Aspects nouveaux des problèmes du ciment armé

Autor(en): **Freyssinet, E.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen**

Band (Jahr): **4 (1936)**

PDF erstellt am: **30.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-5084

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

ASPECTS NOUVEAUX DES PROBLÈMES DU CIMENT ARMÉ.

NEUERE ANSICHTEN ÜBER PROBLEME DES EISENBETONS.

NEW ASPECTS ON PROBLEMS OF REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTION.

E. FREYSSINET, Ancien Ingénieur des Ponts et Chaussées, Neuilly-s-Seine.

1ère partie.

Je poursuis, depuis de nombreuses années, des recherches qui ont pour objet l'amélioration des conditions d'exécution et d'emploi des associations de béton et d'acier. Ce rapport a pour objet de faire connaître les moyens et les résultats de ces recherches.

Le perfectionnement des conditions d'emploi du béton imposait d'abord une étude générale des propriétés de toute nature de ce matériau, notamment des conditions du durcissement et des déformations. Une telle étude ne peut évidemment avoir d'autre base que l'expérience mais dans le cas des ciments, l'interprétation des résultats expérimentaux est rendue très difficile par le nombre infini de variables qui influent sur les propriétés d'un béton, et même les modifient à chaque instant de la vie de ce béton; en sorte qu'il est aussi difficile d'obtenir deux échantillons de bétons identiques, que de rencontrer deux êtres vivants identiques, et qu'un même élément de béton ne se retrouve jamais deux fois dans le même état. Ces difficultés sont telles que je n'ai pu obtenir de résultats généraux et importants, que du jour ou j'ai pu concevoir des théories rationnelles rattachant aux lois de la physique générale les phénomènes de la prise et de la déformation des ciments.

La découverte des phénomènes de déformation lente sous charge, que j'ai faite en 1926 et dont j'ai donné connaissance, dès Septembre de la même année, à la Commission Technique de la Chambre Syndicale des Constructeurs Français en Ciment Armé, a été le premier anneau d'une chaîne de recherches expérimentales et de déductions logiques, qui m'a conduit d'abord à formuler les lois du retrait et des diverses déformations des ciments en fonction des diverses natures d'efforts, des états hygrométriques, des températures et du temps; puis à une conception du mécanisme des phénomènes de durcissement du béton qui a guidé mes recherches vers des résultats importants d'ordre industriel.

Dans le présent rapport, l'exposé des résultats pratiques sera donc précédé de celui des théories grâce auxquelles ils ont été obtenus, et dont ils constituent la meilleure justification.

Dans une première partie, je développerai une théorie des déformations des ciments et bétons, fondée sur les principes de la thermodynamique et les hypothèses de la physique; c'est une suite de théorèmes qui vaut pour tous les corps comportant un réseau d'interstices très fins, pouvant être remplis

d'un liquide mouillant leurs parois ou d'un gaz, que j'appellerai des pseudo-solides.

Dans une deuxième partie je me suis efforcé en introduisant de nouvelles hypothèses, de déterminer, pour les ciments, les propriétés générales et le mode de formation du réseau des pores des pâtes de ciment; j'en déduis des conséquences pratiques importantes, en particulier j'expliquerai pourquoi la résistance des ciments dépend, plus que de tout autre facteur des conditions mécaniques et physiques de leur emploi; et je montrerai que pour tous les ciments, on peut obtenir des durcissements considérables quasi instantanés par la simple amélioration de la compacité.

Dans une troisième partie, je ferai voir que ces bétons à haute compacité, associés à des aciers à haute limite élastique employés sous tension constituent un moyen de construction absolument nouveau, qui se présente dans des conditions très différentes de celles du béton armé ordinaire, tant au point de vue des propriétés mécaniques qu'à celui des prix de revient. Il y a là, je crois, les éléments d'une transformation des méthodes et des prix de revient des constructions à base de ciment et d'acier.

Rappel de données concernant les propriétés générales de la matière.

Les physiciens conçoivent la matière comme formée de molécules, constituées elles-mêmes par des atomes qui sont eux-mêmes des systèmes très complexes.

Mais il se trouve que les diverses molécules, malgré la variété de leur structure, ont en commun des propriétés susceptibles d'une représentation mathématique simple, qui permet d'établir des constructions théoriques, dont les propriétés complexes constituent une représentation pratiquement satisfaisante de nombreuses propriétés des corps réels, notamment de leurs propriétés thermomécaniques.

Dans ce système de figuration, sans préjuger des formes réelles de molécules, on les représente comme des sphères de 2 à 3 dix-millièmes de micron (exactement pour l'eau: 2,6), ne pouvant s'interpénétrer, et s'attirant entre elles proportionnellement au produit de leurs masses, mais suivant une loi des distances telle que toute action cesse à une très petite distance, dite rayon d'activité moléculaire.

Les molécules sont animées de vitesses variables et très élevées dont la moyenne est une fonction de la température.

Dans l'état gazeux, elles suivent des trajectoires droites, sauf déviations dues aux rencontres d'autres molécules, et exercent sur les corps avec lesquels elles sont en contact un bombardement continuel qui détermine une pression.

Au-dessous de la température critique et sous des pressions assez fortes, les molécules atteignent un état d'équilibre stable, dans lequel leurs distances moyennes restent fixes, tant que la pression et la température ne changent pas.

Le corps est alors liquide ou solide.

Sous ces deux formes, l'attraction réciproque des molécules tend à maintenir invariable leur distance moyenne par un équilibre, entre leur énergie cinétique qui tend à les libérer et les sollicitations qui tendent à les rapprocher. Le mouvement des molécules se réduit alors à une vibration d'autant plus énergique que la température est plus élevée.

Si des sollicitations isotropes tendent à séparer les molécules sans provoquer leur déplacement relatif par glissement, la cohésion suffit à assurer

l'équilibre, que le corps soit solide ou liquide, pourvu que les tractions soient inférieures à une valeur limite qui correspond à la rupture du corps par cession de la cohésion.

Mais l'équilibre n'est stable que sous des conditions en général non satisfaites pour les liquides pris en grande masse. De là cette idée pratiquement vraie, mais en toute rigueur inexacte, que les liquides ne résistent pas aux tractions.

On a tenté de mesurer la cohésion des liquides. L'expérience prouve qu'ils peuvent supporter sans rupture des tractions isotropes énormes.

L'illustre chimiste Berthelot lui a donné la forme suivante. Un ballon de verre très solide et plein d'eau, purgé d'air par une ébullition prolongée, est fermé à la lampe; il reste un espace plein de vapeur. On chauffe lentement le liquide qui par dilatation vient occuper tout l'espace vide. Au refroidissement, l'espace libre ne reparaît pas; le liquide reste adhérent au verre; il a augmenté de volume, par effet d'une traction isotrope facile à déduire des données de l'expérience, qui peut être conduite de manière à développer des tractions se chiffrant par centaines de kgs au cm^2.

Mais si une seule bulle gazeuse apparaît dans le liquide, il y a rupture de celui-ci et réapparition brusque de l'espace libre, à la condition toutefois que le rayon de la bulle dépasse un certain minimum, fonction de la traction à détruire.

La rupture du liquide dans l'expérience de Berthelot, est donc liée à une cause autre que la valeur de la cohésion, et elle ne peut donner que de lointains minima de celle-ci.

Phénomènes superficiels.

J'en arrive à l'étude de ce que les physiciens appellent les phénomènes de surface; ils jouent un rôle capital dans la mécanique des ciments.

En pleine masse d'un corps homogène les attractions moléculaires créent une pression interne égale à la cohésion, augmentée des contraintes extérieures. Mais si l'on se rapproche de la surface, à une distance inférieure au rayon d'action moléculaire, cette pression diminue; les premières couches de molécules sont simplement appliquées contre la surface par leur propre attraction.

Il existe donc à la surface de tout corps et notamment de tout liquide, une couche superficielle où la pression subie par le corps est moindre; la liberté des molécules y est plus grande; la densité y est plus faible.

La couche superficielle des liquides et plus généralement l'intersurface de deux corps quelconques solides, ou liquides, ou de l'un d'eux et d'un gaz est le siège de phénomènes très particuliers.

Laplace a prouvé que la loi d'attraction centrale des molécules implique l'existence, dans toute intersurface, d'une tension superficielle uniforme qui tend à réduire au minimum la surface de toute masse de matière ainsi que le potentiel des forces d'attraction. On dit que l'énergie superficielle tend vers un minimum.

L'étude des propriétés des lames très minces — on est allé jusqu'à des lames stables de six millionièmes de millimètres — permet une évaluation de la cohésion de l'eau, plus approchée que celle qui résulte de l'expérience de Berthelot.

Elle s'exprime vraisemblablement en tonnes par cm^2, elle est donc considérable quoique très inférieure à celle des métaux lourds qui s'exprime vraisemblablement en tonnes par mm^2.

Un liquide mouille un solide quand l'attraction réciproque des molécules solide-liquide est supérieure à l'attraction des molécules liquides entre elles. La loi du minimum des énergies superficielles implique alors un étalement du liquide sur le solide en couche infiniment mince, qui fait absolument corps avec le solide. Si le liquide est soumis à une traction, il la transmet aux solides qu'il mouille. C'est ce qui arrive dans l'expérience de Berthelot, dans laquelle l'eau tire sur le verre à raison de plusieurs centaines de kilogs par cm².

Phénomènes capillaires.

Il résulte de l'uniformité de la tension superficielle, que les surfaces libres liquides sont telles que la somme des inverses des rayons de courbure principaux est constante. Il en est ainsi des surfaces libres des liquides contenus dans des interstices étroits. Si les parois de ces interstices sont mouillées cette surface est concave vers l'extérieur et se raccorde tangentiellement aux parois, ou plus exactement à la couche liquide qui adhère à celle-ci. Si l'interstice est de révolution, la surface est une demi-sphère; si c'est une lame à parois planes, c'est un élément de cylindre de rayon $\frac{D}{2}$, D étant l'épaisseur de l'insterstice.

La tension de la surface crée un état de traction isotrope dans le liquide. Il s'établit une différence de pression entre les surfaces du ménisque, dont l'expression due à Laplace et valable pour toute intersurface, quelle qu'elle soit, est

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

R_1 et R_2 étant les rayons de courbure principaux du ménisque.

Dans un petit interstice lamellaire mouillé d'épaisseur D, $\pi = \frac{2A}{D}$; dans un canal de diamètre D, $\pi = \frac{4A}{D}$.

Si D est très petit, π peut prendre des valeurs considérables.

La loi de Laplace donne immédiatement la condition pour qu'une traction exercée sur un liquide donne lieu à un équilibre stable, même en présence de molécules gazeuses.

Si π est la valeur de l'étreinte de traction considérée, l'équilibre est stable indéfiniment si le liquide est contenu dans des canaux dont il mouille les parois, de dimensions telles qu'il ne puisse s'y former de ménisque pour lesquels $\frac{1}{R_1'} + \frac{1}{R_2'}$ serait plus grand que $\frac{\pi}{A}$.

Par conséquent, un liquide contenu dans des canaux ou des interstices qu'il mouille, de forme quelconque, mais assez petits, résiste de manière stable et permanente à une étreinte de traction, tout aussi bien qu'un corps solide, et la transmet aux parois; la limite de ces tractions est d'autant plus élevée que les canaux sont plus petits.

Pour simplifier le langage, j'appellerai désormais épaisseur d'un interstice la quantité $D = \frac{2}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}}$ qui est l'épaisseur d'un interstice à faces parallèles équivalent au point de vue des conditions de stabilité ci-dessus à l'interstice considéré.

Avec cette convention, la loi de Laplace s'écrit $\pi = \frac{2A}{D}$.

Phénomènes de solidification partielle par les gênes superficielles.

On voit que toute gêne apportée au mouvement des molécules liquides par des conditions de surface, qu'il s'agisse de surfaces libres, de lames minces, du mouillage d'un corps, rapproche les propriétés des liquides de celles des solides. Dans des canaux très petits, la résistance au glissement elle-même apparaît; d'abord en raison de la lenteur avec laquelle se réalisent les glissements caractéristiques de l'état liquide dans des interstices très étroits [1]), puis, comme je le montrerai plus loin, en raison de conditions de stabilité liées à des inégalités, qui introduisent des phénomènes irréversibles comparables aux frottements solides.

Ce changement de propriétés s'accompagne des phénomènes ordinaires de la solidification, savoir une diminution de l'énergie cinétique des molécules qui se retrouve sous forme de chaleur.

L'introduction d'un liquide dans des interstices très étroits est donc un véritable changement d'état; le corps ne pouvant reprendre l'état liquide ordinaire que si on lui fournit de la chaleur.

Cette modification des propriétés s'étend aux conditions d'équilibre entre le liquide et la vapeur.

Dans une intersurface liquide-gaz, il y a des molécules qui possèdent assez d'énergie pour échapper à l'attraction moléculaire du liquide et s'incorporer au gaz; inversement le gaz bombarbe la surface de molécules qui s'y incorporent si elles sont identiques ou miscibles à celles du liquide.

L'équilibre entre ces échanges détermine la tension de vapeur de saturation à la température de l'expérience; il dépend évidemment de la forme des surfaces libres. Ce fait est à la base de toute la mécanique des systèmes liquides-solides à apparence solide auxquels je donne le nom de pseudo-solides; cette catégorie de corps comprend les ciments et beaucoup d'autres liants.

Lord Kelvin a démontré que le principe de Carnot entraîne comme conséquence que la tension de vapeur à la surface d'un ménisque caractérisé par une épaisseur D et une tension capillaire $\pi = \frac{2A}{D}$, est égale à la tension de la vapeur dans une atmosphère en équilibre avec le liquide en masse, à une hauteur L au-dessus de sa surface libre, égale à:

$L = \frac{\pi}{\Delta} = \frac{2A}{D} \cdot \frac{1}{\Delta}$, Δ étant la densité du liquide. S'il s'agit d'eau on peut poser $L = \pi = \frac{2A}{D}$.

Si on appelle ε le rapport des tensions de vapeur à la hauteur L et à la hauteur Zéro au-dessus de la surface, on établit la relation:

$$\pi = \frac{2A}{D} = \frac{\log \text{nép} \frac{1}{\varepsilon}}{\frac{\Delta \text{ vapeur} \cdot 1.293}{1 + \alpha t}};$$

[1]) En extrapolant la loi de Poiseuille, on trouve une vitesse de 1 cm en 50 ans sous 1 kg par cm² et par cm de longueur, dans un canal de 2,6 $\mu\mu$ soit 10 diamètres moléculaires d'eau, mais il est très probable que cette extrapolation n'est pas légitime, et que les vitesses réelles sont encore beaucoup plus petites, les propriétés du milieu étant très éloignées de celles des liquides en masse pour lesquels la loi Poiseuille a été établie.

Pour de l'eau à 15° on trouve:

$$\pi = \frac{2A}{D} = 1300 \log \text{nép} \frac{1}{\varepsilon}$$

où

$$\varepsilon = \frac{1}{e^{\frac{2A}{1300 D}}}.$$

Voici un tableau de valeurs correspondantes de ε et π (en kilogs per centimètre cassi) pour

$\varepsilon =$	$\frac{1}{5}$	$\frac{2}{5}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{4}{5}$	$\frac{9}{10}$	$\frac{95}{100}$
$\pi =$	2.090	1.190	665	290	140	65

Si D tend vers zéro, π augmente; dans une lame d'épaisseur égale à une molécule, π serait égal à 6,500 kgs par cm² si tant est qu'une telle lame puisse exister et que le principe de Carnot lui soit applicable.

Si un corps poreux dont les pores sont pleins d'eau est placé dans une atmosphère de taux hygrométrique ε, l'eau s'évapore jusqu'à ce que le D des ménisques limitant le liquide ait pris la valeur $D = \dfrac{2A}{1.300 \log \text{nép} \frac{1}{\varepsilon}}$ ce qui donne en posant $A = 8$ mmg. par mm² les valeurs ci-après pour les valeurs de ε déjà considérées. Il s'agit de millionnièmes de millimètres:

$$D = 0{,}76,\ 1{,}34,\ 2{,}40,\ 5{,}50,\ 11{,}40,\ 24{,}60 \text{ (en } \mu\mu)$$

soit, en acceptant pour le diamètre d'une molécule d'eau 2,60 dixièmes de $\mu\mu$:

2,9, 5, 9, 21, 44, 95

diamètres moléculaires. L'équilibre d'évaporation de l'eau dans les corps poreux s'établit donc, dès que $\varepsilon < 0{,}80$, dans des interstices cent fois plus petits que la longueur d'onde moyenne du spectre visible.

La valeur de D au point où s'établissent les ménisques une fois l'équilibre atteint, dépend donc, contrairement à celle de π, de la constante capillaire A.

La valeur de A qui m'a servi à calculer les chiffres ci-dessus est la valeur donnée par l'expérience pour de l'eau en épaisseur supérieure au rayon d'action moléculaire. Or les valeurs de D auxquelles nous sommes conduits sont bien plus petites que ce rayon sauf pour les valeurs de ε voisines de l'unité. Toutefois, j'ai indiqué que pour des épaisseurs de lames de l'ordre du $\mu\mu$, soit 4 diamètres de molécules, la tension avait au moins la même valeur qu'à la surface du liquide en masse. Les valeurs de D que je donne ci-dessus sont donc correctes en tant qu'ordres de grandeur.

Les études sur les lames stables les plus minces qu'on ait pu obtenir (6 $\mu\mu$) montrent que la tension superficielle varie avec l'épaisseur des lames suivant des lois compliquées présentant des alternances de maxima et minima.

On doit donc s'attendre à une succession de positions stables des ménisques, séparées par des positions instables, et qui ne pourraient être modifiées que par de fortes variations de l'état hygrométrique; on aurait par suite des phénomènes non proportionnels aux causes, conditionnés par des inégalités et irréversibles, tout à fait comparables aux frottements solides.

Etat hygrométrique d'équilibre d'un corps pseudo-solide.

Si on considère un élément d'un corps pseudo-solide[2]) placé dans une atmosphère limitée, à température constante, il tend à s'y établir, par évaporation, un équilibre caractérisé par une épaisseur D des interstices au niveau des ménisques, une certaine dépression π du liquide et un état hygrométrique déterminé ε de l'atmosphère.

D, π, ε, sont des paramètres reliés entre eux par deux équations

$$\pi = \frac{2A}{D} = 1.300 \log \text{nép} \frac{1}{\varepsilon}$$

un seul suffit à définir ce que j'appellerai l'état hygrométrique du corps.

Si ε tend vers l'unité (atmosphère saturée), D tend vers l'infini et π vers zéro.

Si donc un pseudo-solide, par exemple un béton, est plongé dans une atmosphère saturée d'eau, ses canalicules se remplissent complètement, sous condition toutefois que le milieu extérieur ait une température égale ou plus élevée que celle du pseudo-solide.

Cette condition est essentielle.

Si le corps est plus chaud que le milieu, il prendra un état hygrométrique égal au rapport des tensions de vapeur aux températures t et T, soit $\frac{H_t}{H_T}$.

Le liquide disparaîtra donc de tous les pores pour lesquels l'épaisseur D est plus grande que

$$\frac{2A}{1.300 \log \text{nép} \frac{1}{\frac{H_t}{H_T}}}$$

Si par exemple $\frac{H_t}{H_T}$ est de l'ordre de 0,90, cela signifie que tous les pores plus petits que 11.40 $\mu\mu$ s'assécheront complètement.

Ces considérations ont une importance capitale au point de vue pratique. Un ciment en cours de prise est une source de chaleur.

Sa température dépasse celle du milieu ambiant; il perd donc son eau de gâchage, d'autant plus vite que l'écart $\frac{H_T}{H_t}$ est plus grand; c'est-à-dire que le durcissement est plus rapide, d'autant plus vite également que les pores sont plus grands. Les mortiers très compacts à interstices très fins retiennent donc leur eau bien plus énergiquement que les autres: c'est ce qui permet de chauffer énergiquement sans dommage les ciments très bien vibrés à rapport $\frac{e}{c}$ extrêmement bas; tandis que les ciments très mouillés perdent leur eau dès qu'on les chauffe tant soit peu, au point de ne plus pouvoir faire leur prise. Un milieu liquide étant au point de vue qui nous occupe, équivalent à une atmosphère saturée, on voit qu'un mortier peut parfaitement se déshydrater sous l'eau si sa température se relève au-dessus de celle de l'eau et si sa compacité n'est pas suffisante.

---

[2]) J'appelle ainsi des corps ayant l'apparence extérieure des corps solids, mais comportant un réseau de forces très fin contenant de l'eau et de l'air, qui leur donne des propriétés mécaniques différentes de celles des solides vrais ou compacts.

Calcul de l'étreinte de retrait.

Imaginons à présent un élément pseudo-solide dans lequel nous supposerons une répartition moyenne des pleins et des vides constante et isotrope, en équilibre hygrométrique ε à une température constante t.

Les ménisques sont fixés dans des interstices d'épaisseur D. Considérons une section plane quelconque.

Elle rencontre:

1° Des zônes pleines de la substance formant la partie solide du corps.

2° Des vides séparables en deux catégories: ceux effectivement mouillés et pleins d'eau pour lesquels $D < D_\varepsilon$, D_ε désignant la valeur caractérisant la position d'équilibre de ménisque pour l'état hygrométrique ε du corps, et ceux pour lesquels $D > D_\varepsilon$ qui sont pleins d'air chargé de vapeur au taux ε.

Considérons une section totale égale à l'unité: désignons la section des parties pleines par ω_P celle des vides mouillés par ω_m celles des vides secs par ω_s, et remarquons que les mêmes fractions ω_P, ω_m, ω_s, expriment aussi les rapports des volumes pleins, mouillés, et vides à l'unité, dans notre hypothèse d'isotrope.

Dans les vides mouillés ω_m, l'eau exerce sur les parois opposées des vides des tractions normales dont la résultante sur l'élément de surface est $\Phi = \pi\,\omega_m$.

Pour un béton donné, ω_m et π sont des fonctions de ε et de t qui dépendent uniquement de la forme et de la distribution des vides très petits du corps.

Dans le cas de l'isotropie, toute section plane unité donnera lieu à la constatation d'une même force Φ tendant à rapprocher les deux côtés de la section.

Par conséquent, les phénomènes capillaires déterminent un système de forces intérieures rigoureusement identique à celui qui résulterait d'une pression normale et uniforme Φ, s'exerçant de l'extérieur vers l'intérieur sur toute la surface du corps, telle que l'action d'un liquide à la pression Φ sur une enveloppe imperméable enveloppant le corps.

J'appelle la pression Φ étreinte ou pression de retrait.

Les déformations produites sont:

$$\delta = \frac{\Phi}{E_1} = 1.300 \log \text{nép} \frac{1}{\varepsilon} \cdot \frac{\omega_m}{E_1}$$

en appelant E_1 le raccourcissement produit par l'application d'une triple étreinte d'origine quelconque de valeur Φ, rapporté à l'unité d'étreinte, sans préjuger la loi qui la relie aux valeurs de cette étreinte.

Telle est l'expression du retrait dans un pseudo-solide homogène et isotrope quelconque.

Φ et δ peuvent prendre des valeurs très élevées sans qu'il y ait possibilité de rupture du corps, une étreinte uniforme ne pouvant donner lieu qu'à des réductions de volume, réversibles totalement ou en partie suivant la forme de E_1 en fonction de Φ.

Pour un solide élastique théorique E_1 serait égal à la moitié du module d'Young. Pour du béton, en supposant les charges assez petites pour que les déformations soient sensiblement élastiques, on peut prendre $E_1 = \frac{E_V}{2}$, en appelant E_V le module élastique vrai, mesuré après un temps très long d'application de la charge. Nous verrons qu'il est différent du module instantané, qui n'a pas de valeur définie.

Il suffit d'assez faibles valeurs de ω_m pour expliquer les déformations de retrait très importantes que l'on observe dans certains bétons en raison des valeurs très élevées de π.

Je vais esquisser le calcul de ω_m dans un cas particulier.

En admettant:

$\varepsilon = 0{,}4$ d'ou $\pi = 1.190$ kgs par cm²

Je prends $\delta = 0{,}0005$ (retrait total à partir de la saturation)

$E_1 = 10^9$.

On trouve:

$$\Phi = 50 \text{ kgs par cm}^2$$

d'où $\omega_m = \frac{5}{119}$, valeur tout-à-fait vraisemblable.

Vitesse des phénomènes de retrait.

J'ai raisonné dans ce qui précède sur des milieux en équilibre; celui-ci se produisant par l'effet de causes proportionnelles à l'écart entre les valeurs des variables et leur limite correspondant à l'état d'équilibre, n'est jamais atteint si l'on ne fait varier que le temps.

On peut établir que la forme de la loi des vitesses du retrait (au voisinage de l'équilibre) est une somme d'exponentielles à exposants d'ordres divers, conséquence conforme à mes résultats expérimentaux de Plougastel concernant les bétons. (Compte rendus du Congrès en Liége en 1930.)

Premières remarques sur les facteurs du retrait.

Les considérations qui précèdent permettent déjà de prévoir certains phénomènes.

Nous savons désormais que les innombrables facteurs des bétons n'agissent sur le retrait que dans la mesure où ils modifient ω_m, A, ε et E_1.

Nous voyons d'abord qu'un corps ne subira du retrait, par un passage de l'état hygrométrique de l'atmosphère de ε_1, à $\varepsilon < \varepsilon_1$, que s'il existe dans le corps des interstices d'épaisseur plus petite que $D = \frac{2A}{1.300 \log \text{nép} \frac{1}{\varepsilon}}$. A étant la tension superficielle du liquide, ε le rapport entre la tension de vapeur dans l'atmosphère de l'expérience et sa tension de saturation à la température de l'expérience en présence de la solution contenue dans les pores du béton.

Si ω_m est son volume, il existe une étreinte de retrait:

$$\Phi = \omega_m \times 1.300 \log \text{nép} \frac{1}{\varepsilon}$$

qui imprime au corps des déformations $\frac{\Phi}{E_1}$.

Si les vides ont tous des dimensions plus grandes que D_ε, il y aura dessiccation totale, sans retrait (sous réserve des phénomènes transitoires).

Réversibilité du retrait.

Le retrait étant l'effet d'une contrainte triple, est réversible ou irréversible dans la même mesure que les effets de toute autre contrainte triple. Il y a évidemment de l'hystérésis pour le retrait comme pour les autres déformations du béton. De plus, le durcissement peut varier pendant la période de dessiccation, par le progrès de la formation des hydrates; le E_1 du retour peut donc être

tout-à-fait différent du E_1 de l'aller; le retrait peut donc déterminer des diminutions de longueur permanentes évitables en tenant les bétons mouillés jusqu'à durcissement complet, conformément à une vieille pratique des cimentiers.

Dans le cas d'états hygrométriques faibles, D_ε prend des valeurs très basses.

J'ai montré qu'on doit alors considérer comme possibles des états de retrait successifs stables, formant des paliers discontinus; on ne pourrait passer de l'un à l'autre que par de fortes variations de ε dans un sens ou dans l'autre. Ce fait constituerait une cause d'hystérésis particulière.

Enfin une irréversibilité apparente peut être due à une mauvaise interprétation des résultats des mesures.

Dans une atmosphère d'état ε_3 je pars avec un béton d'état ε_1, pour arriver à l'état intermédiaire ε_2. Je veux revenir à ε_1 (figure 1).

Il est clair que dans l'aller la cause motrice du phénomène est $\varepsilon - \varepsilon_3$ et dans le retour c'est $\varepsilon_1 - \varepsilon$; beaucoup plus petit et qui s'annule au voisinage de ε_1, en sorte qu'il faut un temps infini pour le retour quel que soit ε_2 alors que l'aller a pu n'exiger que peu de temps.

Le phénomène A_{21} inverse de A_{12} observable dans un temps t_{21} égal à t_{12} n'est donc pas égal à $-A_{12}$; il n'est qu'une fraction de A_{12} qui peut être très petite si le temps t_{12} est court par rapport au délai nécessaire pour s'approcher de l'état d'équilibre ε_3.

Dilatation thermique dans les pseudo-solides.

Le terme coefficient de dilatation, appliqué à un pseudo-solide, notamment à du béton, n'a aucune signification. L'effet d'un relèvement donné de la température est variable avec de nombreux facteurs autres que celle-ci dans des limites très étendues.

Le module de dilatation des solides à haut point de fusion est, en général, très petit. Pour la plupart des verres naturels ou artificiels, il varie entre le $^1/_5$ et les $^3/_5$ de celui de l'acier.

Les liquides, corps à molécules plus mobiles, sont incomparablement plus sensibles aux variations de la température. Entre 40° et 100°, par exemple, le coefficient de dilatation de l'eau est environ 50 fois celui de l'acier ou 100 fois celui d'un verre moyen.

Toutefois, cette dilatation ne suit pas une loi linéaire par suite de phénomènes de dissociation moléculaire. A 0° et à 8°, l'eau a la même densité, avec minimum à 4°.

Je considérerai d'abord une atmosphère constante à taux hygrométrique ε et un béton parvenu à l'équilibre hygrométrique dans cette atmosphère.

Quand on chauffe du béton dans de telles conditions, le solide et l'eau qu'il renferme se dilatent chacun pour son compte. Mais l'eau se dilate environ 100 fois plus que le solide.

Elle tend donc à se déplacer dans les interstices du pseudo-solide; il y a un changement de place et de dimension des ménisques qui introduit une variation de D_ε qui modifie ω_m et surtout π.

En même temps, la constante capillaire diminue linéairement de 25 % environ entre 0 et 100°, ce qui diminue encore π.

Vers 30° ces effets s'ajoutent pour diminuer π, d'où une augmentation de volume d'origine mécanique qui s'ajoute à la dilatation; à 50°, cette augmentation pour une même élévation de température serait plus grande; mais au-dessous de 4°, la variation de D_ε change de sens et son effet se retranche de la dilatation absolue et de l'effet de l'abaissement de la tension.

Ce que je viens de dire est toujours vrai qualitativement. Mais l'importance numérique de ces variations dépend de la valeur initiale de π; si ε est voisin de l'unité, π est nul; il est donc clair qu'il ne peut être diminué par aucune cause, quelle que soit la température, et la dilatation est celle du squelette solide. Si ε est petit et π élevé, pour des températures de l'ordre de 50° on a toutes chances d'observer des coefficients de dilatation instantanés supérieurs à ceux de l'acier.

Je dis instantanés, car tous ces phénomènes sont temporaires. L'état hygrométrique du béton, provisoirement relevé, tend à nouveau vers l'équilibre, et la dilatation tend à se réduire à la dilatation du squelette solide qui, dans les bétons que j'ai observés, paraît un peu inférieure à la moitié de celle de l'acier.

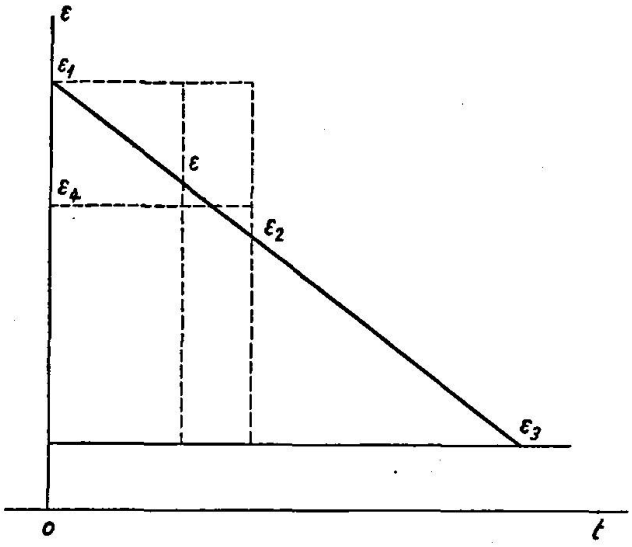


Fig. 1.

Dans la réalité, le béton ne fait que traverser des états d'équilibre et l'atmosphère n'a jamais un taux hygrométrique constant. En particulier, si la quantité de vapeur d'eau contenue dans l'air ne varie pas, il change sans cesse avec la température.

Les phénomènes deviennent alors très complexes et expérimentalement on ne peut séparer le retrait des conséquences des variations thermiques proprement dites. C'est un seul phénomène dans lequel la variation linéaire dépend de nombreuses variables; la température t, la vitesse de variation de la température $\frac{dt}{d\partial}$, le temps écoulé entre la variation de température et le moment de la mesure, l'état hygrométrique de l'air ε_a, l'état hygrométrique du béton ε_b, l'importance de la masse en jeu, etc...

Suivant les circonstances le module apparent de dilatation passe de valeurs négatives à des valeurs supérieures au module de l'acier.

L'effet de la température sur un ouvrage d'art quelconque ne peut être connu, avec un semblant d'approximation, que par des expériences prolongées sur cet ouvrage lui-même ou des ouvrages comparables comme forme, masse et situation.

Dans des essais que j'ai faits à Moulins, j'avais trouvé pour la variation thermohygrométrique annuelle totale d'une voûte tubulaire de 50 mètres à parois de 0 m 20 d'épaisseur environ, protégée par 5 cm de sable $\pm\frac{1}{10.000}$.

En prolongeant l'essai sur une période plus longue, on arriverait peut-être à des résultats un peu moins favorables; mais je ne crois pas qu'au nord-ouest de la ligne Bayonne-Lyon, il soit utile de considérer, pour les voûtes épaisses peu armées, des variations supérieures, dilatation et retrait compris, à $\pm \frac{1,5}{10.000}$. J'ajoute qu'à Moulins j'ai observé le volume maximum le 16 décembre et des cotes voisines du minimum en août.

Variation des déformations mécaniques avec le temps.

Je vais à présent étudier l'effet des forces capillaires dans les cas de variations de l'état mécanique à température constante, et montrer que le module d'Young, le coefficient de Poisson et la résistance aux charges des pseudo-solides varient dans des limites étendues en fonction de facteurs autres que les forces extérieures, sauf dans les cas particuliers de la saturation ou de charges indéfiniment maintenues, pour lesquels ces propriétés ont la même valeur que dans le squelette solide considéré seul.

Pour alléger mon exposé, je ne parlerai plus que des bétons, étant entendu que mes raisonnements et leurs conséquences restent valables pour tous les pseudo-solides; ils ne supposent, en effet, que l'existence d'interstices conformes à mes définitions.

J'examinerai d'abord le cas des compressions simples.

Considérons un bloc de béton parvenu à l'équilibre dans une atmosphère illimitée de taux hygrométrique ε à la température t, les ménisques sont arrêtés en des points des interstices pour lesquels $D = D_\varepsilon$, $\omega_{m\varepsilon}$ est à ce moment le volume des interstices mouillés.

Soit P la valeur d'une compression rapportée à l'unité d'aire de la section, vides compris; elle tendrait à déterminer dans le béton des déformations unitaires, suivant une direction donnée, égales à $\frac{P}{E_V}$, où E_V serait le module de déformation véritable du béton, si l'eau des vides $\omega_{m\varepsilon}$ n'introduisait aucun effort mécanique de nature à modifier l'équilibre.

Mais il n'en est pas ainsi; par l'effet de la compression, les interstices changent de volume, ce qui n'est possible que par un déplacement de l'eau, qui, en raison de la viscosité, n'est pas instantané.

Par l'effet de cette viscosité, l'eau se comporte d'abord comme un solide de coefficient d'élasticité E_e emplissant une partie des pores; elle se trouve soumise à des pressions P_e; et il en résulte au premier instant une augmentation de la rigidité du béton qu'il est difficile d'apprécier théoriquement, la valeur de E_e à appliquer étant probablement différente de celle de l'eau à l'état de liquide en masse.

Sous les pressions P_e l'eau se déplace dans les canaux, d'où une variation du D des ménisques, qui est d'abord inégale pour les différents canaux suivant qu'ils augmentent ou diminuent de section dans la déformation, mais tend à prendre une valeur uniforme D_1 accompagnée d'une valeur uniforme de la dépression du liquide qui devient π_1 et de l'état hygrométrique du béton qui de ε passe à ε_1.

L'expérience montre que, en général, $D_1 > D$, d'où: $\pi_1 < \pi_\varepsilon$ et $\varepsilon_1 > \varepsilon$.

L'étreinte de retrait diminuera de $\omega_{m\varepsilon}\,\pi_\varepsilon$ à $\omega_{m1}\,\pi_1$.

On constatera donc une déformation qui résultera de la superposition:

1° des déformations normales du système solide de module E_V sous la pression P;

2° d'un gonflement par l'effet d'une diminution de la pression isotrope Φ égale à $\omega_{m\varepsilon}\,\pi_\varepsilon - \omega_{m1}\,\pi_1$. En moyenne, à raison de la déformation élastique de l'eau ω_{m1} est $< \omega_{m\varepsilon}$. Mais l'isotropie n'est pas maintenue, les canaux étant comprimés dans le sens parallèle à la pression; ω_{m1} est plus petit que sa valeur moyenne dans les plans parallèles à la pression et plus grand dans les plans normaux à la pression. Il y aura donc des efforts de traction $(\omega_{m\varepsilon}\,\pi_\varepsilon - \omega_{m1}\,\pi_1)$ variables suivant la direction, le minimum étant dans le sens parallèle à l'effort P. Il en résulte une diminution du raccourcissement $\frac{P}{E_V}$ et un gonflement transversal qui se superpose au phénomène de Poisson.

Mais ces phénomènes ne sont pas permanents.

ε_1 étant $> \varepsilon$, état hygrométrique de l'atmosphère ambiante, il y a reprise du processus d'élimination d'eau par évaporation si l'air extérieur conserve le taux ε, et retour progressif de la dépression de l'eau à π_ε; d'où une diminution de volume progressive.

La déformation élastique instantanée est donc suivie d'une déformation lente qui n'est pas autre chose qu'un retrait ordinaire s'appliquant à un béton dont le taux hygrométrique a été brusquement augmenté par l'application de la compression. Nous savons que l'expression en fonction du temps de cette déformation est, au moins pour des états hygrométriques moyens:

$$\delta_P = A + Be^{-\beta t} + Ce^{-\gamma t}.$$

Cette déformation lente ou différée restitue à la déformation relative à la charge P la valeur totale qu'elle aurait eue sans les phénomènes capillaires, qui est celle qu'aurait éprouvé le pseudo-solide non mouillé ou mouillé à saturation, les efforts capillaires étant nuls dans ces deux cas.

La présence simultanée d'eau et d'air dans les interstices du corps a donc pour effet de différer une fraction de la déformation sous charge, qu'elle soit élastique ou permanente; par suite, elle fait apparaître sous les charges instantanées un module d'Young provisoire, en général très supérieur au module d'Young véritable du corps supposé soustrait aux effets capillaires; puis, ce module apparent s'abaisse peu à peu avec le temps, jusqu'à devenir égal au module véritable après un temps très long.

Confirmations expérimentales.

L'expérience confirme très exactement ces résultats théoriques, c'est d'ailleurs la découverte expérimentale de ces propriétés du béton qui m'a conduit à la théorie que je viens d'exposer.

Lorsqu'on soumet du béton à une compression, on obtient une déformation instantanée pour la plus grande partie proportionnelle aux charges et réversible si la charge n'est pas excessive; puis une déformation très lente qui progresse suivant une loi à deux termes exponentiels de la forme $A + Be^{-\beta t} + Ce^{-\gamma t}$; cette déformation est indépendante du retrait hygrométrique auquel elle se superpose, ce qu'on établit facilement par comparaison avec des pièces témoins non chargées; elle est exactement proportionnelle aux charges et réversible pour partie, au sens que j'ai défini tout à l'heure.

Je donne ci-contre des courbes relevées au cours de mes expériences de Plougastel (figures 2 et 3), les ordonnées relatives aux pièces chargées, diminuées du produit de celles relatives aux pièces non chargées, de même dosage, par un coefficient un peu supérieur à l'unité pour les charges positives, un peu inférieur pour les charges négatives (obtenues par un déchargement après une longue période de charge positive) donnent la courbe D. On explique d'ailleurs

aisément ces coefficients. J'ai figuré à la même échelle la déformation élastique instantanée moyenne des diverses pièces, corrigée de la déformation des aciers. Vous voyez que le phénomène, bien loin d'être accessoire, est plus important que la déformation instantanée et que le retrait purement hygrométrique; c'est de beaucoup le plus important des phénomènes de déformation.

J'étais à peu près certain depuis 1911 de l'existence d'une déformation lente croissante avec les charges; mais les circonstances ne m'ont permis de procéder à des expériences de vérification qu'en Juillet 1926. Dès le début les résultats furent si nets qu'en septembre de la même année j'ai pu signaler à la Sous-Commission Technique de la Chambre Syndicale du Béton Armé, l'influence des charges sur les variations lentes, de manière à ce qu'on puisse en tenir compte dans les règlements alors en préparation.

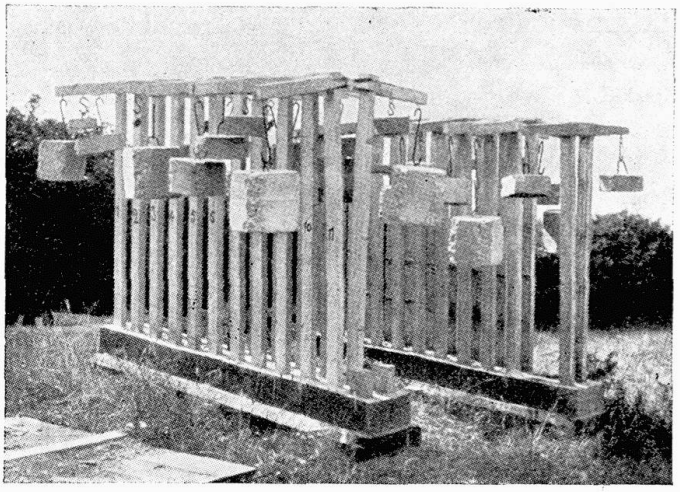


Fig. 2.

Versuche in Plougastel.

Die Probestäbe sind nur auf den sich gegenüberstehenden gezogenen Seiten gewehrt. Die Änderung des Abstandes der gegenüberstehenden oberen Enden ist nahezu gleich der Änderung eines 80 m langen Betonprismas unter den gleichen Ursachen.

Expériences de Plougastel.

Les pièces sont armées seulement sur les faces tendues qui se font vis-à-vis; la variation de distance des sommets des pièces opposées est à peu près égale à la variation sous les mêmes causes d'un prisme de béton de 80 mètres de long.

Plougastel tests.

The test bars are reinforced at the sides facing each other. The change in the distance of the upper extreme ends corresponds approximately to the deformation due to the same reason of a concrete prism of 80 m length.

Pendant que je poursuivais ces expériences pour lesquelles une longue durée me paraissait souhaitable (les observations commencées en août 1926 ont pris fin en février 1929), un ingénieur anglais, M. Oscar Faber, tout à fait ignorant de mes recherches, entreprit au début de 1927 l'étude de la même question. Il se contenta d'expériences de courte durée et communiqua des résultats tout à fait comparables aux miens à une réunion des Civil Engineers, le 15 Novembre 1927.

Ses conclusions très vivement contestées ne furent admises en Angleterre qu'après une importante série d'expériences de contrôle faites par le Building Research sous la direction du Dr. Glanville, au cours des années 1929—1930.

Entre temps, j'ai communiqué au Congrès de Vienne de 1928 mes résultats qui portaient alors sur plus de deux années de mesures.

Non seulement toutes les expériences confirment les résultats obtenus dès l'origine, mais on constate un accord, entre les valeurs numériques trouvées, qui est remarquable eu égard à la diversité des méthodes et des circonstances des expériences; la seule divergence notable porte sur la réversibilité du phénomène, nettement observée dans mes essais de Plougastel, non observée dans les expériences de Faber; j'en ai donné plus haut l'explication.

Proportionnalité de la déformation différée au retrait et à la déformation élastique instantanée.

On peut établir une expression générale de la déformation différée mettant en lumière des propriétés générales, communes à tous les corps pseudo-solides.

La déformation différée est le retrait de ε_1 à ε du béton chargé.

Je ne considérerai que de petites valeurs de la pression P; soit δP la déformation élastique différée:

$$\delta P = \frac{1}{E_1}(\pi_1 \omega_1 - \pi_\varepsilon \omega_{m\varepsilon}) = \frac{1}{E_1}(\omega_m d\pi - \pi d\omega_m)$$

soit dD la variation réelle de D, $D + dD$ étant la dimension des ménisques aussitôt après réalisation de l'équilibre de pression entre les divers canaux; D étant leur dimension avant application de la pression P.

Je pose $\dfrac{P}{\dfrac{dD}{D}} = E_D$; cette quantité est l'inverse du quotient; par la pression qui la détermine, de la variation de la dimension D limitant le volume des vides mouillés ω_m.

De même, $\dfrac{P}{\dfrac{d\omega_m}{\omega_m}} = E_m$ est l'inverse du quotient, par la pression qui la détermine, de la variation de l'aire des vides mouillés dans une section normale à cette pression. Ce sont donc deux modules de même forme que le module d'Young, caractéristiques du complexe solide-liquide considéré; avec cette convention, le calcul de l'expression de $\dfrac{\delta P}{P}$ donne, δ_ε étant le retrait pour l'état ε, égal à $\dfrac{\Phi}{E_1}$

$$\frac{\delta P}{P} = \delta_\varepsilon \left(\frac{1}{E_D} - \frac{1}{E_m}\right)$$

$$\delta P = \frac{P}{E_1} \Phi_\varepsilon \left(\frac{1}{E_D} - \frac{1}{E_m}\right)$$

d'où ces énoncés:

1° Le rapport de la déformation différée due à une pression P à cette pression, pour un béton pris à l'état hygrométrique ε et ramené après chargement à ce même état hygrométrique, est égal au produit du retrait sous charge nulle de ce même béton passant de l'état hygrométrique 1 à l'état ε, par la différence de deux coefficients caractéristiques de certaines propriétés mécaniques et géométriques des vides interstitiels de ce béton.

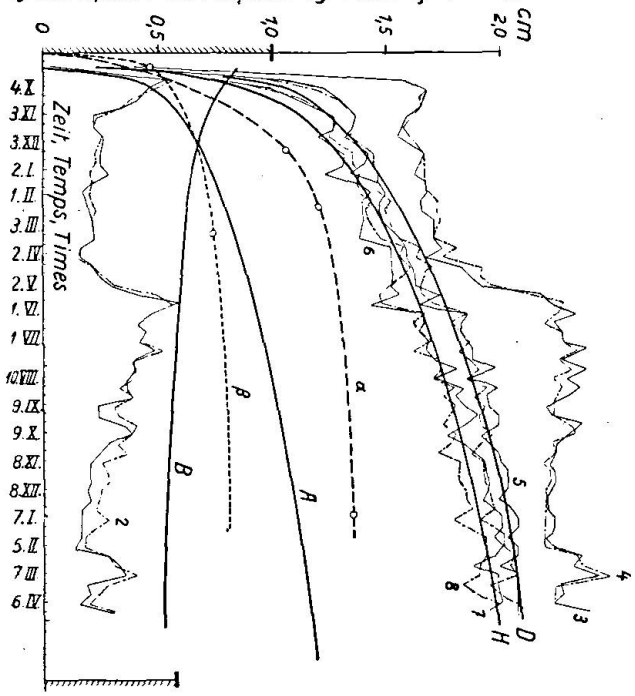
2° Toutes autres conditions restant les mêmes, la déformation différée est proportionnelle à la déformation instantanée due à la même charge.

La déformation instantanée est la différence entre la déformation totale qui est constante, et la déformation différée, par suite:

Elastische Anfangsverformung, um die Verformung des Stahles korrigiert, mit zugehörigem m = 10,6

Déformation élastique initiale corrigée de la déformation de l'acier avec m instantané égal à 10,6

Initial elastic deformation, corrected by the deformation of steel, with corresponding value of m = 10,6



Elastische Endverformung, um die Verformung des Stahles korrigiert, mit zugehörigem m = 10,6

Déformation élastique finale corrigée de la déformation de l'acier avec m instatané égal à 10,6

Final elastic deformation, corrected by the deformation of steel, with corresponding value of m = 10,6

Comparaison des pièces chargées et non chargées.

Courbe 1 pièce *f*, dosage 400 kg, charge 66 kg.
„ 2 „ *R*, „ 350 kg, „ 66 kg.
„ 3 „ *g*, „ 400 kg, non chargée.
„ 4 „ *l*, „ 350 kg, „ „
„ 5 ordonnées de 3 moins ordonn. de 1.
„ 6 „ „ 4 „ „ „ 2.
„ 7 „ „ 3 „ „ „ 1×1.40.
„ 8 „ „ 4 „ „ „ 2×1.40.

„ H moyenne des déformations hydro-élastiques pour une charge de 66 kg des éprouvettes possédant un coefficient *m* variant de 10,6 après deux semaines, à 9 après 135 jours et 6,5 après 19½ mois.

„ A courbe de déformation correspondant à une charge de 60 kg, avec bras de levier 0,57 m pour un coefficient *m* constant égal à 6.

„ B courbe de variations du coefficient *m*, pendant la durée de l'expérience
m = 10,6 à l'origine
m = 6,5 après 19½ mois
m = 6,1 après 27 mois.

„ D moyenne de la déformation des pièces chargées diminuée de la déformation des pièces non chargées.

„ *a* et *β* retrait observé sur un prisme de béton non armé par la Con. du béton armé.

Vergleich der belasteten und unbelasteten Versuchsstäbe.

Kurve 1 Versuchsstab *f*, Mischungsverhältnis 400 kg, Belastung 66 kg.
„ 2 Versuchsstab *R*, Mischungsverhältnis 350 kg, Belastung 66 kg.
„ 3 Versuchsstab *g*, Mischungsverhältnis 400 kg, unbelastet.
„ 4 Versuchsstab *l*, Mischungsverhältnis 350 kg, unbelastet.
„ 5 Ordinaten 3 minus Ordinaten 1.
„ 6 „ 4 „ „ 2.
„ 7 „ 3 „ „ 1 × 1.40.
„ 8 „ 4 „ „ 2 × 1.40.

„ H Mittel der hydro-elastischen Deformationen der Versuchsstäbe, belastet durch 66 kg; die Verhältniszahl *m* variiert von 10,6 nach 2 Wochen bis 9 nach 135 Tagen und bis 6,5 nach 19½ Mon.

„ A Deformationen infolge einer Last von 60 kg am Hebelarm von 0,57 m für *m* = konst. = 6.

„ B Veränderung der Verhältniszahl *m* während der Dauer der Versuche
m = 10,6 zu Beginn
m = 6,5 nach 19½ Monaten
m = 6,1 nach 27 Monaten.

„ D Mittel der Differenzwerte der Deformationen für belastete und unbelastete Versuchsstäbe.

„ *a* u. *β* Beobachtungen des Eisenbeton-Ausschusses betreffend Schwinden eines nichtbewehrten Betonprismas.

Comparison between loaded and unloaded testhars.

Curve 1 Test piece *f*, mixture 400 kg, load 66 kg.
„ 2 „ „ *R*, „ 350 kg,
„ 3 „ „ *g*, „ 400 kg, not loaded.
„ 4 „ „ *l*, „ 350 kg.
„ 5 ordinates of 3 minus ordinates of 1.
„ 6 „ „ 4 „ „ „ 2.
„ 7 „ „ 3 „ „ „ 1 × 1.40.
„ 8 „ „ 4 „ „ „ 2 × 1.40.

„ H Mean of hydro-elastic deformations of test pieces, loaded by 66 kg, the ratio *m* varies from 10,6 after two weeks to 9 after 135 days and down to 6,5 after 19½ months.

„ A Deformation due to a load of 60 kg on a lever arm of 0,57 m for *m* = constant = 6.

„ B Variation of the ratio *m* during the period of testing
m = 10,6 at the beginning
m = 6,5 after 19½ months
m = 6,1 after 27 months.

„ D mean of the differences between deformation of loaded and unloaded test pieces.

„ *a* and *β* Observations made by the Commission for reinforced concrete on shrinkage of plain (non-reinforced) concrete prism.

Fig. 3.

3° La déformation instantanée d'un béton est fonction de son état hygrométrique; elle est maxima quand le retrait est nul (saturation ou siccité totale), minima quand le retrait est maximum.

En pratique les bétons sont généralement très éloignés des états hygrométriques zéro ou un; à Plougastel, l'état hygrométrique de l'atmosphère entourant les bétons a varié entre les limites extrêmes rarement atteintes 1 et 0,30.

Dans ces conditions, on a trouvé expérimentalement pour le rapport des modules instantanés au module sous charge indéfiniment prolongée des chiffres supérieurs à 2 et le plus souvent compris entre 3 et 4; une certaine imprécision est introduite par les difficultés de définition des bétons.

Augmentation du volume des bétons par compression.

L'application des considérations qui précèdent à l'étude du gonflement transversal des bétons, conduit à une conclusion tout à fait singulière qui est que le béton peut augmenter de volume par compression simple.

Sous l'effet de la diminution d'étreinte $\omega_{m\varepsilon}\,\pi_\varepsilon - \omega_1\,\pi_1$, le béton subit un gonflement dont les effets latéraux s'ajoutent à ceux du phénomène de Poisson normal. Mais cet effet n'est pas instantané. Les canaux normaux aux pressions diminuent de volume par la pression, les autres augmentent; il faut que l'eau passe des premiers aux seconds; ce qui exige un certain temps, en raison de leur ténuité extrême et de la viscosité de l'eau.

Tant que ce mouvement n'est pas réalisé, l'eau se comporte comme un solide; et le complexe solide-liquide possède alors le coefficient de Poisson normal des solides, soit environ 0,25.

Mais l'eau passant des canaux transversaux au sens de la pression dans les autres, avec une vitesse qui croît avec la pression P appliquée, D devient D_1 et ε devient ε_1; D_1 *et* ε_1 étant uniformes pour tout le béton.

La déformation totale est alors la somme d'un raccourcissement avec gonflement transversal possédant le η normal égal à 0,25 et d'un gonflement dû à la diminution de l'étreinte de retrait. Nous avons vu que ce gonflement n'est pas isotrope.

Soit a le raccourcissement normal compte non tenu des phénomènes capillaires; $\frac{a}{4}$ serait le gonflement correspondant.

Soit b la déformation transversale due à la variation de Φ, $k\,b$ est la déformation longitudinale correspondante; k est plus grand que l'unité.

Le raccourcissement réel est $\delta = a - k\,b$ et le gonflement réel est: $\frac{a}{4} + b$.

Voici les valeurs de η pour diverses valeurs du rapport;

$$\frac{\delta}{a} = \frac{a - kb}{a}$$

$$\text{si} \quad a - kb = \frac{a}{2} \qquad kb = \frac{a}{2} \qquad \eta = \frac{1}{2} + \frac{1}{k};$$

$$\text{si} \quad a - kb = \frac{a}{3} \qquad kb = \frac{2a}{3} \qquad \eta = \frac{3}{4} + \frac{2}{k};$$

$$\text{si} \quad a - kb = \frac{a}{4} \qquad kb = \frac{3a}{4} \qquad \eta = 1 + \frac{3}{k}.$$

J'ai indiqué déjà que les valeurs expérimentales trouvées pour $\frac{a - kb}{a}$ sont le plus souvent comprises entre 3 et 4.

Quelles que soient les valeurs de k on n'échappe donc pas à cette conclusion paradoxale, à savoir que le béton augmente de volume sous l'effet d'une compression quelconque.

Cela se produit, en effet, dès que $\eta > 0{,}50$.

J'avoue que la constatation de cette conséquence de la théorie que je cherchais à bâtir m'avait rendu perplexe; car je pensai d'abord que si le béton avait eu réellement des propriétés aussi singulières, on s'en serait aperçu depuis longtemps, et je craignais de m'être grossièrement trompé.

J'étais d'autant plus ennuyé que je savais que la Commission du Béton Armé avait fait de très nombreuses déterminations du coefficient η; et qu'elle n'avait rien signalé d'extraordinaire à ce sujet. Mais, en me reportant au livre de la Commission, j'y trouvai les valeurs de η que je reproduis ici. (Tableaux ci-dessous.)

Stütze 0,40 · 0,40 — Länge 5 m
Poteaux de 0,40 · 0,40 — longueur 5 m
Stanchion 0.40 · 0.40 — lenght 5 m

C: Aufgebrachte Lasten in kg/cm² (bezogen auf den Gesamtquerschnitt). — Charges appliquées en kg/cm² de la section totale du poteau. — Applied loads in kg/cm² (in relation to total cross section).

λ: Längenänderungen in mm pro m ursprüngliche Länge. — Variations de longueur en mm par m de longueur initiale. — Elongations in mm pro m of original length.

η: Verhältnis der Querdehnung zur mittleren Verkürzung. — Quotient du gonflement transversal par le raccourcissement moyen. — Ratio of transverse elongation to mean shortening.

ν: Volumenänderung in cm³ pro m³. — Variations de volume en cm³ par m³. — Change of volume in cm³ pro m³.

1. Bewehrungshundertteile 3,97 Pourcentage: Percentage of reinforcement: Alter des Betons: 10 Monate Age du béton: 10 mois Age of concrete: 10 months				2. Bewehrungshundertteile: 1,04 Pourcentage: Percentage of reinforcement: Alter des Betons: 8½ Monate Age du béton: 8 mois ½ Age of concrete: 8½ months			
C	λ	η	ν	C	λ	η	ν
	mm		cm³		mm		cm³
7,0	0	0		7,0	0	0	0
28,4	-0,050	0,17		28,4	-0,061	0,21	
49,6	-0,100	0,26		49,6	-0,122	0,28	
70,9	-0,149	0,32		70,9	-0,181	0,42	
92,1	-0,195	0,37		92,1	-0,248	0,53	14,8
113,4	-0,248	0,44		113,4	-0,311	0,65	93,3
134,7	-0,303	0,54	24,24	134,7	-0,382	0,80	197,2
155,9	-0,362	0,64	101,4	155,9	-0,454	0,98	435,8
92,1	-0,230	0,68	82,8	177,2	-0,535	1,11	652,7
7,0	-0,042	1,09	49,6	198,5	-0,628	1,14	801,3
92,1	-0,225	0,62	54,0	219,7	-0,732	1,09	863,8
155,9	-0,376	0,64	105,3	250	-1,028	0,92	863,6
177,2	-0,432	0,67	146,9	170,1	-0,853	0,85	597,1
198,5	-0,488	0,67	165,9	56,7	-0,483	1,02	502,3
219,7	-0,566			7	-0,267	1,48	523,3
250	-0,664						

3. Bewehrungshundertteile: 0,50
Pourcentage:
Percentage of reinforcement:

Alter des Betons: 11½ Monate
Age du béton: 11 mois ½
Age of concrete: 11½ months

C	λ	η	ν
	mm		cm³
7	0	0	0
28,4	-0,056	0,32	
49,6	-0,118	0,45	
70,9	-0,178	0,70	71,2
92,1	-0,243	1,10	291,6
113,4	-0,306	1,06	342,72
134,7	-0,378	1,04	408,24
155,9	-0,447	1,00	447
113,4	-0,338	1,09	398,84
7,0	-0,028	8,07	423,92
70,9	-0,204	1,36	350,88
113,4	-0,327	1,09	385,86
155,9	-0,454	1,00	454
177,2	-0,526	1,00	526
198,5	-0,608	0,98	583,68
219,7	-0,696	0,96	640,32

4. Bewehrungshundertteile: 0,28
Pourcentage:
Percentage of reinforcement:

Alter des Betons: 10 Monate
Age du béton: 10 mois
Age of concrete: 10 months

C	λ	η	ν
	mm		cm³
7	0	0	0
28,4	-0,038	0,37	
49,6	-0,085	0,80	51
70,9	-0,140	0,92	117,60
92,1	-0,204	0,90	163,2
113,4	-0,263	0,85	184,1
134,7	-0,340	0,80	204
155,9	-0,415	0,85	290,5
49,6	-0,155	1,17	207,7
7,0	-0,045	2,33	164,7
49,6	-0,144	1,15	187,2
155,9	-0,429	0,84	291,7
177,2	-0,506	0,86	364,3
198,5	-0,593	0,88	450,7
219,7	-0,594	0,88	525,64
252	-0,941	0,83	621,06

Stütze 0,25 · 0,25 : Länge 5 m
Poteaux de 0,25 · 0,25 : longueur 5 m
Stanchion 0.25 · 0.25 : length 5 m

5. Bewehrungshundertteile: 3,94
Pourcentage:
Percentage of reinforcement:

Alter des Betons: 10 Monate
Age du béton: 10 mois
Age of concrete: 10 months

C	λ	η	ν
	mm		cm³
9,1	0	0	
29	-0,043	0,40	
49	-0,090	0,42	
70,8	-0,155	0,63	40,3
92,1	-0,210	0,72	92,4
112,5	-0,265	0,89	206,7
134,3	-0,327	1,01	333,54
156,1	-0,392	1,06	438,04
177,8	-0,466	1,03	493,96
134,3	-0,385	1,06	431,20
29	-0,119	1,96	347,48
134,3	-0,376	1,43	699,36
177,8	-0,490	0,97	460,6
197,8	-0,562	0,96	517,04
219,6			

6. Bewehrungshundertteile: 0,50
Pourcentage:
Percentage of reinforcement:

Alter des Betons: 11½ Monate
Age du béton: 11 mois ½
Age of concrete: 11½ months

C	λ	η	ν
	mm		cm³
9,1	0	0	
29	-0,048	0,50	
49	-0,107	0,45	
70,8	-0,173	0,53	10,4
92,1	-0,240	0,86	172,8
112,5	-0,307	1,06	343,9
143,3	-0,401	1,12	497,2
156,1	-0,458	1,13	577,0
177,8	-0,524	1,13	660,2
112,5	-0,360	1,19	496,7
29	-0,100	2,51	402
112,5	-0,350	1,19	483
177,8	-0,536	1,13	675,4
197,8	-0,611	1,13	769,9
219,6	-0,692	1,19	954,5

Anmerkung: Die Längenänderungen wurden mit Geräten System Manet-Rabut bestimmt, mit Ausnahme derjenigen von Tafel 4, die durch Mikroskope abgelesen wurden.

Nota: Les variations de longueur ont été relevées à l'aide d'appareils Manet-Rabut — sauf celles du tableau 4 qui ont été repérées avec des microscopes.

Note: The elongations were determined with Manet-Rabut instruments, with the exception of those given in Table 4 which were obtained by microscope readings.

J'ai porté sur un tableau les pressions, les longueurs des prismes essayés, les valeurs de η mesurées et les augmentations de volume correspondantes.

A première vue, ce tableau paraît indiquer que η croît avec la pression. Mais cette hypothèse est incompatible avec certaines déterminations faites à basse pression.

La seule hypothèse qui explique la totalité des résultats est celle de η fonction de la durée d'application des pressions.

Les pressions étaient données avec une pompe à bras et il fallait un temps appréciable pour comprimer fortement des pièces importantes, surtout en s'arrêtant de temps en temps pour faire des mesures. Les valeurs de η les plus fortes correspondent aux pressions dont l'application a exigé le plus de temps.

Pour s'en convaincre, il suffit d'observer dans les divers tableaux de la Commission du Ciment armé, que les valeurs de η les plus fortes en moyenne sont relatives aux pièces les plus longues, dont la mise en compression a exigé plus de temps; la course de la presse sous charge étant plus grande, et que, d'autre part, on a toujours de très fortes valeurs de η même pour de faibles pressions, après un déchargement des pièces.

Etude des distorsions.

L'étude des distorsions présente un intérêt tout particulier, car elles sont caractérisées par une variation nulle du volume des interstices, en sorte que l'état hygrométrique du béton n'est pas modifié par l'application de la contrainte.

Il n'y a donc pas de déformation différée pour les cisaillements simples.

Analysons de plus près le phénomène.

Les déformations ouvrent des interstices et en ferment d'autres de quantités égales.

Avant tout mouvement de l'eau, les déformations élastiques sont identiques à celles d'un solide dont les interstices mouillés seraient remplis par un corps solide de même coefficient d'élasticité que l'eau à l'état intersticiel; puis, très vite, les déplacements normaux aux interstices étant très rapides, il s'établit des variations de D de sens inverse dans les deux systèmes d'interstices, augmentés et diminués, comportant des différences d'état hygrométrique $2\,d\varepsilon$ et de pression $2\,d\pi$.

Sous l'action de ces différences, il s'établit une filtration de liquide d'un système de canaux à l'autre, qui tend au rétablissement de l'équilibre.

Cette filtration, réglée par la viscosité du liquide et des vapeurs, étant ici l'unique phénomène variable, on peut sans difficulté en étudier expérimentalement la loi de vitesse.

La création de distorsions simples s'obtient très facilement en soumettant des tubes cylindriques à des torsions; on peut ainsi mesurer facilement les déformations. Il est donc très facile d'étudier expérimentalement les vitesses de circulation du liquide dans les interstices, sous l'effet des forces de cisaillement, par l'enregistrement des déformations par torsion en fonction du temps de tubes minces de longueur convenable. En faisant varier les conditions de retrait et les autres contraintes, on obtiendra par ce procédé de très curieux renseignements sur les modifications des vides internes du béton sous l'effet des contraintes extérieures et des étreintes de retrait, ainsi que par des changements de la nature du ciment ou des conditions de fabrication.

Le coefficient G de distorsion reste le même quelque soit ε; or pour $\varepsilon = 1$ ou 0, il est très vraisemblablement $\frac{2E_V}{5}$. Sous réserve de vérification expérimentale de ce rapport, on voit que les déformations de tubes par torsion donnent

un moyen d'estimer le module élastique vrai et l'importance des déformations différées par des expériences instantanées, tandis que les expériences de flexion ou de compression exigent des années, au moins pour les Portland.

L'intérêt de ces considérations n'est pas purement théorique. Le module élastique, qui intervient dans les distorsions étant le module vrai, est beaucoup plus petit que le module instantané qui intervient dans les compressions. C'est une des raisons des grandes possibilités de déformation par distorsion des constructions en béton armé. A la vérité, ce n'est pas la principale, qui est la capacité du béton à prendre de grands allongements plastiques avant rupture, quand sa déformation en chaque point est limitée comme par la présence d'armatures noyées dans le béton tendu.

Or, dans les distorsions, il y a un rapport égal à l'unité entre les déformations de compression et de traction; on se trouve dans le cas de déformations limitées en chaque point, ce qui régularise le phénomène d'étirage plastique.

Variation de la résistance mécanique des bétons en fonction de l'état hygrométrique et de la vitesse d'application des charges.

Nous venons de voir que les déformations des pseudo-solides, soit à charge constante et température variable, soit à charge variable et température constante, dépendent de facteurs multiples autres que les charges ou la température, notamment des durées de chargement et de l'état hygrométrique. Je vais montrer qu'il en est de même pour celle des propriétés mécaniques qui nous intéresse le plus directement, savoir la résistance aux charges.

Je considère ici des éléments de béton libres de se dilater en tous sens et supposés dans un état thermo-hygrométrique homogène, de manière à ce qu'ils soient soustraits à toute influence autre que des forces extérieures connues et des étreintes de retrait uniformes.

Même pour des éléments de béton placés dans ces conditions les diverses résistances mesurées par les essais ordinaires sont des fonctions de l'état hygrométrique et de la température du béton et des lois en fonction du temps, de leur variation et de celle des charges, en raison des variations des étreintes de retrait qui en résultent. L'action de ces étreintes est double.

En premier lieu, elles donnent lieu à un effet de frettage.

Dans des expériences récentes, Monsieur Pierre Brice a trouvé que des étreintes peu importantes par rapport aux taux de rupture de compression simple augmentent considérablement cette résistance.

Une étreinte double de 50 kilos élève de 450 à 800 kilos la résistance d'un béton de Portland vis-à-vis des pressions normales à son plan; l'augmentation est légèrement plus forte pour le fondu. Une étreinte triple, comportant déjà une compression normale, porterait la résistance seulement à 750 kilos par cm^2 au lieu de 800. Or 50 kilos par cm^2 est un ordre de grandeur normal pour une étreinte de retrait.

En ce qui concerne les tractions, le travail cité montre qu'une étreinte double réduit la résistance de traction normale à son plan, mais dans une assez faible mesure, un 1/12e environ de la valeur de l'étreinte.

Une étreinte triple améliore par suite la résistance à la traction à laquelle elle oppose une compression. En résumé, une étreinte triple modérée augmente la résistance à la compression de six fois sa valeur environ et la résistance à la traction de 0,90 de sa valeur environ; ces chiffres peuvent varier suivant la valeur relative de l'étreinte par rapport au taux de rupture de compression du béton et selon les propriétés propres à chaque béton.

A ces phénomènes qui agissent sur la masse du béton s'ajoutent des phénomènes locaux également dus au retrait et surtout importants dans les bétons, à gros agrégats de module élastique élevé et dépourvus de retrait propre. La pâte tend à subir, du fait du retrait, des déformations différentes de celles des cailloux qui tendent à la briser par traction et à la séparer des cailloux par glissement.

Le retrait tend donc à accroître les effets de l'hétérogénéité de structure des bétons et à exagérer les tensions internes locales que toute variation de l'état moyen thermique ou mécanique y développe nécessairement du fait de leur structure hétérogène.

La résistance elle-même est évidemment très variable d'un point à l'autre.

Si on soumet du béton à des sollicitations, on aura à la fois des sollicitations locales et des résistances locales variables de manière indépendante des premières.

Si, en un point quelconque, un minimum de résistance se trouve être inférieur à un maximum de la sollicitation y compris les tensions internes locales, il y a un dépassement local de la limite de rupture sous un effort moyen très inférieur à la résistance moyenne. Dans le cas des compressions, on aura un tassement local de la matière; les efforts s'uniformisent et on obtient finalement une résistance élevée; dans le cas des tractions, au contraire, on a un phénomène instable; dès que le taux de rupture est atteint en un point, la rupture qui s'amorce aggrave autour d'elle et provoque la déchirure de la matière; pour ce motif, les résistances à la traction mesurées sont très largement inférieures à la résistance moyenne vraie.

Toutes nos connaissances concernant la résistance des bétons doivent donc être révisées expérimentalement, comme celles qui concernent leur déformation, en tenant compte des états hygrométriques et des délais de chargement. Ainsi on considère comme établi que la résistance des ciments croît avec leur âge pendant très longtemps. Ce que je viens de dire implique qu'une fraction importante et actuellement inconnue de cette augmentation est due à l'accroissement avec le temps de l'étreinte de retrait.

Il faudrait donc déterminer expérimentalement la part du phénomène de prise et celle du phénomène de retrait, essentiellement variable, dans l'accroissement des résistances en fonction du temps. Cette étude pourra nous réserver maintes surprises.

2ème partie.

Théorie de la constitution des ciments.

Dans ce qui précède je suis arrivé à la conclusion que les propriétés mécaniques des bétons: résistance et déformations diverses, dépendent toutes des propriétés géométriques et élastiques de leurs interstices très petits. Il serait donc très important de connaître les dispositions exactes des réseaux interstitiels des ciments. Or, le calcul des valeurs de leurs épaisseurs fait voir qu'ils sont inaccessibles aux observations optiques.

Je montrerai plus loin que le problème de la détermination des formes et des dimensions des réseaux interstitiels comporte des possibilités de solutions expérimentales, mais les expériences à faire risquent d'être coûteuses, délicates et longues; elles seront d'ailleurs plus faciles à conduire et à interpréter, si l'on peut préciser à l'avance par des recherches théoriques les caractères principaux des phénomènes à étudier.

La prévision théorique des formes des réseaux interstitiels est donc un problème important.

Avant d'aborder l'étude de la solution que j'en propose, je ferai une remarque:

Tous les faits concernant les pseudo-solides, que j'ai exposés jusqu'ici, sont des conséquences logiques des principes de la thermodynamique et de la définition de certains réseaux interstitiels par des fonctions ω_D, E_D, E_m, et E_1 caractérisant certaines propriétés de ces réseaux. Si des corps conformes à ces définitions existent, ils ont nécessairement les propriétés que j'ai décrites. La contestation ne peut porter que sur l'existence ou la non existence physique de vides conformes aux définitions posées et sur les valeurs exactes de la tension superficielle dans les interstices et des dimensions de ceux-ci au niveau des ménisques; la pression π étant une fonction connue de ε.

Les problèmes que nous allons aborder maintenant sont tout différents.

Nous ne chercherons plus à savoir ce qui doit être dans des interstices théoriques satisfaisant à certaines définitions, mais à prévoir les propriétés mécaniques et géométriques des réseaux interstitiels réels des ciments. Pour résoudre ce problème beaucoup plus concret je serai amené à accepter des hypothèses plus aventurées que les définitions géométriques que j'ai considérées jusqu'à présent; les résultats qui vont suivre n'auront donc pas le même degré de certitude que ceux qui précèdent.

Quand on place du ciment en poudre en présence d'eau, il s'y dissout. Dans notre système de représentation, nous dirons qu'une certaine quantité de molécules des divers constituants du ciment est passée à l'état d'ions mobiles dans le liquide; ions d'autant plus nombreux et d'autant plus rapides que la température est plus élevée.

La proportion de ces ions, dans un très petit volume du liquide pris en un point quelconque, varie considérablement au hasard de l'agitation moléculaire; d'autant plus qu'il s'agit de plus faibles solubilités.

M. Le Chatelier a expliqué la prise des ciments par l'hypothèse que la solubilité des hydrates est plus faible que celle des anhydres. Nous adopterons cette hypothèse.

Elle signifie que la richesse en ions, alimentée par la dissolution des sels anhydres, peut devenir suffisante pour que des associations stables d'ions et de molécules d'eau puissent se produire fortuitement aux points de concentration maximum.

Une telle association une fois formée constitue un germe solide dans le liquide. Il peut s'y redissoudre, s'il rencontre des zônes de moindre concentration, ou au contraire s'enrichir par annexion de nouveaux ions et de nouvelles molécules d'eau, par soudure à d'autres germes.

Le sens de ces transformations est fixé par l'existence des tensions superficielles le long des intersurfaces liquide-solide, lesquelles, comme dans le cas des surfaces liquide-gaz, tendent à réduire au minimum les intersurfaces en formation. S'il en était autrement, l'équilibre tendrait vers une séparation de plus en plus complète des éléments, c'est-à-dire vers la dissolution, ce qui est contraire à notre hypothèse.

Les conséquences sont qu'un même volume solide est plus stable en un seul élément qu'en plusieurs; que la solubilité décroît avec la grosseur des cristaux, ainsi que la concentration de la solution qui les baigne; et enfin que dans un même germe les molécules ont une tendance à s'ordonner suivant une forme arrondie. Cette tendance est combattue par la tendance inverse qu'ont les molécules à s'ordonner en cristaux. Mais celle-ci est indépendante de la

grandeur des cristaux et ne dépend que de la nature des molécules et des conditions du milieu; tandis que les phénomènes superficiels ont une intensité qui est inversement proportionnelle aux rayons des surfaces et qui de ce fait atteint des valeurs extrêmement élevées pour les très petits éléments.

Il est donc vraisemblable que dans le cas des germes cristallisés excessivement petits, de l'ordre de quelques dizaines de molécules en diamètre, les effets de surface sont prépondérants et que les germes présentent des surfaces en moyenne arrondies qu'ils soient ou non cristallisés.

Cela n'est nullement contradictoire avec la réalisation de cristaux visibles de forme normale même en aiguilles très fines; cas fréquent dans les cristallisations en solution sursaturée; car les plus petits cristaux visibles au microscope sont encore énormes par rapport aux germes arrondis que je considère.

Si les germes sont assez peu nombreux pour pouvoir grossir beaucoup, l'influence du facteur superficiel devient secondaire bien avant que les dimensions atteignent l'ordre du μ; la conséquence de mon hypothèse, en ce cas, est seulement que les arêtes cristallines sont arrondies suivant des rayons de l'ordre de quelques diamètres moléculaires; ce qui équivaut pour nos sens, même armés des microscopes les plus puissants, à des arêtes parfaitement aigües.

Les germes deviennent de moins en moins mobiles à mesure qu'ils deviennent plus gros, suivant les lois des mouvements browniens.

Le transport des ions depuis les surfaces de sel anhydre qui se dissolvent, jusqu'aux germes de sel hydraté qui les captent, se fait uniquement par le mécanisme de la diffusion qui résulte de l'agitation parfaitement désordonnée des molécules; sa vitesse est fonction du taux de solubilité et de la viscosité du milieu.

Les ions libres sont captés par les germes grandissants bien avant que la concentration à leur surface corresponde à la possibilité de formation d'un germe nouveau; les chances de formation de germes nouveaux, nulles autour du corpuscule issu du développement d'un germe, jusqu'à une distance fonction de sa grosseur, augmentent avec cette distance.

La formation de germes nouveaux stables n'est donc possible que jusqu'à une certaine limite; chaque germe empêchant dans un rayon déterminé la formation de germes nouveaux ou détruisant ceux qui auraient pu se former par une exagération fortuite locale de la concentration.

Un ciment déterminé formera donc dans des conditions déterminées un nombre limité de germes qui après un certain temps ne tendra plus à augmenter; le contraire pouvant même être possible. M. Le Chatelier a démontré expérimentalement pour le plâtre que les cristaux formés dans certaines conditions se dissolvent au bénéfice de cristaux plus gros.

Je n'ai besoin d'aucune autre hypothèse sur les conditions de formation des germes. Ils peuvent être cristallisés ou non; être d'une seule espèce chimique ou appartenir à des espèces diverses, avoir des formes quelconques. Je n'ai pas besoin de connaître les facteurs de leur formation: pression, température, viscosité, état électrique, facteurs chimiques, Ph., présence d'ions accélérateurs ou retardateurs; toutes ces causes peuvent développer des germes d'une ou plusieurs sortes en nombre plus ou moins grand, mais finalement limité pour chaque sorte par l'équilibre des facteurs en présence quel qu'ils soient; mais une fois ces germes formés, ils se développent sans création appréciable de germes nouveaux, et il est aisé de voir que la répartition dans la masse est à peu près uniforme pour chacune des natures de germes qui peut s'y former.

Nous pouvons donc observer que le phénomène de prise comportera trois périodes: au début une période de dissolution, dans laquelle la concentration devra atteindre les taux élevés nécessaires à l'existence stable de cristaux infiniment petits; la solution est à la fin de cette période fortement sursaturée par rapport aux hydrates; puis il y aura une période de formation de germes, et enfin une période de grossissement des germes par rapport d'ions, grâce au mécanisme de la diffusion. Pendant cette période le taux de concentration de la solution s'abaissera jusqu'au niveau d'équilibre avec des cristaux de plus en plus gros, circonstance favorable à la dissolution de nouvelles quantités d'anhydres, mais qui s'oppose à la formation de nouveaux germes.

Au cours de sa formation, chaque élément solide est soumis à une pression interne, constante en dehors de sa surface.

Les molécules en vibration se rangent de manière à réaliser le maximum de densité. Mais au voisinage des surfaces nous devons admettre l'existence d'une couche de moindre densité, contenant des molécules n'ayant pas complètement trouvé leurs positions de stabilité définitive, possédant une structure et des propriétés intermédiaires entre celles des milieux en contact: solide et eau.

On peut admettre que sur les petits corpuscules ces couches sont plus épaisses et moins denses que sur des corpuscules formés depuis longtemps; l'attraction moléculaire tendant à favoriser des groupements de plus en plus stables et à surface de plus en plus réduite.

Il est évident que le grossissement des germes n'est pas illimité: à partir d'une certaine dimension, d'autant plus petite qu'ils sont plus nombreux, il est gêné soit par les autres germes, soit par des particules inertes.

Considérons deux germes voisins, définis par leurs surfaces moyennes correspondant au milieu de la zône de densité variable.

La vitesse d'apport en un point M_1 situé à une distance x d'une zône où l'apport des ions n'est entravé, dépend évidemment des facilités que rencontre le transport des ions par la diffusion jusqu'en ce point M_1; elle varie donc avec la largeur du canal subsistant entre les corpuscules, sa profondeur et sa forme.

On se rend compte qu'il serait possible de déduire, des lois de la viscosité des fluides, de celles de la diffusion et d'hypothèses sur les propriétés des couches superficielles, les formes des fonctions définissant la loi des changements de forme des germes, devenus des corpuscules, en fonction du temps.

L'augmentation progressive de la dimension des corpuscules amène à un moment donné leurs couches superficielles en contact entre elles ou avec celles de corps préexistants; il se forme en ces points de contact des zônes communes comportant des molécules qui, par rapport à chacun des systèmes sont dans sa zône d'attraction moléculaire; ces molécules réalisant la soudure des corpuscules déterminent ce qu'on appelle la prise du ciment.

Variations des propriétés des ciments en fonction de leur compacité.

L'étude des formes des interstices et de leur variation en fonction du temps, soit par la théorie, soit par des méthodes expérimentales dont j'exposerai plus loin les principes, permettra sans doute dans l'avenir une analyse exacte des phénomènes de prise et de déformation pour les divers ciments et les diverses circonstances d'emploi.

Dès à présent, préalablement à toute expérience et à une analyse mathématique exacte, on peut avoir une première idée de l'évolution des propriétés des ciments avec celle du phénomène de la prise, qui permet d'établir des rap-

ports de causalité ou de similitude entre de nombreux phénomènes jusqu'ici isolés.

Si l'on veut se contenter d'une approximation grossière, on peut en effet tracer à priori les formes successives que peuvent prendre, au voisinage de

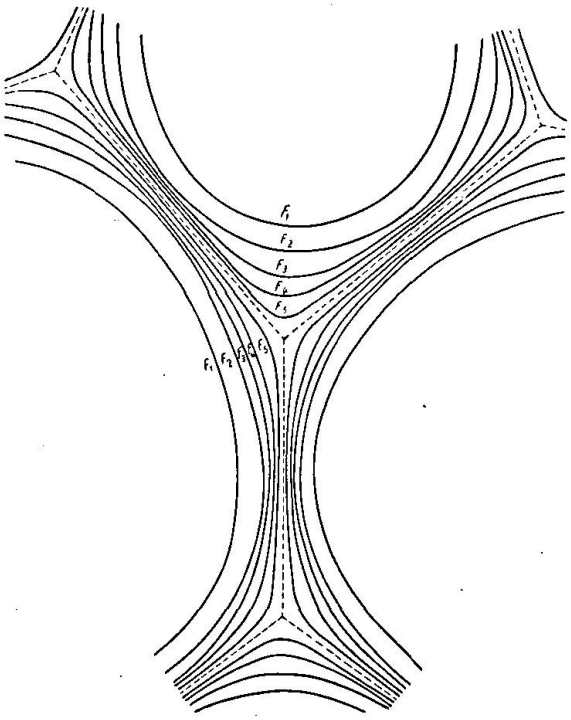


Fig. 4.

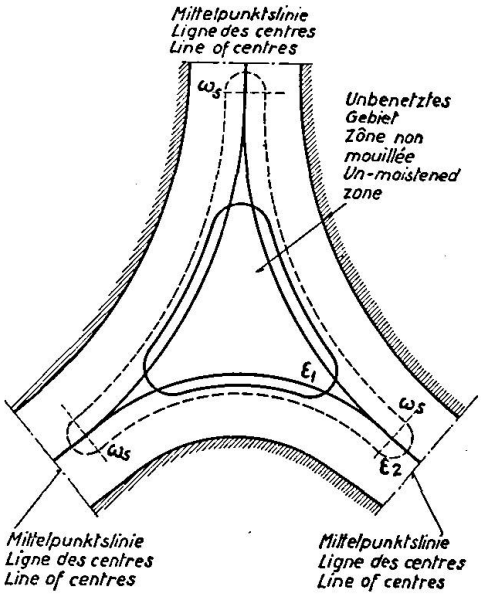


Fig. 5.

leurs points de soudure, trois corpuscules voisins. Voici un premier croquis (fig. 4) sur lequel j'ai indiqué le développement progressif des germes voisins. Sur d'autres croquis 1, 2, 3, 4 (fig. 5, 6, 7, 8), j'ai tracé les surfaces moyennes correspondantes à différents degrés d'évolution.

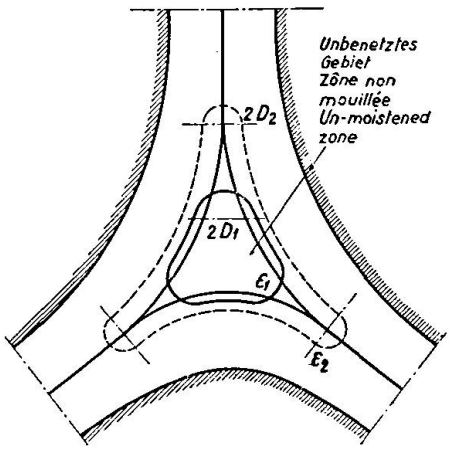


Fig. 6.

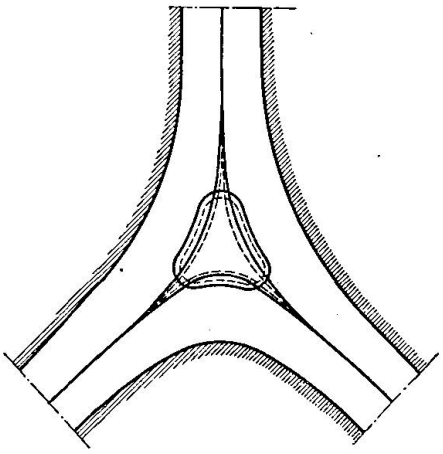


Fig. 7.

Le croquis 1 est relatif à un béton très jeune dont les corpuscules sont presque sphériques; le diamètre des zônes communes est petit et leur densité encore faible permet des déplacements relatifs importants sans rupture de contact entre les systèmes moléculaires qui s'interpénètrent. J'ai représenté sur

un autre schéma (fig. 9) une esquisse de ce que peut être l'arrangement moléculaire des zônes de soudure.

Une compression appliquée à ce moment au béton est transmise par un petit nombre de molécules. Elles se trouvent soumises à des efforts qui dépassent rapidement ceux qui sont nécessaires pour provoquer leur déplacement; efforts d'autant plus réduits qu'elles trouvent à se loger dans des vides voisins avec un minimum de déplacements relatifs. Elles cèdent donc, en réalisant un remplissage partiel des vides dans lesquels elles trouvent de nouvelles positions d'équilibre.

Il y a des molécules dont la cession est instantanée; d'autres sont à la limite de l'équilibre; elles ne cèdent que lorsque des circonstances, liées aux variations avec le temps de leurs mouvements propres ou de ceux des molécules voisines, deviennent favorables à leur mouvement. La déformation est donc pour une part instantanée, pour une part croissante avec le temps.

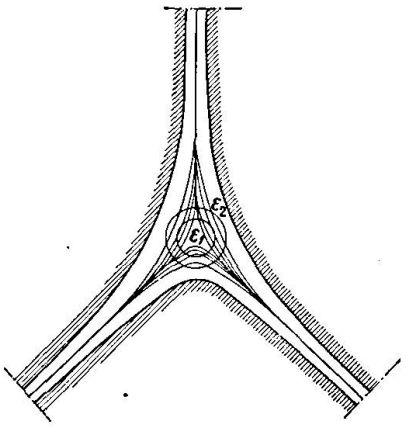


Fig. 8.

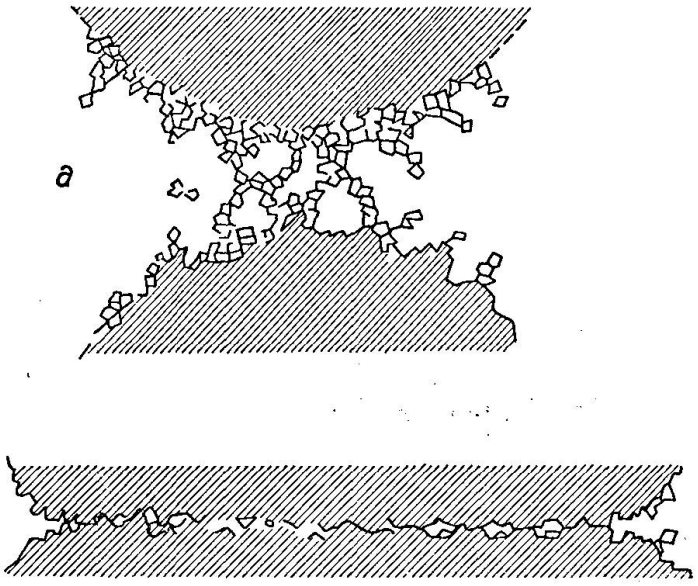


Fig. 9.

Finalement, on obtiendra une déformation permanente, qui comporte un écrouissage avec augmentation de la compacité, de la résistance et du module d'élasticité, et un rapprochement de la forme initiale vers les formes suivantes plus évoluées; c'est-à-dire un vieillissement artificiel du béton. La fraction élastique de la déformation correspond à la déformation élastique des corpuscules solides et à la fraction réversible de la déformation des zônes communes, très petite par rapport à la déformation permanente de ces zônes résultant de leur interpénétration.

Si l'on applique à nouveau la même charge au même béton, ou à un béton parvenu par vieillissement normal à une compacité équivalente on n'aura plus qu'une déformation élastique, au moins pour la plus grande part.

Pour obtenir une nouvelle déformation permanente, il faudra employer une compression plus forte, et la fraction plastique de la déformation obtenue sera plus faible. En résumé, la répétition de compressions inférieures à des compressions déjà réalisées tend vers des déformations purement élastiques. Au contraire, toute contrainte supérieure aux maxima antérieurement subis donne lieu à une nouvelle déformation plastique.

Si l'on considère des bétons possédant des corpuscules de plus en plus évolués, les zônes communes augmentent et il faudra mettre en oeuvre, pour obtenir une déformation plastique, des contraintes de plus en plus considérables qui provoquent des déformations élastiques de plus en plus importantes, soit des corpuscules, soit des zônes de soudure.

Si au lieu de compressions on considère des tractions il est clair que l'interpénétration des zônes de densité variable des divers corpuscules peut permettre des déformations sans rupture, d'autant plus étendues que ces zônes auront, par rapport à l'ensemble, un plus grand volume relatif.

Ces déformations entraîneront des déplacements des molécules des zônes de soudure, qui tendront par la répétition des phénomènes vers les positions correspondant à des augmentations de compacité locale, donc à une énergie superficielle totale moindre et par conséquent plus stables en raison de la loi générale de réduction des surfaces de séparation des milieux.

L'enchevêtrement, qui permettait des déplacements relatifs sans rupture d'une certaine ampleur, se modifie donc peu à peu sous l'action d'efforts alternés, le béton s'écrouissant et perdant peu à peu sa faculté d'allongement plastique. Les mouvements moléculaires et les variations de température et d'état hygrométrique tendent au même résultat.

Limites théoriques de la compacité.

Il est évident que la résistance croît parallèlement à l'indéformabilité lorsque la forme des corpuscules évolue vers sa limite finale de polyèdres en contact sur toutes les surfaces, correspondant à une compacité complète, c'est-à-dire au passage à l'état de solide vrai.

Mais cette limite ne peut être atteinte pour deux raisons:

La première, d'ordre très général, est valable pour tout pseudo-solide formé comme les ciments par des échanges moléculaires réalisés par le mécanisme de la diffusion grâce à un véhicule liquide.

Dans le cas d'un métal ou d'un verre fondus se refroidissant, la compacité absolue est possible parce qu'elle est déjà réalisée dans le liquide d'origine qui passe à l'état solide par une perte de chaleur, pour laquelle la matière compacte est perméable. Au contraire, dans le cas d'un pseudo-solide formé par voie de transformation du milieu, grâce à des échanges supposant des déplacements de molécules qui s'effectuent au moyen d'un véhicule liquide, ceux-ci ne sont possibles que par l'organisation d'un réseau vasculaire entre les éléments solides en formation, assez complet pour permettre les apports de molécules, nécessaires à la construction des éléments solides, en tout point de leur surface.

Ce réseau de vides divise nécessairement ces corps en éléments solides séparés par des zônes perméables, ce qui leur donne leurs propriétés mécaniques caractéristiques; il ne peut se combler que par un apport de molécules qui devient de plus en plus lent à mesure que les propriétés du véhicule liquide contenu dans les canaux se rapprochent davantage de celles des solides. La compacité parfaite ne peut donc jamais être atteinte par ces corps, quelque soit le mécanisme particulier de leur formation.

Il y a une seconde raison, qui, pour les ciments, limite la compacité; c'est un manque inévitable de matière. Je vais montrer qu'il n'est pas possible de concevoir des conditions de fabrication dans lesquelles le ciment contiendrait assez d'ions et de molécules d'eau pour former un solide compact.

Il faudrait en effet, pour réaliser une compacité égale à l'unité (en appelant Γ le rapport du volume réel au volume apparent total) que le volume des hydrates formés soit égal à celui des anhydres dissous qui les forment par

leur hydratation, augmenté de celui des vides existants au début de la prise.

Celui-ci est égal au volume de l'eau qui existe dans le ciment à la fin du serrage, que j'appellerai l'eau de prise, augmenté de celui des bulles d'air.

J'appellerai ces volumes: (e) pour l'eau, (a) pour l'air.

Le volume des hydrates est: $KC\ (1 + H)$, en appelant C le volume total du ciment et K la fraction de ce volume qui est entrée en combinaison à l'instant considéré, H étant l'augmentation relative des sels hydratés par rapport aux sels anhydres qui les forment.

Le volume des vides restant après prise est:

$$a + e + KC - Kc\ (1 + H) = a + e - KcH.$$

D'où, Γ étant la compacité et V le volume final du volume initial égal à l'unité:

$$1 - \Gamma = \frac{\left(\frac{a+e}{KC} - H\right) KC}{V}.$$

Mais $\frac{e}{KC}$ est au moins égal à H', quantité d'eau nécessaire à la prise du volume unité de ciment.

Or, pour tous les ciments la prise se fait avec contraction et $H' > H$. Donc, $\frac{e}{KC} > H$ et $1 - \Gamma$ ne peut être annulé, même si $a = 0$, et $e = KCH'$, volume nécessaire à la prise du ciment KC.

On ne peut songer à remplir d'eau après prise partielle les vides résultant de la contraction de l'eau pendant la prise. Une fois réalisée la compacité absolue de la pellicule superficielle, elle s'opposerait à la pénétration vers l'intérieur de toute nouvelle quantité d'eau comme une enveloppe de verre ou de métal.

Pour une même valeur de la compacité avant prise, c'est-à-dire du volume d'eau, on aura des résistances, des rigidités, et des compacités finales d'autant meilleures que H sera plus élevé; H est environ deux fois plus élevé pour les ciments alumineux que pour les portlands; c'est là une des raisons de leurs propriétés particulières sur lesquelles je reviendrai plus loin.

V reste pratiquement égal à l'unité pour les mortiers et bétons dont le volume est défini par les squelettes formés par l'agrégat. Pour les pâtes pures il se peut qu'il y ait une certaine réduction du volume total, surtout pour les ciments alumineux. Quand elle peut avoir lieu, il en résulte une légère augmentation de la compacité.

L'importance des facteurs fondamentaux $\frac{e}{KC}$ ou $\frac{e+a}{KC}$ et $\frac{e}{C}$ ou $\frac{e+a}{C}$ se trouve ainsi mise en évidence et on se rend bien compte des raisons de leur action. Le coefficient K est nul au début de la prise et croît avec celle-ci; je crois que dans les cas les plus favorables il reste très inférieur à l'unité.

I Retrait pendant la prise.

Du début de la prise il existe dans le ciment des vides pleins d'eau e et des vides pleins d'air a. La prise progressant, le volume total des vides se réduit de KCH, K étant la fraction du ciment hydratée à l'instant considéré. Corrélativement, le volume des vides secs augmente de $KC\ (H' - H)$.

De ce fait, une fraction des interstices du ciment est inévitablement vide d'eau et occupée par de l'air; dans du béton qui a fait sa prise, même sous

l'eau, il y a donc des surfaces libres; donc l'eau se met en état de traction dans les parties du réseau interstitiel les plus étroites et il se développe une étreinte de retrait et des déformations de retrait.

A la limite, si toute l'eau entrait en combinaison, la dessication serait totale avant toute évaporation.

Un béton quelconque subit donc du retrait au cours de sa prise et du seul fait de celle-ci; ce retrait est d'autant plus accusé que la quantité d'eau qui reste inemployée à la prise, dans l'état où on le considère, est plus faible. Ce sont donc les bétons les moins riches en eau à l'origine, donc les plus compacts, qui prennent les plus grands retraits au cours de leur prise. La création de vides se fait dans les zônes de formation des hydrates, à la surface même des corpuscules; une humidification extérieure ne peut l'empêcher; l'humification interne réelle ne peut être obtenue que par une très longue immersion.

C'est un fait très important que l'expérience vérifie parfaitement.

Tous les bétons prennent du retrait au cours même de leur prise, même si elle se fait sous l'eau, et gonflent ensuite si on les soumet à une immersion prolongée; ce retrait peut être considérable pour des bétons très compacts à très faibles excès d'eau.

Au cours d'essais concernant des bétons de portland à très faible rapport $\frac{e}{C}$, j'ai obtenu malgré l'emploi de moules rigoureusement étanches et l'absence de toute possibilité d'évaporation, trois à quatre heures après le gâchage, des retraits tels que la solidarité du béton avec les moules le brisait en petits fragments.

Obtention de durcissements quasi-instantanés pour tous les ciments.

Guidé par cette théorie, j'ai cherché systématiquement à réaliser des abaissements aussi grands que possible du facteur $\frac{e+a}{C}$.

J'ai ainsi obtenu dans l'ordre pratique des résultats extrêmement remarquables par l'emploi de traitements mécaniques appropriés.

La méthode consiste à réaliser des bétons pour lesquels on satisfait d'une manière générale à la condition qu'il y ait assez d'éléments fins pour que chaque élément soit séparé des éléments de même grosseur par une enveloppe continue formée d'éléments plus petits et d'eau, et cela pour toutes les grosseurs jusqu'aux plus fines.

On réalise facilement cette condition en soumettant des bétons de granulométrie convenable à une vibration extrêmement énergique.

Elle oriente les éléments de l'agrégat de manière à ce que chacun soit enveloppé d'un film continu d'une pâte formée d'éléments plus petits; et pour les plus fins, d'eau pure.

Le béton prend alors la consistance et les propriétés mécaniques d'une gelée très ferme.

Une fois ce résultat obtenu, on soumet le béton à une compression énergique qui, dans les applications que j'ai faites, varie, selon les buts poursuivis, de 1 à 250 kgs par cm².

La pression élimine les films d'eau et augmente la compacité de quelques centièmes, ce qui correspond à une très importante amélioration de $\frac{e+a}{C}$, par rapport à un béton déjà fortement vibré.

Il faut, bien entendu, permettre la libre évacuation de l'eau de telle sorte que la pression s'exerce sur les éléments solides; non sur le liquide. Il faut aussi que la pression agisse également sur la pâte et les cailloux.

Si la pression agit sur l'eau elle est sans effet. Si les intervalles entre cailloux ne sont pas pleins et si les cailloux ne sont pas séparés les uns des autres par des films continus de pâte, la pression, ne se transmettant que par les cailloux, les coince entre eux puis les casse, ce qui est loin d'améliorer le béton.

Si les conditions posées sont remplies, ce qu'on réalise facilement avec les matériels que j'ai créés, on constate ce qui suit:

La prise proprement dite n'est pas sensiblement hâtée; il n'y a pas de raison en effet pour que le délai de formation de la solution et de la création des germes soit modifié.

Mais aussitôt la prise amorcée, le durcissement se produit avec une extraordinaire rapidité quelle que soit la nature des ciments. Avec les alumineux à la température de 10°, j'ai obtenu des résistances de l'ordre de 1.000 kgs par cm² quelques heures après le gâchage; soit deux ou trois heures après le commencement de la prise.

Avec les portland on a, à froid, de très fortes résistances à moins de 24 heures. Mais il y a intérêt à accélérer les réactions par un chauffage pour lequel la majeure partie des calories nécessaires est fournie par la chaleur même de la prise du ciment.

On sait depuis longtemps que le chauffage accélère la prise des Portland, mais on constate avec les bétons ordinaires, des effets très capricieux; parfois la prise, loin d'être accélérée est empêchée et cela définitivement; soit que le béton se déshydratant ne puisse plus faire prise par manque d'eau; soit que la dilatation thermique de l'eau, cent fois plus forte que celle des éléments solides, disloque le béton. Ces phénomènes n'existent plus pour les bétons à très haute compacité. En particulier la déshydratation est empêchée grâce au relèvement de la tension de vapeur dans les interstices très étroits; les températures arrivent à dépasser notablement 100° dans le béton, sans que cela nuise à sa qualité. Dans ces conditions on obtient de 200 à 300 kgs par cm² une heure et demi après le remplissage des moules avec les superportland, en 3 heures avec les portland pour les travaux à la mer.

Les résistances croissent régulièrement par la suite et atteignent des limites très élevées; dans des essais industriels on a obtenu couramment plus de 1000 kgs par cm² après quelques semaines. Les bétons obtenus ont un module élastique instantané élevé, peu de retrait et une faible déformation différée.

Je ferai remarquer que les formes évoluées des corpuscules sont communes aux bétons trop peu serrés et aux bétons jeunes, ils possèdent les uns et les autres une faible résistance et une grande déformabilité plastique.

C'est pourquoi les bétons à mauvais $\frac{e}{C}$, trop mouillés ou trop peu dosés s'améliorent progressivement pendant un temps très long; ils ont les formes caractéristiques des bétons jeunes et leur résistance augmente, tant qu'il y a dans le béton des sels anhydres disponibles et assez d'eau; sans arriver toutefois à de bonnes résistances finales.

Bétons au soufre.

La théorie laisse prévoir que si l'on parvenait à remplir les interstices des ciments peu évolués, d'une matière moins compressible et plus résistante que

l'eau, on augmenterait leur résistance et leur rigidité dans des proportions énormes.

Pour cela il faudrait disposer d'un corps qui mouille le ciment à l'état liquide et l'imprègne comme ferait de l'eau; et qu'on puisse amener ensuite à l'état solide.

Or, un tel corps existe; c'est le soufre fondu; il mouille le ciment et remplit très vite les interstices dans leur partie la plus épaisse.

On obtient ainsi d'extraordinaires augmentations de résistance. Malheureusement pour les producteurs de soufre, qui pensaient utiliser ce phénomène pour absorber leurs excédents de production, le résultat n'est pas stable; il se forme des acides qui détruisent le ciment.

Effets de la dimension des corpuscules, propriétés spéciales des ciments fondus.

Dans ce qui précède, je n'ai envisagé que la forme des corpuscules.

Si, reprenant mes croquis 1, 2, 3, 4 (fig. 5, 6, 7, 8), j'en change l'échelle de façon à augmenter le volume des corpuscules, je serai amené à diminuer l'épaisseur relative des couches de soudure, par suite la dimension relative des zônes de soudure et, corrélativement, la déformabilité plastique à la compression et à la traction, ainsi que les résistances, surtout à la traction; d'autre part la grandeur absolue des canaux entre les corpuscules augmentera; d'où une augmentation de la vitesse de circulation des liquides et des gaz dans ces canaux.

Si les dimensions linéaires des corpuscules sont multipliées par L, la résistance est divisée par $\sqrt{L}$ environ et la vitesse de circulation dans les canaux multipliée par un facteur supérieur à L^2, les proportions exactes dépendant de l'épaisseur relative des couches superficielles par rapport aux dimensions absolues des corpuscules.

Ces propriétés peuvent d'ailleurs se concilier avec une résistance mécanique élevée, si la compacité est bonne; mais cette résistance s'accompagnera d'une très faible plasticité et d'une grande vitesse des échanges avec les milieux extérieurs.

Ces caractères s'observent très nettement dans les bétons de ciment fondu.

On est conduit à admettre pour leurs corpuscules de fortes dimensions pour les raisons suivantes:

Leur durcissement très rapide montre que le volume de leurs corpuscules augmente très vite, fait en harmonie avec leur grande solubilité et le gros volume de leurs molécules qui correspondent à:

$$Al_2O_3 \quad 3CaO + 6 \text{ à } 12H_2O$$
$$Al_2O_3 \quad 2CaO + 7H_2O$$

alors que le silicate monocalcique hydraté est

$$SiO_2 \quad CaO\ 2{,}5\ H_2O.$$

Malgré cela, leur prise est au moins aussi lente que celle des portland. Il faut à leurs germes pour entrer en contact, le même temps qu'aux germes de Portland qui grossissent moins vite. C'est donc qu'ils sont moins nombreux et plus gros.

De ce fait, leurs couches superficielles sont relativement minces, et leur résistance serait très médiocre, notamment à la traction, si leur compacité ne prenait très facilement des valeurs élevées, en raison des grandes valeurs de leur taux de fixation d'eau, qui est double de celui des portland. On a donc

des ciments compacts, très résistants à la compression, mais fragiles, le rapport

$$\frac{\text{R. à la compression}}{\text{R. à la traction}}$$

caractéristique des gros corpuscules, restant toujours mauvais; expérimentalement, it tombe facilement au-dessous de 1/20e.

Cette fragilité se manifeste dès le début de la prise; car la liaison des corpuscules s'établit par des points de contact peu nombreux; la plasticité est faible et elle cesse d'exister pratiquement avant que l'ensemble ait pris une résistance notable, par la formation de soudures rigides mais en petit nombre.

Il en résulte que si la prise est détruite par un brassage elle reprend mal; comme d'autre part le temps de prise de contact des corpuscules est très petit par rapport à leur temps total de formation, on passe très vite de la prise nulle à la rigidité de la masse ce qui explique la quasi-impossibilité d'employer ces ciments en enduits et de les lisser à la truelle.

Les soudures étant peu nombreuses et la compacité élevée, le module élastique est très élevé.

Une autre conséquence de la grandeur des corpuscules alumineux est l'extrême rapidité de leurs échanges avec l'extérieur. Sur pièces de faible échantillon, on atteint en quelques heures, en laboratoire, des retraits très élevés; et en quelques jours des paliers de retrait pratiquement fixes tant que ε est constant; ils suivent à quelques jours près les variations de ε. Les phénomènes sont considérablement plus rapides qu'avec les portland. Les déformations différées, notamment, se réalisent très vite. Les délais s'expriment en jours ou en semaines, non en mois ou années, comme avec les portland.

Sur tous ces points très divers, les indications de la théorie concordent exactement avec les faits expérimentaux. La concordance se poursuit dans des singularités du retrait et des déformations différées dont la description et l'explication m'entraîneraient trop loin. On trouve pour ces ciments de véritables paliers des déformations qui, entre certaines limites, demeurent presque indépendantes des valeurs de l'état hygrométrique ou des charges.

Prises anormales.

Lorsque les ciments alumineux font leur prise dans certaines conditions de température, d'ailleurs variables avec les échantillons et la nature des eaux — la présence du fer à l'état ferreux paraît être particulièrement nuisible — on obtient une exagération du défaut de résistance et de la perméabilité avec pour conséquence une grande instabilité chimique, telle que la valeur pratique des produits obtenus est nulle.

Ces phénomènes semblent présenter un certain degré de généralité.

Très nets dans les phénomènes de prise anormale signalée par M. Coyne et moi-même, dans le „Génie Civil“ des 12 mars 1927 et août 1928 pour les ciments alumineux gâchés dans certaines conditions; on les retrouve dans certaines formes de la prise des ciments prompts et des prises rapides des ciments fondus en présence de chaux libre.

Dans tous les cas, on a des produits de dureté médiocre et de faible stabilité chimique, corrélative d'une grande perméabilité à l'air et aux liquides. Je rappellerai les variations de couleur des bétons du pont de la Corde, décrites dans l'article du „Génie Civil“ que je viens de citer.

Ces faits se rattachent facilement à la théorie corpusculaire que je viens d'exposer.

Si une cause quelconque augmente la vitesse de croissance des germes, proportionnellement beaucoup plus que le nombre de germes formés dans l'unité de temps, le diamètre moyen des corpuscules formés devient plus grand; la prise devient plus rapide, la résistance diminue et la perméabilité augmente; et cela indépendamment de la nature de la cause de cette activité. (Variation du Ph du milieu, présence de catalyseurs, augmentation de température, formation de types d'hydrates différents, etc...).

Ces effets offrent une certaine analogie avec ceux que donne une augmentation du facteur $\frac{e}{C}$ et il n'est pas surprenant qu'ils aient pu être confondus avec eux (voir „Génie Civil" du 3 mars 1928). Toutefois, la perméabilité est beaucoup plus grande encore dans le cas de l'augmentation du diamètre des corpuscules que dans celui d'une insuffisance d'évolution et il en résulte une instabilité chimique plus prononcée, qui se traduisait, dans les observations faites au pont de la Corde, par une rapidité et une intensité extraordinaire des phénomènes de changement de couleur.

Les deux facteurs ajoutent d'ailleurs leurs effets, l'influence d'un mauvais rapport $\frac{e}{C}$ exagérant celle de la prise anormale et réciproquement.

Il faut remarquer toutefois, que si la cause d'augmentation de la grandeur des germes n'intervient qu'après leur formation, la qualité des ciments obtenus n'est pas modifiée.

C'est ainsi que la prise des ciments alumineux électro-fondus présente un point singulier vers 30°, vraisemblablement variable avec les échantillons et la nature de l'eau de gâchage. Si la prise commence au-dessus de ce point critique, les produits sont très mauvais et pratiquement sans aucune valeur.

Si on provoque le commencement de prise au-dessous de la température critique, les produits sont normaux. On peut ensuite élever considérablement la température sans modifier les résultats pourvu qu'on évite l'évaporation de l'eau nécessaire à la prise. Ce phénomène d'échauffement se produit d'ailleurs spontanément par le dégagement de la chaleur de durcissement, et la pratique des chantiers où l'on emploie du ciment fondu montre qu'il n'empêche nullement la fabrication de bons produits. Il en est tout autrement si on emploie des matériaux et de l'eau échauffée par le soleil préalablement au commencement de prise.

Influence du degré d'évolution des corpuscules sur les phénomènes de retrait.

Le degré d'évolution des corpuscules, à tout moment en relation avec le rapport $\frac{e+a}{KC}$, K étant la fraction du volume total du ciment entrée en combinaison avec l'eau, détermine l'étendue et la densité des zônes de soudure, et par suite, les propriétés des fonctions ω_m, E_D, E_m, E_1 que j'ai définies plus haut pour tous les pseudo-solides.

De l'étude des formes des corpuscules sur les schémas que j'ai tracés, on peut déduire des conclusions relatives aux variations de ces diverses quantités, notamment de la déformabilité et de l'étreinte de retrait $\omega\pi$, par suite du retrait.

Le détail de cette analyse m'entraînerait très loin; je m'en tiendrai à des conclusions fragmentaires importantes au point de vue pratique.

Dans les ciments très peu évolués, à mauvais rapport $\frac{e}{KC}$, les valeurs de ω_m correspondant à de grandes valeurs de D et de ε sont considérables, mais elles diminuent très vite avec D et ε; pour de faibles valeurs de ε, ω_m peut être petit ou même núl.

Les canaux entre corpuscules sont très larges, et les échanges avec l'extérieur très rapides.

D'où ces conséquences:

Les ciments jeunes ou à mauvais rapport $\frac{e}{KC}$ ne retiennent pas leur eau. Dès que ε s'abaisse, il y a une évaporation très active qui peut aller à la dessiccation complète, le béton ne pouvant plus faire prise.

Il y a plus. Le retrait prend des valeurs élevées, très vite car si π est faible, ω_m est très grand.

Il en résulte des tensions internes locales élevées, qui disloquent la pâte dépourvue de toute résistance à la traction et la séparent des cailloux.

En sorte que la prise reprend mal ou plus du tout si on mouille à nouveau le béton après la dessiccation.

D'où l'importance considérable de la précaution classique qui consiste à tenir humides les bétons frais.

Dans le cas de bétons coulés très liquides, le retrait débute parfois avant la prise et se manifeste par de larges fissures bien connues des constructeurs de planchers qui travaillent à la goulotte, $\pi\,\omega_m$ atteint des valeurs supérieures à la résistance qui est très faible, pour de très petites valeurs de π, ω_m étant très grand.

Autre conséquence: les ciments médiocres peuvent avoir une résistance provisoirement et rapidement améliorée par les étreintes de retrait pour certaines valeurs de ε.

Mais dans l'eau, ou dans des locaux à état hygrométrique normalement très bas, ces étreintes de retrait peuvent disparaître par la suite. Il y a là un danger d'autant plus grave que ces bétons, presque complètement vidés d'eau grâce aux dimensions excessives de leurs interstices dès qu'ils se trouvent dans un air sec, ne peuvent continuer leur prise et ne sont pas améliorés par le temps. A tous ces maux, il n'y a qu'un remède; ne pas faire de mauvais bétons et pour cela contrôler la granulométrie des agrégats et le serrage des bétons.

Il convient d'observer qu'au début de leur prise, K étant petit, tous les bétons ont un mauvais $\frac{e}{KC}$, tous ont donc besoin d'être tenus humides au début de leur existence à moins d'avoir subi le serrage par vibration et compression combinés que j'ai décrit tout à l'heure. Mais quand ils ont acquis un certain degré de durcissement, non seulement les bétons compacts retiennent leur eau, mais ils peuvent fixer la vapeur d'eau atmosphérique et emprunter de l'eau pour achever leur durcissement, même à une atmosphère relativement sèche.

La théorie et l'expérience sont d'accord pour faire connaître que, d'une manière générale, le retrait diminue avec le module élastique; mais les lois exactes sont loin d'être linéaires et simples; la fraction proportionnelle à E varie très largement avec les limites envisagées pour ε et le degré d'évolution des ciments.

Pour certaines compacités et certaines valeurs de l'état hygrométrique, le retrait est presque indépendant du module élastique. Pour d'autres, la proportionnalité est complète.

Pour les bétons à très haute compacité, la théorie fait prévoir des lois de retrait par paliers que j'ai trouvées dans certains essais sur les déformations différées des ciments alumineux.

Conclusions.

J'arrêterai ici cet exposé. Il me resterait à étudier le cas des ciments comportant des mélanges de corpuscules de propriétés différentes; le rôle des agrégats, de la grosseur, des formes, de la nature de leurs grains et enfin de leur orientation relative, facteur de la résistance aussi important que peu étudié jusqu'ici; à comparer les résultats théoriques avec les faits expérimentaux et, enfin, à tirer de l'ensemble des conclusions pratiques concernant les meilleures dispositions à donner aux ouvrages en béton.

Le temps m'a fait défaut. L'intérêt de ces recherches sera d'ailleurs plus grand quand de nouvelles expériences seront venues, soit confirmer la théorie, soit imposer sa modification.

Je ne me dissimule pas, en effet, que la théorie que je viens d'exposer est loin d'expliquer parfaitement tous les phénomènes. L'augmentation de volume des ciments par compression et leur déformation différée ont des mécanismes certainement bien plus compliqués que ceux que j'ai décrits. Je n'ai rien précisé quant à la forme des liaisons entre molécules, sinon que l'attraction diminue vite avec la distance. On aura probablement de meilleures représentations des faits quand on pourra faire appel à la mécanique intramoléculaire. Mais il nous faut d'abord acquérir des connaissances expérimentales qui font encore défaut.

Peu importe d'ailleurs qu'une théorie soit vraie si elle peut nous guider dans la recherche de faits que nous commençons à peine à soupçonner.

Il ne peut d'ailleurs y avoir de théorie vraie si l'on entend par là l'identité entre les schémas mathématiques qui servent de support à nos raisonnements et les phénomènes réels. L'infirmité de notre cerveau nous contraint à raisonner sur des données simples, forcément très éloignées de la complexité de la nature.

Toujours inexactes, les théories sont utiles dans la mesure où elles suggèrent et permettent d'interpréter des expériences auxquelles on n'aurait pas songé sans elles. Quel que soit le résultat des mesures, elles ont atteint leur but, qui était de provoquer par ces mesures mêmes l'acquisition de nouvelles connaissances expérimentales.

La théorie que j'ai exposée attribue à certaines variables: durée et vitesse des expériences, variation des conditions de milieu, une importance jusqu'ici insoupçonnée et établit des rapports entre elles et certaines propriétés des ciments. Les vérifications expérimentales actuellement acquises, limitées à quelques cas particuliers de la déformation différée, lui ont donné raison au moins provisoirement. Il y a donc intérêt à poursuivre les expériences dans les directions qu'elle suggère. Elle met entre les mains des chercheurs qui voudront bien l'utiliser des moyens d'investigation d'une très grande puissance.

Les nombreux rapports qu'elle permet de prévoir entre les facteurs physiques des propriétés mécaniques des ciments sont en effet vérifiables expérimentalement de diverses manières. Ces expériences de contrôle de rapports supposés feront connaître les rapports réels; conformes ou non aux prévisions de la théorie, ils constitueront des faits que nous ignorons actuellement et que des millions de ruptures d'éprouvettes mal interprêtées n'auraient pu nous apprendre. Les nombreuses mesures de η faites par la Commission du Ciment armé prouvent l'inutilité de faits expérimentaux non interprêtés.

Je vais donner en exemple une des expériences nouvelles que l'application de la théorie permet de concevoir.

J'ai été conduit à imaginer que les ciments sont formés de corpuscules séparés par des interstices, dont les dimensions et les formes sont les facteurs essentiels des propriétés des ciments.

Je vais montrer qu'on peut expérimentalement définir ces dimensions et ces formes, bien que les dimensions à mesurer soient de l'ordre du millionnième de millimètre.

Je prends un élément de ciment que j'amène à saturation par un long séjour dans de l'eau. On le pèsera. On le portera ensuite à des états hygrométriques décroissants, en le plaçant dans des atmosphères de plus en plus sèches.

L'obtention d'un état hygrométrique déterminé est facile à vérifier: le poids du béton placé dans une atmosphère à ce même état hygrométrique ne varie pas; par une légère humidification de l'air, il gagne du poids; par une légère dessiccation, il en perd; or, en atmosphère limitée, une légère variation de température abaisse ou relève ε à volonté. On aura évidemment bien des difficultés expérimentales; il faudra accélérer l'établissement des équilibres en travaillant à chaud pour augmenter la mobilité des molécules et en faisant varier les états hygrométriques suivant des lois étudiées, etc...; mais une fois ces difficultés vaincues, on connaîtra pour chaque état du béton:

1° Le taux hygrométrique, donnée de l'expérience;

2° La tension π correspondante, fonction connue de ε;

3° La valeur de D à la limite des ménisques, en supposant connue la tension superficielle A, grâce à $D = \frac{2A}{\pi}$;

4° Le volume de liquide évaporé entre ε_{n-1} et ε_n. Son quotient par $\frac{D_{\varepsilon_n} + D_{\varepsilon_{n-1}}}{4}$ donne la surface interstitielle totale asséchée par le passage de ε_{n-1} à ε_n.

On pourra donc, en faisant varier ε de 1 à des valeurs très basses, évaluer la surface totale des corpuscules, en déduire leur poids et leur volume moyen, la forme de leurs interstices, etc...

En répétant ces mesures dans des conditions physiques et mécaniques très diverses, pour divers rapports $\frac{e}{C}$, pour diverses natures de ciments, on obtiendra des chiffres expérimentaux qui exprimeront des propriétés des ciments et plus généralement des pseudo-solides, dont très certainement nous n'avons pas actuellement la moindre idée.

La comparaison de ces renseignements avec ceux que fournira l'enregistrement des déformations en fonction du temps dans des conditions que l'on peut faire varier à l'infini, fournira d'autres renseignements dont l'intérêt débordera probablement de beaucoup le cadre des ciments et remontera aux théories moléculaires elles-mêmes. Par exemple, j'ai signalé que pour les alumineux les interstices sont plus gros que pour les portland; s'il en est ainsi la loi de variation avec le temps des déformations de torsion doit être plus rapide pour les premiers que pour les seconds; et d'autant plus qu'ils sont moins compacts. L'expérience est facile à faire en soumettant des tubes à des torsions constantes. De même, l'enregistrement des vitesses de variation de η pour divers ciments et divers degrés de compacité, considérés dans diverses conditions d'histoire physique et

mécanique expérience facile à réaliser, donnera sur les valeurs relatives des épaisseurs des interstices, de très précieux renseignements.

Résumé.

Dès Septembre 1926, l'Auteur a signalé à la Commission Technique de la Chambre Syndicale des Constructeurs Français de Béton Armé, des particularités de la déformation des ciments, qu'il a plus complètement étudiées au cours des années 1927—1928 et 1929. Au congrès de Vienne de 1928 il a tenté en vain d'amorcer un débat sur la question. En Octobre 1929, il a exposé les résultats de ses recherches dans des conférences faites notamment à l'Ecole des Ingénieurs de Lausanne et à l'Ecole des Ponts et Chaussées. En 1930 il a présenté au Congrès de Liége un résumé de ses recherches.

Simultanément avec l'auteur et de manière indépendante, d'autres chercheurs ont étudié le même problème et obtenu des résultats analogues. Il résulte de façon évidente, de ces recherches, que la déformation des ciments est liée aux variables: temps, état hygrométrique du milieu, nature et intensité des contraintes, températures, par des lois extrêmement complexes variables suivant les propriétés physiques, chimiques, mécaniques et géométriques des mélanges d'agrégat de ciment et d'eau.

L'Auteur à cherché à rattacher ces lois aux phénomènes d'attraction moléculaire par une théorie simple capable de permettre la prévision des phénomènes; elle conduit à faire l'hypothèse que les déformations des ciments sont fonction de certaines propriétés mécaniques et géométriques des interstices très petits qui existent entre les éléments constitutifs des pâtes de ciment et à prévoir que les dimensions efficaces de ces interstices atteignent seulement quelques diamètres de molécules d'eau. Ils sont donc très difficilement accessibles à une observation directe. L'Auteur a cherché à prévoir la nature, les formes et les propriétés de ces interstices; la théorie qu'il expose montre que ces propriétés sont sous la dépendance directe du facteur: $\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}}$. Guidé par ces idées, il a cherché à réduire à l'extrême ce facteur $\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}}$, en comprimant énergiquement des bétons de composition granulométrique convenable, après avoir orienté leurs éléments par une vibration convenable. Il a obtenu ainsi des produits dont le durcissement est très rapide et qui possèdent la propriété de pouvoir être chauffés impunément à 100° et même au dessus, sans précautions particulières. Dans ces conditions, des durcissements comparables à ceux des meilleurs bétons normaux après plusieurs mois, sont acquis en des délais de l'ordre d'une heure. Ces bétons sont, en outre, beaucoup moins sensibles que les bétons ordinaires à toutes les causes de déformation: charges instantanées ou permanentes, température, hygrométrie. Ces propriétés ont permis à l'Auteur de donner une solution pratique et industrielle au problème de la mise en compression permanente des bétons par une mise en tension des aciers, préalable à toute application de charges. Ces procédés ont reçu dès à présent des applications industrielles importantes; et, malgré des difficultés matérielles de réalisation dont la solution exige encore de grands efforts, ils s'imposeront dans des domaines de plus en plus étendus en raison de qualités mécaniques tout à fait nouvelles et inattendues, qui élargissent considérablement les possibilités d'application des constructions à base de ciment et d'acier.

Zusammenfassung.

Seit September 1926 sind vom Verfasser in der Commission Technique de la Chambre Syndicale des Constructeurs Français de Béton Armé Einzelheiten über die Verformung des Betons bekanntgegeben worden, die er im Laufe der Jahre 1927—1929 vollständig untersucht hat. Am Kongreß in Wien 1928 versuchte er vergebens eine Aussprache über diese Frage. An Vorträgen in der Ecole des Ingénieurs in Lausanne und der Ecole des Ponts et Chaussées erläuterte er im Oktober 1929 die Ergebnisse seiner Forschungen.

Gleichzeitig und unabhängig davon haben andere Forscher die gleiche Frage untersucht und ähnliche Resultate erhalten. Als Folgerung daraus ergibt sich, daß die Verformung des Betons von den Veränderlichen: Zeit, hygrometrischer Zustand der Umgebung, Art und Größe der Spannungen, Temperatur, durch äußerst verwickelte Gesetze abhängig ist, wegen der physikalischen, chemischen, mechanischen und geometrischen Eigenschaften der Mischungen von Komponenten und Wasser.

Der Verfasser versuchte, diese Gesetze mit den Erscheinungen der Molekularanziehung durch eine einfache Theorie zu verbinden, die eine Voraussage gestattet. Es wird deshalb die Hypothese aufgestellt, daß die Verformungen des Betons von gewissen mechanischen und geometrischen Eigenschaften der sehr kleinen Zwischenräume im Zementbrei abhängen. Die wirksamen Abmessungen der Zwischenräume erreichen nur die Größe von einigen Wassermoleküldurchmessern. Sie sind einer direkten Beobachtung sehr schwer zugänglich. Der Verfasser versuchte die Art, Form und Eigenschaften dieser Zwischenräume vorauszubestimmen. Die auseinandergesetzte Theorie zeigt die unmittelbare Abhängigkeit dieser Eigenschaften vom Verhältnis Wasser: Zement. Deshalb wurde versucht, dasselbe möglichst klein werden zu lassen; das geschah durch großen Druck auf Beton mit geeigneter Zusammensetzung. Vorher wurden die einzelnen Bestandteile durch Vibration ausgerichtet. Das erhaltene Material zeigte ein sehr rasches Erhärten und konnte gefahrlos auf über 100° ohne besondere Vorsichtsmaßnahmen erhitzt werden. Unter diesen Verhältnissen wurde eine Erhärtung in einer Stunde erreicht, die beim besten normalen Beton erst nach mehreren Monaten auftrat. Dieser Beton ist außerdem gegenüber allen Verformungsursachen, wie zufällige und bleibende Lasten, Temperatur, Feuchtigkeit, viel weniger empfindlich. Dank dieser Eigenschaften konnte der Verfasser eine praktische Lösung angeben, um durch Anspannung der Eisen vor jeder Belastung dem Beton einen bleibenden Druck beizubringen. Nach diesem Verfahren wurden bis heute wichtige Anwendungen erstellt. Trotz verschiedenen noch zu lösenden Ausführungsschwierigkeiten werden sie sich doch auf immer größeren Gebieten wegen ihrer ganz neuartigen und unerwarteten mechanischen Eigenschaften durchsetzen. Dadurch werden die Verwendungsmöglichkeiten von Eisenbeton beträchtlich erweitert.

Summary.

Particulars of the author's investigations on deformations of concrete have been communicated to the Commission Technique de la Chambre Syndicale des Constructeurs Français de Béton Armé since the year 1926. During the years 1927—1929 a complete study of this point was carried through by the author. At the Congress in Vienna in 1928 the author tried in vain to obtain a discussion on the subject. He elucidated the results of his investigations in papers read in October 1929 at the Ecole des Ingénieurs in Lausanne and at the Ecole des Ponts et Chaussées.

Simultaneously and independently, other scientists investigated the same question and obtained similar results. The conclusions arrived at are that the deformation of concrete depends on a large number of factors: time, hygrometric conditions of the surroundings, nature and amount of stressing, temperature. The laws governing the deformation are very intricate and complicated on account of the physical, chemical, mechanical and geometrical properties of the mixture of aggregates with water.

The author tried to correlate these laws with a simple theory of molecular attraction, with the intention of making a forecast possible. A hypothesis has been formed which would explain the deformations of concrete as certain mechanical and geometrical properties of the very small molecular interstices of the cement slurry. The effective dimensions of the interstices only attain the size of a few water molecule diameters. Direct observations are extremely difficult. The author tried to pre-determine the nature, shape and properties of these interstices. The theory developed by the author shows the direct dependence of these properties in relation to the water-cement ratio. An attempt was therefore made to keep this ratio as small as possible, which was done by exerting a high pressure on concrete of suitable composition. Previous to this the various ingredients were rectified by vibration. The product thus obtained showed a very rapid setting power and could be heated up to 100° C, without apprehension and without taking special precautions. Under these conditions complete setting was reached in one hour, which for the best quality concrete is normally only reached after several months. This type of concrete is considerably less subject to the influence of all kinds of deformations, such as those due to incidental and permanent loadings, temperature, humidity, etc. Thanks to these properties the author was in a position to find a practical solution for the inducting of permanent compression in concrete, by prestressing the reinforcing bars prior to loading. A number of important applications on this principle have already been carried out. Although there are still a number of difficulties to be overcome in execution, these methods are certain to conquer a large field on account of their entirely new and unexpected mechanical properties. The general application of reinforced concrete will thereby gain a much wider range.