtout dans le plan des rayons médullaires, la partie tirée est surtout du bois d'automne.
13 <sup>3</sup>	.....	49,02	»	575	»	11,7	Près de l'aubier. Rupture longue principalement sur le plan des rayons médullaires, partie sur le plan d'accroissement, bois de printemps dans la tige tiré un peu obliquement.
12 <sup>4</sup>	.....	46,57	»	390	»	8,4	Accroissements étroits : Rupture courte dans la tête semblable à 12 <sup>2</sup> .
12 <sup>6</sup>	.....	47,78	»	355	»	7,8	Accroissements étroits : Rupture courte sur vaisseaux coupés en travers.
13 <sup>1</sup>	.....	47,78	»	350	»	7,3	Rupture courte suivant à peu près un plan d'accroissement et terminée par 2 cassures courtes sur vaisseaux.
12 <sup>1</sup>	.....	46,57	»	330	»	7,1	Rupture courte sur rayons médullaires sur les flancs et aux extrémités sur vaisseaux.
13 <sup>4</sup>	.....	47,78	»	290	»	6,1	Accroissements étroits : Cassure longue sur tige oblique. La cassure s'étend tantôt sur le plan des rayons, tantôt sur celui des accroissements.

Le bois qui a le mieux résisté est celui qui comprenait le plus grand accroissement et le plus de bois d'automne. Celui qui a le moins résisté est celui qui avait les plus petits accroissements.

La différence entre la résistance de 12<sup>5</sup> et 12<sup>3</sup> est justifiée par une légère inclinaison de la fibre dans 12<sup>5</sup>, dans 12<sup>3</sup> par la présence au centre de l'éprouvette du bois de printemps.

Les résistances minimum se portent sur des échantillons à accroissements étroits dans lesquels la rupture s'est faite sur des plans perpendiculaires dans les groupes de vaisseaux.

N° des ÉPROU- VETTES.	DÉSIGNATION des PIÈCES ÉPROUVÉES.	SECTION INITIALE en millimètres carrés.	CHARGE TOTALE EN KILOGRAMMES ayant produit		CHARGE EN KILOGR. PAR MILLIMÈTRE CARRÉ de la section initiale.		OBSERVATIONS.
			le premier craquement.	la rupture.	Premier craquement.	Rupture.	
6	<b>Liem de l'Annam.</b> <i>Erythrophloeum</i> ou <i>Erythrophyllum</i> . Dessiccation de plusieurs années à l'air.	49,02	615	755	12,5	15,4	<i>Tige partie en fibres contournées.</i> Cassure sur fibres infléchies et obliquement sur plan de rayons médullaires dans une partie de l'éprouvette, fibres droites sur le surplus avec esquilles longues et irrégu- lières, surtout sur le plan des vaisseaux.
5		50,26	345	505	6,8	10,4	<i>Fibres du bois un peu obliques à la tige.</i> Cassure très longue, très esquilleuse, surtout suivant le plan des vaisseaux.
4		49,02	»	260	»	5,3	<i>Fibres très sinuées et tige oblique sur la fibre rectiligne.</i> Cassure sur laquelle ressort l'organisation si- gnalée en 6 sur la limite d'un accroisse- ment, esquilles sur le plan des rayons et les parenchymes et vaisseaux.
Un fait remarquable dans les échantillons 6 et 4 est l'apposition de partie de tissu parallèle à l'axe de croissance dans le bois d'automne, et d'un autre très oblique et contourné dans le bois de printemps. La cassure est déterminée par ce dernier tissu.							
22 <sup>1</sup>	<b>Hêtre commun.</b> <i>Fagus sylvatica</i> .	40,70	535	625	13,1	15,3	Esquilles longues suivant un plan principal passant par la limite de l'accroissement et un autre perpendiculaire.
22 <sup>2</sup>	Éprouvettes décou- pées dans des pla- teaux utilisés par la menuiserie, des- séchés à l'air.	40,70	535	620	13,1	15,2	Longues esquilles suivant le plan des rayons, puis autre partie en plus petites esquilles parallèles aux plans des rayons médullaires et terminées par eux.
23 <sup>1</sup>		43,00	455	550	10,5	12,8	<i>Fibres sinuées.</i> Rupture sur un plan perpendiculaire à l'ac- croissement suivant les rayons, longues esquilles.
21		39,60	»	485	»	12,3	<i>Fibres ondulées :</i> Longues esquilles sur le plan des rayons mè- dullaires, puis cassure avec esquilles plus courtes généralement terminées par un rayon médullaire.
23 <sup>2</sup>		44,18	480	505	10,9	11,4	Rupture principale suivant les rayons médul- laires, puis oblique.
20 <sup>1</sup>		37,40	»	425	»	11,4	Rupture courte sur le plan des rayons médul- laires, esquilles terminées par rayon.
20 <sup>2</sup>		44,80	450	500	10,2	11,3	Cassure comme ci-dessus.
49 <sup>3</sup>		46,57	315	365	6,8	7,9	<i>Créosoté.</i> — Desséché pendant plusieurs années à l'air (échantillon conservé en ma- gasin). Cassure de longueur moyenne avec parties courtes aux extrémités suivant la direction des rayons.
49 <sup>2</sup>		47,78	»	340	»	7,1	<i>Fibres ondulées :</i> Cassure de longueur moyenne plus oblique suivant le plan de rayons médullaires.
49 <sup>1</sup>		46,57	»	255	»	5,5	Cassure assez courte oblique sur plans de rayons médullaires semblant plus nombreux sur la partie rompue.
Pour ce bois, la rectitude de la fibre paraît influencer sur la cassure. Comme il n'existe pas ou presque pas de zone de gros vaisseaux, la cassure se fait généralement sur les rayons et irrégulièrement sur les vaisseaux et le parenchyme, la direction radiale est la plus importante; les accumulations de rayons ont une grande influence sur la résistance.							
15	<b>Teak de Java.</b> <i>Tectonia grandis</i> Utilisé en menuiserie fine.	47,78	500	640	10,5	13,4	<i>Accroissements étroits</i> avec zone de prin- temps assez large. Tige oblique : Cassure sur un plan de gros vaisseaux, brisure rugueuse sur les vaisseaux presque sur un seul plan.
14	Dessiccation de plusieurs années à l'air.	50,26	535	635	10,6	12,6	Brisure partie sur plan des gros vaisseaux, partie sur rayons médullaires. Esquille longue et irrégulière.
13		49,2	»	500	»	10,2	Brisure oblique au rayon.

N <sup>os</sup> des ÉPROU- VETTES.	DÉSIGNATION des PIÈCES ÉPROUVÉES.	SECTION INITIALE en millimètres carrés.	CHARGE TOTALE EN KILOGRAMMES ayant produit		CHARGE EN KILOGR. PAR MILLIMÈTRE CARRÉ de la section initiale.		OBSERVATIONS.
			le premier craquement.	la rupture.	Premier craquement.	Rupture.	
25 <sup>a</sup>	<b>Peuplier.</b> <i>Populus alba vel nigra.</i> Desséché à l'air.	37,40	295	440	7,9	11,9	<i>Bois blanc d'emballage</i> (peut-être peuplier de Virginie). — Accroissements moyens. Direction des fibres bien droite sous l'effort. L'arrachement, dans toute la longueur de la tête, semble avoir suivi les inflexions des vaisseaux avec une partie sur le plan des accroissements, irrégulier.
24	.....	41,86	»	325	»	7,8	<i>Bois rosé d'emballage</i> (peut-être peuplier blanc). — Très larges accroissements (1 <sup>e</sup> , 4 <sup>ème</sup> ) très droits. La partie tirée provient du milieu d'un accroissement. Brisure courte dans la tête, très courtes esquilles allongées parallèlement aux rayons médullaires et s'arrêtant sur les lignes de vaisseaux coupés transversalement avec les fibres qui les entourent.
24 <sup>b</sup>	.....	36,30	»	265	»	7,3	<i>Bois rosé d'emballage.</i> — La partie tirée est prise au milieu d'un accroissement très large. Brisure dans la tête, un peu plus longue, très irrégulière, tout en ayant une certaine tendance à être parallèle aux rayons médullaires, vaisseaux rompus transversalement.
24 <sup>c</sup>	.....	40,70	»	280	»	6,9	<i>Bois rosé d'emballage.</i> — La partie tirée est à cheval sur 2 accroissements dans le bois de printemps. Même brisure plus irrégulière; la pointe de la brisure s'allonge sur le bois plus dense de la limite de l'accroissement. La cassure est courte.
25 <sup>d</sup>	.....	41,86	»	285	»	6,8	<i>Bois blanc d'emballage.</i> Cassure longue sur le plan des accroissements et un plan perpendiculaire suivant les rayons médullaires, partie de l'esquille dans la tête de l'éprouvette courte à l'extrémité dans le bois de printemps et longue dans le bois d'automne.
25 <sup>e</sup> <sub>1</sub>	.....	41,86	»	235	»	5,6	<i>Bois plus grossier que les précédents</i> (peut-être peuplier noir). — Assez petits accroissements. Cassure très courte, oblique, presque transversale sur les vaisseaux très nombreux.
25 <sup>e</sup> <sub>2</sub>	.....	46,56	»	205	»	4,4	<i>Bois plus grossier que les précédents.</i> — Assez petits accroissements : Cassure horizontale sur laquelle apparaissent les vaisseaux nombreux et les rayons et fibres brisés.
L'abondance des vaisseaux semble diriger la cassure; dans la partie plus garnie de fibres du bois d'automne, l'esquille s'allonge.							
16	<b>Teak</b> <b>de l'Indo-Chine.</b> Dessiccation de plusieurs années à l'air.	47,78	»	555	»	11,6	Cassure longue généralement parallèle au plan des rayons médullaires, avec ressauts sur les vaisseaux. Les vaisseaux sont ouverts sur la cassure, les fibres et rayons adhèrent bien à l'esquille.
17	.....	49,2	»	475	»	9,7	<i>Tige moins droite sur le grain.</i> Cassure en une esquille très longue s'allongeant jusque dans la tête, d'un côté sur rayons et de l'autre sur rayons, mais plus irrégulièrement.
18	.....	49,2	360	420	7,3	8,6	<i>Tige oblique.</i> Cassure oblique en un seul plan sur rayons.
1	<b>Acajou</b> <b>de Jarrahdale</b> <b>ou JARRAH.</b> Incomplètement desséché.	751	»	7440	»	9,91	<i>Tige un peu oblique.</i> Très longues esquilles irrégulières de toute la longueur de l'éprouvette sur les plans de groupes des vaisseaux et les accroissements successifs et quelques plans radiaux. Les vaisseaux rompus et le parenchyme apparaissent sur les flancs des esquilles. Esquilles pointues plus rarement coupées transversalement. Faisceau de fibres s'allongeant longuement sur les flancs des esquilles.
2	.....	757	»	6820	»	9,01	<i>Tige un peu oblique.</i> Longues esquilles venant butter sur les têtes, mais plus souvent que la précédente sur des plans radiaux. Même aspect, une partie paraît formée de bois échauffé. Cassure partiellement sur des fibres ondulées.

N° des ÉPROU- VETTES.	DÉSIGNATION des PIÈCES ÉPROUVÉES.	SECTION INITIALE en millimètres carrés.	CHARGE TOTALE EN KILOGRAMMES ayant produit		CHARGE EN KILOGR. PAR MILLIMÈTRE CARRÉ de la section initiale.		OBSERVATIONS.
			le premier craquement.	la rupture.	Premier craquement.	Rupture.	
5	<b>Acajou de Jarrahdale</b> (suite).	764	»	6060	»	7,93	<i>Tige très droite.</i> Même aspect, mais avec un plan principal sur les gros vaisseaux d'un accroissement et une plus grande partie rompue horizontale- ment.
4	.....	761	»	6000	»	7,88	<i>Tige moins droite.</i> Plan principal de rupture sur un accroissement et un 2° irrégulier sur les rayons médul- laires. Esquille un peu moins longue.
26 <sup>a</sup>	<b>Saule commun.</b> <i>Salix alba.</i> Utilisé comme piquets.	38,48	»	185	»	4,9	<i>Accroissements très larges et tige prise au centre de l'accroissement.</i> Cassure assez longue, surtout sur le plan des rayons médullaires, presque plane, oblique, dévée par les gros vaisseaux.
26 <sup>b</sup>	.....	43,00	»	100	»	2,3	<i>Accroissements très larges et tige où les fibres sont obliques à la génératrice du cylindre.</i> Cassure très oblique sur un plan de rayon médullaire.
Les rayons médullaires donnent la direction dominante de la cassure.							
19	<b>Pitchpin.</b> <i>Pinus palustris vel australis.</i> Utilisé en charpente, menuiserie,	47,78	500	825	10,5	17,2	8 accroissements par centimètre, tige très droite, avec 6 plans de bois d'automne très larges. Cassure courte feuilletée sur les accroisse- ments, avec ressauts radiaux. Les esquilles sont plus allongées dans le bois de printemps.
22	parquet, pavage. Dessiccation de plusieurs années à l'air.	47,78	505	785	10,6	16,4	7 accroissements 1/2 par centimètre, tige un peu moins droite, avec 6 plans de bois d'automne, plus 1 de chaque côté s'étendant sur 1/5 de la longueur, un peu moins larges que les précédents. Arrachement dans la tête dans toute sa lon- gueur d'un côté sur un plan d'accroisse- ment; de l'autre côté de même, mais un peu plus irrégulièrement. Sur les autres côtés, ressauts radiaux tantôt irréguliers, tantôt rectangulaires sur l'accroissement.
20	.....	46,57	450	735	9,6	15,8	7 accroissements par centimètre, tige très droite, avec 7 plans de bois d'automne dans la tige, très irréguliers de largeur, 5 très larges et les autres étroits. Même cassure avec les côtés plus radiaux.
21	.....	47,78	»	490	»	10,2	9 accroissements par centimètre, tige obli- que, avec 4 plans de bois d'automne, plus 3 de chaque côté coupés. Bois d'automne étroits. Cassure nette sur un plan d'accroissement en une longue esquille oblique à la tige, ter- minée par une partie courte rompue sur la tête et presque transversale.
26	<b>Pin maritime des Landes.</b> <i>Pinus pinaster.</i> Dessiccation de plusieurs années à l'air.	46,57	485	675	10,3	14,3	<i>Gemmé.</i> — 4 accroissements 1/2 par centi- mètre. Tige très droite avec une zone d'au- tomne très épaisse et 5 plus minces. Cassure courte, irrégulière, presque horizon- tale.
28	.....	47,78	505	525	10,6	10,9	<i>Non gemmé.</i> — 4 accroissements par centi- mètre. Tige droite avec 4 plans de bois d'automne épais. Cassure sur un plan d'accroissement avec une rupture assez courte dans la tête sur un plan radial, irrégulière à l'extrémité.
31 <sup>a</sup>	.....	47,78	415	455	8,7	9,5	<i>Sulfaté.</i> — 2 accroissements 1/2 par centi- mètre. Tige très droite avec 2 plans de bois d'automne larges. Fente très longue sur un plan d'accroissement. Arrachement dans la tête très irrégulier, un peu long, avec ressauts sur les accroisse- ments et des plans radiaux.
32 <sup>a</sup>	.....	49,02	»	455	»	9,3	<i>Sulfaté.</i> — 2 accroissements par centimètre. Tige très droite avec 2 plans de bois d'au- tomne larges. Arrachement très irrégulier dans la tête assez court.

N° des ÉPROU- VETTES.	DÉSIGNATION des PIÈCES ÉPROUVÉES.	SECTION INITIALE en millimètres carrés.	CHARGE TOTALE EN KILOGRAMMES ayant produit		CHARGE EN KILOGR. PAR MILLIMÈTRE CARRÉ de la section initiale.		OBSERVATIONS.
			le premier craquement.	la rupture.	Premier craquement.	Rupture.	
31	<b>Pin maritime des Landes (suite).</b>	45,40	»	425	»	9,3	<i>Sulfaté.</i> — 1 accroissement 5/4 par centimètre. Tige droite avec un plan de bois d'automne large. Cassure longue oblique sur les rayons médullaires avec un plan médian de bois d'automne se prolongeant au-dessus.
32 <sup>2</sup>	.....	47,78	»	415	»	8,7	<i>Sulfaté.</i> — 5 accroissements par centimètre. Tige moins droite avec un plan de bois d'automne et un autre de chaque côté sectionné. Arrachement irrégulier dans la tête assez court, descendant sur 2 plans d'accroissement et radiaux.
24	.....	47,78	»	390	»	8,2	<i>Gemmé.</i> — 5 accroissements par centimètre. Tige presque droite avec 2 plans de bois d'automne étroits. Cassure près de la tête très irrégulière, avec une esquillette s'allongeant dans le bois d'automne.
51 <sup>3</sup>	.....	49,82	375	405	7,6	8,2	<i>Sulfaté.</i> — 2 accroissements 5/4 par centimètre. Tige droite avec 2 plans de bois d'automne. Arrachement dans la tête très irrégulier, ayant une tendance à se feuilletter sur des plans radiaux.
25	.....	47,78	365	370	7,6	7,7	<i>Gemmé.</i> — 2 accroissements 2/5 par centimètre. Tige très droite avec 2 plans de bois d'automne. Arrachement dans la tête assez court sur un plan radial, et le surplus irrégulier.
51	.....	47,78	»	360	»	7,5	<i>Sulfaté.</i> — 5 accroissements par centimètre. Tige très droite avec 2 plans de bois d'automne. Arrachement assez court dans la tête très irrégulier, avec ressauts sur plans d'accroissement et rayons, fines esquilles courtes à l'extrémité feuilletées sur les rayons médullaires.
27	.....	49,02	200	355	4,1	7,3	<i>Non gemmé.</i> — 1 accroissement 1/5 par centimètre. Tige droite avec un plan de bois d'automne assez large. Arrachement dans la tête très irrégulier partant d'un plan radial.
30 <sup>2</sup>	.....	46,57	»	340	»	7,3	<i>Créosoté.</i> — 2 accroissements 2/5 par centimètre. Tige très droite avec 2 plans de bois d'automne étroits. Arrachement dans la tête court, arrondi et en partie sur un plan radial d'un côté.
30 <sup>3</sup>	.....	46,57	»	330	»	7,3	<i>Créosoté.</i> — 5 accroissements par centimètre. Tige moins droite, 1 plan de bois d'automne étroit avec 1 de chaque côté s'étendant sur les 4/5 de la longueur. Arrachement semblable.
29	.....	49,02	»	335	»	6,8	<i>Non gemmé.</i> — 1 accroissement 4/5 par centimètre. Tige oblique sur le grain avec 1 plan de bois d'automne et 1 de chaque côté s'allongeant sur 1/5 de la longueur. Arrachement dans la tête sur un plan radial, le surplus en travers feuilleté finement et très irrégulier, mais s'allongeant un peu sur les accroissements.
30	.....	46,37	»	305	»	6,5	<i>Créosoté.</i> — 2 accroissements 4/5 par centimètre. Tige oblique au grain avec 1 plan de bois d'automne étroit, et 1 autre de chaque côté s'étendant sur 2/5 de la longueur. Arrachement dans la tête très irrégulier.
La cassure est courte, se fait généralement par un arrachement dans la tête avec allongement sur les lames de bois d'automne et une tendance à se feuilletter sur les rayons médullaires.							
36 <sup>1</sup>	<b>Pin sylvestre du Nord. <i>Pinus sylvestris.</i> Dessiccation de plusieurs années à l'air.</b>	47,78	405	625	8,5	13,1	<i>Créosoté.</i> — 9 accroissements par centimètre. Tige très droite comprenant 8 couches épaisses de bois d'automne. Arrachement dans la tête sur toute la profondeur, basé sur plans d'accroissement et latéralement sur des ressauts à angles droits sur rayons médullaires et accroissements et pour finir en courbes dans l'épaisseur du bois de printemps d'un accroissement non compris dans la tige tirée.

N° des ÉPROU- VETTES.	DÉSIGNATION des PIÈCES ÉPROUVÉES.	SECTION INITIALE en millimètres carrés.	CHARGE TOTALE EN KILOGRAMMES ayant produit		CHARGE EN KILOGR. PAR MILLIMÈTRE CARRÉ de la section initiale.		OBSERVATIONS.
			le premier craquement.	la rupture.	Premier craquement.	Rupture.	
36*	Pin sylvestre du Nord (suite).	47,78	300	590	6,3	12,2	Crésoité. — 11 accroissements par centimètre. Tige moins droite, 10 plans d'accroissement sont tirés dans toute leur longueur et 2 autres sectionnés de chaque côté. Bois d'automne moins large que le précédent. Même cassure.
33	.....	47,78	485	580	10,2	12,1	Non crésoité. — 12 accroissements par centimètre. 6 accroissements dans la tige plus 5 de chaque côté coupés obliquement. Zone d'automne large ondulée. Cassure longue s'étendant jusqu'à l'extrémité de la tête sur 2 bois d'automne reliés par un plan radial d'un côté, et de l'autre côté par des ressauts, la cassure se termine par une esquille irrégulière feuilletée. L'arrachement s'est fait sur la tête suivant le cylindre de la tige d'une façon remarquablement régulière.
35	.....	47,78	400	530	8,3	11,1	11 accroissements par centimètre. Tige très droite. — Zones d'automne plus étroites. Arrachement de la tête comme 56.
34	.....	49,02	345	525	7,0	10,7	15 accroissements par centimètre. Tige très droite avec 15 zones d'automne très étroites. Arrachement dans la tête de même nature.
36*	.....	47,78	305	450	6,3	9,4	Crésoité. — 12 accroissements 1/2 par centimètre. Tige très droite avec 10 zones d'automne excessivement étroites. Cassure assez longue feuilletée sur les bois d'automne et des plans radiaux avec arrachements irréguliers à l'extrémité.
1	Sapin pectiné de Laigle. <i>Abies pectinata.</i> Dessiccation incomplète.	800	»	5230	»	6,54	Tige biaise sur le grain. — Bois d'automne large. 5 accroissements 1/4 par centimètre. Longues esquilles principales feuilletées sur les accroissements terminés par de plus petites esquilles fines arrachées dans la masse. Terminées de chaque côté par des plans de rayons médullaires, surfaces bien nettement sur matière intercellulaire. La rupture sur le plan d'accroissement vient obliquement sur les surfaces de l'éprouvette.
2	.....	800	»	4460	»	5,57	Tige irrégulière oblique. — 5 accroissements 1/2 par centimètre. Esquilles principales sur plans d'accroissement avec des arrachements de fibres à l'extrémité, latéralement irrégulières.
48	Sapin pectiné. Dessiccation de plusieurs années à l'air.	49,02	285	400	5,8	8,2	Orne. — 5 accroissements 5/8 par centimètre. Tige très droite. Bois d'automne larges. Cassure en feuilletés sur 5 plans d'accroissement avec des ressauts perpendiculaires sur plan de rayons médullaires. Esquilles longues lamellaires à surface un peu plucheuse.
45	.....	47,78	305	385	6,4	8,0	Vosges. — 5 accroissements 1/2 par centimètre. Bois d'automne assez larges. Cassure courte dans la tête avec un plan principal sur l'accroissement qui passe par le milieu de la tige, une partie petite sur un plan radial, sur le reste très irrégulière.
43	.....	47,78	315	335	6,6	7,0	Vosges. — 2 accroissements 1/2 par centimètre. Bois d'automne plus étroits. Tige un peu moins droite. Cassure courte dans la tête dans le bois de printemps, allongée en deux esquilles longues et lamellaires dans le bois d'automne. La rupture courte est oblique, irrégulière au plan d'accroissement.
39	.....	45,40	210	315	5,0	6,9	Jura. Pied. — 5 accroissements 1/2 par centimètre. 5 plans d'accroissement dans la tige légèrement oblique. Cassure sur accroissement, assez courte et dans la tête, nette sur le plan des accroissements, très irrégulière dans le bois de printemps.



N° des ÉPROU- VETTES.	DÉSIGNATION des PIÈCES ÉPROUVÉES.	SECTION INITIALE en millimètres carrés.	CHARGE TOTALE EN KILOGRAMMES ayant produit		CHARGE EN KILOGR. PAR MILLIMÈTRE CARRÉ de la section initiale.		OBSERVATIONS.
			le premier craquement.	la rupture.	Premier craquement.	Rupture.	
42	<b>Sapin pectiné</b> (suite).	49,02	200	330	4,1	6,7	<i>Jura. Cime.</i> — 5 accroissements par centimètre. 2 plans d'accroissement dans la tige et un troisième sur la moitié de la longueur de la tige un peu oblique. Cassure dans la tête sur 2 plans bien nets, l'un des accroissements, l'autre radial avec arrachement dans le bois de printemps.
44	.....	49,02	»	320	»	6,5	<i>Vosges.</i> — 5 accroissements 1/5 par centimètre. 5 plans de bois d'automne dans la tige, tige très droite. Bois d'automne étroits. Rupture courte, presque horizontale, nette sur les fibres et les rayons médullaires.
40	.....	46,57	205	300	4,4	6,4	<i>Jura. Cime.</i> — 5 accroissements par centimètre. 5 plans d'accroissement, plus un sur 1/2 longueur de la tige. Tige oblique. Bois d'automne étroits. Rupture assez longue. Les esquilles de bois d'automne arrachées au-dessus du bois de printemps très irrégulièrement rompues.
41	.....	47,78	205	300	4,3	6,3	<i>Jura. Cime.</i> — 4 accroissements par centimètre. Tige oblique. Bois d'automne étroits. Rupture longue en esquilles de bois d'automne rompues sur des plans radiaux, irrégulière dans le bois de printemps, surface plucheuse sur les longues esquilles.
38	.....	47,78	»	280	»	5,8	<i>Jura. Pied.</i> — 2 accroissements 5/8 par centimètre. Tige un peu oblique. Bois d'automne étroits. Esquille longue sur le plan d'accroissement placé au milieu de la tige et s'étendant pour la partie de bois d'automne profondément dans la tête. Très irrégulière dans le bois de printemps.
47	.....	44,18	215	240	4,8	5,4	<i>Orne.</i> — 3 accroissements 1/2 par centimètre. 2 plans de bois d'automne dans la tige. Cassure sur esquilles très longues se prolongeant jusque dans la tête en une fine lame de bois d'automne, puis perpendiculaire sur un plan radial, puis sur un autre accroissement, enfin très irrégulière dans le bois de printemps.
37	.....	47,78	»	235	»	4,9	<i>Jura. Pied.</i> — 5 accroissements 1/4 par centimètre. 2 plans d'accroissement dans la tige et un autre sur 1/2 longueur. Tige plus oblique. Cassure irrégulière sur le bois de printemps et les plans radiaux.
La caractéristique est la rupture par décollement des accroissements avec ressauts de l'un à l'autre par des plans sur rayons médullaires, enfin avec des parties très irrégulières dans le bois de printemps. Les fibres décollées, mais non rompues, forment des parties plucheuses sur le bois de printemps, moins sur celui d'automne.							
1	<b>Epicéa de Norvège.</b> <i>Picea excelsa.</i> Dessiccation incomplète.	800	»	3450	»	4,31	11 accroissements par centimètre. Tige très droite. Bois d'automne étroits. Esquilles très longues, surtout sur les rayons médullaires, avec ressauts sur chaque accroissement. Rupture près de 2 nœuds.
2	.....	800	»	2600	»	3,25	7 accroissements 1/2 par centimètre. Bois d'automne étroits. La cassure très longue s'est faite sur un plan d'accroissement, terminée par une section courte transversale avec ressauts sur les accroissements d'un côté, de l'autre un peu plus longue et même forme.
3	.....	800	»	2460	»	3,07	8 accroissements 1/4 par centimètre. Tige très droite. Bois d'automne très étroits. Cassure plus courte avec plans sur les accroissements et rayons médullaires, brisée sur la tête. Plans sur rayons très nets.



ÉCOLE NATIONALE  
DES PONTS ET CHAUSSÉES

EXTRAIT

SERVICE ANNEXE DES LABORATOIRES

*du registre du Laboratoire d'essais physiques et mécaniques  
de l'École nationale des Ponts et Chaussées.*

## ESSAIS DE RUPTURE PAR CISAILLEMENT

SUR

DES ÉPROUVETTES DE BOIS DE DIVERSES ESPÈCES

Années 1898-1899

Les éprouvettes ont été façonnées avec des bois desséchés à l'air libre dans le laboratoire pendant plusieurs années.

Elles avaient la forme de prismes cylindriques de 0<sup>m</sup>,15 de longueur et de 0<sup>m</sup>,025 de diamètre; elles étaient façonnées au tour sur des fragments choisis dans les parties à fibres aussi droites que possible et parallèles à l'axe du prisme.

A 0<sup>m</sup>,025 de chaque extrémité de l'éprouvette, une mortaise de 0<sup>m</sup>,004, de largeur uniforme, avait été préparée à l'aide d'un outil spécial.

Les deux mortaises de chaque éprouvette étaient dirigées autant que possible, l'une dans le sens radial de la tige de l'arbre et l'autre dans le sens tangentiel.

Pour l'essai, l'éprouvette était maintenue en son milieu, et une clavette en acier de 0<sup>m</sup>,004 d'épaisseur était engagée successivement dans chacune des deux mortaises et tirée par un dispositif spécial attelé à une machine à traction jusqu'à défoncement de la mortaise. Les côtés de la mortaise étaient maintenus très légèrement pendant l'essai par une petite crampe à vis.

# **ESSAIS DE CISAILEMENT** **SUR ÉPROUVETTES DE BOIS DE DIVERSES ESPÈCES**

N <sup>o</sup> des épro- vettes.	NATURE DU BOIS ESSAYÉ ET NOMME D'ACQUISITION PAR GENÈRE ET ESPÈCE.	C'PAGE TOTALE en kilogrammes ayant produit le cisaillement dans le sens		C'PAGE DE RUPTURE en kilogrammes par millimètre carré dans le sens		ÉTAT DE LA ZONE DÉFORMÉE PAR LA CASSURE À 90°.	
		radial.	tangential.	radial.	tangential.	MATERIEL en millimètres de la partie comprimée	MATERIEL en millimètres de la partie tendue
		radial.	tangential.	radial.	tangential.	radial.	tangential.
5	<b>Liège de l'Annam.</b> <i>Eugenia alba</i> .	1315	930	1,20	0,77	1,2	1,8
6	.....	1300	1400	1,08	1,17	0,6	1,2
2.	<b>Bois de fer de Bornéo.</b> <i>Dipterocarpus zeyheri</i> .	1380	1400	1,15	1,21	2,5	2,5
3	.....	1200	1400	1,05	1,24	2,3	2,3
8	<b>Kari.</b> <i>Eucalyptus diversicolor</i> .	1130	1200	0,90	1,08	2,3	4,3
7	<b>Robinet pseudo-acacia.</b> <i>Robinia pseudo-acacia</i> .	1160	1210	0,97	1,01	4,8	19,4
8	Bois nonf. 2 acr. 3/10 p. cent. ....	1090	1160	0,91	0,97	4,0	2,9
3	<b>Hickory (Carya)?</b> Bois nonf. 4 acr. p. cent. ....	1025	1015	0,90	0,80	5,9	7,6
4	— 5 acr. — .....	1010	985	0,89	0,86	9,4	5,5
2.	— 5 acr. 1/2 p. cent. ....	990	950	0,87	0,84	6,5	3,4
14	<b>Teak de Java.</b> <i>Tectonia grandis</i> .	1010	980	0,84	0,82	3,1	3,6
13	— 3 acr. 4/10 — .....	950	890	0,80	0,75	2,3	2,4
10	<b>Jarrah.</b> <i>Eucalyptus marginata</i> .	890	1050	0,73	0,88	2,4	2,9
1	<b>Charme commun.</b> <i>Carpinus betulus</i> .	1010	1030	0,84	0,86	7,2	8,8
2	5 acr. 6/10 p. cent. ....	1000	1150	0,83	0,96	9,3	13,8
21	<b>Hêtre commun.</b> <i>Fagus sylvatica</i> .	610	710	0,51	0,59	5,1	7,1
10	<b>Frêne commun.</b> <i>Fraxinus excelsior</i> .	800	600	0,67	0,55	6,4	5,0
	Bois ceris. 8 acr. 8/10 p. cent.					13,4	15,3

OBSERVATIONS SUR LES MORTAISÉS MORTISÉS	
ADJAILLEMENT.	TANGENTIALMENT.
Cassure irrégulière, partie sur rayons médullaires et partie sinusoïde. Échelle courbée suivant la fibre.	Cassure très nette sur un plan d'accroissement d'un côté, et de l'autre sur une zone de vaisseaux et de parenchyme. L'écail à faces parallèles est situé obliquement dans la direction des fibres.
Cassure sur zones de vaisseaux et un peu sur rayons. Échelle non courbée, courbée suivant la fibre.	Idem. — Mortaise oblique au plan de tangence.
Cassure sur zones de vaisseaux et un peu sur rayons. Échelle non courbée, courbée suivant la fibre.	Cassure sur vaisseaux et parenchyme, mortaise oblique à la tangence.
Cassure sur zones de vaisseaux et un peu sur rayons. Échelle non courbée, courbée suivant la fibre.	Cassure sur plans de vaisseaux. Échelle un peu élargie sur le côté de la tête.
Cassure sur zones de vaisseaux et un peu sur rayons. Échelle non courbée, courbée suivant la fibre.	Cassure ayant une tendance à suivre les zones de vaisseaux et courbant de l'un à l'autre.
Cassure bien nette avec cassure sur les accroissements, mortaise très légèrement oblique au rayon.	Cassure sur plans de parenchyme rejoignant dans une partie un plan d'accroissement.
Idem. — Échelle légèrement élargie sur la tête de l'éprouvette.	Cassure près d'un plan d'accroissement dans les zones de parenchyme et de vaisseaux, ressautant par place d'un plan de parenchyme à l'autre. Échelle un peu élargie sur la tête.
Cassure bien nette sur rayons et parenchyme, légèrement courbée autour des gros vaisseaux; les rayons s'élargissent nettement sur l'écail.	D'un côté, la cassure est voisine du plan d'accroissement, de l'autre côté elle est oblique au plan d'accroissement, puis s'élargit sur le rayon.
Mortaise oblique sur plans radial et tangential, cassure relevant des deux côtés.	Mortaise oblique aux plans radial et tangential, même cassure que celle-ci.
Cassure bien nette sur rayons et sur parenchyme, légèrement déviée par les gros vaisseaux. Échelle refléchi au milieu.	Cassure ayant une tendance à se produire sur les plans d'accroissement qu'elle longe d'un côté, de l'autre côté elle est ressautée de l'un à l'autre par suite de la courbure.
Cassure très irrégulière, courbée des vaisseaux aux rayons et au parenchyme. Échelle oblique comme la fibre.	Cassure sur plan d'accroissement d'un côté, de l'autre tangentiel sur plan d'accroissement, tangentiel sur parenchyme.
Cassure des plus irrégulières par suite de l'inflexion différentielle des fibres, tangentiel sur rayons, tangentiel sur parenchyme et vaisseaux, tangentiel sur plan d'accroissement. Échelle d'épaisseur égale d'un côté, diminuant vers la tête de l'autre côté.	Cassure surtout sur les plans d'accroissement, et allant de l'un à l'autre par le parenchyme et les zones de vaisseaux.
Cassure partie sur rayons s'élargissant sur les vaisseaux et partie sur zones de vaisseaux. Échelle suivant la fibre et partiellement refléchi.	Cassure sur parenchyme et zones d'accroissement ayant une tendance à suivre les zones obliques de vaisseaux.
Cassure de direction radiale par suite des rayons et zone de vaisseaux de direction bien radiale.	Cassure irrégulière sur plan d'accroissement naturellement fléchi sinusoïde et sur parenchyme. Échelle suivant l'inflexion du bois.
Cassure bien nette d'un côté sur rayons médullaires et de l'autre plus irrégulière sur plans de vaisseaux et de rayons.	Cassure fléchi sinusoïde d'un côté, autour d'un plan d'accroissement, de l'autre irrégulière. Échelle ayant une tendance à s'élargir sur la tête.
Cassure sur plans radiaux de vaisseaux et par ressaut d'une ligne de vaisseaux à l'autre. Échelle d'épaisseur égale.	Cassure irrégulière sinusoïde près des accroissements et sur les vaisseaux, arête sinusoïde d'un côté, autour d'un plan d'accroissement d'un côté, de l'autre sur une extrémité. Échelle ayant une tendance à s'élargir.
Cassure irrégulière, partie sur rayons médullaires et partie sinusoïde. Échelle courbée suivant la fibre.	Cassure sur un plan d'accroissement d'un côté, de l'autre ressautant de l'un à l'autre sur une extrémité. Échelle ayant une tendance à s'élargir.

N° des épreuves.	NATURE DU BOIS ESSAYÉ ET NOMBRE D'ACCROISSEMENTS PAR CENTIMÈTRE.	CHARGE TOTALE en kilogrammes après produit le cisaillement dans le sens		CHARGE DE RUPTURE en kilogrammes par millimètre carré de la mortaise dans le sens		ÉTAT DE LA ZONE DÉFONCÉE PAR LA CLAVETTE D'ACIER.			
		radial.	tangential.	radial.	tangential.	HAUTEUR en centimètres de la partie comprise entre les deux clavettes.		HAUTEUR ISOLACE en millimètres.	
<b>Cèdre.</b>									
19	<i>Quercus pedunculata</i> et <i>sessiliflora</i> . Chapiteau. 3 acri. 2/10 p. cent. . . .	860	980	0,72	0,82	6,7	6,2	16,2	14,9
15	— 4 acri. 8/10 — . . . . .	830	940	0,71	0,78	»	3,5	»	15,9
50*	Vieux plan. 4 acri. p. cent. . . . .	850	900	0,71	0,75	»	»	»	»
30*	— 7 acri. 2/10 p. cent. . . . .	630	620	0,52	0,52	8,0	9,2	13,0	11,4
<b>Pitchpin.</b>									
20	<i>Pinus australis</i> . 7 acri. 2/10 p. cent. B. d'a. larges . .	950	930	0,79	0,78	2,3	2,0	22,1	22,0
19	6 acri. 2/10 — B. d'a. — . . . .	925	890	0,77	0,68	3,7	3,8	13,7	18,0
22	6 acri. 2/10 — B. d'a. moyens. . .	910	845	0,76	0,70	3,1	3,6	20,2	19,6
23	16 acri. 8/10 — B. d'a. très étroits et moyens. . . . .	800	810	0,67	0,67	3,3	»	19,1	11,0
21	8 acri. 2/10 p. cent. B. d'a. tr. étroits.	660	630	0,53	0,52	4,8	4,5	13,0	16,4
<b>Pin maritime.</b>									
25	<i>Pinus pinaster</i> . Gemmé. 1 acri. 6/10 p. cent. B. d'a. très larges. . . . .	810	760	0,68	0,63	3,6	4,1	19,0	10,0
26	Gemmé. 2 acri. 4/10 p. cent. B. d'a. larges. . . . .	770	735	0,64	0,60	2,5	3,6	20,4	18,7
27	Non gemmé. 2 acri. 8/10 p. cent. Bois d'autome larges. . . . .	630	485	0,52	0,40	3,6	1,0	19,8	20,0
28	Non gemmé. 1 acri. 4/10 p. cent. Bois d'autome larges. . . . .	610	560	0,51	0,47	3,2	6,2	13,8	13,2
32	Abîmé. 2 acri. p. cent. B. d'a. très larges. . . . .	580	540	0,48	0,45	5,3	8,2	16,8	11,0
<b>Pin sylvestre du Nord.</b>									
33	<i>Pinus sylvestris</i> . 12 acri. p. cent. B. d'a. moyens. . .	640	700	0,53	0,58	4,3	5,0	15,0	17,6
35	16 acri. — B. d'a. très étroits. . .	560	575	0,47	0,48	3,0	3,0	18,5	19,2
34	8 acri. — B. d'a. moyens. . . . .	500	580	0,42	0,48	»	3,0	»	19,2
<b>Sapin pectiné.</b>									
39	<i>Abies pectinata</i> . Juni pect. 2 acri. 2/10 par centimètre. Bois d'autome très larges. . . . .	530	600	0,43	0,50	2,4	4,7	21,0	17,0
37	Juni pect. 4 acri. par centimètre. Bois d'autome moyens. . . . .	500	460	0,42	0,38	1,7	4,4	20,1	21,6
43	Vieilles. 4 acri. par centimètre. Bois d'autome assez larges. . . . .	480	510	0,40	0,42	3,9	3,6	16,3	16,9
47	Omne. 3 acri. 2/10 par centimètre. Bois d'autome assez larges. . . . .	480	410	0,40	0,37	2,8	3,8	20,2	16,6
40	Juni cém. 6 acri. par centimètre. Bois d'autome étroits. . . . .	480	440	0,40	0,37	1,7	4,2	23,0	15,5
44	Vieilles. 2 acri. par centimètre. Bois d'autome moyens. . . . .	430	455	0,35	0,38	4,1	4,8	15,5	14,9

OBSERVATIONS SUR LES MORTAISES DIVERSES.	
RADIALEMENT.	TANGENTIELLEMENT.
Cesure un peu sinuée sur les rayons, et les zones de vaisseaux et de parenchyme. Idem. Cesure sur zones de vaisseaux et de parenchyme, le trou a fortement comprimé la partie d'épave en contact avec lui. Idem.	Cesure sur deux bois de printemps, irrégulière au travers de la zone de gros vaisseaux. Idem. Idem. — La fibre est courbée et l'éclat est combe. Cesure irrégulière sur deux bois de printemps avec arrondissement des gros rayons voisins, par places ressemblant sur l'accroissement voisin.
Cesure un peu irrégulière dans le bois de printemps, régulière et bien radiale dans le bois d'autome, sans surprise de la tête où l'éclat a courbé des zones de bois d'autome. Éclat un peu clapi sur la tête. Cesure très irrégulière dans le bois de printemps, plus régulière et radiale sur rayons dans le bois d'autome. Éclat un peu clapi sur la tête. Cesure plus régulière sur rayons. Éclat retect sur la tête. Même cesure que 20.	Cesure sur 2 plans d'accroissement. Éclat d'épaisseur égale. Idem. Idem. Idem.
Même cesure, mais d'aspect plus irrégulier par suite de l'éclat de la zone de bois d'autome. Éclat un peu retect sur la tête.	Cesure sur plans d'accroissement avec ressemblance de l'un à l'autre.
Cesure bien radiale d'un côté, très irrégulière de l'autre, et ressemblant à un plan de rayon à l'autre. Éclat très élargi d'un côté sur la tête. Cesure très irrégulière, surtout sur des plans de rayon, très sinuée dans le bois de printemps. Éclat très élargi sur la tête, retecté au milieu. Cesure sur plan radial d'un côté, de l'autre moitié sur plan radial, et sur le surplus, irrégulière. Éclat retect d'un côté, très élargi de l'autre, un peu oblique comme la fibre. Cesure radiale et un peu sinuée d'un côté, de l'autre très irrégulière. Éclat s'élargissant beaucoup sur la tête. Cesure bien radiale d'un côté, plus irrégulière de l'autre.	Cesure irrégulière allant en s'élargissant depuis la mortaise. Éclat particulièrement retecté au milieu. Cesure irrégulière dans le bois de printemps avec une tendance à s'élargir vers la zone de printemps, et à se rétrécir vers la zone de bois d'autome au-dessus de la mortaise. Simple fente sur moitié jusqu'à une faible perpendiculaire précédente. Sur le surplus, éclat étroit sur plans d'accroissement s'élargissant irrégulièrement sur la tête. Cesure sur un plan d'accroissement, irrégulière jusqu'à une faible perpendiculaire. Éclat fortement comprimé dans cette partie. Cesure irrégulière par suite de l'obliquité de la mortaise. Éclat très élargi sur la tête, très étroit à la fibre.
Cesure irrégulière ressemblant d'un rayon sur l'autre, par suite de l'obliquité de la mortaise. Éclat fortement étiré et retect sur la tête. Cesure plus régulière. Cesure radiale dans le bois d'autome, irrégulière dans le bois de printemps.	Cesure sur plans d'accroissement. Éclat régulier. Cesure régulière avec mortaise oblique à la tangente; nombreux ressemblances radiaux par suite de la fissure des accroissements. Idem.
Cesure sur rayons avec ressemblance sur plan d'accroissement, plus irrégulière dans le bois de printemps. Cesure sur rayons, moins régulière dans le bois de printemps. Éclat un peu élargi sur la tête. Cesure bien radiale dans une partie, irrégulière dans l'autre. Éclat régulier élargi seulement sur la tête. Cesure par petits ressemblances sur les rayons, avec expansion dans le bois de printemps et arrondissement de bois d'autome par places, mortaise un peu oblique. Cesure comme 57. Cesure comme 47.	Cesure sur plans d'accroissement ressemblant de l'un à l'autre. Éclat retecté sur la tête d'un côté, élargi de l'autre. Cesure sur plan d'accroissement, irrégulière, allant en s'élargissant jusqu'au plan d'accroissement voisin. Cesure sur 2 plans d'accroissement. Cesure sur plan d'accroissement, régulière d'un côté, irrégulière de l'autre dans le bois de printemps. Cesure ressemblant d'un plan d'accroissement à l'autre par suite de l'obliquité de la mortaise. Cesure dans la circonférence de l'accroissement d'un côté, irrégulière de l'autre dans le bois de printemps, par suite de l'arrondissement de l'accroissement et de l'empatement de la mortaise. Éclat élargi sur la tête.



# TABLE DES MATIÈRES

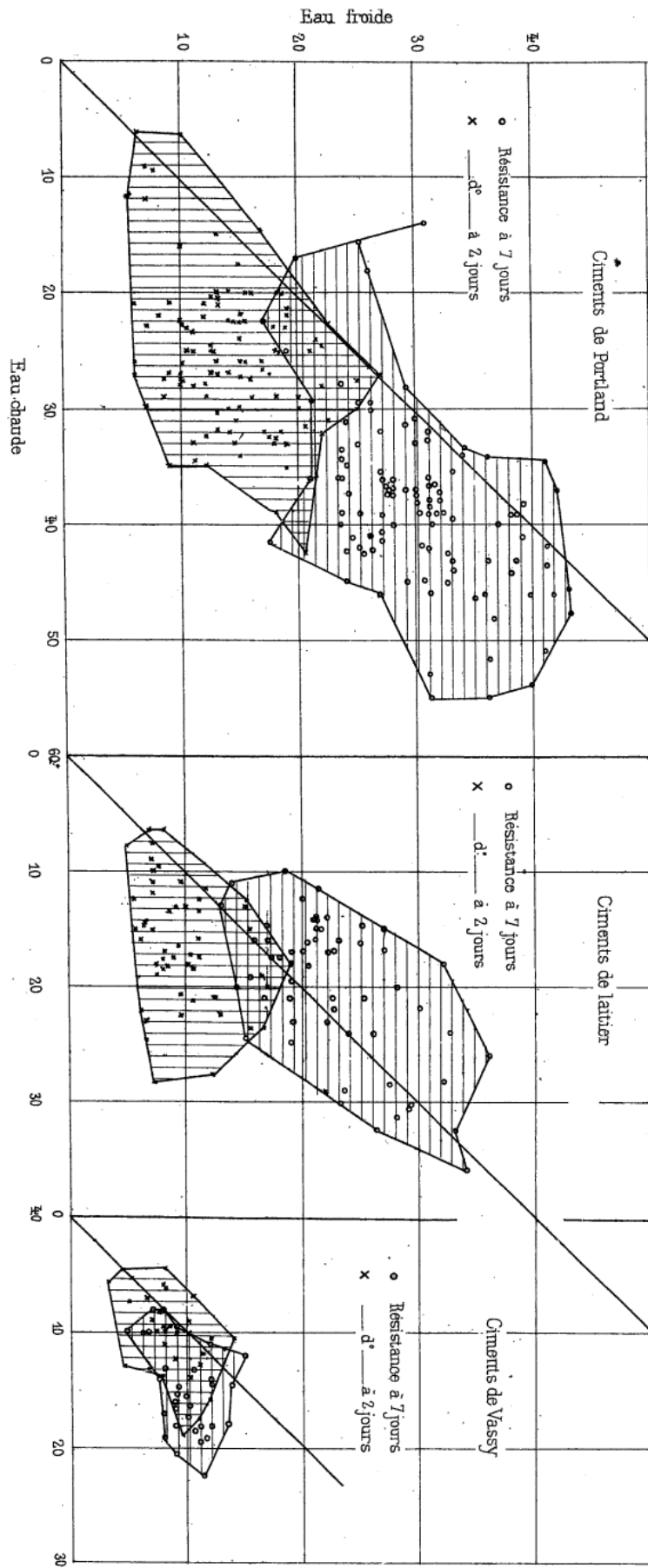
## TOME II. — DEUXIÈME PARTIE

### MATÉRIAUX AUTRES QUE LES MÉTAUX

	Pages.
I. Procédé de détermination des qualités d'un liquide lubrifiant. Communication présentée par M. N. PETROFF. . . . .	1
II. Sur quelques détails d'exécution des épreuves de gélivité des pierres. Communication présentée par M. J. MARVA Y MATER, colonel du génie de l'armée espagnole. . . . .	7
<i>Annexes.</i> . . . .	22
III. Sur un cas de désagrégation de maçonneries de briques. Proposition d'étendre la méthode d'essai de ces matériaux. Communication présentée par MM. Vittorio Dall'Armi et Angelo Forti. . . . .	53
IV. Observations sur les essais par voie humide en vue de déterminer la constitution chimique des liants hydrauliques. Communication présentée par M. R. FERET, chef du laboratoire des ponts et chaussées, à Boulogne-sur-Mer. . . . .	57
V. Sur les essais de ciment à l'eau chaude. Communication présentée par M. DEVAL, ancien chef du laboratoire municipal d'essais des matériaux de Paris. . . . .	45
VI. Sur la décomposition des ciments à la mer. Communication présentée par M. H. LE CHATELIER. . . . .	51
VII. De l'action de l'eau de mer sur les mortiers hydrauliques. Communication présentée par M. le général SCHOULATCHENKO, professeur à l'Académie du génie militaire, à Saint-Petersbourg. . . . .	79
VIII. Relation sur les mortiers à pouzzolane dans les constructions maritimes. Communication présentée par M. Orazio REBUFFAT. . . . .	91
IX. Expériences sur les pouzzolanes. Nouveaux emplois, essais. Communication présentée par M. R. FERET, chef du laboratoire des ponts et chaussées, à Boulogne-sur-Mer. . . . .	95
X. Le ciment de laitier. Communication présentée par MM. A. BRÜLL et H. HENRY, ingénieurs. . . . .	111
<i>Annexe.</i> . . . .	121
XI. Joints métalliques coulés dans les maçonneries. Résistances comparées des joints en métal coulé, ciment et mortier de ciment ou de chaux. Communication présentée par M. H. TAVERNIER. . . . .	125
<i>Graphiques et tableaux annexes.</i> . . . .	145
XII. Étude sur les fractures des bois dans les essais de résistance. Communication présentée par M. André THUL, inspecteur des eaux et forêts. . . . .	165
<i>Annexes : Résultats des essais de compression, de traction et de cisaillement faits sur diverses espèces de bois.</i> . . . .	181



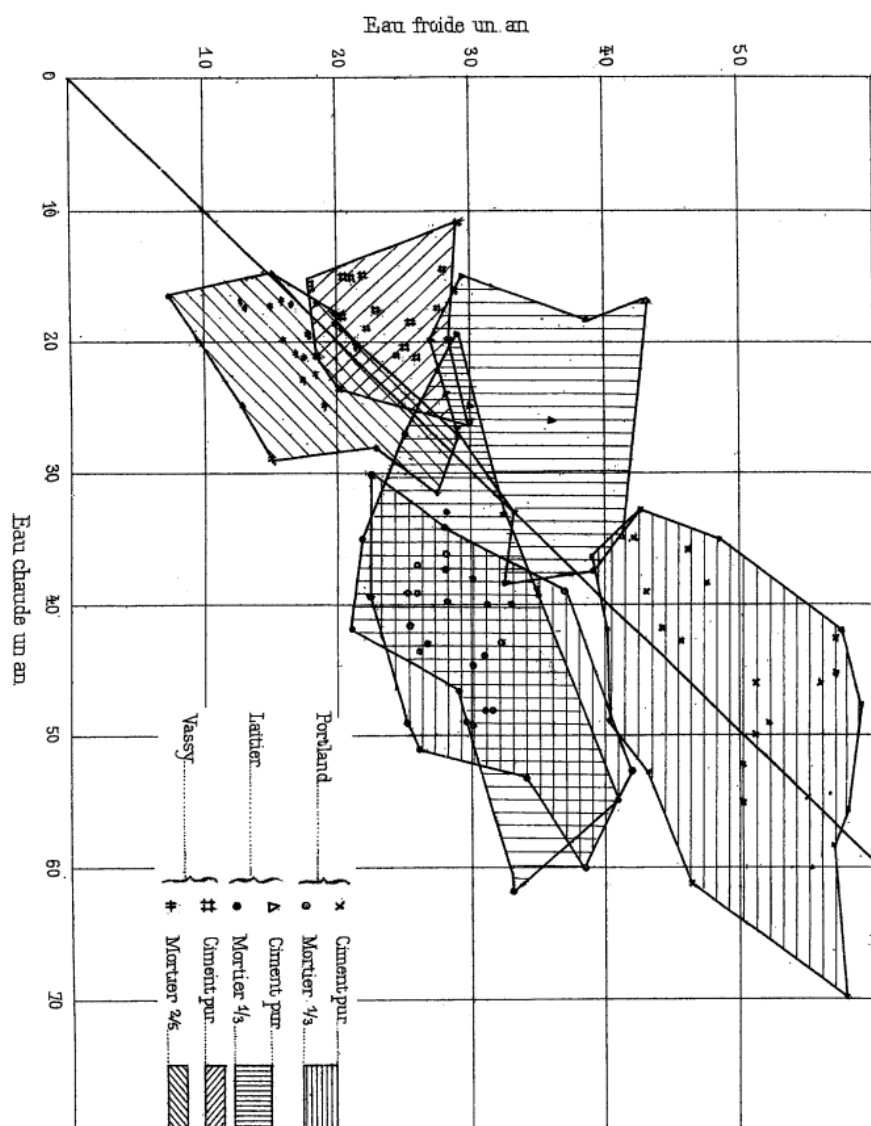




DEVAL

GRAPHIQUE N° 2.

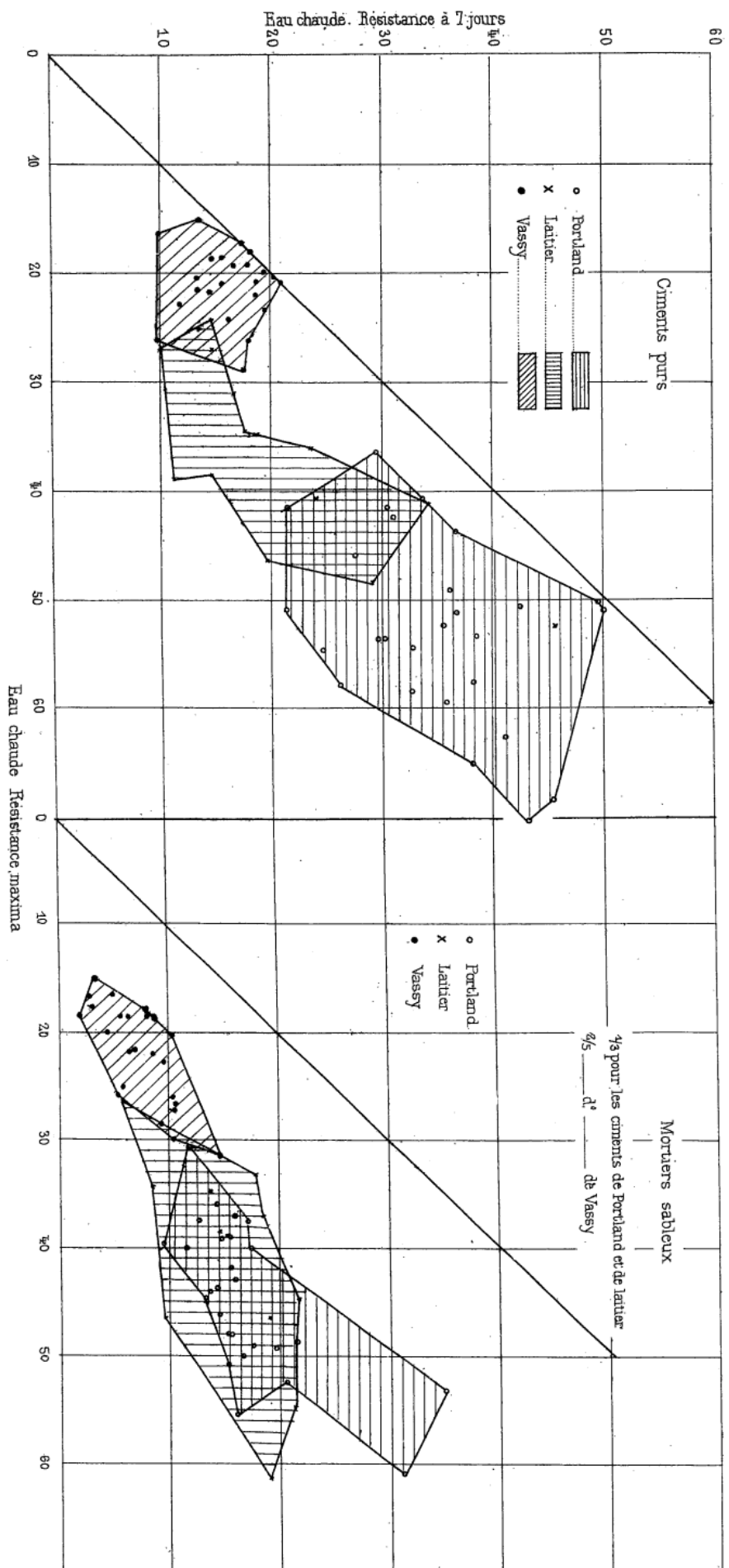
Pl. II



Compte international des méthodes d'essai, tome II (3<sup>e</sup> partie).

L. Coutier, 43, rue de Dunkerque, Paris

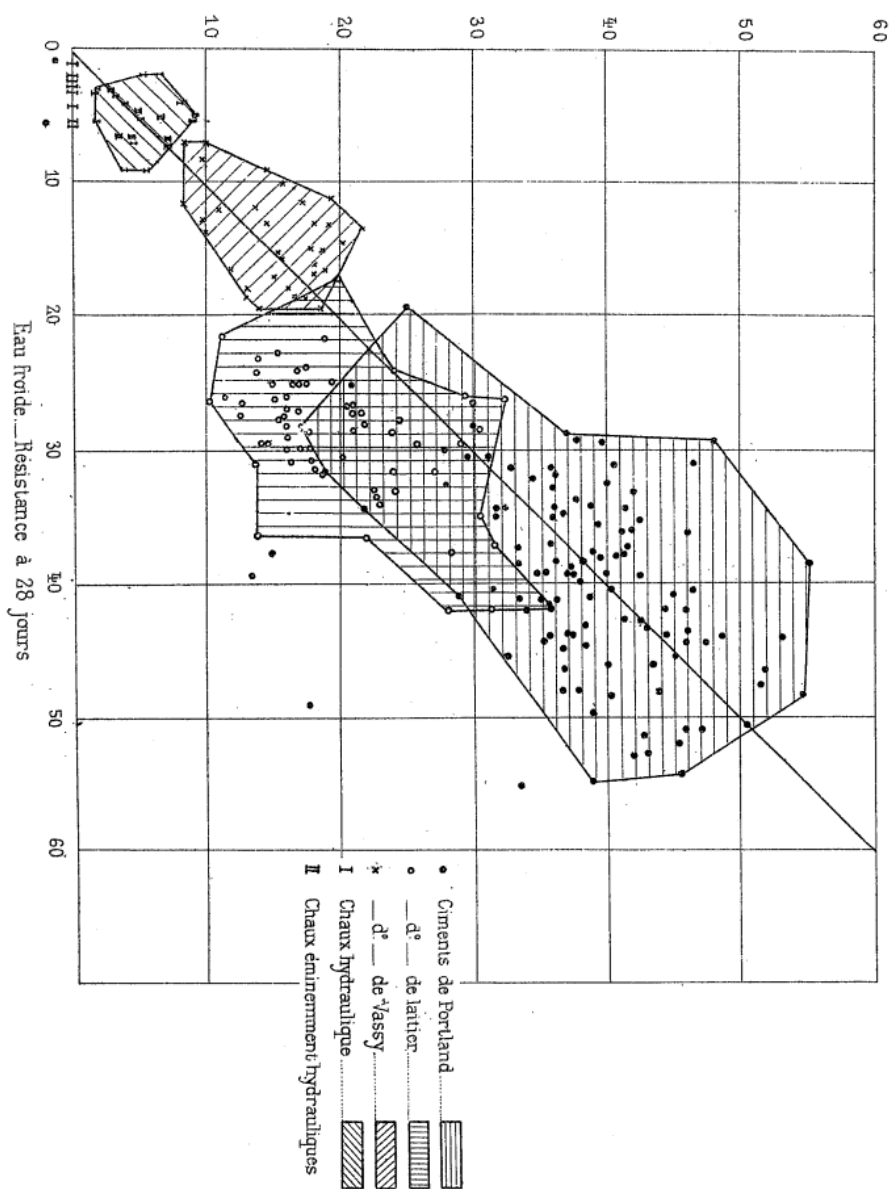
GRAPHIQUE N° 3.



# GRAPHIQUE N° 4.

DEVAL,

PL IV



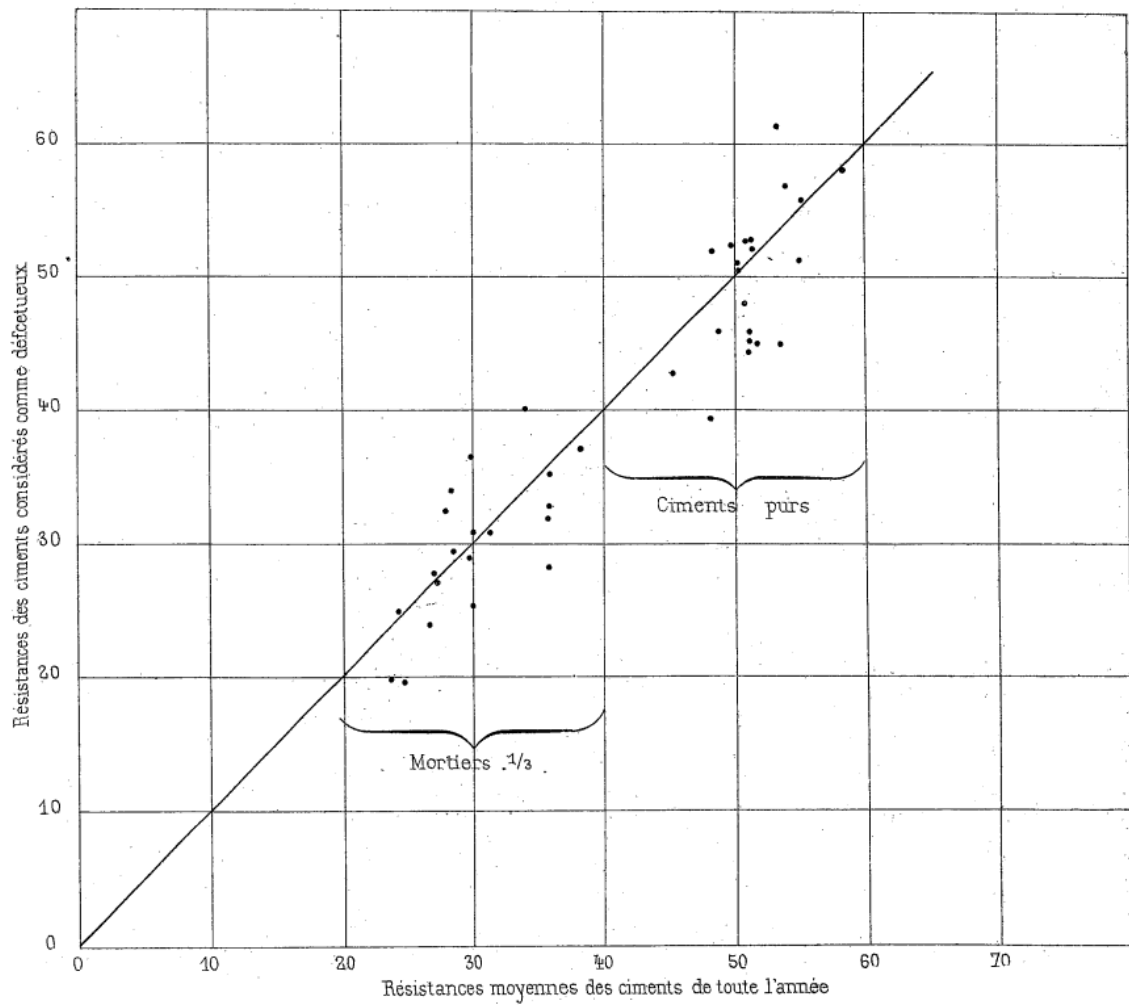
Congrès international des méthodes d'essai, tome II (2<sup>e</sup> partie).

L. Coultier, 43, rue de Dunkerque, Par

# GRAPHIQUE N° 5.

DEVAL

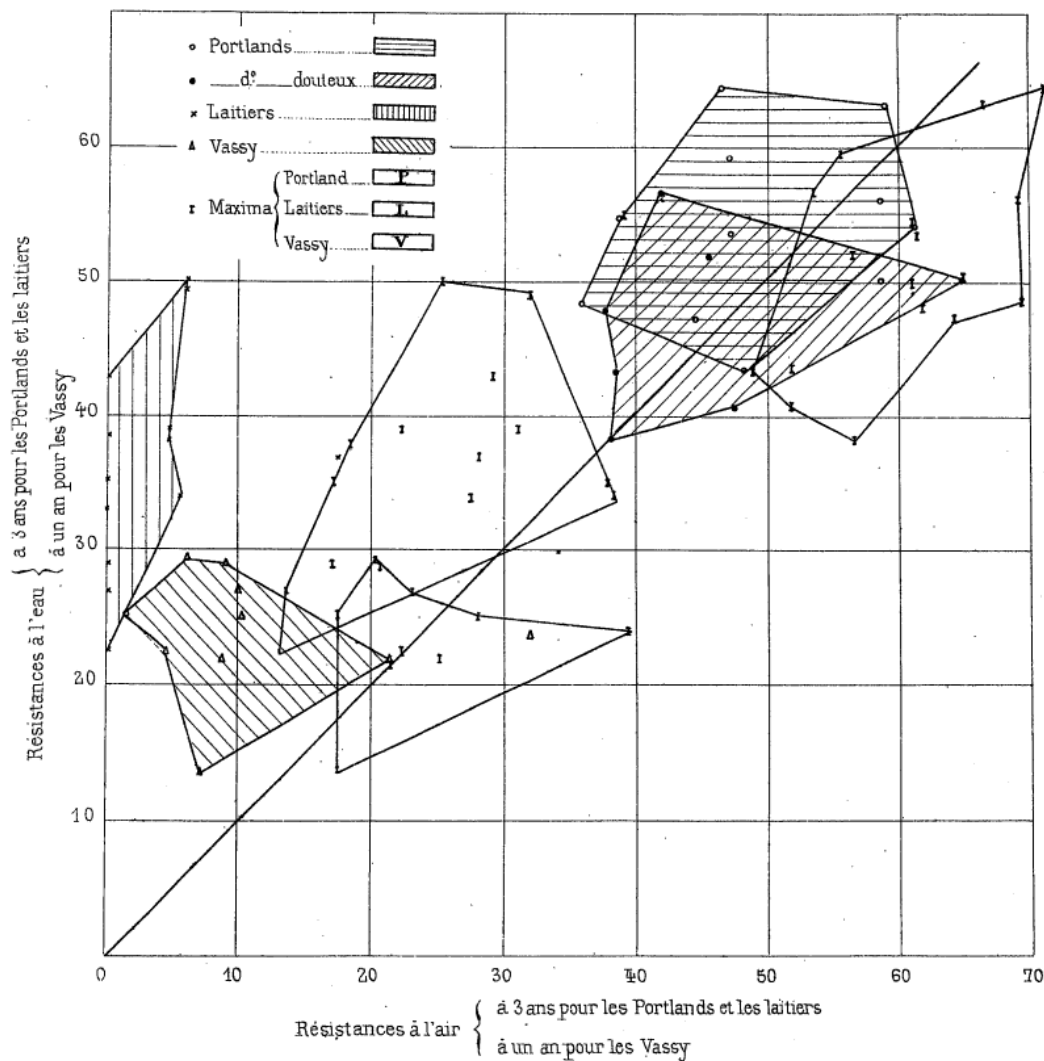
Pl. V



Congrès international des méthodes d'essai, tome II (2<sup>e</sup> partie).

L. Courtier, 43, rue de Dunkerque, Paris.





GRAPHIQUE N° 8.

