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

Band: 1 (1932)

Rubrik: Free discussion of questions VI1 and VI2

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 13.07.2025

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

courant, avec $n = 15$, cette valeur varie entre 1,48 et 1,90, Nous savons bien que tous ces chiffres ne représentent que des valeurs calculées et que le calcul d'après la méthode courante donne une valeur apparente plus grande, pour la résistance à la compression par flexion, que celle que l'on obtient sur le cube de béton.

La dernière partie du travail se rapporte à la valeur de n et aux coefficients de sécurité dans la construction en béton armé. Il y est clairement établi que E_b et n varient avec l'augmentation de la résistance et de la contrainte relative.

La valeur $n = 15$ ne correspond par suite nullement, pour les mélanges maigres normaux accusant $W_{b\,28} = 120$ kg/cm², aux contraintes de rupture, mais seulement aux contraintes d'utilisation. Ce n'est que pour $W_b = 200$ kg/cm² que l'on a $n = 15$ pour les contraintes de rupture, lorsque l'on dépasse la limite d'écoulement des fers.

Pour les contraintes de rupture du béton normal, avec armatures normales, on a $n = 25$ à 32.

L'auteur exprime l'opinion qu'il serait désirable que les contraintes admissibles pour le béton et les fers soient choisies de telle sorte que les sécurités dans les deux matériaux, pour l'état considéré comme dangereux, soient à peu près équivalentes. Ceci impliquerait une notable augmentation de la contrainte admissible pour la compression à la flexion.

En ce qui concerne le béton à haute résistance faisant l'objet d'un contrôle constant et étant donné les contraintes admissibles élevées, les calculs ne devraient pas être effectués avec $n = 15$, mais bien avec la valeur moyenne effective de n, qui donne pour le béton des contraintes moins favorables.

Dans le cas du béton à haute résistance faisant l'objet d'un contrôle permanent, on ne devrait pas exiger des coefficients de sécurité plus élevés que pour le béton ordinaire ne faisant pas l'objet d'une surveillance. Il en résulte en effet des inconvénients d'ordre économique bien inutiles dans l'emploi des qualités du béton à haute résistance.

L'auteur en arrive à cette conclusion que la loi d'élasticité hyperbolique indiquée, avec une courbe relative d'allongement unique donne des résultats suffisants jusqu'à la rupture, pour toutes les valeurs de résistance du béton considérées, entre 100 et 300 kg/cm², tant en ce qui concerne l'évaluation de la résistance à la compression en flexion que la variation et l'importance exacte des valeurs de n, ainsi d'ailleurs qu'en ce qui concerne la valeur exacte du coefficient de sécurité.

Les déductions de l'auteur ont été appuyées sur des essais au cube de béton et sur des mesures effectuées avec les moyens les plus simples ; il serait donc bon de contrôler les chiffres fournis par des essais systématiques dans un laboratoire d'essai de matériaux bien équipé.

Dr. Ing. L. BERGER, Haïfa.

Die Feststellungen des Herrn Ing. G. Faber, dass die Durchbiegungen eines Eisenbetonbalkens selbst unter der Gebrauchslast zu einem beträchtlichen Teil

eine Funktion der Zeit sind und dass es sich bei der Frage der Beanspruchung von Eisenbetonbalken nicht um ein rein elastisches Problem handelt, kann aus eigenen Untersuchungen in vollem Umfange bestätigt werden.

Bringt man einen Kontrollbalken, wie sie auf Baustellen des öfteren für die Feststellung der Betonbiegedruckfestigkeit verwendet werden, durch rasches Aufbringen der Belastung in einigen Minuten zum Bruch, so erreichen die gemessenen Durchbiegungen sowohl unter der zulässigen Last wie unter der Bruchlast keineswegs die Werte, die man erreicht, wenn man die Last langsam im Laufe mehrerer Stunden aufbringt. Bringt man den Balken nicht zum Bruch, sondern lässt man die zulässige Last mehrere Tage auf dem Balken ruhen, so kann man feststellen, dass die Durchbiegungen sich im Laufe dieser Tage ebenfalls beträchtlich steigern.

Einen besonders augenfälligen Beweis für die Richtigkeit der von Herrn Faber getroffenen Feststellungen haben die von mir durchgeführten Durchbiegungsmessungen beim Bau der Sophienbrücke in Bamberg erbracht. Es handelte sich hierbei um die Untersuchung der als Balkenträger 45 m weit gespannten Mittelöffnung. Zwei Stunden nach erfolgter Absenkung des Lehrgerüstes betrug die grösste Durchbiegung in Balkenmitte nur 8 mm. Nach 11 Tagen hatte sich diese Durchbiegung auf 21 mm und nach 82 Tagen auf 29 mm erhöht. Zieht man von diesen Durchbiegungen die ebenfalls gemessenen Pfeiler- und Auflagersetzungen ab, so ergibt sich eine Steigerung der Durchbiegung von 7 mm auf 26 mm, d. i. eine 3,7 fache Vergrösserung der Durchbiegung, ohne dass irgendwelche erkennbare Risse aufgetreten wären. Die Messungen des Herrn Faber, die er nach seinem Bericht an kleinen Probebalken vorgenommen hat, sind also hier an einem grossen ausgeführten Brückenbauwerk in vollem Umfang bestätigt worden.

Es kann keinem Zweifel unterliegen, dass diese Tatsachen im Widerspruch mit der bisher allein als gültig anerkannten Elastizitätstheorie stehen.

Traduction.

L'opinion émise par M. O. Faber, suivant laquelle les fléchissements d'une poutre en béton armé, même sous l'influence de la charge normale, sont dans une large mesure fonction du temps, le problème des contraintes dans les poutres en béton armé n'étant ainsi pas seulement un problème d'élasticité, peut être confirmée pleinement par des recherches expérimentales convenables.

Considérons par exemple une poutre d'essai, telle que celles que l'on emploie fréquemment sur les chantiers pour déterminer la résistance du béton à la compression par flexion et soumettons cette poutre à l'action d'une charge croissant très rapidement jusqu'à obtenir la rupture. Les fléchissements mesurés, tant au passage à la charge admissible, que pour la charge de rupture de la poutre, ne seront nullement identiques à ceux que l'on obtiendrait en appliquant les mêmes efforts lentement en quelques heures. Si l'on ne pousse pas l'essai jusqu'à la rupture, mais que l'on s'arrête pendant plusieurs jours à la charge normale, on peut alors constater qu'au cours de ces quelques jours, les flèches augmentent encore d'une manière importante.

Les mesures des flèches que j'ai effectuées à l'occasion de la construction du Sophienbrücke, à Bamberg, confirment d'une manière particulièrement nette les indications que donne M. Faber. Ces mesures ont porté sur la travée centrale, constituée par une poutre de 45 mètres de portée. Deux heures après la descente du cintre, la flèche maximum au milieu de la poutre n'atteignait que 8 mm. Après 11 jours, cette flèche était passée à 21 mm et après 28 jours, elle atteignait 29 mm. Si l'on tient compte, dans ces flèches, des tassements également mesurés des piles et des massifs d'appui, on obtient encore une augmentation de la flèche de 7 à 26 mm, c'est-à-dire dans la proportion de 3,7, sans qu'aucune fissure, de quelque nature que ce soit, se soit manifestée. Les mesures que mentionne M. Faber ont été effectuées sur des poutres d'essai réduites; elles se trouvent donc pleinement confirmées ici par l'exemple que constitue cet ouvrage de dimensions importantes.

Il n'est pas douteux que ces constatations expérimentales ne soient en opposition avec la théorie de l'élasticité considérée jusqu'à maintenant comme seule valable.

M. FREYSSINET,

Ancien ingénieur des Ponts et Chaussées, Neuilly-sur-Seine.

Jusqu'à une date très récente, il a été universellement admis comme base de tous les calculs. que les variations de volume du béton par retrait, dilatation thermique et changement d'état élastique, étaient des phénomènes entièrement indépendants.

Dans la pratique cependant, cette hypothèse conduit à des conséquences d'une telle absurdité, que le calcul des effets du retrait et des changements de température n'est jamais fait en pleine sincérité, quand il n'est pas tout simplement passé sous silence.

Des observations faites en 1911 sur les déformations de trois voûtes que j'ai construites en 1909-1910 et qui demeurent, même après celles de Plougastel, les plus hardies du monde, m'ont amené à réfléchir aux dangers des hypothèses acceptées et aux moyens de les améliorer.

Mais c'est seulement en 1926 que j'ai pu, à l'occasion du pont de Plougastel, commencer les longues séries de mesures qui m'ont conduit à la définition des lois des déformations lentes du béton [1].

Presque dès le début des expériences, le fait capital d'un lien étroit entre le retrait et les contraintes m'est apparu clairement, et j'ai pu, dès le 22 septembre 1926, faire une communication à ce sujet à la Commission technique de la Chambre syndicale des Constructeurs français en Ciment armé.

Presque en même temps que moi, et dans une ignorance absolue de mes travaux, M. Faber s'attaquait au même problème et parvenait à des conclusions analogues aux miennes.

Les facteurs qui peuvent agir sur le retrait sont très nombreux ; en sorte qu'on peut répéter des expériences à l'infini sans retrouver deux fois les mêmes

1. Les expériences ont été faites par la Société des Entreprises Limousin (Procédés Freyssinet).

conditions ; un guide théorique apparaît comme extrêmement utile pour permettre de rattacher entre eux les résultats obtenus dans des conditions expérimentales non identiques.

En réfléchissant à ce problème, je me suis aperçu que les lois qui résultaient des expériences, étaient tout simplement des conséquences inéluctables, directes et très simples, des lois de la capillarité. Cette observation m'a permis d'édifier une théorie des liants absolument générale et qui embrasse, non seulement les ciments, mais tous les corps solides formés au sein d'un milieu liquide et permet d'en prévoir les propriétés mécaniques en fonction des circonstances de la formation des éléments solides qui les constituent.

J'en ai présenté un exposé provisoire, à l'École d'Ingénieurs de Lausanne, en septembre 1929, puis à l'Association française des matériaux de construction; puis j'ai donné au Congrès de Liége de 1930 un compte rendu résumé de toute la partie expérimentale.

Je vais indiquer ici les bases de la théorie.

Nul ne songera à contester le fait qu'un béton est un milieu poreux contenant de l'eau et de l'air. Le long des surfaces de séparation du liquide et du gaz, il y a évaporation, condensation, ou équilibre. Or, dans ce dernier cas, la théorie de la capillarité permet de calculer en fonction de l'état hygrométrique de l'air que j'appellerai ε, d'abord la dimension des ménisques séparatifs, ensuite la valeur des tensions que le liquide exerce sur les parois solides qu'il mouille.

Si les vides du solide sont plus grands que les dimensions de ménisques auxquelles conduit le calcul, il ne peut y avoir d'autre équilibre que la dessiccation totale — c'est le cas de beaucoup de plâtres, qui n'ont pas de retrait ; s'ils sont plus petits, le corps demeure saturé d'eau ; s'ils sont tels que des ménisques de la dimension donnée par le calcul puissent s'y établir ils s'y établissent effectivement soit par évaporation de l'excès d'eau soit par absorption aux dépens de la vapeur atmosphérique ; c'est le cas des corps doués de retrait.

Pour prouver ces affirmations, je pars de la loi fondamentale de la capillarité, la loi de Laplace.

Elle s'exprime par la formule :

$$\pi = A\left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)$$

où π est l'excès de tension interne du liquide sur l'air, A la constante capillaire du couple eau-air, R_1 et R_2 les rayons de courbure des ménisques.

J'appelle D la quantité telle que $\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} = \frac{4}{D}$.

D est à peu près le double de l'épaisseur d'un interstice contenant le ménisque s'il est lamellaire, ou son diamètre s'il est tubulaire.

$$\pi = \frac{4\,A}{D}$$

D'autre part, Lord Kelvin a prouvé que la loi de la conservation de l'énergie implique comme conséquence directe de la loi de Laplace que la tension de la

vapeur émise par un liquide, c'est-à-dire, l'état hygrométrique de l'atmosphère en équilibre avec ce liquide, est fonction des quantités D ou π.

Pour l'eau à 15°, la loi est $\pi = 1.300$ kg. log. népérien $\frac{1}{\varepsilon}$ par centimètre carré.

Elle s'exprime aussi par

$$D = \frac{4 \times 0{,}6.10^{-7}}{\text{log. népérien } \frac{1}{\varepsilon}}$$

Ces deux lois physiques rigoureusement établies et universellement admises nous donnent donc sans autre hypothèse pour du béton en équilibre evaporatoire avec l'air ambiant, et d'ailleurs, pour tout autre corps poreux :

1° la dimension des canalicules du béton à l'endroit où sont établis les ménisques séparatifs de l'air et de l'eau ;

2° la tension exercée par l'eau contenue dans les canalicules sur les parois mouillées.

Voici les renseignements numériques pour les valeurs suivantes de ε : $\frac{1}{5}$, $\frac{2}{5}$, $\frac{3}{5}$, $\frac{4}{5}$, 1, en posant A = 75 milligrammes par centimètre.

Je donne les dimensions en prenant comme unité le diamètre moléculaire de l'eau que je prends égal à 2 mm. 6. 10^{-7} d'après Brillouin et Jean Perrin.

Pour des espaces cylindriques, les diamètres D sont, exprimés dans notre unité particulière : 10, 20, 36, 84. Pour des espaces lamellaires, l'épaisseur est moitié des chiffres ci dessus.

Les tensions π atteignent 2140, 1230, 685, 297, 0 en kg par centimètre carré.

On voit que les interstices actifs sont extrêmement petits, incomparablement plus petits que tout ce qui est observable au microscope.

Ceci admis je considère une section plane d'un corps contenant des pleins, des vides mouillés et des vides secs, répartis de manière à ce que joue la loi des grands nombres et qu'on puisse considérer que l'ensemble est homogène et isotrope.

Soient ω_p, ω_m, ω_s, les fractions pleines, mouillées et vides contenues dans une unité d'une section plane du corps. Par définition, ces quantités sont des constantes quelles que soient les sections, et par suite elles expriment les proportions en volume de pleins, vides mouillés et vides secs [1].

Il est aisé de voir que dans un tel corps la résultante des tensions hydriques dont j'ai donné les valeurs numériques ci-dessus, est égale à $\pi\omega_m$ pour toute section plane unité.

L'état élastique qui en résulte dans le système solide est rigoureusement identique à celui qui existerait si on supprimait l'eau, et si on remplaçait son action par une étreinte triple de valeur $\pi\omega_m$.

En effet, une telle étreinte s'exerçant à la surface d'une membrane imperméable enveloppant le corps, détermine sur toute section de celui-ci d'orientation quelconque, la pression par unité de surface $\pi\omega_m$.

1. ω_m est le volume de l'eau non combinée contenue dans l'unité de volume du corps.

Une telle étreinte détermine une déformation élastique pour une part et en général plastique pour une autre part. Cet ensemble constitue ce que nous appelons le retrait, qui n'est pas autre chose qu'une déformation mécanique sous l'effet des forces capillaires dont je viens de donner la grandeur et qui sont considérables. Le fait qu'il s'agit d'une étreinte triple de compression exclut d'ailleurs toute possibilité de rupture du béton ; seules des réductions de volume élastiques ou permanentes sont possibles.

Y a-t-il d'autres causes du retrait ? Ce n'est pas impossible ; mais je dois dire qu'en déduisant les très nombreuses conséquences des faits fondamentaux ci-dessus et en les comparant aux propriétés réelles des ciments, je n'ai pas rencontré l'utilité de faire intervenir d'autres facteurs. Je crois donc que dans le domaine ordinaire où nous employons le ciment, le retrait est un phénomène essentiellement mécanique et vraisemblablement extérieur aux molécules. L'existence de retraits chimiques ou électriques, comportant des regroupements d'atomes ou d'ions, reste possible, mais elle n'est pas établie par les faits actuellement connus.

Les conséquences qui peuvent être déduites des faits aussi incontestables qu'inattendus que je viens d'exposer, sont si nombreuses qu'il faudrait un volume pour les présenter. On peut retrouver à partir de là, toutes les propriétés des divers ciments mêmes les plus bizarres ; telles que les singularités du coefficient de Poisson de ces corps, qui varie avec la vitesse d'application des charges dans des proportions qui peuvent aller, de 1 à 10. C'est après avoir découvert théoriquement ces singularités, que j'ignorais, que j'en ai trouvé la confirmation expérimentale dans le volume de la Commission française du Ciment armé de 1906 qui contient de nombreuses déterminations expérimentales du gonflement transversal absolument incompréhensibles tant qu'on ne fait pas la remarque qu'avec une pompe à bras le temps nécessaire à l'établissement d'une pression dépend de celle-ci et des dimensions de la pièce.

Pour comprendre les phénomènes de retrait il faut maintenant prendre une idée concrète de la valeur des vitesses de dessiccation. La loi de Poiseuille va nous donner à cet égard des ordres de grandeur. La vitesse de circulation d'un liquide dans un canal très fin est $V = K \frac{P}{L} D^2$, D étant le diamètre du canal, $\frac{P}{L}$ la pression de circulation par unité de longueur. Pour $D = 20$ diamètres moléculaires (et pour de basses valeurs de ε les phénomènes de retrait peuvent mettre en jeu des canaux encore bien plus fins), la vitesse V sous 1 kg. par cm^2 et par centimètre de canal est de l'ordre de 2 cent. par siècle. Si l'eau se déplace sous forme de vapeur, le déplacement d'un même poids est encore plus lent [1].

On comprend dès lors que les phénomènes de retrait ne soient pas rapides et que les équilibres soient si longs à s'établir.

Je vais citer, sans les démontrer, quelques-unes des conséquences de la théorie :

---

1. Toujours en extrapolant les expériences et en supposant que K garde pour de très petits interstices des valeurs comparables à celles trouvées pour les tubes capillaires accessibles aux mesures directes.

1° dans le voisinage de l'équilibre, la loi du retrait du béton libre mécaniquement est une somme d'exponentielles du temps ;

2° le coefficient de dilatation du béton n'est pas constant ; notamment il varie avec la rapidité des changements de température dans de très fortes proportions ; il présente les mêmes singularités que celui de l'eau autour de 4 degrés ;

3° on peut déterminer, pour chaque nature de béton, le nombre et la forme des interstices et des corpuscules qu'ils séparent. On peut en effet, pour toute valeur de ε mesurer expérimentalement ω_m et ω_s, par pesée de l'eau évaporée. D'autre part, on connaît D fonction de ε. On peut donc calculer pour toute variation de ε la variation de la surface mouillée correspondante et en déduire la forme moyenne des vides et le développement total des surfaces mouillées ;

4° prévoir et expliquer toutes les singularités mécaniques des bétons.

Je prends l'exemple de la variation de la déformation élastique avec la durée de charge. Ce phénomène n'est pas autre chose qu'un retard à l'établissement de l'équilibre élastique, dû à l'eau incluse dans le béton.

Je suppose un béton maintenu en atmosphère à taux hygrométrique constant et en équilibre d'évaporation. Son volume est constant.

Je charge ce béton. Ce faisant, je déforme les interstices pleins d'eau et je déplace les ménisques.

Ce phénomène n'est pas instantané et donne lieu dans les premières heures de charge à des conséquences très curieuses concernant la variation de la valeur du coefficient de Poisson. On peut en particulier accroître le volume du béton en le comprimant. (Voir l'ouvrage de la C^on de 1906, pages 258 et suivantes.)

Supposons l'équilibre établi.

Il est évident que les nouveaux ménisques n'ont pas la même dimension D que les anciens. Leur D_1 peut être ou plus grand ou plus petit, selon la forme des vides et leur mode de déformation.

Dans l'hypothèse où D s'agrandit en moyenne, il y a d'abord diminution de π, c'est-à-dire du retrait, de plus il n'y a plus équilibre d'évaporation entre le béton et le milieu ; la tension de vapeur correspondant à l'équilibre s'étant abaissée, lé bétou perd de l'eau, c'est-à-dire prend du retrait, jusqu'à ce que D_1 soit revenu à sa valeur d'équilibre D.

La mise en charge modifie donc instantanément et les conditions de l'équilibre de retrait et l'état de retrait lui-même en libérant de l'eau, d'où une diminution considérable de la déformation de retrait, qui se retranche de la déformation déterminée par la charge, mais provisoirement. Il en résulte une variation non moins provisoire des modules d'Young et de Poisson.

Mes expériences prouvent que les ménisques s'agrandissent toujours par la charge ; et celles de M. Faber, qu'elles le font d'autant plus que le béton est plus sec ; on peut en tirer des déductions quant à la forme des vides.

D'autres considérations empruntées à la théorie cinétique des gaz et des liquides, je suis arrivé à déduire la forme et la grandeur des éléments constitutifs du ciment et le mécanisme de prise ; les raisons de l'influence du rapprapport $\frac{\text{ciment}}{\text{eau}}$ sur la résistance, l'explication des variations parfois bizarres du

retrait, celle des propriétés des ciments fondus, de leurs maladies, des particularités de leur retrait avec et sans charge.

L'intérêt de ces déductions est d'aboutir à des conclusions accessibles à des expériences relativement simples et de rapporter tout l'ensemble des phénomènes du ciment à un petit nombre de paramètres qui se substituent au nombre infini de variables qui rendent presque impossibles l'étude et le classement des phénomènes.

Résumé.

L'auteur expose un ensemble très important d'expériences et de vues théoriques originales concernant la déformation des ciments. (Les expériences ont été exposées dans les rapports présentés au Congrès de Liége de 1930).

Il a présenté au Congrès de Paris en Séance, un court résumé de la théorie du retrait à laquelle l'ont conduit ses résultats.

Partant de la loi de Laplace $\pi = A\left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)$ d'une part, et du fait établi par Lord Kelvin que la tension de vapeur d'un liquide, c'est-à-dire l'état hygrométrique ε de l'atmosphère en équilibre avec le liquide est fonction de la courbure de la surface libre :

$$\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} = \frac{4 \times 0{,}6 \times 10^{-7}}{\log \text{ nep } \frac{1}{\varepsilon}}$$

L'auteur montre que pour tout béton et d'ailleurs tout corps poreux en équilibre d'évaporation on peut connaître ;

1) La dimension des interstices dans lesquels sont établis les ménisques.

2) La tension exercée par l'eau sur les parois mouillées.

Il prouve que de ce fait le béton est soumis aux mêmes effets que ceux produits par une contrainte extérieure $\pi\omega_m$; ω_m étant le volume de l'eau libre contenue dans le corps et π étant égal à

$$\pi = \frac{0{,}24\, A \times 10^{-7}}{\log \text{ nep } \frac{1}{\varepsilon}}$$

A = tension superficielle de l'eau

ε = état hygrométrique

Le retrait du ciment n'est pas autre chose que la déformation sous l'effet de la force variable $\pi\omega_m$.

Ayant établi cette loi fondamentale, l'auteur en déduit une série de conséquences relatives aux phénomènes de la déformation du béton, dont la principale est la variation apparente du Module d'Young du béton avec le temps, découverte par lui-même en 1926, retrouvée par M. Faber à peu près à la même époque, et confirmée depuis par de nombreuses recherches.

Zusammenfassung.

Der Verfasser beschreibt eine sehr lehrreiche Zusammenstellung von Erfahrungen und eigenen theoretischen Gesichtspunkten betreffend die Deformation des Zementes. Seine Resultate haben ihn zu einer Theorie des Schwindens geführt, von der ein Auszug hier vorliegt.

Ausgehend vom Gesetz von Laplace $\pi = A\left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)$ einesteils und von der von Lord Kelvin festgestellten Tatsache, dass der Dampfdruck einer Flüssigkeit, dh. der hygrometrische Zustand ε der Atmosphäre mit der Flüssigkeit im Gleichgewicht, eine Funktion der Krümmung der freien Oberfläche ist,

$$\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} = \frac{4 \times 0{,}6 \times 10^{-7}}{\log_e \frac{1}{\varepsilon}}$$

anderseits, zeigt der Verfasser, dass man für jeden Beton, und übrigens für jeden porösen im Verdunstungsgleichgewicht sich befindlichen Körper kennen kann :

1) die Abmessungen der Zwischenräume, in denen die Menisken liegen,
2) die vom Wasser auf die nassen Wände ausgeübte Spannung.

Er beweist, dass der Beton den gleichen Einflüssen unterworfen ist, wie die durch äussere Spannungen $\pi\,\omega_m$ erzeugten; wenn ω_m das Volumen des im Körper sich befindlichen freien Wassers darstellt und

$$\pi = \frac{0{,}24\ A.\ 10^{-7}}{\log_e \frac{1}{\varepsilon}}$$

ist. A = Oberflächenspannung des Wassers, ε = hygrometrischer Zustand. Das Schwinden des Zementes ist nichts anderes als die Deformation unter dem Einfluss der veränderlichen Kraft $\pi\,\omega_m$.

Auf Grund dieses Fundamentalgesetzes leitet der Verfasser eine Reihe von Folgerungen betreffend die Erscheinung der Deformation des Betons, deren wichtigste die vom Verfasser im Jahre 1926 entdeckte, von Hrn. Faber ungefähr gleichzeitig wiedergefundene und seither durch zahlreiche Untersuchungen bestätigte augenscheinliche Veränderung des Elastizitätsmoduls des Betons mit der Zeit ist.

Summary.

The author describes a series of very important experiments and origina- theoretical views concerning the deformation of cements. These results have led to a theory of shrinkage, of wich a short extract is given here.

Starting with Laplace's law $\pi = A\left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)$, and with the fact established by Lord Kelvin, that the vapour pressure of a liquid, i. e. the hygro-

metric state ε of the atmosphere in equilibrium with the liquid, is a function of the curvature of the free surface :

$$\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} = \frac{4 \times 0{,}6 \times 10^{-7}}{\log_e \frac{1}{\varepsilon}}$$

The author shows that for all concrete, and also for all porous bodies in evaporation equilibrium, it is possible to know :

1) The dimensions of the interstices in which the menisci lie.

2) The tension exerted by the water on the wetted walls.

He proves that the concrete is submitted to the same influences as those produced by an external stressing $\pi\ \omega_m$; ω_m being the volume of free water contained in the body and

$$\pi = \frac{0{,}24\ A \times 10^{-7}}{\log_e \frac{1}{\varepsilon}}$$

where A = the surface tension of the water

ε = hygrometric state.

The shrinkage of cement is nothing else than the deformation caused by the action of the variable force $\pi\ \omega_m$.

Having established this fundamental law, the author deduces from it a series of conclusions regarding the phenomena of the deformation of concrete, of which the principal is the apparent variation in Young's modulus for concrete with the time, discovered by him in 1926, and found again by M. Faber at about the same period. It has since been confirmed by numerous investigations.

Rikard FROST,
Stockolm.

Je voudrais attirer votre attention sur le développement de chaleur dans les ciments et les bétons pendant la prise et le durcissement, car cette propriété produit certains effets physiques sur la matière d'une nature troublante par suite de la provocation de changements de longueur dans la masse concernant l'apparition de forces secondaires et même, souvent, des ruptures.

Cette capacité de développer de la chaleur est plus accentuée pour les ciments à prise rapide de grande résistance qui ont été mis sur le marché ces dernières années, que pour un ciment portland standard dépendant beaucoup d'une mouture finie et d'une action chimique plus rapide.

L'accroissement total de la température dépend aussi de la composition du ciment et des dimensions de la construction de sorte que plus le mélange est riche et plus les dimensions de la construction sont grandes, plus grande est l'élévation de la température et plus sensibles les troubles qu'elle provoque.

Comme la tendance dans les ouvrages en béton est à présent d'employer des mélanges plus riches qu'auparavant eu égard à la permanence du béton et comme vous employez en même temps des ciments d'une résistance supérieure vous devez prendre cet accroissement de chaleur en plus sérieuse considération qu'on ne l'a fait jusqu'ici.

Cette action est aussi une des causes principales pour lesquelles des ciments d'une grande résistance n'ont pas donné dans la pratique les résultats auxquels on eût été en droit de s'attendre d'après les essais préalables auxquels ils furent soumis dans les laboratoires compétents et selon les règles classiques des essais. Pour cette raison il faut changer les méthodes d'essai du ciment. Ainsi que des recherches aux Etats-Unis, en Suisse, en Suède et dans d'autres contrées faites sur des digues et d'autres fondations de grandes dimensions l'ont prouvé, il se produit souvent une élévation de température allant jusqu'à 50 ° C, causant ainsi des dommages considérables en ce qui concerne la résistance du ciment ainsi que sur ses autres qualités. Vous devez par conséquent être extrêmement prudents dans l'emploi de ciments de grande résistance en ce qui concerne les dimensions des pièces des ouvrages, le coefficient de sécurité, etc.

Nous avons eu en Suède quelques expériences très inquiétantes à cet égard et c'est pourquoi lors de la construction de grands ponts qui se poursuit présentement à Stockolm, l'Association suédoise de Ciment Portland en collaboration avec l'Académie des Sciences techniques de Suède a inventé un ciment qui produit une très petite élévation de température, qui est à prise lente, mais qui donne après trois mois la même résistance que le meilleur des ciments portland.

Ces qualités proviennent d'une contenance plus élevée en silicate que dans les ciments portland ordinaires : Sur ces ponts il sera pratiqué des recherches et des mesurations concernant l'élévation de la température dans le béton et j'espère que ces résultats seront publiés dans les brochures de notre Association de façon à ce que vous puissiez acquérir une meilleure idée de la gravité du problème de l'élévation de la température dans le ciment et le béton pendant la prise et le durcissement, qu'il n'a été possible de vous en donner par ce bref exposé.