Zeitschrift: IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen

Band: 6 (1970)

Rubrik: Free discussion

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 12.12.2025

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

DISCUSSION LIBRE / FREIE DISKUSSION / FREE DISCUSSION

Déformations de retrait et de fluage du béton

JORDAN SIMÉONOV
Prof. Dr. ing.
Institut de mécanique technique près
l'Académie Bulgare des Sciences
Sofia, Bulgarie

En liaison avec la nature physique du béton se trouvent les déformations de retrait et de fluage.

Conformement à la méthode, qui est actuellement généralement admise, la mesure du retrait ne commence a peine qu'après le décoffrage des echantillons (24 ou 48 heures après leur élaboration).

On neglige les déformations jusqu'à cet instant comme insignifiantes et sans importance pour les dimensions des éléments de béton.

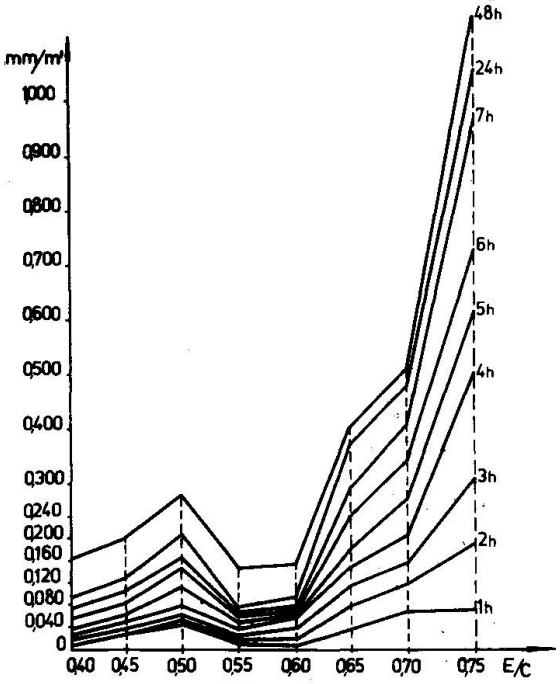


fig.1

La figure 1 represente le développement du retrait initial d'un ciment portland en fonction de la veration du rapport eau/ciment, à partir de la premiere jusqu'à la 48-ème heure après la préparation des échantillons.

La grandeur du retrait initial en comparaison avec le retrait après la 48-ème heure représente de 35 à 55% du retrait total du 28-ème jour et il ne doit pas être négligé,

étant donné qu'il se developpe après que le mortier de ciment ait obtenu une forme déterminée.

En liaison avec l'évolution quantitative du retrait hors de huméctation et sechage périodiques les données indiquées sur les deux figures suivantes presentent de l'interêt.

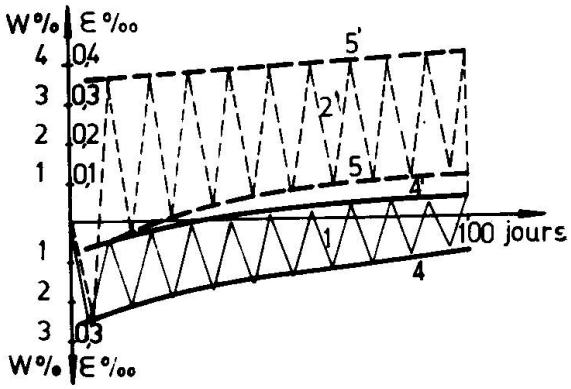


fig.2

Pour les cycles de courte durée de 5 et 15 jours, comme ca se voit sur la figure 2 qui se rapporte au cycle de 5 jours, le processus de gonflement augmente continuellement, tandis que le processus de retrait diminue continuellement (lignes 4 et 4'). L'Humidité pesante dans les échantillons croît respectivement sans cesse (lignes 5 et 5').

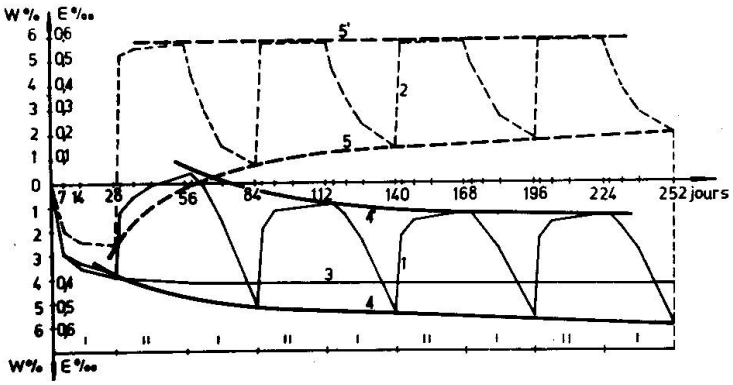


fig.3

Pour les cycles de longue durée de 28 et 56 jours, figure 3, quoique l'humidité pesante présente un accroissement, le gonflement diminue tandis que le retrait augmente continuellement en depassant celui du mortier de ciment, soumis à un retrait continu avec une humidité de 55% (ligne 3).

Un intérêt beaucoup plus grand au point de vue théorique et pratique représente l'influence de l'humidité du béton sur la caractéristique quantitative du fluage.

Nos études ont été éffectués dans notre laboratoire sur deux series d'échantillons du même ciment et avec la même composition du béton. Les échantillons de la première série sont saturés en eau et isolés avant la charge, tandis que ces de la deuxième série sont séchés pendant 72 heures jusqu'à l'obtention d'un poids constant et isolés avant la charge. La charge pour chaque série a lieu respectivement à l'âge de 3,7 et 28 jours. Les résultats sont donnés sur la figure 4. Il en ressort

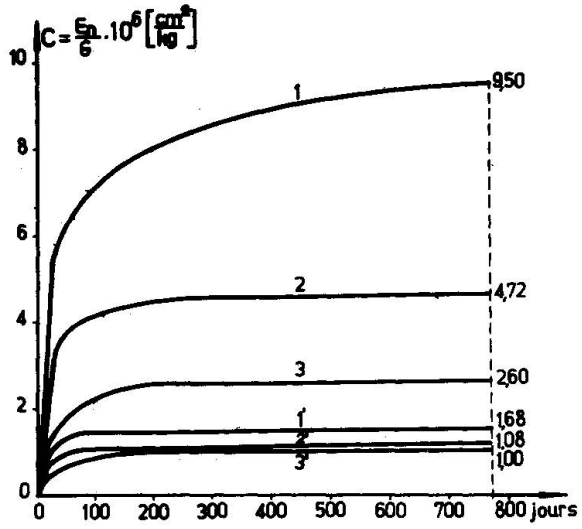


fig.4

clairement que les échantillons saturés en eau ont un fluage plusieurs fois plus grand. En outre, le fluage diminue avec l'augmentation de l'âge du béton.

L'isolement des échantillons dans les deux séries permet d'éliminer l'influence du retrait et des forces capillaire sur la grandeur du fluage.

Differential Creep, Shrinkage and Stress Redistribution in Composite Prestressed Concrete Beams

PAUL W. ABELES
D.Sc., Consultant
Research Fellow
University Southampton
London
Great Britain

In the preliminary publication, a study is contained on differential shrinkage (1). In addition to the theories by Birkeland, Evans and Branson (Ref.4-6 of paper (1)) that of Evans and Parker (2) should be mentioned. All these theories are based on the same assumptions i.e. that the free shrinkage of the prestressed and non-prestressed components, acting at the respective centroids, are known and that the resulting strain distribution is straight. Thus, if the free shrinkage and/or creep strains of the prestressed component is ε_{pf} and that of the non-prestressed component is ε_{nf}, it is possible to obtain the position of the resulting strain distribution from the difference of these two free strains $\Delta\varepsilon = \varepsilon_{nf} - \varepsilon_{pf}$, as seen from Fig.1 in which the strain distributions due to (i) the free and (ii) the resultant strains are plotted. It is shown in this figure that the actual resulting strain at the centroid of the prestressed component is $\varepsilon_{pf} + \Delta\varepsilon_p$ and that at the centroid of the non-prestressed component amounts to $\varepsilon_{nf} + \Delta\varepsilon_n$, where $\Delta\varepsilon_p = \Delta\varepsilon/K_1$ and $\Delta\varepsilon_n = \Delta\varepsilon/K_2$. The two constants K_1 and K_2 depend solely on the properties of the sections and E-values and amount to:

$$K_1 = A_{pc}/n_o.A_n + (A_p.e_o^2)/(I_p + n_o.I_n) \text{ and } K_2 = A_{pc}/A_p + (n_o.A_n.e_o^2)/(I_p + n_o.I_n)$$

In these equations A_p, A_n and A_c are the respective cross sectional areas of the prestressed, non-prestressed and composite sections; I_p and I_n are the corresponding I-values and $n_o = E_{cn}/E_{pn}$ is the ratio of E_c-values of the two components, whereas e_o is the vertical distance between the two centroids. The remaining strains can be computed from the geometrical conditions when the strains at the two centroids are knwon. This relationship has been published in (3) but was used already in paper (4) at the IABSE Congress Stockholm 1960. Fig.2, taken from this paper, shows comparative results of three different cross section. It is seen that only with a cross section according to example No.1 similar results are obtained to those, presented by the authors in paper (1), resulting in additional tensile stresses due to differential shrinkage at the outer tensile face of the section. With examples 2 and 3, compressive stresses

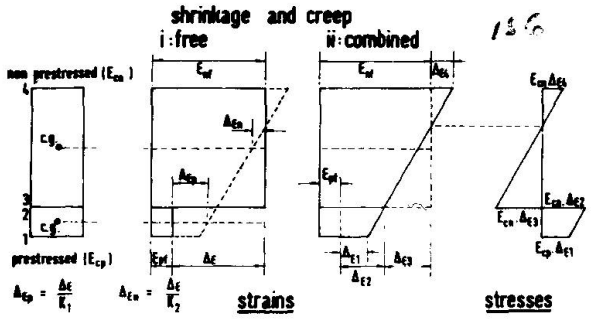


Fig.1
Diagrams of strains and stresses due to differential shrinkage and creep.

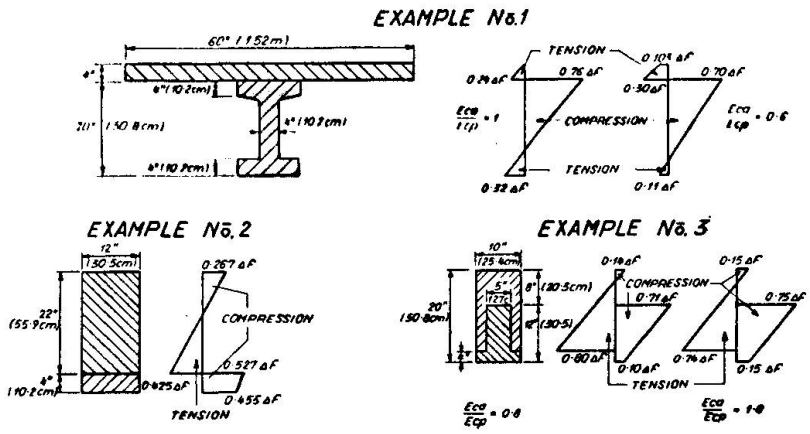


Fig.2. Examples: Stresses due to differntial shrinkage, as shown at the IABSE Congress Stockholm,1960.

are induced by differential shrinkage, whereas tensile stresses occur at the lower face of the non-prestressed component. This results in a stress redistribution owing to the greater stress difference at the adjoining faces of the prestressed and non-prestressed components, as discussed in paper (4). In this case cracks became visible at a lower nominal tensile stress at the outer tensile face than is the case in similar homogeneous sections.

In order to clarify the stress redistribution and to ascertain the magnitude of differential shrinkage and creep in the prestressed and non-prestressed components, tests were carried out at DUKE University, North Carolina, U.S.A. in 1967/68 which are to be described in detail elsewhere (5). Here, only some important results are illustrated. Fig.3 shows particulars of the specimens. It was endeavoured to study the extreme cases at which either mainly creep or shrinkage takes place ('C' and 'S' beams); the former was obtained when the added concrete was cast upon the prestressed concrete on release of the prestress after the plank had been moist cured to avoid shrinkage. For the 'S' beams, relating to differential shrinkage, the added concrete was placed much later, after a substantial part of shrinkage and creep of the prestressed component had already taken place. The third case, relating to stress redistribution ('R' beams), was investigated in such a way that the two components were separately precast and then glued together which allowed strain measurements. Stirrups were provided in the shear spans of the non-prestressed component only and the reinforcement 'b' was limited to the shear spans in the 'C' and 'S' beams, but provided along the entire length in the 'R' beams.

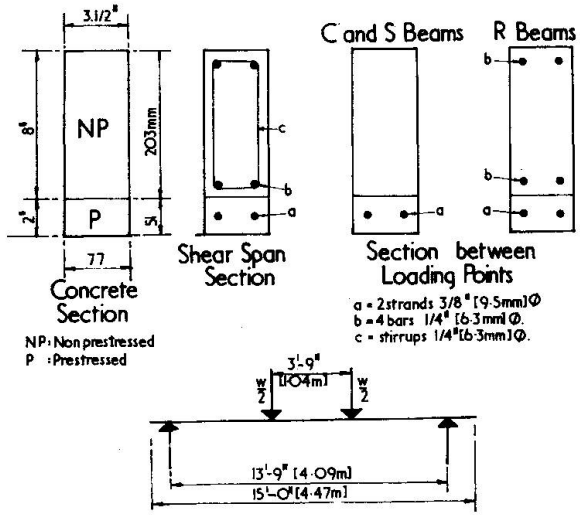


Fig.3.
Specimens at tests DUKE University.

Some of the results are shown in figure 4. Generally, with the 'C' beams the precompression was greatly reduced by the creep in the prestressed plank (which was further increased by differential creep), whereas with the 'S' beams the shrinkage stresses in the added concrete and the compressive stresses in the prestressed component are increased. The loads at which visible

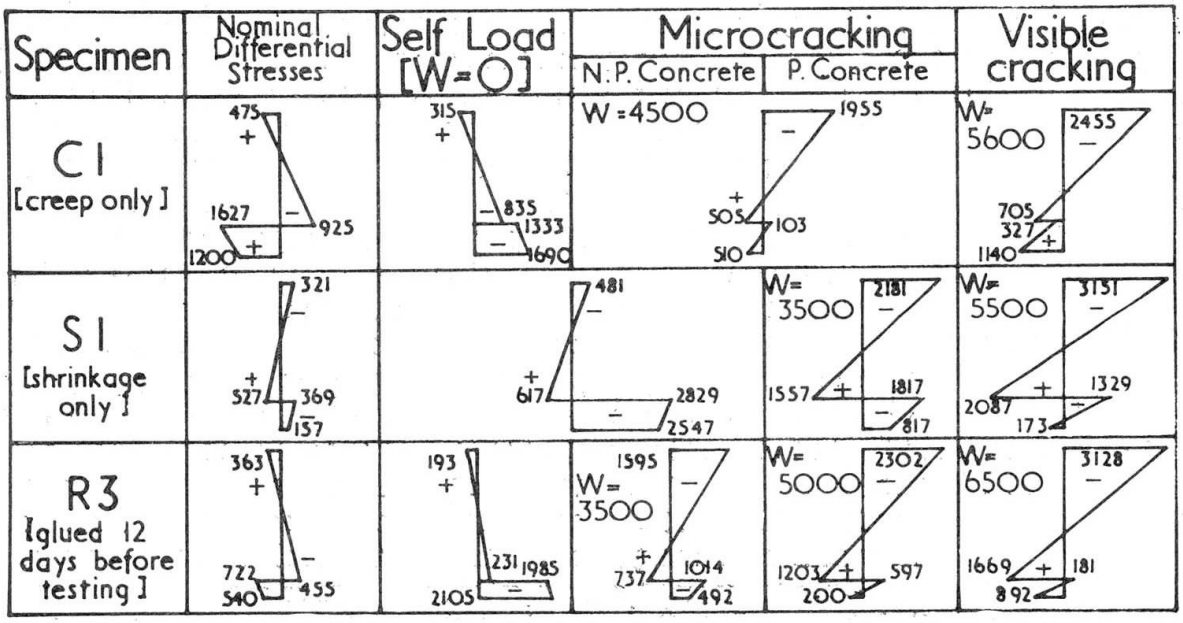


Fig.4.Some Results, DUKE University Tests 1967/68.
(Stresses in psi.(lbf/in.^{2});Loads in lbf).

cracks occurred were approximately the same for the 'C' and 'S' beams, although the theoretical stress conditions were completely different in both cases. With the 'S' beams there were relatively high nominal concrete stresses in the non-prestressed component already under self load, when microcracks developed, as can be seen from the photograph Fig.5. This was obtained from a photoelastic coating, using a method, as described in paper (6). With the 'C' beams microcracks occurred at a later stage.

In the 'R' beams microcracks developed first in the non-prestressed concrete at the same load at which they had already become visible in the prestressed plank of the 'S' beams. Microcracking in the prestressed concrete occurred at a load slightly less than that at which they had become visible with the 'C' and 'S' beams. However, the load at which the cracks became visible in the 'R' beam was appreciably higher than those in the 'C' and 'S' beams. These studies have shown that redistribution of stresses may cause visible cracking at relatively low nominal tensile stresses at the outer face, if there are very high nominal tensile stresses in the non-prestressed component.

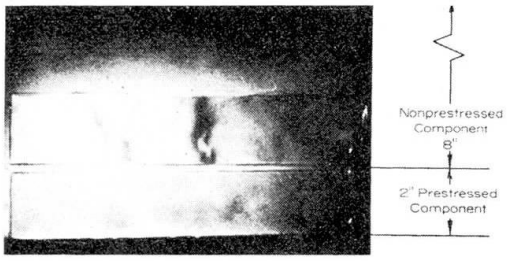


Fig.5. Microcracking in 'S' beam under self load.

REFERENCES.

(1) K.Okada, W.Koyanagi, Y.Yoshicka: "Study on the Differential Shrinkage of Composite Prestressed Concrete Beams";Madrid Symposium IABSE,1970.

(2) R.H.Evans and A.S.Parker: "Behaviour of Prestressed Concrete Composite Beams"; ACI Journal, May 1955.

(3) P.W.Abeles and F.H.Turner: "Prestressed Concrete Designer's Handbook", London, 1962.

(4) P.W.Abeles: "Restraint and Stress Redistribution in Composite Prestressed Concrete Beams"; Sixth IABSE Congress,Stockholm, Final Report.

(5) P.W.Abeles, E.I.Brown, C.H.Hu: "Tests of Composite Concrete Beams with Prestressed Planks.

(6) P.W.Abeles: "Cracking and Bond Resistance in High Strength Reinforced Concrete Beams, Illustrated by Photoelastic Coating",ACI J.,Nov.1966.

Isolierende Abdeckmatten beeinflussen das Verhalten des Betons

WALTER A. SCHMID
Zürich, Schweiz

Zur Verbesserung der Betonqualität benützen wir seit 1963 Matten zum Abdecken des frisch eingebrachten Betons. Diese Matten bestehen aus zwei äusseren Lagen starker Plastic-Folie und einer wärmeisolierenden Schaumstoffeinlage. Wir erreichen damit, dass die Wärme, welche der Zement beim Abbinden entwickelt, zurückgehalten wird und das Wasser im Beton nur langsam entweichen kann.

Wir wollten die wirtschaftlichen Vorteile, die sich aus diesem Verfahren ergeben (etappenweiser Einsatz von Schalung und Gerüst), vom Fertigteilbau auf den Ortbetonbau übertragen. Da wir Temperaturen von über 50°C gemessen hatten, stellten sich uns die Fragen: Was geschieht beim Ortbeton, wenn wir eine neue Betonieretappe an eine alte anschliessen? Besteht beim Abkühlen wegen der Behinderung des Schwindens durch die Haftung die Gefahr von Rissen im frischen Beton? Wie gross sind diese Schwindkräfte? Wie wirkt sich das Abdecken überhaupt auf die Eigenschaften des Betons aus?

Es wurden zwei Versuchskörper, die nahe der Kontaktfläche zum alten Beton aus dem frischen Beton herausgeschnitten gedacht sind, praktisch unter der Presse betoniert. Beide Proben wurden nach 24 Stunden ausgeschalt. Ein Körper war jedoch vor und nach dem Ausschalen mit Matten eingepackt. Die Abmessungen der Betonkörper betrugen 20/20/220 cm. Sie waren armiert mit 4 Stäben von 12 mm Durchmesser. Diese Stähle waren in den Endplatten verschweisst. Die Pressenkraft wurde mit einem sogenannten "hydropacer" gesteuert, und zwar so, dass die Länge der Körper konstant blieb. Die Kraft, die nötig war, um gegen die natürliche Längenänderung aus Temperatur und Schwinden die Bedingung "Länge bleibt konstant" zu erzwingen, wurde fortlaufend gemessen. Temperaturen und relative Luftfeuchtigkeit wurden ebenfalls registriert. An separat erstellten Prüfkörpern konnte die Entwicklung von Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und Schwinden verfolgt werden.

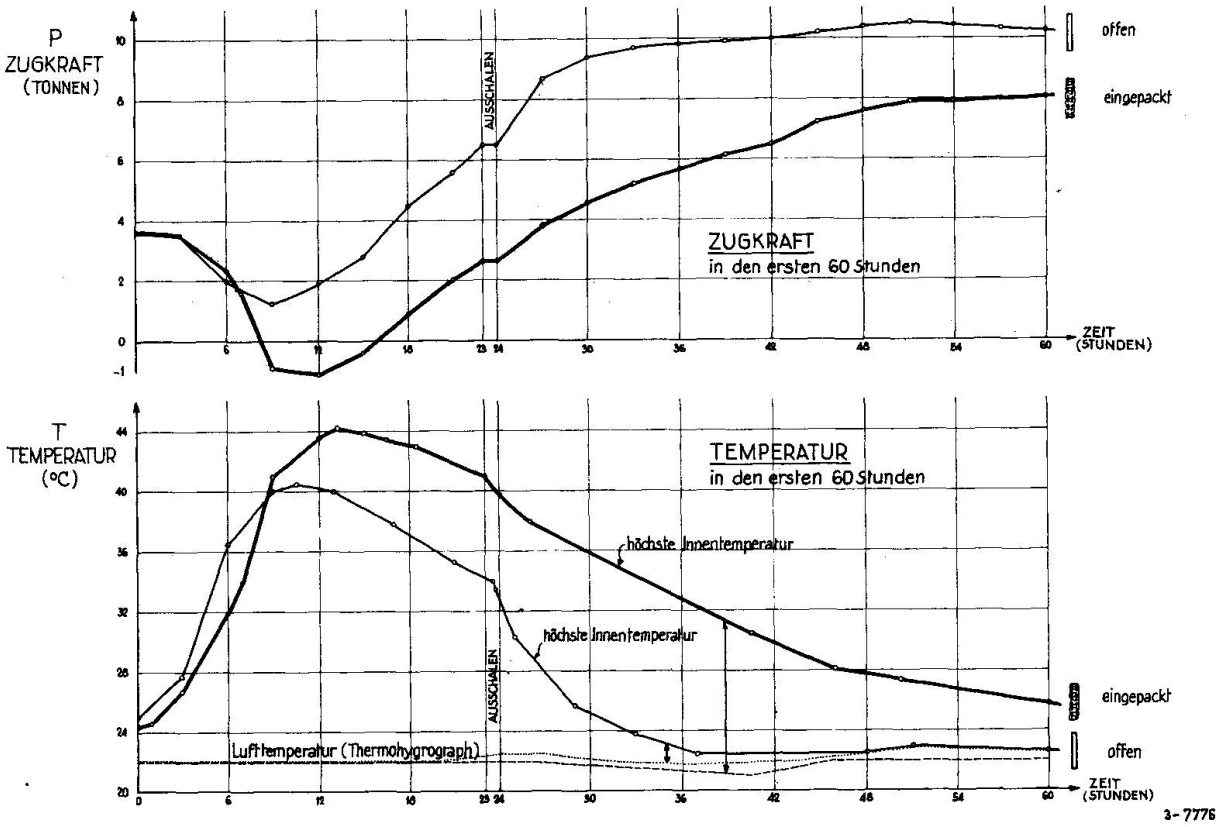


Bild 1

Bild 1 zeigt die Entwicklung der Temperatur in den Versuchskörpern und den Verlauf der Pressenkraft. Beim nachbehandelten Körper steigt die Betontemperatur höher an, sinkt dann jedoch langsamer gegen die Raumtemperatur als beim nicht nachbehandelten Beton. Dieser Temperaturentwicklung entsprechen die Kräfte: Grösserer Druckanteil und sanfterer Zug-Anstieg beim nachbehandelten Beton.

Im Bild 2 sind die Werte für die Betondruckfestigkeit dargestellt. Der schnellere Anstieg beim abgedeckten Beton gestattet früheres Ausschalen und Entfernen der Gerüste. Beachtlich sind die höheren Werte für die Biegezugfestigkeit und der erfreulich kleinere Schwindkoeffizient (Resultate von Prismen 12/12/36 cm)

Im Bild 3 sehen Sie - für den Zeitpunkt 60 Stunden nach dem Betonieren - die ungefähren Zugspannungen ($\sim\sigma_Z$), errechnet aus der gemessenen Kraft. Die nächste Kolonne zeigt die Biegezugfestigkeit (β_{BZ}) nach 60 Stunden. Wenn die Zugfestigkeit mit der halben Biegezugfestigkeit eingesetzt wird, ergibt sich - als ein Mass der erwirkten Qualitätsverbesserung - die

Sicherheit «s» gegen einen Anriss $\frac{\beta_Z}{\sigma_Z} \simeq 1$ resp. 1,45.

Dieser Wert steigt nach 92 Stunden auf ca 1 : 1,57.

Zum Abschluss des Versuches ermittelte man die Restkraft, indem der Versuchskörper bis zum ersten Riss gezogen wurde:

nach 14 Tagen	Anrisslast	Zugkraft	Kraftreserve
offen	12,8 t	11,5 t	1,3 t
eingepackt	17,0 t	10,0 t	7,0 t

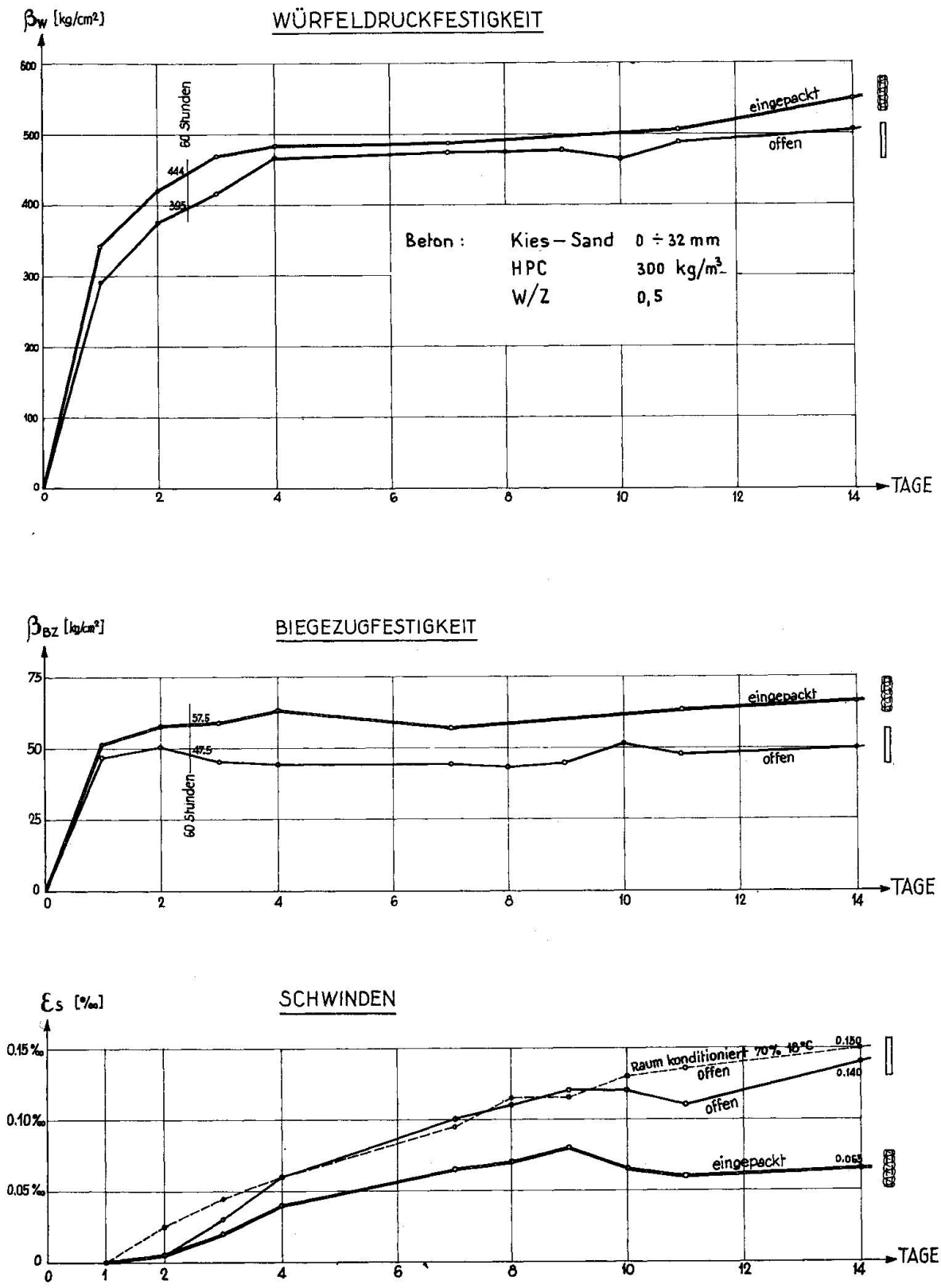

βw [kg/cm²]
WÜRFELDRUCKFESTIGKEIT
600
500
400
300
200
100
0
60 Stunden
444
395
eingepackt
offen
Beton : Kies – Sand 0 ÷ 32 mm
HPC 300 kg/m³
W/Z 0,5
0
2
4
6
8
10
12
14
TAGE
βBZ [kg/cm²]
BIEGEZUGFESTIGKEIT
75
50
25
0
57,5
47,5
60 Stunden
eingepackt
offen
TAGE
εs [‰]
SCHWINDEN
0.15‰
0.10‰
0.05‰
0
Raum konditioniert 70% 18°C
0.150
0.140
0.065
offen
offen
eingepackt
TAGE

Bild 2

BETONKÖRPER 200/20/20 CM	$\sim\sigma_z$ AN SÄULE GEMESSEN [kg/cm²]	β_{BZ} AN PRISMEN GEMESSEN [kg/cm²]	$\beta_z \sim \frac{\beta_{BZ}}{2}$ [kg/cm²]	$\langle s \rangle = \frac{\beta_z}{\sigma_z}$
IN FREIER NORMALER RAUMATMOSPHÄRE	25	50	25	1.00
MIT RÜCKSTAU VON WÄRME UND WASSER	20	58	29	1.45

Bild 3: Sicherheit <s> gegen Anriss nach 60 Stunden (angenähert)

Die Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) führte die Versuche durch. Es sind nur zwei Stichproben. Sie bestätigen jedoch die positiven Erfahrungen der Praxis.

Die Kosten für die abgedeckte Betonoberfläche belaufen sich auf ca Sfr. 1.50 pro m2. Bei Industriebauten, Brückenplatten, ja sogar Wohnbauten übersteigen die wirtschaftlichen Vorteile diesen Betrag. Die Qualitätsverbesserung bei Wannen, Behältern, Schalen, Betonstrassen und Flugpisten geldmässig zu erfassen, ist schon schwieriger. Es ist oft angezeigt, dieses Verfahren und seine Vorteile über einen Umweg in die Praxis einzuführen. Dieser Umweg ist der Winterbeton. Das Abdecken der Einbringstellen und der Armierungen mit den Matten verhütet, dass Schnee in die Schalungen fällt und sich dort festsetzt. Den mit Beton auszufüllenden Raum kann man in der Nacht vorher beheizen: so werden auch die Eisen warmgehalten. Die Mattenabdeckung wird dann nur an der eigentlichen Einbringstelle für das Betonieren kurze Zeit geöffnet.

Measurements of Temperature Changes of Concrete on Nusle Valley Bridge

JIŘÍ HEJNIC
Chief Engineer, Bridge Department
Institute for Traffic and Structural Engineering Design
Prague, Czechoslovakia

The bridge over the Nusle valley in Prague is a five-span framework, the length of the spans being 68,25, three-fold 115,50 and 68,25 meters respectively (1). Due to the arrangement of the intermediate supports it was possible to construct the load-bearing structure in one unit 485 meters long. The frame cross-beam is formed by a thin-walled bar having a closed cross section with two-side corbelled out footpaths (Fig. 1). The double level disposition made it possible for the underground to pass through the inside of the bridge. On the roadway there are placed two three-lane carriageways of the North-South expressway.

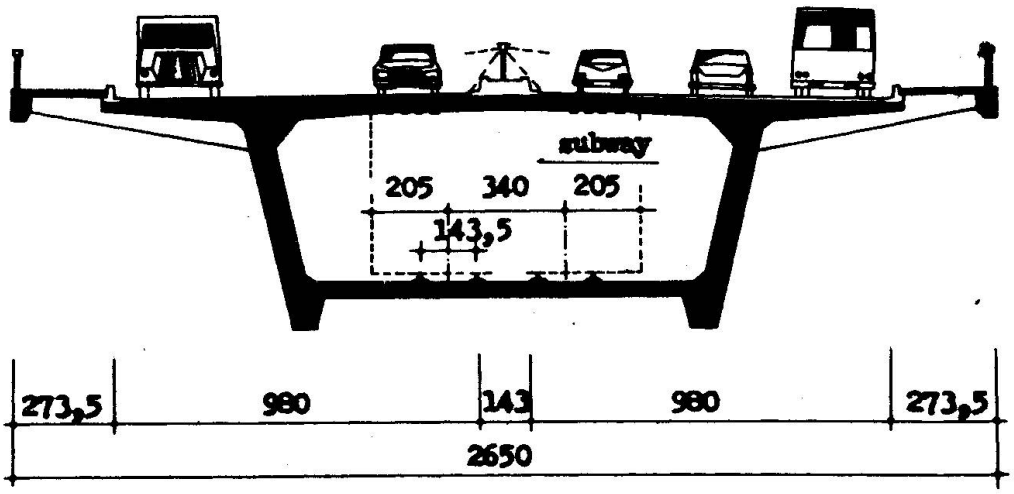


Fig.1 Cross section of the bridge

The composition of the concrete mixture was as follows:

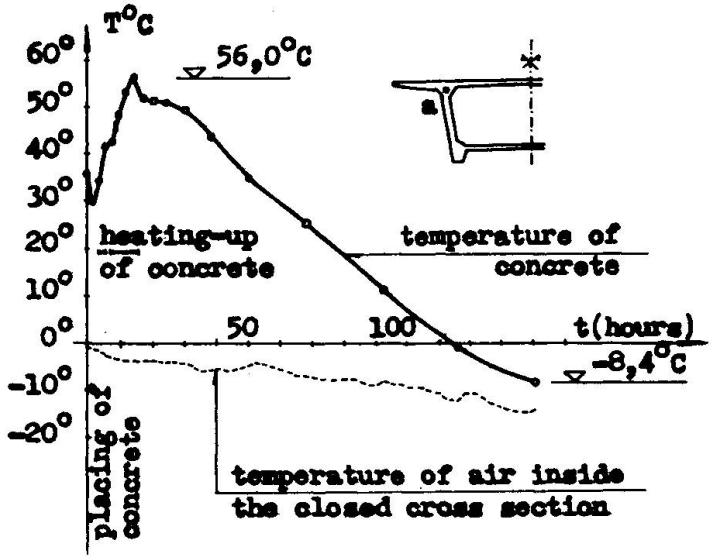


Fig.2 Time variation of temperature in point a

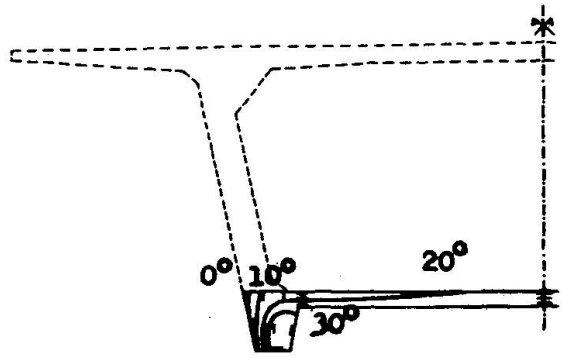


Fig.3

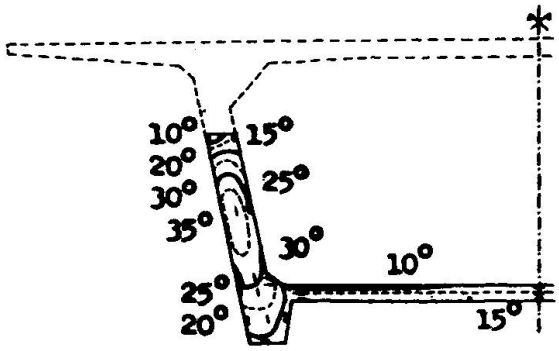


Fig.4

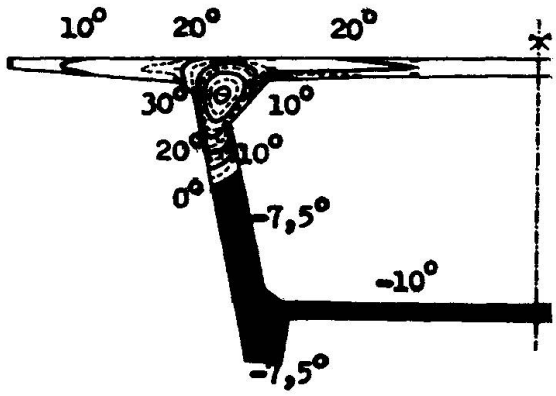


Fig.5

cement mark 450	425 kg
plasticizer S	2,8 l
water	150 l
aggregates	1845 kg

For temperature measurments 139 thermometers were placed during cantilever concreting the last two lamellas of the second span. From Fig. 2 the time variation of temperature after placing the concrete in the frame corner where the wall and the plate of roadway are connected (point a) in the middle of the last lamella can be seen. The maximum temperature measured was 56,0°C at the end of heating-up of concrete which was needed owing to severe frosts in December 1969. After 6 days the temperature in this point sank to 8,4°C below zero.

The lamellas of the load-bearing structure were concreted stage by stage so that after placing the reinforcement of the lower slab and walls the lower slab was concreted, after one day the concreting of the walls followed and after intermission of one week during which the falsework of the inner space was erected and the reinforcement of the roadway deck placed the floor system was finished. In Fig. 3 can be seen the temperature of concrete 10 hours after concreting the lower slab. Fig. 4 shows the temperature 20 hours after finishing concreting the walls and 44 hours after concreting the lower slab. The maximum temperature was measured in the centre of the wall by the value

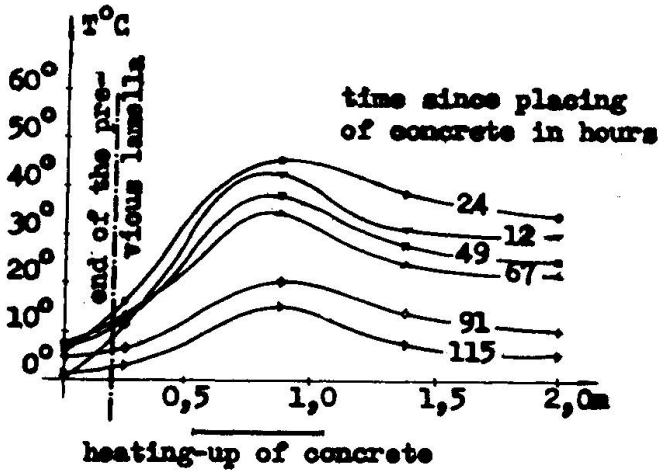


Fig.6

of 38,6°C. In Fig. 5 we can see the temperature one day after placing the concrete of the roadway plate and one week after finishing the concreting of the walls. The position of the thermometers can be seen too, marked by short commas. The grey part of the cross section already had the temperature below zero. The maximum temperature was measured in the centre of the frame corner (point a in Fig. 2) and was 51,1°C while the air temperature inside the closed cross section was 8,4°C below zero. In Fig. 6 the variation of temperature of concrete in the wall in the longitudinal direction can be seen.

The results of measurments show the great effect of the heating-up of concrete in the time after the concrete was placed and the influence of the frozen concrete of the previous lamella.

References

1. Michálek,V., Bridge over the Nusle valley in Prague, publication for the Sixth FIP Congress in Prague, Práce, Prague, 1970.

Mesures de déformations faites pendant la construction d'un pont en béton précontraint par encorbellement

YVES LE BOURDELLES
Société Europe – Etudes
France

1.) Mesures effectuées au pont sur l'Oise, autoroute A1

1.1 La structure du pont étudié comporte une poutre-caisson à trois âmes de 82 m de portée solidaire de deux travées courtes formant contrepoids d'équilibrage (Fig.1). Chaque moitié de la grande travée a été construite en encorbellement à partir d'une travée-contrepoids. Chaque tronçon d'encorbellement avait 3,14 m de longueur, et sa construction demandait une semaine au total.

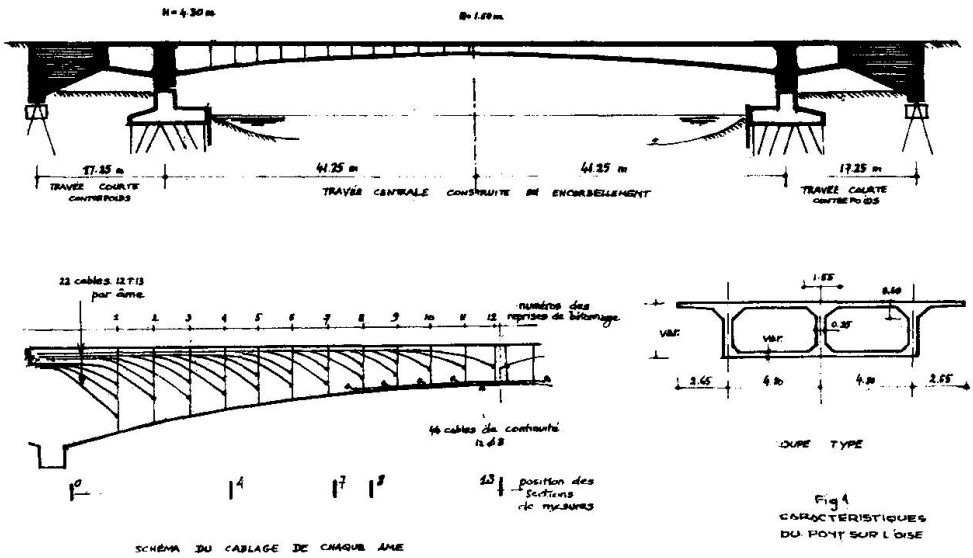


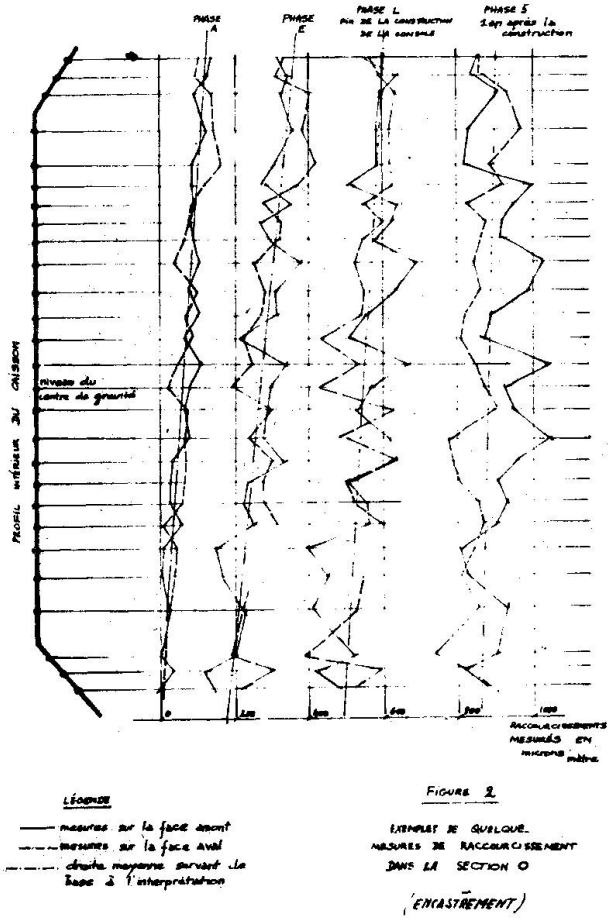
Fig 1
CARACTÉRISTIQUES DU PONT SUR L'OISE

La précontrainte est assurée par deux groupes de câbles. En cours de construction, chaque tronçon d'encorbellement était relié aux parties déjà construites par des câbles STUP 12 T 13 . Au moment du clavage des deux consoles, des câbles 12 ø 8 disposés dans le hourdis inférieur de la zone centrale de l'arche ont été mis en tension, pour assurer la continuité de l'ensemble.

1.2 Des mesures de déformations ont été faites dans plusieurs sections de l'ouvrage (à l'encastrement, au milieu et dans deux sections intermédiaires). On a collé quelques heures après coulage du béton, sur les deux faces de l'âme centrale du caisson, des billes disposées en deux files verticales à la maille de 20 x 20 cm environ. On a ensuite mesuré au comparateur les variations de la distance entre les deux billes situées sur une même horizontale. Ces mesures ont été faites à chaque stade de la construction par encorbellement, puis à intervalles réguliers pendant quatre ans.

On a mesuré également, à l'aide de thermocouples noyés dans le béton, la température moyenne du béton. On a ensuite ramené les déformations mesurées à celles qui auraient été lues si la température du béton était resté fixe (température origine).

1.3 Si on admet l'hypothèse de la conservation des sections planes, on a donc des indications précises sur l'évolution dans quelques sections du raccourcissement au niveau du centre de gravité et de la courbure de flexion (Fig. 2).



1.4 En plus des mesures sur l'ouvrage, on a fait des mesures en laboratoire du retrait et du fluage sous charge sur des éprouvettes de béton qui avaient été conservées sur le chantier même jusqu'au moment de leur mise en charge.

2.) Estimation des contraintes réelles et des déformations de l'ouvrage

2.1 Les charges verticales supportées par l'ouvrage sont bien connues puisqu'il s'agit essentiellement de poids de béton ou de poids de superstructures.

Par contre, les efforts de précontrainte sont plus difficiles à connaître exactement à chaque stade de la construction. Ils dépendent en effet des pertes réelles de précontraintes dans les câbles.

L'influence du coefficient de frottement du câble dans sa gaine à la mise en tension est faible, car les câbles sont courts et peu courbes. Les mesures du raccourcissement unitaire au niveau des câbles nous donnent directement l'effet du fluage et du retrait sur les efforts de précontrainte.

On a mesuré en laboratoire la relaxation d'un toron constitutif d'une câble 12 T 13 pour une tension très voisine de cette atteinte effectivement à la mise en précontrainte. Mais seule une part de cette relaxation s'est effectuée dans les câbles de l'ouvrage réel, parce que les câbles étaient injectés.

En cours de construction une faible variation des efforts de précontrainte entraîne une forte variation du moment de flexion subi par l'ouvrage, (parce que les effets contraires du poids propre et de la précontrainte se compensent presque). Il est donc possible, par comparaison avec les raccourcissements mesurés, d'apprécier le bien fondé des hypothèses faites sur les valeurs de la précontrainte.

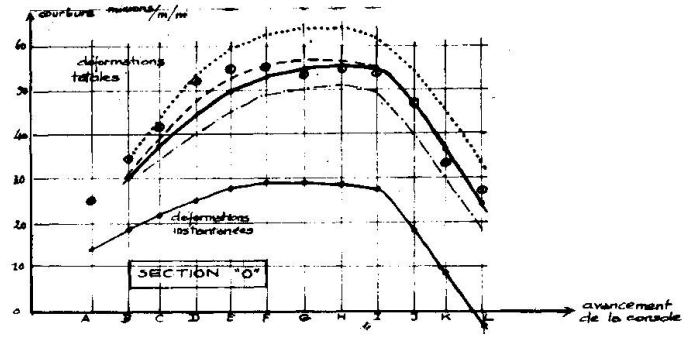
2.2 On a utilisé pour évaluer les déformations unitaires, la méthode simplifiée indiquée par le CEB. Dans cette méthode, les déformations unitaires sont commandées par des paramètres faisant intervenir la composition du béton, la plus petite dimension transversale de la pièce étudiée, les conditions hygrométriques l'âge du béton au moment du chargement et le temps écoulé depuis le chargement.

Pour faciliter l'interprétation, nous avons supposé que l'hygrométrie du béton restait constante aux alentours de 70 % (ouvrage au-dessus d'un fleuve); nous avons admis le même loi que le CEB pour tenir compte de l'influence de l'âge du béton au moment du chargement et nous avons déduit des mesures expérimentales en laboratoire, la valeur du module de déformation sous charges instantanées. Ainsi, les déformations unitaires ne dépendent plus que de deux inconnues restant à déterminer par l'interprétation à savoir le coefficient de fluage et la loi d'évolution du fluage dans le temps depuis le chargement.

3.) Interprétation des mesures

3.1 Comme nous l'avons vu précédemment, les mesures nous donnent dans plusieurs sections de l'ouvrage et à des époques déterminées, le raccourcissement au centre de gravité, et la courbure de flexion.

D'autre part, les lois du CEB telles que nous les avons simplifiées nous permettent de relier les déformations aux contraintes, à condition de fixer deux paramètres (coefficient de fluage, évolution du fluage dans le temps).



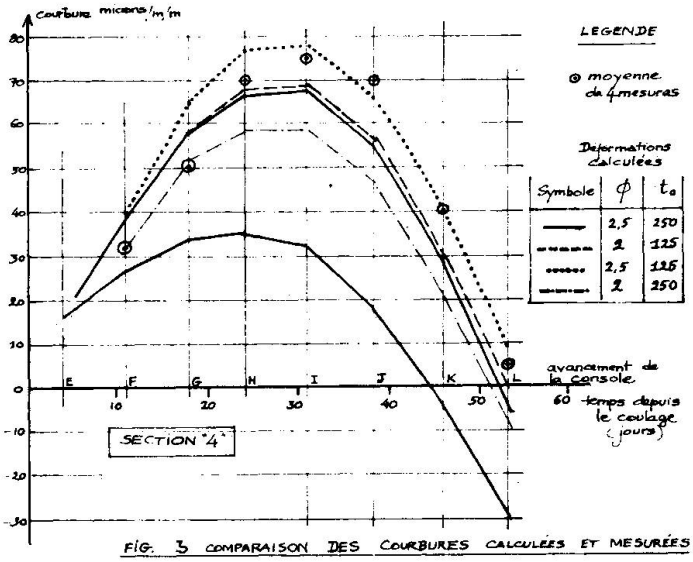


FIG. 3 COMPARAISON DES COURBURES CALCULÉES ET MESURÉES

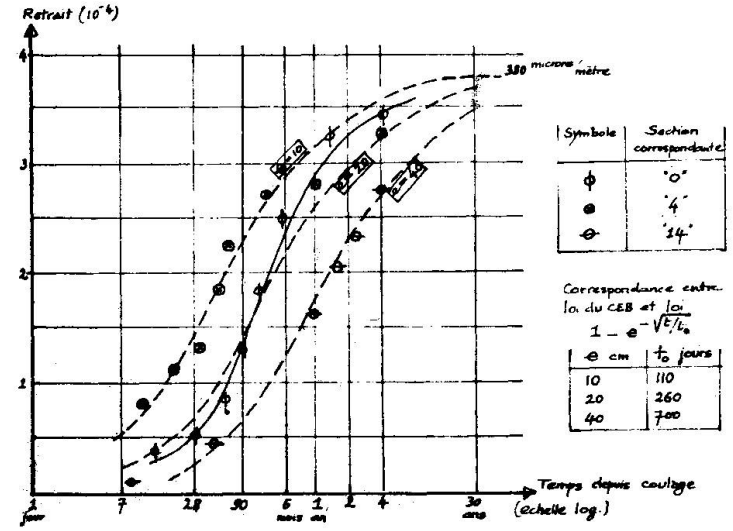


FIG. 4 VALEURS DU RETRAIT DÉDUITES DE L'ÉTUDE D'INTERPRÉTATION
COMPARAISON AVEC LES LOIS D'ÉVOLUTION DU CEB

La comparaison des courbures mesurées et des courbures déduites de l'étude de la structure nous permet de fixer des valeurs plausibles de ces deux paramètres (Fig. 3).

3.2 Les raccourcissements au niveau du centre de gravité sont la somme des raccourcissements de retrait et des raccourcissements dûs aux efforts de précontraintes eux-mêmes.

A partir des valeurs précédemment admises, on peut en déduire par soustraction une loi d'évolution du retrait dont la valeur finale est comparable à celle trouvée par des mesures expérimentales directes sur des éprouvettes de même béton et dont l'évolution est comparable à l'évolution du fluage (Fig. 4).

Ceci permet donc de contrôler les hypothèses et déductions précédemment faites.

4.) Résultats de l'interprétation des mesures

4.1 Après de nombreux tâtonnements, il nous a été possible de trouver une interprétation cohérente pour l'ensemble des mesures pendant et après la construction sur plusieurs sections de l'ouvrage en adoptant les valeurs approximatives suivantes :

Module instantané du béton	400 000 Kg/cm2
Coefficient de fluage	2,5
Retrait final dans l'ouvrage	380×10^{-6}

Expression mathématique représentant l'évolution du fluage et du retrait dans le temps

$$V = 1 - e^{\left(\frac{t_n - t_i}{t_o}\right)^{0,5}}$$

où t_n est l'âge du béton au moment où l'on considère le fluage, t_i est l'âge du béton au chargement, t_o compris entre 120 et 250 jours

4.2 Si l'on modifie de plus de 15 % la valeur de l'un quelconque des paramètres indiqués ci-dessus, il devient impossible d'avoir une explication cohérente des phénomènes observés. Ceci ne permet pas d'affirmer que la valeur de chacun de ces paramètres est exacte, mais seulement que tous ces paramètres, pris conjointement, définissent une relation contrainte-déformation qui conduit à une très bonne image des faits observés.

4.3 On remarquera par ailleurs que la loi d'évolution proposée pour le retrait et le fluage correspond approximativement à la loi proposée par le CEB pour des épaisseurs de 20 cm (rédaction 1970). Les Rédacteurs de l'Instruction française sur l'emploi du béton précontraint dans les ouvrages d'art (1965) avaient proposé déjà une loi très voisine corrigeant sur ce point les Recommandations du CEB dans leur première rédaction (1966).

5.) Déformations localisées autour d'un ancrage noyé de précontrainte

L'une des sections de mesure se trouve placée immédiatement en arrière d'un ancrage de précontrainte, dont le câble avait été tendu avant le bétonnage du tronçon étudié. Par fluage, le béton a continué à se déformer immédiatement sous l'ancrage. Les parties de béton situées au-delà du joint de coulage ont suivi cette déformation et il en est résulté une nette décompression locale, dont on peut suivre l'évolution dans le temps (Fig. 5).

Cette étude met en évidence la finesse des résultats de mesure qui ont été obtenus. Rappelons que la méthode de mesure a été mise au point par le Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics, sous la direction de M.MAMILLAN et a déjà été employée avec succès sur des ponts au Maroc et en France . La campagne des mesures sur le pont sur l'Oise a été faite par cet organisme à la demande des Ponts et Chaussées de l'Oise. M. BELMAIN, Ingénieur des Ponts et Chaussées, nous a autorisés à présenter ces résultats et nous l'en remercions vivement.

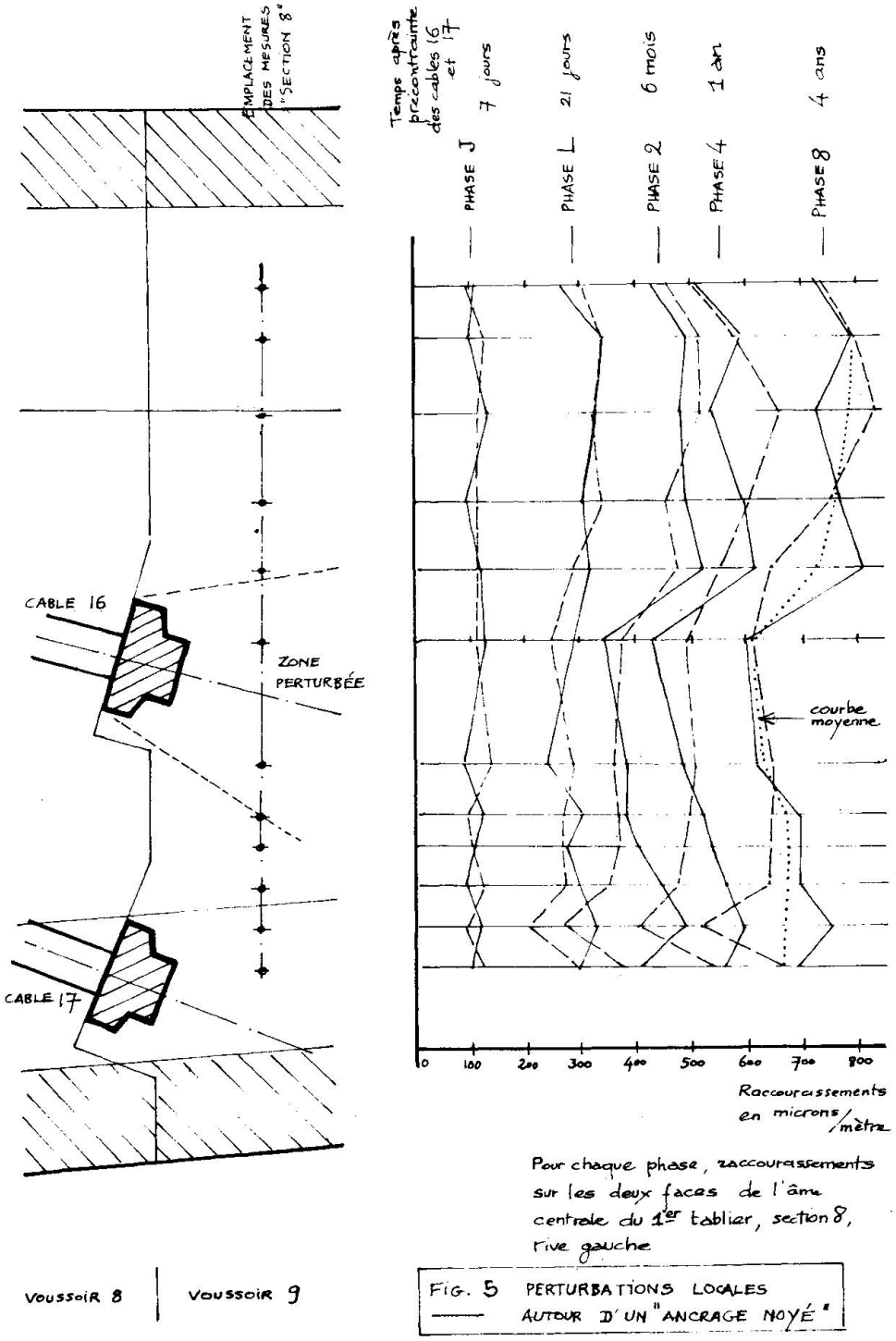


FIG. 5 PERTURBATIONS LOCALES AUTOUR D'UN "ANCRAGE NOYÉ"