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

Band: 2 (1936)

Rubrik: IIb. Moyens d'augmenter la résistance à la traction et de diminuer la formation des fissures dans le béton

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: 02.10.2025

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

II b

Moyens d'augmenter la résistance à la traction et de diminuer la formation des fissures dans le béton.

Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung des Betons.

Means for increasing the tensile strength of concrete and for reducing the liability of cracking.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb 1

La résistance à la traction et la fissuration du béton.

Erhöhung der Zugfestigkeit und Verminderung der Rißbildung des Betons.

Tensile Strength and Formation of Cracks in Concrete.

E. Bornemann,
Regierungsbaumeister a. D., Berlin.

Introduction.

Eviter les fissures dans le béton et maintenir dans des limites qui les rendent non nuisibles les fissures inévitables, tel est devenu le but de l'investigation des matériaux et du développement de la construction en béton et en béton armé dont l'importance a augmenté encore avec l'effort fait pour admettre de plus fortes sollicitations. Il faut souligner encore la relation qui existe entre la fissuration et la résistance à la traction du béton et la nécessité d'augmenter cette dernière. Le présent rapport doit fournir un aperçu de l'état actuel des connaissances dans ce domaine.

I. — Résistance du béton à la traction.

a) Le mesurage de la résistance du béton à la traction.

La résistance du béton à la traction peut être mesurée directement par des essais de traction ou indirectement par des essais de flexion. L'essai de traction n'est que relativement peu employé car il ne peut être exécuté qu'avec des machines d'essai coûteuses et des éprouvettes difficiles à réaliser et parce que d'autre part cet essai exige beaucoup plus de soins que l'essai de flexion. Il faut encore ajouter que l'essai de flexion correspond mieux que l'essai de traction, à la sollicitation réelle du béton.

Dans les deux genres d'essais le résultat dépend de la grandeur de la section de l'éprouvette en ce sens que de gros corps présentent en général une plus petite résistance (1, p. 84). La cause doit en être cherchée en première ligne dans les contraintes propres qui par exemple se produisent lors du séchage des éprouvettes (1, p. 87) (cf. I c 8). Dans l'essai de flexion il faut observer encore la disposition des charges. Deux charges concentrées placées à une certaine distance donnent en moyenne une contrainte de rupture par flexion plus petite qu'une seule charge concentrée car, dans le cas de deux charges, la sollicitation maxima s'étend sur tout l'espace compris entre les deux charges et par conséquent l'endroit le plus faible du béton peut plus facilement se trouver au point de

sollicitation maxima (1, p. 93). Les contraintes de rupture, calculées d'après les essais de traction et de flexion exécutés sur le même béton, avec les admissions ordinaires (contraintes uniformément réparties dans l'essai de traction et contraintes réparties linéairement dans l'essai de flexion), ne concordent pas toujours; le plus souvent la contrainte de rupture par flexion est plus grande que la résistance à la traction. Cela repose principalement sur le fait qu'entre les points d'application des forces, la contrainte maxima se produit, dans l'essai de traction, en même temps dans tous les points d'une section, tandis que dans l'essai de flexion cette contrainte ne se présente d'abord que dans la zone extrême (1, p. 93). Il faut encore ajouter que dans la zone tendue du béton il n'y a aucune proportionnalité entre les contraintes et les allongements, même pour de faibles sollicitations, de telle sorte que la répartition des contraintes ne correspond pas aux hypothèses que nous avons admises pour le calcul des contraintes (4, p. 39; 39, p. 73).

b) Rapport entre les résistances à la traction, à la flexion et à la compression.

Jusqu'à maintenant on n'a trouvé entre les résistances à la traction, à la flexion et à la compression aucune relation conforme à une loi et qui permette de déduire une résistance d'une autre. Dans toutes les relations que l'on a proposées, la dispersion est forte.

Graf (1, p. 92) a trouvé entre la résistance à la compression, déterminée sur des cubes dont les arêtes avaient 30 cm, et la résistance à la traction, déterminée sur des corps dont la surface était de 400 cm², le rapport $K_d : K_z = 8$ à 17; *Guttmann* (3), sur des cubes et des éprouvettes de traction avec section de 100 cm², a trouvé le rapport $K_d : K_z = 14$ à 28. Dans les deux cas la dispersion des valeurs du rapport est à peu près la même, tandis que la grandeur absolue de ces valeurs est vraisemblablement influencée par les dimensions des éprouvettes.

Pour le rapport de la résistance à la compression à la résistance à la flexion, *Graf* (2, p. 83) donne, sur la base d'un grand nombre d'essais, $K_d : K_b = 4$ à 12.

La dispersion du rapport entre les résistances à la flexion et à la traction est grande. *Graf* (2, p. 91) a trouvé pour une section tendue de 400 cm², $K_b : K_z = 1{,}6$ à 2,9 et comme valeur maxima pour du béton centrifugé: 3,5, tandis que *Guttmann* (3) à trouvé, pour une section tendue de 100 cm² et une sollicitation à la flexion pour une charge concentrée, $K_b : K_z = 2{,}3$ à 4,2 et *Dutron* (5) pour la même section tendue, mais pour une surcharge de flexion avec deux charges concentrées, a observé un rapport $K_b : K_z = 1{,}3$ à 2,0. L'influence de la disposition des charges, suivant les considérations faites sous Ia, ressort des deux derniers groupes de chiffres.

Dans la dispersion des résultats, il faut cependant observer que l'on a comparé certains mélanges qui se distinguent par plusieurs coefficients. Si l'on réduisait le nombre des variables on trouverait vraisemblablement une relation plus régulière. *Hummel* donne, d'après ses observations, l'équation $K_b = K^x_d$ entre la résistance à la flexion et la résistance à la compression (6, p. 15). D'autres essais nous permettent de conclure avec la même probabilité, qu'il existe, entre les résistances à la traction et à la compression, une relation correspondante $K_z = K^y_d$. Ces deux équations énoncent que les résistances à la traction et à la flexion croissent avec une résistance à la compression croissante,

cependant pas dans le même rapport que les résistances à la compression, mais d'autant plus lentement que les résistances à la compression deviennent plus grandes. Ainsi qu'on peut l'attendre de la dispersion des valeurs $\frac{K_d}{K_b}$ et $\frac{K_d}{K_z}$, x et y ne sont pas des constantes valables pour tous les cas. x varie vraisemblablement beaucoup plus entre 0,55 et 0,70 et y entre 0,45 et 0,60 (cf. tableau I). Malgré cela, les exposants x et y permettent une appréciation suffisante de l'effet de certaines mesures sur le rapport des résistances à la flexion ou à la torsion, à la résistance à la compression, comme le rapport simple entre ces résistances, parce que les exposants satisfont à l'oscillation de la valeur du rapport, dépendante de la grandeur de la résistance à la compression.

c) Influences sur la résistance à la traction du béton.

Lorsque l'on se donne la tâche de relever la résistance à la traction du béton, il faut rechercher toutes les grandeurs et tous les processus qui peuvent influencer les propriétés du béton: ciment, nature des pierres, forme et grandeur des grains, le mélange en ciment, les matériaux additionnels et l'eau, la préparation, les conditions extérieures durant le durcissement et plus tard: température, humidité, l'âge et la surcharge.

1° — *Le ciment.*

Comme la résistance du béton est causée d'abord par la force de liage du ciment, les propriétés du ciment déterminent aussi en première ligne la résistance à la traction du béton. Cette considération s'oppose, en apparence, au fait que la qualification des ciments d'après l'essai de traction, indiqué par les normes jusqu'il y a peu de temps en usage, n'est pas la même que celle de l'essai de traction effectué sur du béton exécuté avec ces ciments, c'est-à-dire qu'un ciment, d'après les prescriptions, plus résistant à la traction, ne fournit pas toujours un béton plus résistant à la traction, par ex (3). De là et d'autres observations analogues faites dans les essais à la compression, on a conclu que l'essai normal, avec sable à un grain et faible rapport de l'eau au ciment, ne pouvait pas suffire à évaluer la force de liage des ciments dans le béton et l'on a développé de nouvelles méthodes d'essai, avec sables à granulation mélangée et avec un plus grand rapport eau-ciment (7) à (10). Les essais exécutés par l'association „Forschungsgesellschaft für das deutsche Straßenwesen" ont donné une bonne concordance entre les rapports des résistances à la flexion, déterminées suivant les nouvelles méthodes d'essai, de différents ciments et les résistances à la flexion de béton établi avec ces ciments. Ceci démontre que la résistance à la flexion du béton peut être relevée par le choix d'un ciment déterminé, d'après les nouvelles méthodes d'essai. Il est d'autre part encore possible maintenant de rechercher la cause qui détermine la supériorité des différents ciments. D'après les connaissances actuelles sur l'action des ciments, on ne peut presque pas s'attendre à ce que l'action des ciments pour la résistance à la traction, ne pourra pas croître d'une façon appréciable au-dessus de l'état actuel.

Le rapport entre les résistances à la flexion et à la compression des ciments oscille aussi, d'après les nouvelles méthodes d'essai, entre de larges limites et il est en général d'autant plus défavorable pour la résistance à la flexion que la

Tableau I.

Influence de la composition du béton sur la résistance à la traction et à la flexion.

Groupe	Essais de	Matériaux additionnels	Courbe de tamisage du sable d'après la Fig. 1	Granulation 0/0,2 mm dans le sable %	Sable par rapport aux matériaux additionnels %	Ciment dans 1 m³ de béton kg/m³	Rapport eau-ciment W	Résistance à la flexion (à la traction) kg/cm²	Résistance à la compression kg/cm²	x (y) pour $K_b = K_a^x$ $K_z = K_a^y$	Consistance
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Bach	Sable naturel+gravier	sous B	2	58	~240	0,82	(12)	138	(0,513)	
	et										très
	Graf		"	2	55	~320	0,61	(17)	201	(0,534)	mou
	(13)										
	p.42		"	2	57	~430	0,50	(23)	264	(0,560)	
2	Graf	Sable naturel+gravier	A	—	43	264	0,63	41	278	0,659	mou
			B	22	60	257	0,77	36	183	0,687	
	(11)		sous C	40	71	254	0,98	18	133	0,620	élargissement
	p.40		C	44	80	250	1,17	13	81	0,586	
											~ 51 cm
			A	—	43	308	0,52	50	301	0,686	
			B	17	59	297	0,65	44	242	0,689	
			sous C	37	71	294	0,81	29	170	0,656	
			C	44	79	296	0,96	16	119	0,581	
			A	—	40	353	0,51	48	362	0,657	
			B	12	58	343	0,58	46	256	0,690	
			sous C	34	70	351	0,67	37	251	0,654	
			C	44	79	367	0,68	24	166	0,621	
3	Hertel	Sable naturel+gravier									mou
	(15)		sous B	9	38	306	0,70	29	240	0,616	
			" B	7	46	302	0,70	37	250	0,653	
			sur C	15	95	300	1,00	14	90	0,584	
		Sable naturel +	C	11	37	310	0,72	31	195	0,686	
		gravier concassé	B	13	41	307	0,72	30	238	0,619	
		(basalte concassé	sur A	8	50	303	0,72	36	244	0,651	
		ramassé)									
4											
	Guttman	Sable naturel+gravier	sous B	8	43	278	0,60	(18)	354	(0,484)	mou
	(3)		"	8	54	275	0,60	(21)	353	(0,520)	
		Sable concassé+gra-	sous B	8	43	301	0,68	(16)	303	(0,486)	
		vier concassé (basalte)	"	8	54	300	0,68	(21)	305	(0,533)	
5											
	Bach	Sable naturel+gravier	sous B	2	55	~320	0,61	(17)	201	(0,534)	très mou
	et	Sable naturel+gravier									
	Graf	concassé (basalte)	B	6	56	~350	0,77	(21)	197	(0,573)	
	(13)	Sable concassé + gra-									
	p.28	vier (basalte)	sous B	13	55	~320	0,90	(17)	157	(0,558)	
		Sable concassé+gravier	B	17	56	~350	1,05	(16)	124	(0,572)	
		concassé (basalte)									
6	Graf	Sable naturel									
		Sable naturel+gravier	sur C	5	40	301	0,69	40	265	0,661	peu mou
	(17)	Sable naturel+gravier									
	p.56	concassé (basalte	"	6	40	300	0,71	38	193	0,691	élargissement
		concassé ramassé)									
		Sable naturel+gravier	"	5	40	299	0,71	41	227	0,685	~ 40 cm
		concassé (basalte									
		concassé plat)									
		Sable naturel+gravier	"	5	40	297	0,76	32	207	0,650	liquide
		Sable naturel+gravier									
		concassé (basalte	"	6	40	308	0,93	24	109	0,678	élargissement
		concassé ramassé)									
		Sable naturel+gravier	"	5	40	295	0,87	25	155	0,638	~ 67 cm
		concassé (basalte									
		concassé plat)									
7											
	Dutrun	Sable naturel+gravier				346	0,50	(20)	384	(0,507)	mou
	(5)	Sable nat+grav.conc.(Porphyre)				350	0,55	(21)	335	(0,526)	
		Sable naturel+gravier con-				355	0,60	(25)	350	(0,553)	
		cassé (scories de haut									
		fourneau)									
		Sable concassé + gravier				365	0,67	(24)	273	(0,569)	
		concassé (Porphyre)									
		Sable concassé + gravier				360	0,74	(22)	247	(0,561)	
		concassé (scories de									
		haut fourneau)									
8											humidité
	Walz	Sable naturel+gravier	A	2	42	254	0,54	57,5	330	0,698	(1) de la terre
						250	0,64	51,0	280	0,698	(2)
	(18)										
			A	2	42	345	0,46	63,5	445	0,681	(1)
						343	0,50	59,5	395	0,684	(2)

1) vibré
2) damé

résistance à la compression est plus grande. Le rapport entre ces deux résistances dans le béton est par conséquent aussi déterminé par le caractère du ciment.

Nous expliquerons plus tard (cf. sous 3 et 8) jusqu'où la fluidité, qui est importante pour la participation de l'eau à l'obtention d'une certaine facilité de façonnage du béton, la tendance au retrait et la vitesse de durcissement des ciments influencent la résistance à la traction du béton.

2° — *La quantité de ciment dans le béton.*

Les résistances à la traction et à la flexion croissent avec la quantité de ciment dans le béton, lorsque les matériaux additionnels restent les mêmes et lorsque la consistance ne varie pas (11, p. 48) (12). On peut suivre cela dans le tableau I dans le groupe 1 et ensuite dans le groupe 2 lorsque l'on compare les valeurs appartenant à la même courbe. De la variation des exposants y dans le groupe 1 on peut conclure que le rapport $\frac{k_z}{k_d}$ devient plus favorable avec un pourcentage de ciment croissant. Vraisemblablement il se rapproche de la valeur caractéristique de la marque de ciment. Dans le groupe 2 par contre x est partiellement constant. Cela est vraisemblablement à ramener à la teneur élévée, graduée suivant la quantité de ciment, en granulation 0/02 mm, par quoi le ciment n'est pas pris pour le remplissage des pores, même dans les mélanges maigres. Lorsque la quantité de ciment croît les contraintes dues au séchage croissent aussi (cf. sous 8), car les sections sèchent plus lentement (25, p. 34), de telle sorte que, malgré la plus haute teneur en ciment, les résistances peuvent momentanément décroître (12).

3° — *La quantité d'eau dans le béton.*

La quantité d'eau dans le béton frais a sur les résistances à la traction et à la flexion une influence du même genre que sur la résistance à la compression. Lorsque le rapport eau-ciment $w = \frac{\text{poids d'eau}}{\text{poids de ciment}}$ croît, les résistances à la traction et à la flexion décroissent en fonction de w; d'après *Graf*, d'une façon approximative, dans le rapport $\frac{1}{w^2}$ (2, p. 86). Par suite de la relation entre les résistances, donnée sous 2b, la perte de résistance avec un w croissant est toutefois plus petite pour les résistances à la traction et à la flexion que pour la résistance à la compression. Afin de réduire l'emploi d'eau, pour l'obtention d'une certaine malléabilité du béton, outre le choix d'une marque de ciment appropriée (cf. 1) et d'une granulation adéquate (cf. 4), il peut être avantageux d'employer un moyen d'humidification (14).

4° — *Granulation des matériaux additionnels.*

Comme la granulation des matériaux additionnels détermine en première ligne le besoin d'eau du béton et comme son influence sur les résistances à la traction et à la flexion d'une part et sur la résistance à la compression d'autre part doit être du même genre, on doit s'attendre à ce que les règles de granulation, qui se sont développées pour la résistance à la compression, soient aussi

aptes à fournir de hautes résistances à la traction et à la flexion. A la fig. 1 nous avons donné les courbes limites de tamisage, actuellement valables en Allemagne pour les mélanges destinés au béton armé. Si l'on compare ainsi le groupe 2 du tableau 1, on constate que les courbes de tamisage situées dans le domaine caractérisé «spécialement bon», ont fourni en fait les résistances à la flexion les plus favorables. Observons les groupes 2 à 4 et les exposants x et y de ces groupes, on voit qu'il est bon que la quantité de sable par rapport à la masse des matériaux additionnels, même lorsque la granulation est naturelle, soit de 50 à 60 % pour un béton facile à travailler. Dans le groupe 3 on remarque que le sable dont la granulation suivant la fig. 1 était défavorable,

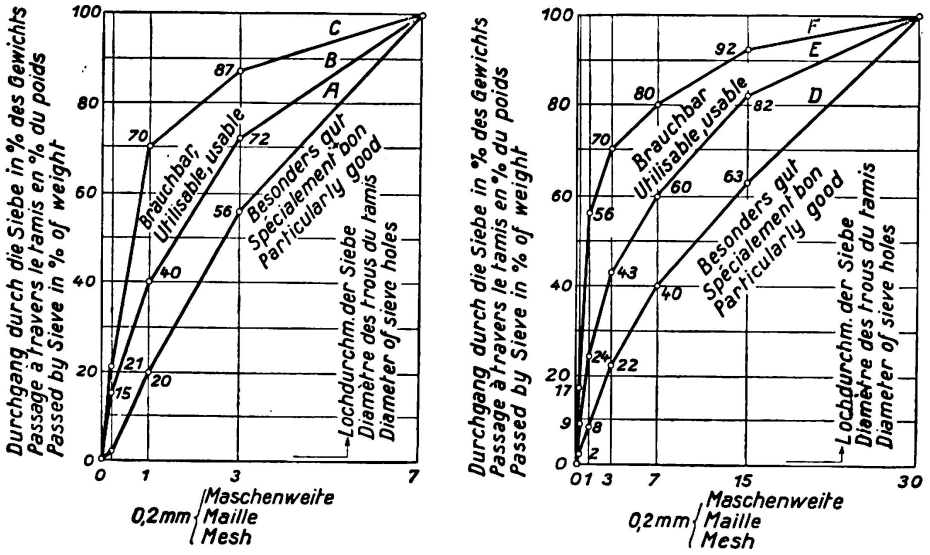


Fig. 1.

Courbes limites de tamisage de la Commission Allemande pour le béton armé.
Courbes de tamisage pour le sable seulement.
Courbes de tamisage pour tous les matériaux additionnels.

a influencé moins défavorablement la résistance à la flexion que la résistance à la compression, pour autant qu'il n'était pas dans une mesure exagérée. Il est possible que ce résultat est influencé par le séchage plus lent du mortier à granulation fine. *Pfletschinger* (16) a trouvé que pour la résistance à la traction par flexion, une bonne graduation de la granulation (> 7 mm) est importante, tandis qu'elle joue un rôle moins important pour la résistance à la compression.

5° — *Forme des grains et état de la surface des matériaux additionnels.*

La forme des grains et l'état de la surface des matériaux additionnels déterminent l'emploi d'eau du béton frais pour une teneur en ciment et une granulation données, lorsque l'on doit obtenir une certaine malléabilité. Afin de maintenir faible l'emploi d'eau, il faut choisir une forme de grains si possible ronde et concentrée (longeur: largeur: épaisseur entre 1 : 1 : 1 et 1 : 0,6 : 0,2, suivant les directives pour les dalles de tablier des autostrades du Reich) et une surface pas trop rugueuse. Cela est spécialement valable pour le béton mou et coulant. D'autre part, l'adhérence du ciment aux pierres et la liaison entre le

mortier et les pierres sont dépendantes de l'état de la surface des matériaux additionnels. Cela se présente vraisemblablement plus dans la résistance à la traction et à la flexion que dans la résistance à la compression car, lors d'une sollicitation à la traction et à la flexion, les grains ne peuvent pas s'entre-appuyer. Des matériaux additionnels à surface rugueuse et irrégulière peuvent par conséquent influencer favorablement la résistance à la traction et à la flexion, si l'on admet que l'influence défavorable d'un emploi d'eau plus élévé n'est pas prédominante. Dans ce sens, on peut voir d'après les groupes 5 à 7 du tableau 1 que, par l'emploi de gravier concassé au lien de gravier de rivière, le rapport de la résistance à la traction et à la flexion est amélioré vis-à-vis de la résistance à la compression (accroissement des exposants x et y). On peut remarquer par contre que les valeurs absolues des résistances à la traction et à la flexion ne sont pas toujours favorablement influencées par ces mesures. Il se produit par exemple dans le groupe 6, dans le béton coulant, par suite des matériaux concassés, une réduction appréciable des résistances. D'après les groupes 4, 5 et 7 il ressort, qu'en ce qui concerne les résistances à la traction et à la flexion, le sable concassé et le sable naturel ont la même valeur mais que la résistance à la compression est fortement réduite par du sable concassé. Il n'y a par conséquent aucune raison de préférer le sable concassé au sable naturel en ce qui concerne les résistances à la traction et à la flexion.

6° — *Types de pierres des matériaux additionnels.*

La résistance à la traction des pierres employées comme matériau additionnel est en général plus grande que la résistance à la traction du béton habituellement atteinte jusqu'à ce jour. Cependant, si l'on observe que l'on peut évaluer à environ 55 kg/cm², d'après les résistances à la flexion observées, la résistance à la traction du béton que l'on peut atteindre après un certain temps (2, p. 90) et qu'il existe des pierres appropriées au béton avec résistance à la traction plus faible, on voit qu'il faut tenir compte de la résistance à la traction des pierres, spécialement lorsque l'on doit obtenir un bon rendement (12, note 12). La résistance à la flexion des pierres n'a pour ainsi dire pas d'influence sur la résistance du béton car, dans l'essai de traction et flexion, seuls des morceaux à forme très allongée peuvent être détériorés par flexion.

L'état de la surface des matériaux additionnels dépend du genre de pierre et pour les matériaux concassés, du mode de préparation; nous venons d'en expliquer la signification. On n'a pas encore étudié le rôle de l'absorption d'eau par les pierres au point de vue de l'amélioration du rapport eau-ciment (supposé que les matériaux additionnels n'étaient pas mouillés auparavant) (16), soit encore au point de vue de la réduction de la vitesse de séchage ou peut-être aussi quant à l'adhérence du ciment aux pierres.

Il est avantageux d'employer des pierres ou des matériaux artificiels qui, comme par exemple les scories de haut fourneau et les briques recuites, ont la propriété de réagir chimiquement avec le ciment et par conséquent d'engendrer un liage plus fort du ciment.

Dutron (groupe 7, tableau 1) et *Guttmann* (3) ont donné quelques exemples sur l'influence de l'état de la surface de différentes pierres sur la résistance à la traction et à la flexion du béton.

Finalement, il faut observer encore le genre de pierre à cause de son influence sur les contraintes propres (cf. sous 8).

7° — *Préparation du béton.*

Plus le béton est rendu compact au cours de sa préparation, plus augmente vraisemblablement sa résistance à la traction et à la flexion. *Graf* a observé des résistances à la flexion allant jusqu'à 80 kg/cm² dans certains cas même jusqu'à 120 kg/cm² pour du béton damé à la machine à plusieurs reprises (2, p. 90). De plus grandes différences dans la compacité ne sont toutefois possibles que dans un mélange à l'humidité de la terre. Dans ce cas, le vibrage a une influence spécialement favorable, non seulement en ce sens qu'il permet une meilleure compacité, mais aussi parce qu'un plus petit rapport eau-ciment est suffisant. Le groupe 8 du tableau 1 montre quels sont les avantages du vibrage sur le damage; il faut remarquer qu'un gros travail de damage fut nécessaire. Les plus grandes résistances pour la même teneur en ciment correspondent au vibrage, les plus petits au damage. Le rapport de la résistance à la flexion à la résistance à la compression reste le même pour les deux moyens de rendre le béton plus compact. Une haute résistance à la traction exige un mortier appliqué au pistolet.

8° — *Humidité et température.*

La résistance du béton à la traction et à la flexion est fortement dépendante des actions d'humidité et de température. Dès que l'humidité ou la température ne sont pas uniformément réparties sur la section d'un corps de béton, il se produit des contraintes même lorsque n'agit aucune force extérieure. Ces contraintes propres représentent une mise en charge préliminaire du béton et la résistance, calculée en partant de la charge de rupture, est de ce fait plus petite que la vraie résistance.

Les contraintes propres, engendrées par la différence d'humidité, se présentent par ex. lorsque du béton humide sèche ou lorsque du béton sec devient mouillé, en ce sens que la variation d'humidité du béton, et par conséquent le retrait ou le gonflement ne peuvent se propager que d'une manière douce, de l'extérieur vers l'intérieur du corps. Si par exemple la zone extérieure est beaucoup plus fortement séchée que le noyau de la section, la zone extérieure ne pourra pas subir le retrait correspondant à son degré d'humidité, d'où il résultera dans cette zone des contraintes de traction, équilibrées par des contraintes de compression dans le noyau (13, p. 106). Lorsque l'on mouille le béton, le jeu des contraintes est inversé.

La fig. 2 donne, d'après les essais de *Graf* (19, fig. 4), quelques renseignements sur les processus exigés par les différences d'humidités lors du séchage. Dans ce cas on observa des corps de différentes grandeurs de section pour les mêmes conditions de conservation. Admettons que dans les petits corps la différence d'humidité dans une section est pratiquement nulle; les lignes de la figure montrent de combien le béton se serait rétréci à la surface des gros corps s'il ne s'était allongé par les contraintes propres et si l'humidité de l'intérieur de la section ne l'avait empêché de sécher aussi rapidement que le béton des petits corps. On voit d'autre part par le raccourcissement restreint de

l'axe des gros corps (ligne en traits) combien ceux-ci sèchent plus lentement que les petits corps; il faut encore observer que des contraintes propres de compression augmentent le raccourcissement de l'axe au-dessus de la mesure conditionnée par le retrait seulement. Finalement, la comparaison entre les

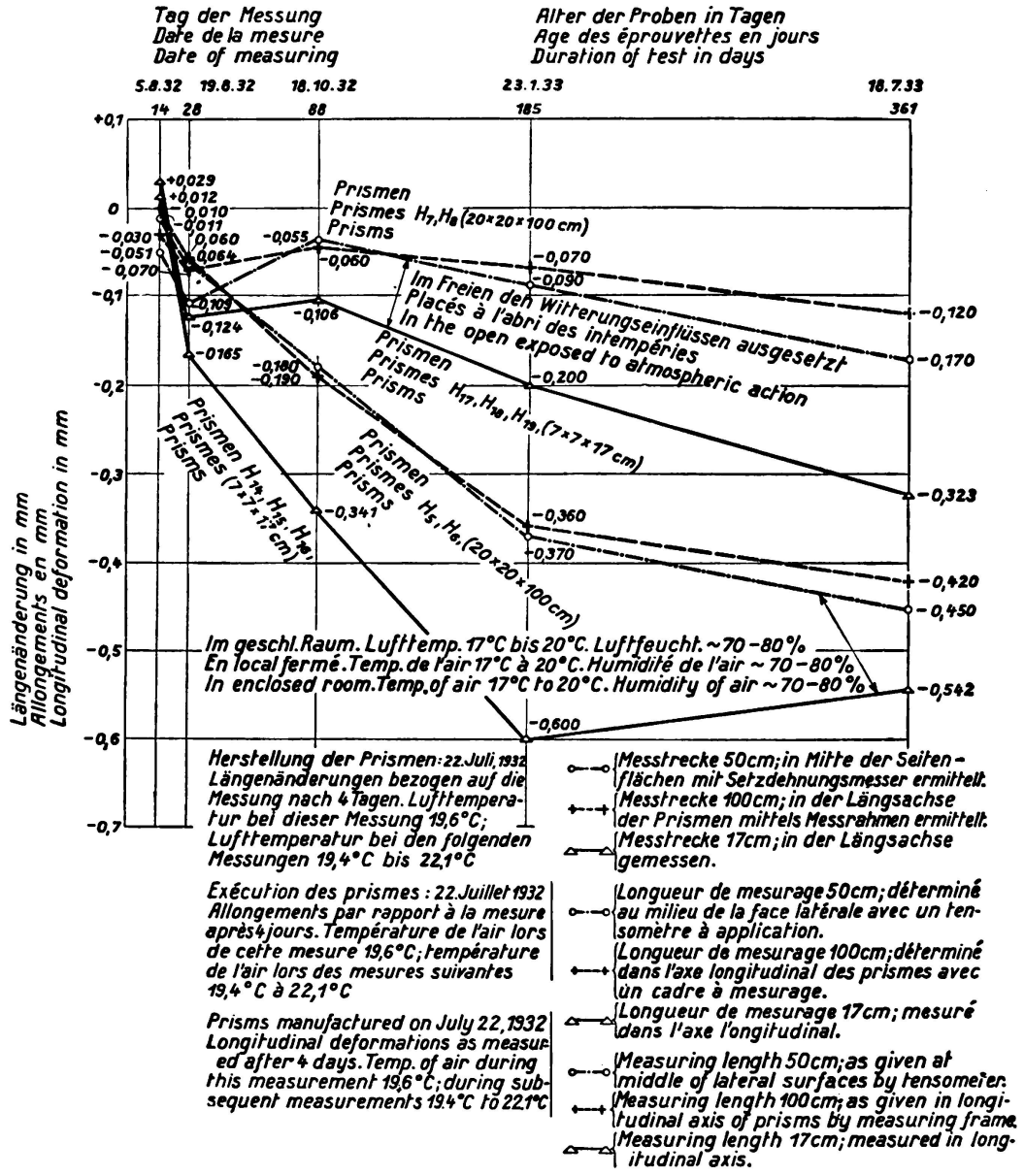


Fig. 2.

Retrait et gonflement de corps de différentes grandeurs.

raccourcissements de la surface et de l'axe des gros corps (lignes en traits-points et en traits), montre combien la différence des raccourcissements, que l'on peut attendre de la variation d'humidité, est compensée par les contraintes propres. Les contraintes propres seront d'autant plus grandes, que la différence d'humidité dans la section sera plus grande et que le ciment et les matériaux additionnels auront tendance au retrait et au gonflement. La variation d'humidité dépend du rapport entre la surface et la section du corps, de l'état des pores

dans le béton qui détermine la progression du séchage de l'extérieur vers l'intérieur (20, partie I) (21) et de la rapidité de séchage de la zone extérieure, qui est d'autant plus grande, que la différence entre le degré d'humidité du béton et de ses environs est grande (22, p. 136). Pour réduire la vitesse de séchage, il est avantageux d'utiliser des enduits imperméables (3), (23) (39, p. 139). Les contraintes propres seront par contre d'autant plus faibles, que le module d'élasticité sera faible et que l'écoulement par viscosité du béton sera grand (24). Il faut encore faire attention à la vitesse de durcissement. Plus le béton durcit rapidement, plus tôt se réduit la grandeur des contraintes propres vis-à-vis de la grandeur de la vraie résistance; par contre les contraintes propres sont plus grandes dans un béton qui durcit rapidement, car le module d'élasticité croît plus rapidement et l'écoulement par viscosité cesse plus tôt que dans un béton durcissant lentement. Ces nombreuses influences, en partie dirigées en sens opposés, font que les différences des modes de conservation influencent plus ou moins fortement la résistance à la traction et à la flexion de bétons différemment construits (1, p. 90 et 94) (12, tableau 12).

Alors que pour une variation de l'humidité il faut toujours s'attendre à une réduction de la résistance à la traction, *Graf* a trouvé un accroissement de la résistance à la flexion pour une humidification après un séchage plus ou moins long (26, tableau 9). La raison peut être trouvée dans le fait que, dans l'essai de traction, les contraintes propres agissent dans toute la section, c'est-à-dire que par l'humidification de la zone extérieure, les contraintes de traction dans le noyau réduisent la résistance à la traction, tandis que dans l'essai de flexion, seules les contraintes propres dans la zone extérieure sont décisives. Lors d'une humidification, ces dernières sont principalement des contraintes de compression qui relèvent la résistance à la flexion. Il est important de remarquer que, dans ces essais, les contraintes de traction dans le noyau, qui agissent perpendiculairement à la direction de la compression, réduisent la résistance à la compression.

A côté de ces contraintes propres dont nous venons de parler, une longue conservation sous l'eau peut aussi réduire la résistance à la traction et à la flexion du béton (1, p. 90) (26, tableau 3).

Le chauffage et le refroidissement engendrent des contraintes propres du même genre que l'humidification et le séchage; la grandeur de ces contraintes dépend de la variation de température dans la section (23).

Si l'on rassemble ces considérations, on peut dire qu'avant tout, un changement brusque des conditions de conservation influence la résistance à la traction et à la flexion. Par une conservation longtemps humide au début et par un séchage aussi lent que possible de la surface du béton, la résistance du béton peut être favorablement influencée (4, p. 49).

9° — *Age.*

La résistance à la traction et à la flexion croît avec l'âge, d'une façon correspondante à la vitesse de durcissement du ciment. Ce fait est toutefois dépassé par les influences de conservation exposées sous 8° de telle sorte que, suivant les circonstances, on peut observer durant longtemps un état stable (27, p. 51) ou même une reduction (12, tableau 12) (26, tableau 3) de la résistance à la

traction et à la flexion, même lorsqu'en même temps la résistance à la compression croît encore. Ici il faut remarquer qu'en général le béton ne sèche que lentement (1, p. 89), mais que par contre il prend beaucoup plus rapidement l'eau (28, fig. 24) (22, p. 140).

Lorsqu'après une variation des conditions de conservation la résistance à la traction et à la flexion croît de nouveau avec une égalisation progressive de l'humidité par suite du recul correspondant des contraintes propres, l'accroissement à l'intérieur d'un certain espace de temps est souvent plus grand que l'augmentation simultanée de la résistance à la compression. Les exposants x et y sont par conséquent plus grands à la fin de cet espace de temps qu'au commencement (cf. tableau 2) et se rapprochent des valeurs qui existent lors d'un

Tableau 2.

Influence de la conservation et de l'âge sur la résistance à la traction du béton.[1]

Lagerung Conservation Storage	Alter Age Age	$w_1 = 0,53$			$w_2 = 0,61$		
		K_{z1} kg/cm²	K_{d1} kg/cm²	y_1	K_{z2} kg/cm²	K_{d2} kg/cm²	y_2
1	2	3	4	5	6	7	8
7 Tage feucht dann trocken	Tage 28 Jours Days	12,4	225	0,466	12,0	191	0,474
7 jours humide puis sec	Tage 45 Jours Days	13,7	253	0,472	11,8	209	0,463
7 days moist then dry	Monate 6 Mois Months	19,5	337	0,511	15,3	297	0,480
	Jahr 1 An Year	23,7	371	0,536	23,1	329	0,543
Dauernd feucht Contin. humide Continually moist	Tage 45 Jours Days	19,0	224	0,545	17,0	201	0,534

Nach Graf (1) S. 86; Beton wie Zusammenstellung 1, Gruppe 1, Reihe 2.
D'après Graf (1) p. 86, béton comme dans le tableau 1, groupe 1, col. 2
Acc. to Graf (1) p. 86, concrete as in table 1, Gr. 1, col. 2

durcissement sans contraintes propres. Le tableau montre encore que le béton riche en eau durcit avec une autre vitesse que le béton pauvre en eau, c'est-à-dire que les contraintes propres croissent et décroissent plus ou moins rapidement suivant le rapport eau-ciment.

10° — *Surcharges alternées.*

Par mise en charge et décharge souvent répétées, la résistance à la traction et à la flexion est réduite. La résistance par rapport à l'origine, en tant que résistance à la fatigue, n'est que la moitié de la résistance à la flexion, déterminée de la façon habituelle (29, p. 117). Dans ce sens il ne faut pas oublier qu'une variation répétée de température agit comme une variation de charge.

[1] D'après Graf (1) p. 86, béton comme dans le Tableau 1, groupe 1, col. 2.

d) Moyens de relever la résistance à la traction du béton.

Si l'on rassemble les explications précédentes, on peut recommander les moyens et les mesures suivants pour relever la résistance à la traction du béton.

1° — Avant tout il faut choisir une marque de ciment appropriée. Le ciment doit, suivant les méthodes d'essai avec mortier à granulation mélangée, fournir si possible une grande résistance à la flexion et son retrait doit être aussi faible que possible; il doit rendre le béton facile à travailler, même pour une quantité d'eau réduite. Il faut préférer les ciments qui durcissent lentement, lorsqu'ils deviennent suffisamment résistants et qu'ils assurent un bon traitement du béton.

2° — Il faut utiliser des matériaux additionnels dont la résistance à la traction est plus grande que la résistance à la traction du béton que l'on veut obtenir. Il faut donner la préférence aux matériaux qui se rétrécissent peu, dont l'écoulement par viscosité est grand et le module d'élasticité petit. Une surface rugueuse des grains est avantageuse en admettant que par là, la quantité d'eau nécessaire n'est pas fortement relevée. Cela est à observer dans l'emploi de sable et de gravier concassés. Lors de la préparation des pierres, il faut faire en sorte de n'obtenir aucun morceau avec des fissures produites par le concassage.

3° — Pour la granulation des matériaux additionnels on peut en général se baser sur les lois qui furent établies il y a longtemps, pour l'obtention d'un béton aussi résistant que possible à la compression. Il nous paraît cependant approprié de choisir un contenu de sable (grains < 7 mm) au moins égal à 50 % du poids total des matériaux additionnels, même lorsque l'on utilise des matériaux à granulation naturelle. Dans les gros grains il faut aussi prendre garde à une bonne graduation de la grosseur des grains.

4° — Il est avantageux d'augmenter la quantité de ciment dans le béton, cependant l'effet favorable disparaît lorsque les limites habituelles sont dépassées.

5° — La quantité d'eau dans le béton, c'est-à-dire le rapport eau-ciment, est à réduire autant que possible. L'emploi de moyens d'humidification peut par conséquent être avantageux.

6° — Il faut rendre le béton aussi compact que possible. Dans un béton suffisamment rigide la vibration présente des avantages.

7° — Le béton doit être conservé longtemps humide et doit sécher si possible lentement. Spécialement lorsque le béton est jeune, il faut éviter les variations répétées et brusques de l'humidité et de la température agissant sur le béton.

II. — Extensibilité du béton.

a) Extensibilité du béton sous une brève surcharge.

Des essais sur l'extensibilité du béton sollicité à la traction et à la flexion ont donné les résultats suivants: Pour la même surcharge on a mesuré de plus grands allongements sur de grosses éprouvettes que sur de petites éprouvettes (30) (31). Les essais de flexion fournissent de plus grands allongements à la rupture que les essais de traction (25, p. 39), la raison est la même que celle indiquée dans Ia. Le module d'allongement $\alpha = \frac{1}{E}$, calculé à partir des

allongements totaux ou élastiques, concorde pour la traction et la compression lorsqu'il s'agit de petites sollicitations. Lorsqu'il s'agit de fortes contraintes, mais égales, α est un peu plus grand pour la traction que pour la compression (30, p. 50). Le module d'allongement α croît avec une sollicitation croissante.

Pour du béton, composé des mèmes matériaux (marque de ciment, genre de pierre des matériaux additionnels), le module d'allongement est pour la même contrainte d'autant plus petit que la résistance du béton est grande (30, p. 50) (24) (31). Si l'on change la marque de ciment ou le genre de pierre, et par conséquent la déformabilité des matériaux additionnels, on peut obtenir des bétons avec modules d'allongement différents pour la même résistance. D'après les recherches de *Hummel* (24), nous avons donné dans le tableau 3 des rapports qui montrent toutes les possibilités qui existent dans ce sens pour influencer l'extensibilité du béton. Il faut remarquer que la plus grande ductilité du béton apparaît d'autant plus accentuée que la sollicitation se rapproche de la contrainte de rupture.

Tableau 3.

Valeur du rapport des modules d'allongement $\alpha = \frac{1}{E}$ d'après Hummel (24)

Bétons différenciés par	K_d kg/cm²	K_b kg/cm²	15	25	$\sigma_{bz} =$ 35 kg/cm²	40	45	K_b
Le genre de pierre des matériaux additionnels	555	48	1	1	1	1	1	1
	510	49	1,06	1,02	1,04	1,07	1,22	1,35
	479	48	1,35	1,32	1,33	1,34	1,42	1,53
Le ciment	532	48	1	1	1	1	1	1
	544	48	1,0	0,98	1,0	1,02	1,05	1,25
	500	47	1,0	1,08	1,24	1,55	—	1,95

Vraisemblablement l'extensibilité du béton est influencée par les contraintes propres, suivant les conditions de conservation. Cependant les essais (24) (30) (32) ne peuvent pas suffisamment être comparés pour pouvoir en tirer des conclusions générales.

Aussi longtemps que le module d'allongement α pour sollicitation à la traction et à la flexion du béton est influencé par mises en charge et décharges souvent répétées, au-dessous de la limite de résistance à la fatigue, on ne pourra conclure.

b) Extensibilité du béton sous une contrainte de traction immobile et longue (capacité d'écoulement par viscosité).

Jusqu'à maintenant on n'a que peu étudié l'écoulement par viscosité du béton sous l'effet dû à la contrainte de traction. Un rapport de *Glanville* (33) cite cependant un essai au cours duquel le module d'écoulement par viscosité du béton, mis en charge à l'âge de 1 mois, était exactement le même pour la traction que pour la compression. Ce module était de 0,1 mm/m après 6 mois sous une contrainte de 10 kg/cm². Comme le module d'écoulement par viscosité

croît proportionnellement à la contrainte, il deviendra plus grand sous des sollicitations aux environs de la résistance à la traction que l'allongement à la rupture dans un essai de courte durée qui est de 0,0045 mm/m pour chaque kg/cm² de résistance à la traction (4, p. 51). Au cas où il serait possible de généraliser l'observation du rapport d'écoulement par viscosité pour une sollicitation à la traction et à la compression, on pourrait conclure des essais sur l'écoulement par viscosité du béton sous compression [d'après un rapport sur les essais de *Davis, Glanville,* etc. (34)] que l'extensibilité du béton sous une longue surcharge peut être beaucoup plus grande que l'extensibilité trouvée dans un essai de courte durée et qu'elle peut être influencée dans une mesure beaucoup plus grande par la composition et le traitement du béton.

c) Importance de l'extensibilité du béton pour la fissuration.

Il faut distinguer l'allongement à la rupture du module d'allongement α.

La grandeur de l'allongement à la rupture n'a aucune importance, dans tous les cas où la résistance d'un ouvrage est détruite avec l'apparition des premières fissures dans le béton. Il faut seulement que la résistance du béton à la traction soit suffisamment grande pour supporter avec sécurité les sollicitations. Dans tous les autres cas le danger de fissuration est d'autant plus faible que l'allongement à la rupture du béton est plus grand. Il n'est ici en aucun cas toujours égal, que l'allongement à la rupture plus grand corresponde à une résistance à la traction plus grande ou plus petite. Considérons par exemple une dalle de route en béton, qui est étirée durant son séchage par des forces de frottement; on peut dire que la grandeur des forces de frottement est limitée. Aussitôt que cette limite est atteinte, la dalle glisse sur le sol et l'allongement de la dalle ne croît plus. Plus les forces qui allongent la dalle jusqu'à la rupture doivent être grandes, c'est-à-dire plus la résistance à la traction de la dalle est grande, plus est grande la probabilité que la dalle glisse et que la fissuration est évitée.

La grandeur du module d'allongement α agit indirectement sur la fissuration. Plus α est grand, c'est-à-dire plus le béton est extensible, plus les contraintes qui se produisent lorsque le béton est empêché d'acquérir la déformation correspondant à une variation d'humidité ou de température, restent petites (cf. aussi 18). D'autre part, lorsque ces contraintes sont petites, le danger est plus faible que ces sollicitations seules ou avec les contraintes engendrées par des surcharges, dépassent la résistance à la traction.

La capacité d'écoulement par viscosité du béton agit dans le même sens que le module d'allongement α. L'écoulement par viscosité réduira avant tout les contraintes de retrait qui se développent très lentement et agissent longtemps (23) (24) (34).

En résumé on peut dire, que pour réduire la fissuration il faut avoir une extensibilité aussi grande que possible du béton en même temps qu'une résistance à la traction aussi grande que possible. Cette affirmation exige cependant une restriction. A une grande extensibilité du béton sous des sollicitations à la traction et à la flexion correspond en général une grande compressibilité sous une sollicitation à la compression; il peut en résulter dans les parties soumises à la flexion, avec déformabilité croissante du béton, spécialement par écoulement par viscosité, des déformations si grandes qu'il peut exister une répartition

des contraintes fortement différente de la répartition calculée suivant la méthode habituelle. De ce fait la sécurité à la fissuration et à l'existence peut être réduite (34) (35).

III. — La fissuration dans le béton armé.

a) Généralités.

Aux contraintes dans les fers, admissibles en béton armé, $\sigma_e = 1200$ kg/cm² correspondent des allongements $\varepsilon_e = 0{,}6$ mm/m, tandis que l'allongement du béton à la rupture, que l'on peut atteindre actuellement dans un essai de traction, est au maximum 0,2 mm/m (36, p. 3) et dans un essai de flexion au maximum de 0,3 mm/m (24). C'est pourquoi dans les ouvrages de béton armé on constate en général des fissures pour les charges normales. L'expérience a montré que ces fissures ne mettent pas en danger l'existence des ouvrages, pour autant qu'elles restent suffisamment minces pour protéger le fer contre des influences détériorantes (11, rapport de Krüger) (37) (38). Les mesures tendant à réduire la fissuration doivent:

1° — limiter si possible l'existence des fissures, c'est-à-dire faire en sorte que des allongements qui ne permettent plus au béton de supporter, restent limités à une partie aussi petite que possible de la construction;

2° — limiter l'ouverture des fissures inévitables.

b) Contraintes originelles dans le béton armé.

Dans des parties de construction sur appuis mobiles, il se produit, ainsi qu'on le sait, des contraintes propres dans le béton par suite de la résistance au glissement des armatures lors du retrait et du gonflement, à savoir, des contraintes de traction lors du retrait et des contraintes de compression lors du gonflement, qui correspondent dans le fer à des contraintes de compression ou de traction. Nous désignerons ces contraintes dans le béton et le fer par contraintes originelles car elles existent déjà dans l'ouvrage non chargé.

La grandeur de ces contraintes originelles est très difficile à déterminer par essais et pour les raisons suivantes (39, p. 127) (40) (33). Les raccourcissements du béton lors du retrait sont supportés par les fers, par suite de la résistance au glissement de ces derniers. La résistance au glissement est produite par le frottement du fer dans le béton et par les forces de contraction résultant de la réduction de volume du béton (36, p. 32). La résistance au glissement ne se développe que doucement avec le durcissement croissant du béton. Il est par conséquent très vraisemblable que dans les premiers temps du durcissement il se produise des mouvements entre le béton et le fer, sans cependant engendrer des contraintes. Plus tard, le raccourcissement par retrait du béton est transmis au fer par résistance au glissement à partir des extrémités de l'éprouvette; les mouvements opposés décroissent doucement, pour disparaître dans la partie médiane du corps. De même les contraintes originelles croissent de 0 aux extrémités jusqu'à une valeur maxima dans la zone moyenne de permanence. La loi de cet accroissement et par le fait même aussi la longueur de la zone de permanence qui ne peut absolument pas exister dans les corps de courte longueur, sont inconnues. Aussitôt qu'il se produit des contraintes dans le béton, ce dernier commence

à s'écouler par viscosité. Il est par conséquent impossible en partant de la différence du raccourcissement du béton armé vis-à-vis du raccourcissement du béton qui peut se rétrécir sans entrave, de tirer des conclusions sur les contraintes originelles du béton. L'allongement du béton engendré par les fers, vis-à-vis du raccourcissement lors d'un retrait sans entrave, est beaucoup plus important, par suite de l'écoulement par viscosité que l'allongement élastique résultant des contraintes originelles (25, p. 36). La grandeur de la contrainte originelle ne peut par conséquent être mesurée que par des mesures de gonflement sur les fers dans la zone de permanence. *Glanville* a exécuté un tel essai (36, p. 53). Le résultat ne peut cependant pas être généralisé par suite des dimensions de l'éprouvette. Les contraintes originelles ne sont pas uniformément réparties dans la section de béton. Dans les environs immédiats du fer l'écoulement par viscosité est fortement favorisé par la résistance au glissement du fer. Cette influence du fer décroît avec une distance des fers croissant d'abord rapidement puis plus lentement. Il en résulte dans les éprouvettes une voussure marquée des surfaces d'extrémité (25, p. 37).

Pour la zone de permanence, on peut toujours dire que le raccourcissement du béton à côté du fer, qui provient du raccourcissement du béton dans un retrait sans entrave δ diminué de l'allongement élastique $\frac{\sigma_b}{E_b}$ et du module d'écoulement par viscosité $\varkappa$ du béton, doit être égal au raccourcissement du fer $\frac{\sigma_e}{E_e}$. Le module d'écoulement par viscosité est ici une fonction de la progression dans le temps du retrait et de la grandeur de la contrainte σ_b. En outre, l'équilibre doit régner dans la section. Des deux équations:

$$\delta - \varkappa - \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_e}{E_e} \quad \text{et} \quad \sigma_b F_b = \sigma_e F_e$$

on obtient avec $\mu = \frac{F_e}{F_b}$: $\sigma_b = \frac{\delta - \varkappa)}{\left(\frac{E_e}{E_b} + \frac{1}{\mu}\right)} : E_e$

La contrainte originelle dans le béton est par conséquent d'autant plus grande que le béton a un retrait plus fort et que le module d'élasticité du béton et le pourcentage d'armature sont grands; elle est d'autant plus petite par contre que l'écoulement par viscosité du béton est grand. Le principal est l'écoulement par viscosité durant les premiers temps du durcissement, écoulement qui peut aussi être grand lors d'un durcissement suffisamment lent, lorsque le module d'écoulement par viscosité reste faible à un âge plus grand, ainsi qu'on peut le souhaiter en tenant compte de la déformation lente sous les charges.

Le danger de fissuration est relevé par les contraintes originelles de traction dans le béton. Pour réduire la fissuration par suite des contraintes originelles il faut par conséquent employer un béton se rétrécissant peu, fortement extensible et durcissant lentement et faire en sorte que le séchage se fasse lentement et d'une façon continue (cf. I 8). Il faut par conséquent employer les mêmes mesures que l'on recommande pour le béton non armé. En outre il faut maintenir le pourcentage d'armature aussi faible que possible. Pour cette raison, les joints

soudés des fers sont plus appropriés que les recouvrements et les manchons de serrage.

Les observations sur la décroissance des influences aux environs des fers, nous permettent de conclure que pour des sections de béton et de fer restant les mêmes, les déformations du béton, engendrées par les fers, embrassent une surface d'autant plus grande de la section que la section de fer est répartie plus uniformément dans le béton, c'est-à-dire que les fers sont plus nombreux pour des sections plus faibles des différents fers. La variation d'allongement dans la section de béton sera donc plus petite lorsque la répartition de la section de fer est meilleure et les contraintes originelles doivent ainsi diminuer.

Le fait que dans les poutres à haute âme avec zone de traction fortement armée et spécialement dans les sections de poutres en forme de I, les fissures se produisent d'abord dans l'âme au-dessus de l'armature, est vraisemblablement à attribuer aussi aux contraintes originelles. Au cours du sèchage, ainsi que nous l'avons expliqué ci-dessus, le béton est allongé aux environs des fers, le raccourcissement de la zone armée reste nettement plus faible que dans un retrait libre. Au-dessus de l'armature, le béton s'allongera aussi fortement dans l'âme par suite de la liaison, ce qui n'est possible que par écoulement par viscosité. Il manque cependant ici l'influence favorable de la résistance au glissement de l'armature sur l'écoulement par viscosité, de telle sorte que le module d'écoulement par viscosité diminue avec la distance croissante à la zone d'armature et qu'une plus grande partie de l'allongement entravé du béton engendre des contraintes. Les contraintes originelles seront ainsi plus grandes dans l'âme au-dessus de la zone armée que dans cette dernière. Dans les sections en forme de I cette apparition est spécialement marquée, car il existe facilement entre la zone tendue large et l'âme mince une plus grande différence d'humidité et par conséquent une plus grande différence de retrait. Comme protection contre de telles fissures dans l'âme on peut recommander une armature bien répartie aux environs de la surface, ainsi que cela a été souvent employé (par ex. 41), souvent même pour la seule raison qu'au dessus de la zone armée il existe encore de fortes contraintes de traction dans le béton, engendrées par la surcharge (42).

c) Processus de fissuration dans le béton armé.

Emperger (36) a expliqué d'une façon très en détail les processus que l'on observe aux environs d'une fissure. Il a obtenu une concordance fondamentale avec les processus que l'on peut observer dans les essais pour la détermination des contraintes originelles ou que l'on peut déduire des observations (cf. IIIb). A la place de l'écoulement par viscosité sous l'effet d'une charge durable, intervient dans la fissuration l'allongement plastique que le béton éprouve dans les environs immédiats des fers sous l'influence de la résistance au glissement et qui est plus grand que son extensibilité ordinaire (36, p. 18). Il croît rapidement avec un éloignement croissant des fers (25, p. 40).

A partir de l'endroit de la fissure, la force de traction du fer doit de nouveau être transmise au béton par la résistance au frottement. Il se trouvera d'abord, immédiatement à côté de la fissure, une zone où le béton se sera séparé du fer car les allongements et la contraction transversale ne pouvaient plus être suivis

par le fer (zone de séparation); puis vient une zone où le béton est allongé plastiquement en couches d'épaisseur progressivement croissantes et la résistance au glissement agit et atteint rapidement sa valeur maxima (zone plastique). Ici, le béton supporte une partie de la force de traction du fer jusqu'à ce que finalement les allongements du fer ne dépassent plus l'extensibilité élastique du béton (zone élastique) (36, fig. 20) (25, p. 53). Lorsque la contrainte dans le fer croît et que la distance des fissures diminue, les deux dernières zones disparaissent l'une après l'autre de telle sorte que finalement le fer glisse sur toute la longueur entre deux fissures.

Les processus aux environs d'une fissure nous permettent de conclure que la collaboration du béton dans la zone tendue est assurée d'autant plus longtemps que la résistance au glissement de l'armature et la déformabilité plastiques du béton sont plus grandes. En ce qui concerne le béton, la résistance au glissement croît avec la résistance du béton, aussi dans une proportion plus faible que cette dernière (25, p. 56), par contre la déformabilité plastique croît avec une résistance décroissante du béton (36, p. 73) (30, p. 50). Le genre des fers d'armature peut influencer la résistance au glissement, par exemple par l'emploi de fers à surface rugueuse ou de fers spéciaux tels que les fers à nervures ou les fers tordus dont la forme permet une liaison spécialement bonne avec le béton (25, p. 58) (36, p. 73). La collaboration du béton peut encore être augmentée en faisant porter l'influence des armatures sur une plus grande partie de la section du béton; par exemple une meilleure répartition de la section de fer (25, p. 41) ou par une armature spatiale (armature transversale, treillis métalliques, fers déployés). Il faut remarquer ici que des armatures transversales (par exemple des étriers) entre les armatures principales et la surface du béton réduisent la fissuration.

Une meilleure collaboration du béton dans la zone tendue agit de la façon suivante: La contrainte moyenne du fer devient sous une certaine surcharge plus petite et par conséquent aussi l'allongement de la zone tendue (25, p. 51). Ensuite la distance des fissures devient plus petite car le déchargement du béton produit par la première fissure ne s'étend que peu (25, p. 48). Cependant plus les fissures sont nombreuses moins elles s'ouvrent (25, p. 50). Cela s'explique par le fait que l'allongement du fer sur une certaine longueur, dans laquelle sont comprises des fissures, dépend principalement de l'allongement du fer dans les sections des fissures, car il existe en ces points la sollicitation maxima du fer. Plus les fissures sont nombreuses, plus est petite la fraction de l'allongement total du fer, qui revient à chaque fissure.

Lorsque la sollicitation du fer croît les fissures s'ouvrent plus fortement, pour autant que de nouvelles fissures ne se produisent pas, aussi longtemps que la résistance au glissement entre les fissures existantes n'est pas dépassée. Lorsque la résistance au glissement est détruite, la relation entre l'ouverture des fissures et le nombre de fissures n'existe plus (25, p. 51). Quelques fissures peuvent s'ouvrir beaucoup plus, alors que d'autres peuvent redevenir plus petites. Ainsi on observa, dans des essais avec mises en charge et décharges souvent répétées (36, p. 114) (43), que pour une armature de fers ronds où la résistance au glissement était dépassée, la plus grande ouverture de fissure croissait fortement avec la répétition de la charge, malgré le nombre constant

de fissures, tandis qu'elle restait constante pour une armature en acier Isteg qui ne peut glisser dans le béton. Dans de tels essais à la fatigue le nombre des fissures croît au début pour atteindre bientôt un état permanent. De nouvelles fissures peuvent aussi se produire sous une surcharge permanente immobile, par suite de l'écoulement par viscosité car l'axe neutre se déplace vers le côté tendu, d'où il résulte que la sollicitation de la zone tendue croît (33) (34).

Le fait que les fers doivent supporter l'effort additionnel supporté par le béton jusqu'à la fissuration a une forte influence sur l'ouverture des fissures (36, p. 44) (44). Les fers auront à l'endroit de la fissure un allongement additionnel car ils peuvent là s'allonger sans contrainte. Par conséquent les fissures s'ouvriront d'autant plus que le rapport de la section d'armature à la section fendue de béton est plus petit et que la traction supportée par le béton auparavant était plus grande, c'est-à-dire en général plus la largeur de la zone tendue du béton est grande (44) et plus la résistance à la traction du béton est grande. Lors de la fissuration, le béton se détend par suite de la décharge. Le mouvement dans les environs de l'armature est plus petit, par suite de la résistance au glissement, qu'à une distance plus grande des fers, où l'allongement élastique était aussi plus grand. La fissure s'ouvre donc un peu plus à la surface du corps qu'aux environs des fers (36, p. 48), de même la fissure commence à la surface et se propage vers l'armature (39, p. 117).

Il est de toute importance que la fissure reste fine sous l'effet de la charge permanente de telle sorte qu'elle puisse se refermer autant que possible après l'enlèvement de la surcharge (45). L.ouverture de fissure permanente devrait avant tout dépendre des allongements permanents du béton au-dessus de la zone armée. Il se produit aussi dans la fissure des allongements permanents du fer, car celui-ci est empêché de revenir tout à fait en place par la résistance au glissement (36, p. 73).

Il n'existe aucune entente sur l'ouverture de fissure qui peut persister sans dommage pour le béton. Des recherches sur du béton centrifugé, donc du béton très compact, donnèrent comme admissibles une largeur permanente de 0,3 mm et une largeur momentanée de 0,5 mm. *Gehler* (44) conclut de l'ouverture de fissure mesurée sur des poutres en forme de T, pour une contrainte dans les fers de 1200 kg/cm², que la largeur de fissure admissible est $^1/_8$ mm. *Graf* (43) arrive à un résultat semblable. Ces considérations doivent servir à justifier d'après des essais, l'admissibilité de contraintes dans le fer, relevées en fonction de la qualité du béton ainsi que du genre et de la disposition de l'armature. On peut cependant se demander s'il n'est pas possible avec nos connaissances actuelles de limiter avec sécurité à une certaine mesure la largeur des fissures (cf. 44, Tableau III).

A partir des explications sur l'ouverture des fissures, on peut conclure que la sécurité à la fissuration, calculée en tant que rapport entre la charge pour laquelle se produit la fissure et la charge admissible, ou en tant que rapport entre la contrainte dans le fer, calculée suivant la méthode habituelle en négligeant la collaboration du béton, et la contrainte admissible dans le fer (44), ne forme un critère utilisable que lorsque cette valeur dépasse 1. Aussi longtemps qu'elle reste plus petite que 1, son relèvement n'est avantageux que lorsque les fissures qui ne se produisent que plus tard, par suite de la plus grande sécurité

à la fissuration sous les charges permanentes, s'ouvrent moins que les fissures qui se sont produites plus tôt.

La sécurité à la fissuration, ainsi qu'elle est déterminée plus haut, devient d'autant plus grande que la résistance à la flexion et l'extensibilité du béton deviennent plus grandes, que le genre et la disposition de l'armature sont plus favorables, que la différence de la contrainte calculée dans le fer et de la contrainte qui existe réellement par suite de la collaboration du béton est plus grande et que pour terminer le pourcentage d'armature $\mu = \frac{Fe}{bh}$ est plus petit (25, p. 24) (45). Elle est par conséquent plus grande dans les dalles à armatures croisées, reposant sur tout leur pourtour que dans les dalles à deux lignes d'appui parallèles et aussi plus grande dans les dalles rectangulaires que dans les dalles en T et dans ces dernières, plus la zone de traction du béton est large.

d) Mesures propres à réduire la fissuration dans le béton.

En résumé on peut conclure des chapitres III b et c que pour réduire la fissuration dans le béton armé il faut employer du béton se rétrécissant peu, très extensible et durcissant lentement pour commencer et faire en sorte que le séchage se fasse lentement et d'une façon continue. Tant qu'il est possible d'éliminer les fissures sous l'effet de la surcharge, il s'agit d'obtenir une grande résistance à la traction du béton. Si ce n'est pas possible d'éviter les fissures, comme par exemple dans les poutres en T sous les rapports habituelles, l'extensibilité du béton devient plus importante que la résistance à la traction.

Il faut spécialement faire en sorte que la collaboration du béton et du fer dans la zone tendue soit assurée jusqu'à un allongement du fer assez grand. C'est pourquoi il faut répartir autant que possible la section de fer. Il faut donner la préférence aux fers à surface rugueuse ou à ceux qui, comme les fers à nervures et les fers tordus, possèdent de par leur forme une grande résistance au glissement. (Naturellement ces fers doivent posséder les propriétes exigées pour autres fers d'armature et leur forme ne doit pas donner au béton la tendance à éclater). Il est aussi avantageux de placer des armatures transversales fortement liées aux armatures tendues.

A côté de ces mesures qui, en général, peuvent être facilement appliquées, il faut encore faire remarquer que dans certains cas spéciaux il est possible d'engendrer dans le béton de si fortes compressions au moyen de précontraintes dans l'armature, que sous l'effet des surcharges accidentelles il n'existe dans le béton plus aucune contrainte de traction. Cette possibilité a déjà été exposée, il y a longtemps (25, p. 44), cependant *Freyssinet* (voir le rapport précédent) a été le premier à l'utiliser après qu'il eut trouvé la signification de l'écoulement par viscosité pour la grandeur de la précontrainte nécessaire et de nouveaux moyens de réduire la variation de volume du béton (20). La conception développée par lui sur la possibilité d'influencer les propriétés du béton exigera vraisemblablement aussi la plus ample explication des questions traitées dans le présent rapport.

Résumé.

Le rapport repose sur l'interprétation de l'ample littérature concernant ce thème. On peut en tirer ce qui suit:

La résistance à la traction du béton dépend principalement de la résistance à la traction du ciment comme on l'obtient en tant que résistance à la flexion d'après les nouvelles méthodes d'essai, avec mortier plastique à granulation mélangée. On peut appliquer pour la composition du béton les mêmes mesures qui permettent d'obtenir un béton le plus possible résistant à la compression. Les matériaux additionnels concassés améliorent le rapport de la résistance à la traction à la résistance à la compression, cependant, dans un béton mou et coulant, ils ne donnent pas en général une résistance à la traction plus grande que les matériaux à granulation naturelle, à cause du plus grand besoin d'eau. La résistance à la traction peut être plus fortement influencée que la résistance à la compression par les proprietés naturelles des matériaux additionnels. Il faut encore tout spécialement remarquer que le béton doit sécher lentement.

Pour l'évaluation de ces différentes influences, on a remarqué qu'il était tout-à-fait approprié de rechercher le rapport de la résistance à la traction à la résistance à la compression, au moyen d'exposants de la résistance à la compression qui tiennent compte du fait que ce rapport dépend de la grandeur de la résistance à la compression.

Comme l'extensibilité du béton est importante pour la fissuration, on l'a aussi étudiée. En général elle décroît avec une résistance croissante, mais elle peut être influencée par le ciment et la nature des matériaux additionnels. L'écoulement par viscosité a une influence favorable sur la résistance à la traction, car il réduit les contraintes de retrait très désavantageuses.

Pour la réduction de la fissuration, la résistance à la traction est seulement déterminante lorsqu'il est possible d'éliminer complètement la fissuration sous l'effet des charges accidentelles. Dans ce cas seulement, une haute sécurité à la fissuration, en tant que rapport de la charge de fissuration à la charge admissible, a une signification pratique. Là où il est impossible d'éviter les fissures, l'extensibilité du béton est plus importante que la résistance à la traction et le fait que l'ouverture des fissures est faible est plus important que le fait que les fissures ne se produisent que pour des charges élevées.

En général on peut dire qu'il faut autant que possible répartir l'armature et employer des types d'armatures qui donnent une bonne résistance au glissement dans le béton. En connexion avec l'explication de la fissuration, on a démontré que l'action réciproque du béton et du fer concorde en principe, lors de la formation des contraintes originelles, avec les processus que l'on observe aux environs d'une fissure et que les contraintes originelles résultant de l'écoulement par viscosité du béton sont probablement plus petites que l'on ne l'avait supposé jusqu'à maintenant.

Nomenclature de la littérature utilisée.

(1) *Graf:* Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk. Stuttgart 1921.

(2) *Graf:* Der Aufbau des Mörtels und des Betons. Berlin 1930.

(3) *Guttmann:* Zur Frage der Zugfestigkeit unbewehrten Betons. Zement 1935, fasc. 35.

(4) *Graf:* Deutscher Beton-Verein, Eisenbetonbau, Entwurf und Berechnung. Stuttgart 1926.

(5) *Dutron:* Les matières inertes et les propriétés mécaniques des bétons. Rapport du Congrès de Liége 1930.

(6) *Hummel:* Das Beton ABC, Berlin 1935.

(7) *Haegermann:* Die Prüfung von Zement mit weich angemachtem Mörtel. Zement 1935, fasc. 35, 39 et 44.

(8) *Graf:* Über Zement für Betonstraßen. Zement 1935, fasc. 23 et 24.

(9) *Graf:* Über die Herstellung und Prüfung von Prismen aus weich angemachtem Mörtel zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften von Straßenbauzementen. Zement 1936, fasc. 7.

(10) *Graf:* Betonstraßenbau und Materialprüfung. Straße 1936, fasc. 2.

(11) *Graf:* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, fasc. 71, Berlin 1933.

(12) *Olsen:* Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Zementmörtel und Beton. Beton und Eisen 1929, fasc. 11 et 12.

(13) *Bach* und *Graf:* Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, fasc. 72 à 74, Berlin 1909.

(14) *Roš*: Einfluß des Zusatzes von „Plastiment" auf die bautechnischen Eigenschaften des Betons. Rapport N° 79 du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux, Zurich 1934.

(15) *Hertel:* Einfluß der Verwendung von Edelzuschlag auf die Güte und die Kosten von Beton. Berlin 1930.

(16) *Pfletschinger:* Der Einfluß der Grobzuschläge auf die Güte von Beton. Zement 1929. fasc. 31 à 34.

(17) *Graf:* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, fasc. 63, Berlin 1930.

(18) *Walz:* Beitrag zur Anwendung von Rüttelverfahren beim Verarbeiten des Betons. Versuche über Oberflächenrüttlung. Beton und Eisen 1935, fasc. 5 à 7.

(19) *Graf:* Über den Einfluß der Größe der Betonkörper auf das Schwinden in trockenen Räumen und im Freien. Beton und Eisen 1934, fasc. 7.

(20) *Freyssinet:* Une révolution dans les techniques du béton. Paris 1936.

(21) *Würzer:* Adhäsion, Kapillarkraft und Erhärtung. Zement 1934, fasc. 39.

(22) *Haegermann:* Raumänderungen des Betons durch Feuchtigkeitswechsel. Rapport sur l'assemblée de la Société allemande des fabricants de ciment portland, août 1935.

(23) *Graf:* Über einige Aufgaben der Eisenbetonforschung aus neuerer und älterer Zeit. Beton und Eisen 1934, fasc. 11.

(24) *Hummel:* Beeinflussung der Beton-Elastizität. Zement 1935, fasc. 42/3.

(25) *Graf:* Handbuch für Eisenbetonbau, Ier vol., 4e édition, Berlin 1930.

(26) *Graf:* Druckfestigkeit, Biegefestigkeit, Schwinden und Quellen usw. von Zementmörtel und Beton. Zement 1928, fasc. 40 à 42 et 45 à 47.

(27) *Gehler:* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, fasc. 63, Berlin 1930.

(28) *Graf:* Über die Elastizität der Baustoffe. Bautechnik 1926, fasc. 36 à 38.

(29) *Graf:* Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, Berlin 1929.

(30) *Graf:* Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, fasc. 227, Berlin 1920.

(31) *Möhlmann:* Untersuchungen über die Dehnungsfähigkeit von hochwertigem Beton an Zug- und Druckkörpern, Berlin 1927.

(32) *Graf:* Über das Schwinden und Quellen sowie über die Dehnungsfähigkeit von Beton mit verschiedenen Zuschlagstoffen. Beton und Eisen 1933, fasc. 7/8.

(33) *Glanville:* Creep of concrete under load. The Structural Engineer, février 1933.

(34) *Hummel:* Vom Kriechen oder Fließen des erhärteten Betons und seiner praktischen Bedeutung. Zement 1935, fasc. 50 et 51.

(35) *Freudenthal:* Änderung des Spannungszustandes weitgespannter, flacher Eisenbetonbogen durch die plastische Dauerverformung des Betons. Beton und Eisen 1935, fasc. 11.

(36) *Emperger:* fasc. 16 des „Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom Österreichischen Eisenbetonausschuß", Vienne 1935.

(37) *Honigmann:* Witterungseinflüsse und ihre Raffung im Kurzversuch an Schleuderbetonmaststücken. Beton und Eisen 1935, fasc. 19 et 20.

(38) *Rengers:* Einfluß der Rißbreite auf den Angriff durch Rost, Beton und Eisen 1935. fasc. 10.

(39) *Mörsch:* Der Eisenbetonbau, 6e édition, vol. 1, Stuttgart 1923.

(40) *Kayser:* Anfangsspannungen im Eisenbetonbau. Beton und Eisen 1936, fasc. 1.

(41) *Schächterle:* Talübergang bei Denkendorf, Beton und Eisen 1936, fasc. 1.

(42) *Berger:* Der Umbau der Sophienbrücke in Bamberg. Bauingenieur 1932, fasc. 23/4.

(43) *Graf:* Über die Bedingungen für die Größe der zulässigen Anstrengungen von Eiseneinlagen in Eisenbetonplatten und in Eisenbetonbalken. Beton und Eisen 1935, fasc. 9.

(44) *Gehler:* Rapport IIc de la présente Publication du Congrès.

(45) *Abeles:* Über die Verwendung hochwertiger Baustoffe im Eisenbetonbau. Beton und Eisen 1935, fasc. 8 et 9.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb 2

Sur la résistance des pièces tendues dans les constructions en béton armé.

Zugfestigkeit des Betons in Eisenbetonkonstruktionen.

The Tensile Strength of Stressed Parts in Reinforced Concrete.

G. Colonnetti.
Professeur à l'Ecole Royale Supérieure d'ingénieurs de Turin.

Tous les investigateurs sont unanimes à affirmer qu'à égalité de section de métal, la résistance à la traction dans les ouvrages en béton armé augmente et la tendance à la fissuration diminue lorsque le nombre des armatures croît, en même temps que leur diamètre décroît.

Mais si ce fait peut être considéré comme acquis expérimentalement d'une manière absolument indubitable, l'accord n'est pas aussi unanime, auprès des différents auteurs, en ce qui concerne son explication.

On peut certes rappeler ici ce fait évident que lorsque le diamètre des fers d'armature diminue, le rapport entre le périmètre de leur section droite et la valeur de cette section elle-même augmente — en même temps que s'améliorent les conditions d'adhérence entre les fers et le béton. Toutefois, l'observation expérimentale mentionnée plus haut s'étend notoirement à des cas dans lesquels l'adhérence théorique ne peut à aucun titre entrer en ligne de compte, comme par exemple le cas de la poutre sollicitée à la flexion simple.

En fait, et comme nous le verrons d'ailleurs un peu plus loin, le rappel que nous venons de faire n'acquiert une valeur nettement définie et précise que si, dans nos efforts en vue d'analyser ce qui se passe effectivement dans une pièce soumise à la traction, nous commençons par faire table rase de toutes ces conceptions simplistes et d'ailleurs assez fréquemment contradictoires entre elles, auxquelles nous sommes contraints de recourir dans nos calculs statiques.

On sait que suivant ces conceptions, on a coutume de faire complètement abstraction de toute particulation quelle qu'elle soit du béton à la résistance à la traction, ce qui revient à admettre que la charge est intégralement supportée par les armatures seules, si les calculs ont seulement pour but une pure et simple vérification de la résistance des matériaux; au contraire, nous faisons crédit à cette participation du béton en admettant que les contraintes internes se répartissent entre les fers et le béton en raison de leurs modules d'élasticité respectifs, toutes les fois que nous nous proposerons de calculer les déformations, que ce soit celles qui nous intéressent directement ou celles qui sont destinées à nous servir pour le calcul des inconnues hyperstatiques éventuelles.

On sait bien que dans la pratique, on ne se trouve jamais dans l'un ni dans l'autre des deux cas ci-dessus, ou plutôt, pour parler plus exactement, que les deux hypothèses ci-dessus ne se trouvent vérifiées que d'une manière tout à fait exceptionnelle dans le cas de certaines sections particulières; on passe ainsi d'un cas limite à l'autre d'une manière progressive, en traversant toute une gamme de régimes statiques intermédiaires dans lesquels le béton ne prend à sa charge qu'une partie seulement des sollicitations qui pourraient lui être destinées.

Il convient d'ajouter qu'il serait vain de tenter de traduire par ces calculs une telle participation partielle du béton à la résistance d'ensemble de la pièce, car cette participation est essentiellement variable d'un cas à l'autre et même, pour chaque cas, d'un point à un autre de la pièce, par suite des degrés assez variables d'homogénéité du béton, par suite de son adhérence plus ou moins parfaite avec l'acier des armatures et enfin surtout par suite du nombre et de la localisation de certaines fissures très petites et imperceptibles qui peuvent avoir été produites par les causes les plus diverses.

L'opinion a d'ailleurs été émise qu'il n'existe pas de pièce en béton armé dans laquelle on ne puisse déceler, en procédant à un examen suffisamment rigoureux, la présence de quelques-unes de ces fissures imperceptibles, dont l'origine la plus courante est l'état de tension interne qui résulte, pour la pièce, du retrait du béton ou des variations de température.

Il est certain que là où de telles lésions existent, les sollicitations éventuelles de traction correspondantes doivent nécessairement être intégralement supportées par les armatures. Par contra, dans les sections immédiatement voisines, là où le fer se trouve noyé dans une masse de béton saine, compacte et bien adhérente, ce béton se trouve contraint de suivre les déformations des armatures et ainsi il est amené à prendre une part active à la résistance de la pièce aux efforts auxquels elle est soumise, déchargeant ainsi les armatures d'une partie plus ou moins importante des charges qu'elles sont contraintes de supporter par suite de la présence des fissures.

Or c'est précisément dans ces passages des sollicitations du fer au béton et du béton au fer — passages qui ne sont pas prévus dans nos calculs statiques et qui ne peuvent pas y être prévus — que se manifestent dans la masse du béton des contraintes tangentielles qui n'ont rien de commun avec les contraintes qui peuvent résulter de la présence effective d'efforts tranchants éventuels.

Ce sont précisément ces contraintes qui peuvent, si elles dépassent la limite de résistance du matériau, déterminer un élargissement des fissures déjà présentes ou provoquer la formation de nouvelles fissures.

Le problème revient donc à savoir si, et dans quelles conditions, il est possible de rendre cette participation de la masse saine du béton, à la résistance de la pièce, plus effective et plus immédiate — en limitant dans toute la mesure du possible l'importance des régions dans lesquelles elle fait défaut — et sans que les tensions tangentielles engendrées puissent dépasser la limite voulue et compromettre ainsi la stabilité de l'ensemble du système.

Mais il existe encore un autre point au sujet duquel les conceptions théoriques courantes méritent d'être soumises à une révision sévère, basée sur la réalité des faits.

On sait en effet que l'un des postulats fondamentaux sur lesquels s'appuie la théorie statique courante des pièces en béton armé est l'indépendance entre la répartition des contraintes internes et les modalités particulières suivant lesquelles sont appliqués les efforts extérieurs.

Etant donné en effet la sollicitation relative à laquelle se trouve soumise une section donnée de la pièce considérée, on admet avec De Saint-Venant que la loi suivant laquelle se répartissent sur cette section les contraintes internes, est unique et parfaitement déterminée, quel que soit le régime particulier suivant lequel sont appliqués les efforts qui provoquent la mise en jeu de cette sollicitation.

Or, dans la réalité, ce régime particulier d'application des efforts extérieurs présente une importance qui n'est jamais négligeable et qui, dans le cas particulier de la poutre en béton armé, peut même devenir considérable, par suite de la diversité des conditions dans lesquelles peuvent se trouver dans la pratique la masse du béton et les armatures, par rapport aux efforts appliqués.

On doit en effet considérer comme absolument exceptionnel le cas dans lequel les efforts appliqués extérieurement se trouveraient, à l'instant même de leur application, répartis sur les armatures et sur le béton précisément dans une proportion qui correspondrait à une identité des déformations le long des surfaces respectives en contact, justifiant ainsi l'hypothèse de la conservation des sections planes.

Il pourra plutôt arriver que par suite de la présence de ligatures judicieusement réparties entre les fers des armatures les efforts appliqués à une poutre donnée se trouvent appliqués directement à ses armatures métalliques. Dans ce cas, ce seront ces armatures qui, se déformant sous l'action de ces efforts, contraindront à se déformer la masse du béton dans laquelle elles sont noyées, la forçant ainsi à participer plus ou moins activement à la résistance à ces efforts. Mais on peut considérer comme intuitif que cette transmission des contraintes du fer dans le béton ne peut pas se manifester autrement que par suite de l'adhérence et par conséquent par intervention d'un système de contraintes tangentielles qui trouvent leur justification non pas dans les efforts originaux considérés en eux-mêmes, mais bien plutôt dans la manière particulière suivant laquelle ces efforts sont appliqués.

Le cas opposé se manifeste d'ailleurs plus fréquemment: les efforts externes qui déterminent la sollicitation sont en effet dans la plupart des cas appliqués sous forme de pressions superficielles à la masse du béton. C'est alors le béton qui, en se déformant, entraîne avec lui dans ses déformations le métal qui se trouve noyé dans sa masse et le contraint ainsi à collaborer, c'est-à-dire à prendre sa part des contraintes internes, en déchargeant ainsi le béton dans une proportion plus large que l'on ne pourrait le prévoir d'après la théorie. Ici encore, la transmission des contraintes du béton au métal ne peut toutefois se produire sans mettre en jeu certains systèmes de contraintes tangentielles que les efforts extérieurs appliqués, considérés en eux-mêmes, ne suffiraient pas à justifier et

dont la raison d'être réside précisément et exclusivement dans ce fait que l'état effectif d'équilibre n'est pas celui qu'indique la théorie elle-même.

Cette théorie n'en conserve pas moins sa valeur entière de théorie limite, qui doit se vérifier dans les sections de la poutre qui se trouvent à une distance suffisamment éloignée des points d'application des efforts extérieurs. Ce qui veut dire, en langage courant, que dans les conditions normales de charge des poutres en béton armé de type courant, elle ne sera jamais vérifiée.

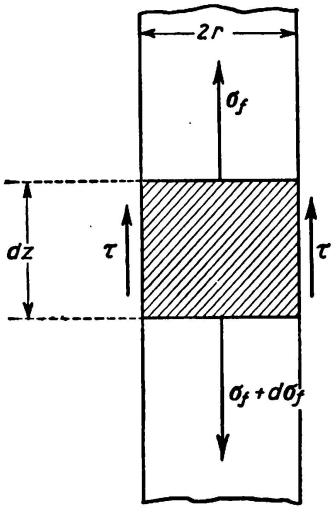
Il ne serait toutefois pas légitime, dans la pratique, de se baser sur ce qui précède pour négliger le fait que dans les conditions courantes de charge, les contraintes internes dans le béton au voisinage des points d'application de ces charges peuvent prendre et prennent effectivement des valeurs plus élevées que celles que l'on peut prévoir d'après la théorie. Ces tensions internes sont précisément d'autant plus élevées et intéressent une zone d'autant plus étendue de la poutre que le processus ci-dessus décrit de transmission des efforts du béton au fer est lui-même plus lent.

Voici donc que, sous une forme complètement nouvelle et dans des circonstances différentes, se présente encore une fois le même problème: savoir si et dans quelle manière il est possible de rendre plus rapide et plus étroite cette transmission des contraintes internes, sans toutefois que les contraintes tangentielles qu'implique cette transmission dépassent les limites de résistance du matériau considéré, cela afin de rendre plus restreinte la zone dans laquelle se produit effectivement une répartition anormale des contraintes et moins accusée la différence entre cette répartition effective des contraintes et celle que l'on peut prévoir d'après les calculs.

Voici comment un tel problème pourrait être résolu, en reprenant et en appliquant au cas actuel des méthodes de calcul connues et fort élémentaires:

Supposons, pour fixer les idées, qu'une barre d'acier d'un diamètre que nous désignerons par 2_r se trouve suivant l'une de ses sections droites sollicitée suivant un effort normal unitaire égal à σ_f et que dans une section voisine située à une distance dz de la section précédente, elle se trouve soumise à une charge analogue unitaire égale à $\sigma_f + d\,\sigma_f$ (fig. 1).

Fig. 1.



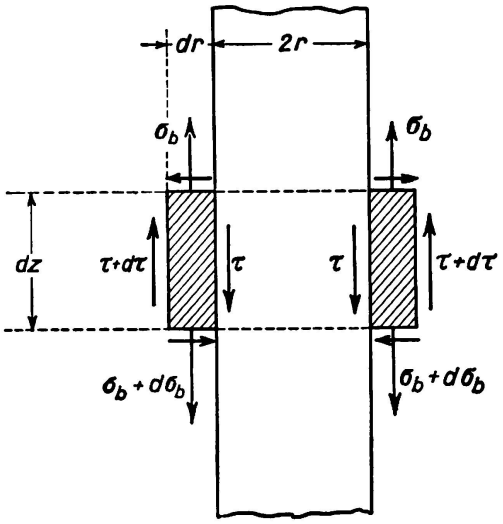


Fig. 2.

Pour l'équilibre de la portion de métal comprise entre les deux sections, il est évidemment nécessaire que sur la surface extérieure cylindrique de cette portion de métal s'exerce une contrainte tangentielle (rendue possible par l'adhérence du béton) dont la valeur moyenne unitaire τ satisferait à l'équation de condition ci-après:

$$d\,\sigma_f \cdot \pi\, r^2 = \tau \cdot 2\,\pi\, r \cdot dz$$

relation de laquelle on déduit:

$$\frac{d\,\sigma_f}{dz} = 2\frac{\tau}{r} \tag{1}$$

Considérons maintenant la couche cylindrique de béton qui entoure cette portion de métal. Soit dr l'épaisseur extrêmement faible de cette couche de béton, σ_b la contrainte unitaire normale qu'elle a à supporter corrélativement à la première des sections droites ci-dessus considérées, $\sigma_b + d\,\sigma_b$ la contrainte analogue qui correspond à la deuxième des sections ci-dessus située suivant notre hypothèse à la distance dz de la première (fig. 2).

Les mêmes considérations que nous avons plus haut envisagées en ce qui concerne l'équilibre, dans le cas du métal, nous conduisent, en les appliquant à cette couche cylindrique de béton, à écrire la nouvelle équation de condition ci-après:

$$d\,\sigma_b\,[\pi\ (r + dr)^2 - \pi\, r^2] = (\tau + d\,\tau) \cdot 2\pi\ (r + dr)\ dz - \tau \cdot 2\pi r\ dz$$

dans laquelle nous avons naturellement représenté par $\tau + d\,\tau$ la valeur moyenne unitaire de la contrainte tangentielle que la partie de béton qui entoure la couche considérée exerce sur la surface cylindrique extérieure de cette même couche.

Si nous faisons abstraction des termes infiniment petits d'ordre supérieur au deuxième ordre, cette relation peut prendre la forme:

$$d\,\sigma_b \cdot 2\pi\, r\ dr = \tau \cdot 2\pi\ dr\ dz + d\tau \cdot 2\pi r\ dz$$

ou encore:

$$\frac{d\,\sigma_b}{dz} = \frac{\tau}{r} + \frac{d\tau}{dr} \tag{2}$$

Mais si nous voulons que cette couche cylindrique de béton adhère parfaitement au métal qu'elle enveloppe, il est nécessaire d'admettre que sur les surfaces en contact, les déformations des deux matériaux sont identiques. Pour cela, si l'on désigne par E_f le module d'élasticité normal de l'acier et par E_b celui du béton, on devra avoir la relation suivante:

$$\frac{\sigma_f}{E_f} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

et:

$$\frac{d\,\sigma_f}{E_f} = \frac{d\,\sigma_b}{E_b}$$

De la condition de coexistence des deux relations d'équilibre que nous avons ainsi écrites, il résulte immédiatement la relation:

$$\frac{d\,\tau}{d_r} = \frac{2\,E_b - E_f}{E_f} \cdot \frac{\tau}{r} \tag{3}$$

dans laquelle le coefficient:

$$\frac{2\,E_b - E_f}{E_f}$$

est toujours négatif.

Si, comme on le fait dans la pratique, on admet que l'on a:

$$E_f = 10\ E_b$$

ce coefficient prend la valeur $\frac{4}{5}$

Dans tous les cas, on peut d'une manière tout à fait générale, affirmer que les contraintes tangentielles dans le béton décroissent assez rapidement dès que l'on s'éloigne de la surface du métal; cette diminution est d'autant plus rapide qu'est plus grande la valeur du rapport $\frac{\tau}{r}$ entre l'intensité maximum que ces contraintes tangentielles ont atteinte sur cette surface et le rayon de cette surface elle-même.

Mais la première des équations d'équilibre que nous avons écrites rappelle que la valeur du rapport $\frac{\tau}{r}$ dépend aussi de la rapidité avec laquelle varie le σ_f (et par suite le σ_b) en fonction de z.

Nous sommes ainsi conduits à conclure que deux conditions doivent être satisfaites si nous voulons que la transmission des efforts du métal dans le béton (ou bien du béton dans le métal) se produise sur une région très limitée, tant longitudinalement que transversalement:

1° — une valeur élevée de τ, c'est-à-dire une bonne adhérence entre les deux matériaux;

2° — une faible valeur de r, c'est-à-dire la répartition de la section totale du métal des armatures sur un grand nombre de fers de petit diamètre.

La première de ces conditions est évidente et tout à fait intuitive; quant à la seconde, elle rappelle directement le résultat expérimental auquel nous avons fait allusion au début de cette étude et nous met en mesure de préciser le double avantage que l'emploi d'armatures de faible diamètre nous permet de réaliser, à savoir que pour une même valeur maximum des contraintes tangentielles, le transfert des contraintes du métal dans le béton (ou du béton dans le métal) se réalise ainsi dans une région plus limitée tant longitudinalement que transversalement, ou bien, suivant le cas, pour une localisation semblable du transfert des contraintes, ce transfert se fait au prix de contraintes tangentielles réduites au minimum.

Résumé.

L'auteur montre l'insuffisance des hypothèses usuelles qui servent de base au calcul des sections de béton armé. Il examine comment les contraintes tangentielles se transmettent et comment cette transmission peut être améliorée. Le calcul prouve, ce qui est un fait connu, que beaucoup de fers minces sont préférables à peu de fers de forte section.

IIb 3

Progrès pratiques des méthodes de traitement mécanique des bétons.[1]

Praktische Weiterentwicklung der Verfahren zur mechanischen Behandlung von Beton.

Practical Improvements in the Mechanical Treatment of Concrete.

E. Freyssinet,
Ingénieur-Conseil, Neuilly-s-Seine.

Je vais montrer à présent que les considérations exposées dans les deux premières parties de ce mémoire ont une importance considérable, non seulement au point de vue spéculatif, mais encore et surtout au point de vue de la pratique des travaux. Ces vues théoriques m'ont guidé vers la réalisation de conditions tout à fait nouvelles et véritablement révolutionnaires de l'association acier-béton, capables non seulement de réduire dans une importante proportion les prix et les poids des matériaux nécessaires pour réaliser une construction de dimensions et résistance données, mais encore de donner des possibilités techniques nouvelles du plus grand intérêt. C'est évidemment par l'emploi d'aciers à haute limite élastique et de bétons à hautes résistances que ces résultats peuvent être atteints.

Difficultés de l'utilisation des aciers à haute limite élastique.

Pour abaisser le prix des aciers nécessaires pour une construction de dimensions et résistance données, il faut abaisser le rapport $\frac{\text{Prix au Kilog}}{\text{Taux. de fatigue}}$, qui varie comme le rapport $\frac{\text{Prix au Kilog}}{\text{Limite élastique}}$.

[1] Cette étude de *Freyssinet* fait partie d'un travail sur les «Aspects nouveaux des problèmes du ciment armé». Les deux premières parties de ce rapport, dont nous donnons ci-dessous un bref résumé, ont parues dans le 4ème volume des Mémoires de l'A.I.P.C.

Dans la première partie *Freyssinet* développe 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 et qu'il appelle des pseudo-solides.

Dans la deuxième partie, l'auteur détermine pour les ciments, en introduisant de nouvelles hypothèses, les propriétés générales et le mode de formation du réseau des pores des pâtes de ciment; il en déduit des conséquences pratiques importantes, en particulier il explique pourquoi la résistance des ciments dépend, plus que de tout autre facteur, des conditions mécaniques et physiques de leur emploi. Il montre ensuite que pour tous les ciments, on peut obtenir des durcissements considérables quasi instantanés par la simple amélioration de la compacité.

Les forges livrent à un prix peu supérieur à celui des aciers doux ordinairement employés, des aciers de résistances voisines de 100 Kgs par mm² dont la limite élastique peut être facilement portée au dessus de 80 Kgs par mm². En présence de demandes importantes elles pourraient livrer des aciers traités de limite élastique largement supérieure à 120 Kgs par mm², à des prix de même ordre.

Comme on emploie aujourd'hui presque uniquement des aciers à limite élastique 24 Kgs par mm², on peut donc diviser le rapport actuel: $\frac{\text{Prix}}{\text{Limite élastique}}$ par un coefficient dès à présent voisin de 3 et susceptible d'être relevé par la suite au dessus de 4; dans le cas des grandes portées, l'avantage indirect dû à la diminution des poids propres vient encore augmenter ce coefficient.

Malheureusement, si l'on remplace dans une construction l'acier ordinaire par un acier plus résistant, par exemple un acier à 120 Kgs de limite élastique, on y provoque, dès qu'on la soumet à des charges déterminant des fatigues du métal notablement supérieures aux valeurs usuelles, des fissures désastreuses, et elle ne se comporte pas beaucoup mieux que si les armatures étaient en acier doux ordinaire de même section.

La raison de cet insuccès est que dans les constructions armées ordinaires, la déformation du béton est pratiquement égale à celle des aciers supportant la totalité des tractions; laquelle croît proportionnellement aux fatigues; le module d'Young étant indépendant de la nuance des aciers.

Il se trouve que les limites d'allongement tolérées par le béton correspondent à peu près aux fatigues usuelles des aciers doux.

L'emploi d'aciers à haute résistance travaillant à la traction ajoute donc très peu à la valeur pratique d'une construction; et comme il comporte certaines sujétions, on y renonce dans la pratique courante.[2]

Difficultés de l'utilisation des bétons à haute résistance.

J'ai expliqué comment l'amélioration de la compacité des bétons par des moyens mécaniques permet d'accroître leur résistance à la compression jusqu'à égaler à peu de chose près celle des roches en masse, dont les fragments forment les agrégats.

Comme on trouve facilement dans les carrières des agrégats provenant de roches ayant des résistances de l'ordre de 1.000, 1.500 Kgs par cm² et même beaucoup plus, il se trouve que les valeurs actuelles du rapport:

$$\frac{\text{Prix du mètre cube}}{\text{Résistance à la rupture par compression}}$$

peuvent être réduites à peu près dans les mêmes proportions que celles du rapport:

$$\frac{\text{Prix au kilog}}{\text{Limite élastique de l'acier}}.$$

[2] Je rappelle qu'il résulte de mes travaux sur les déformations du béton que l'emploi des aciers durs pour les barres de compression est, au contraire, très recommandable et très efficace.

Je ferai remarquer en passant que pour ces bétons, le rapport

$$\frac{\text{Limite élastique}}{\text{Densité}}$$

est largement supérieur à celui des aciers usuels, *et se rapproche de celui des meilleurs métaux d'aviation,* surtout si l'on tient compte dans la comparaison des sujétions d'assemblage, nulles dans le cas du béton.

Mais ces qualités de prix et de légèreté spécifique sont extrêmement mal utilisées dans l'association acier-béton classique. En augmentant la compacité du béton, on augmente sa résistance à la compression, mais, dans une mesure en général beaucoup moindre et variable suivant les conditions de fabrication, sa résistance à la traction. De plus, on réduit considérablement ses divers modes de déformabilité. Il en résulte que, en premier lieu, on abaisse la valeur du rapport $m = \frac{E_a}{E_b}$ ce qui relève la fibre neutre et accroît la fatigue de compression des pièces fléchies; d'où une forte diminution du bénéfice escompté.

En second lieu, la résistance à la traction importe au moins autant que la résistance à la compression; car c'est d'elle seule que dépend la tenue des ouvrages vis-à-vis des efforts de cisaillement et de nombreuses causes de destruction que le calcul peut ignorer mais dont la pratique doit tenir compte. C'est ce que les constructeurs expriment en disant que la pratique impose des épaisseurs minima.

En troisième lieu toute construction, qu'elle qu'en soit la nature, subit, d'après le terme de *Mr. Caquot,* des déformations permanentes d'adaptation, dont la conséquence est une uniformisation des fatigues avec diminution des maxima; cette adaptation se fait mal si les bétons sont trop peu déformables plastiquement.

Pour ces diverses raisons la simple introduction dans les constructions usuelles de bétons de haute compacité, offre des avantages réels bien inférieurs à ceux que l'on pourrait escompter en jugeant seulement d'après les résistances à la compression.

Conditions théoriques de l'utilisation complète des qualités des bétons et des aciers à haute résistance.

Notion de contrainte préalable ou précontrainte.

Une bonne utilisation des matériaux à haute résistance est donc subordonnée: pour l'acier, au maintien des allongements du béton à l'intérieur de leurs limites pratiques usuelles; pour le béton, au maintien des contraintes totales de traction au-dessous d'une limite largement inférieure à la contrainte de rupture par traction des bétons.

Théoriquement, cette double condition peut être satisfaite en utilisant l'acier, non pour supporter les tractions sous lesquelles il prend des allongements que le béton ne peut suivre, mais pour créer dans le béton des contraintes permanentes de sens inverse de celles qui sont développées par les charges; c'est à dire de compression dans les zônes tendues; de traction au contraire dans les zônes comprimées.

Ce résultat peut être obtenu en soumettant l'acier à une traction avant de couler le béton. Pour cela, on saisit les armatures près de leurs extrémités par deux ancrages provisoires, grâce auxquels on les tend à un taux connu par des vérins prenant appui sur des organes de butée. On attend un durcissement du béton, suffisant pour réaliser l'ancrage des extrémités de l'armature, puis on supprime l'action des vérins. L'armature tendant à se raccourcir impose au béton une compression égale à sa traction. Un autre procédé consiste à créer une traction dans des tirants en prenant appui sur du béton déjà durci.

On développe ainsi dans le système acier béton, un double système de contraintes permanentes, identique, mais de sens contraire à celui qui se développe dans les pièces armées ordinaires par l'effet du retrait; et dont on sait les effets fâcheux. La création des précontraintes a donc naturellement pour première conséquence de faire disparaître les effets nuisibles du retrait. Dans ce but depuis très longtemps et dans divers pays on a cherché des moyens pratiques de les réaliser. Mais tous ces essais ont complètement échoué et ont été abandonnés, sauf certaines applications au frettage des tuyaux.

Causes de l'échec des premières tentatives. Nécessité absolue pour l'obtention d'anticontraintes permanentes de l'emploi d'aciers à très haute limite élastique associés à des bétons très compacts.

Une des causes des insuccès antérieurs à mes recherches est que leurs auteurs ignoraient les lois de la déformation du béton.

On admettait que des tractions dans l'acier, de l'ordre de quelques kilogs par mm² devaient suffire à compenser le retrait.

D'autre part, on opérait avec des bétons de rapport $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}}$ élevé, (les seuls qu'on sut faire pratiquement), donc très sensibles à toutes les causes de déformation, ils se raccourcissaient, par l'effet combiné de la tension initiale et des variations continuelles de l'état hygromètrique, de quantités totales très supérieures à l'allongement donné aux aciers. D'où la conclusion, formulée, notamment par l'Allemand Koenen, qu'il est impossible d'obtenir des précontraintes permanentes.

Nous savons à présent que si les déformations totales des bétons sont bien plus grandes que celles qui étaient supposées autrefois, elles sont limitées. Toutes les expériences établissent que les lois des raccourcissements sous charge sont représentées par des courbes à asymptotes parallèles à l'axe des temps, dont l'ordonnée dépend surtout du rapport $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}}$ réalisé dans le béton au début de la prise. Par conséquent, si on donne aux aciers un allongement tel que le raccourcissement maximum du béton ne soit qu'une fraction médiocre de cet allongement, on obtient des précontraintes dont la majeure partie est permanente et sur lesquelles on peut absolument compter, même après des temps très longs.

Pour les bétons ordinaires, les raccourcissements peuvent atteindre, suivant leurs conditions de retrait ou de charge, jusqu'à 3 millièmes et même plus;

ce qui implique des chutes de tension des aciers susceptibles de dépasser 60 Kgs par mm². Il ne faut donc pas être surpris que des tensions de 10 à 12 Kgs aient donné des résultats négatifs.

L'utilisation de bétons très compacts réduit considérablement les déformations et la chute de tension qu'elles déterminent. Celle-ci est un élément à prévoir dans chaque cas, d'après les données particulières des problèmes; charges imposées au béton, propriétés mécaniques instantanées et lentes de celui-ci, conditions hygrométriques moyennes; elles est comprise en général entre 10 et 30 Kgs par mm², ce dernier chiffre n'étant atteint que dans le cas de compressions de l'ordre de 200 à 300 hectopièzes.

J'utilise en général des tensions initiales calculées pour obtenir des tensions permanentes comprises entre la $^1/_2$ et les $^2/_3$ de la limite élastique du métal, qui dans les applications faites jusqu'ici est de l'ordre de 80—90 Kgs par mm².

Etude des modifications de l'état mécanique introduites par les précontraintes dans les pièces soumises à des flexions de sens constant.

a) Stabilisation des déformations de l'acier et du béton tendus par des charges variables.

Dans le cas de moments de sens constant, on est conduit à soumettre le béton tendu par les charges à une précompression permanente de même ordre que cette tension, généralement un peu plus forte. Le béton restera ainsi comprimé après application des charges.

Ses déformations en cas de variations de charge sont déterminées par l'inertie de la section complète aciers compris; dans le béton armé, elles sont déterminées par l'inertie de la seule zône comprimée associée aux aciers.

Celle-ci n'étant qu'une fraction de la première, un premier effet des anticontraintes est de réduire la déformation des zônes tendues, dans une proportion qui atteint souvent 5 à 1, par rapport au béton armé ordinaire.

Non seulement le béton est soustrait à toute possibilité de fissuration, mais encore les taux de contrainte subis par l'acier, proportionnels à sa déformation égale à celle du béton, varient beaucoup moins que dans le béton armé.

b) Diminution des contraintes de compression du béton par rapport au béton armé ordinaire.

Dans les pièces en béton armé, le relèvement de l'axe neutre au-dessus du centre de gravité, dû à ce que l'allongement élastique des aciers est supérieur au raccourcissement élastique du béton, augmente très notablement les taux de compression maxima par rapport à ce qu'ils seraient dans une pièce homogène de mêmes dimensions et cela d'autant plus que le béton est plus compact et que les aciers sont soumis à des taux de contrainte plus élevés.

Au contraire, dans les pièces précontraintes, l'axe neutre du béton est abaissé au-dessous du centre de gravité de la section quelle que soit la compacité du béton; d'où un abaissement des contraintes très important.

Par conséquent, si on fait travailler le béton au même taux dans une pièce armée ordinaire et dans une pièce précontrainte, la seconde supportera des charges beaucoup plus fortes que la première.

Le bénéfice est considérable; pour en fixer l'ordre de grandeur, je prendrai l'exemple d'une poutre en béton armé de section rectangulaire travaillant à 50 Kgs par cm² en compression pour le béton, à 15 Kgs par mm² en tension pour l'acier; si on admet m = 10 la fibre neutre est au $^1/_4$ de la distance entre la fibre la plus comprimée et l'armature.

Par la création de précontraintes on peut abaisser l'axe neutre autant qu'on veut; pratiquement on peut l'amener au voisinage des armatures; la zône comprimée comprenant toute la poutre est quatre fois plus large que dans le cas précédent; il est vrai qu'alors le bras de levier est réduit des $^{11}/_{12}$ aux $^2/_3$ de la distance des armatures à la fibre neutre la plus comprimée; néanmoins la charge portée avec la même fatigue maxima de 50 Kgs se trouve amplifiée dans le rapport:

$$4 \times \frac{\frac{2}{3}}{\frac{11}{12}} = \frac{96}{33}$$

soit près de 3 fois.

En contre partie de cette meilleure utilisation du béton, l'effort dans l'armature est multiplié par $\frac{33}{24}$ mais ceci a peu d'inconvénient, la dépense d'acier en poids demeurant les 33/84 de ce qu'elle serait dans une poutre ordinaire.

L'effet de cet abaissement de la fatigue sera naturellement augmenté si on associe à l'emploi des précontraintes comme c'est logique, celui des bétons à haute compacité. On peut alors envisager pour des dalles d'épaisseur donnée, des portées triples des portées usuelles, qui ne donneront lieu pour les raisons que j'ai déjà indiquées, qu'à des déformations d'un ordre acceptable. On voit immédiatement l'importance pratique de ces conclusions en ce qui concerne par exemple les portées limites des poutres droites ou les planchers champignons.

c) Cisaillements.

Les précompressions donnent au point de vue des cisaillements des avantages au moins aussi importants que ceux que je viens d'indiquer pour les flexions.

Pour les mettre en évidence, il suffit de tracer des diagrammes de *Mohr* relatifs au cisaillement simple, au cisaillement accompagné d'une ou deux tractions, ou d'une ou deux compressions.

Ces diagrammes montrent comment le retrait exagère les tensions qui accompagnent le cisaillement; ils montrent par contre qu'une compression dans une seule direction réduit déjà beaucoup les tractions maxima;[3] que deux contraintes rectangulaires peuvent les faire disparaître. Le système le plus favorable est celui de deux compressions égales au taux de cisaillement; la contrainte la plus dangereuse est alors une compression d'intensité double du taux de cisaillement. On peut alors adopter comme taux limite de cisaillement pour le calcul, la moitié de la limite de compression du béton, ce qui autorise une excellente utilisation des bétons à haute résistance et un énorme allègement par rapport aux dimensions usuelles.

---

[3] Voir Science et Industrie Janvier 1933 pour les confirmations expérimentales de ce fait.

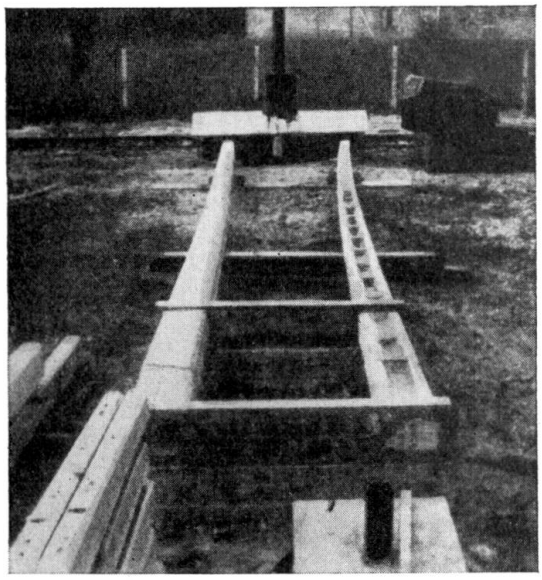


Fig. 1.

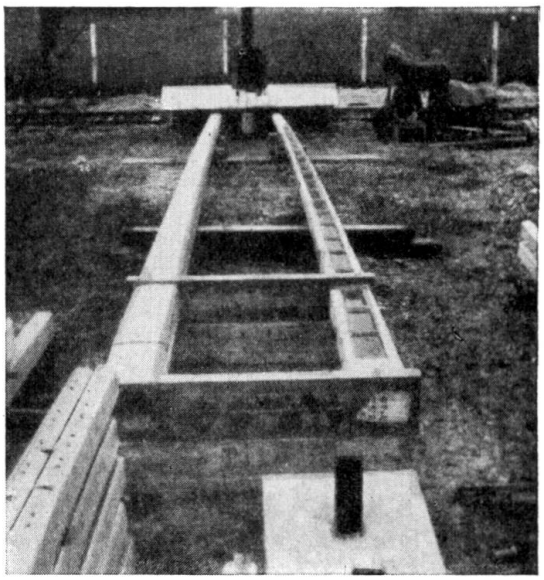


Fig. 2.

Les poteaux A (à gauche) et B (à droite) sont soumis à des efforts tendant à les écarter et à les rapprocher.

d) Résistance aux efforts répétés.

Les constructions en béton armé ordinaire, ainsi d'ailleurs que les charpentes rivées, résistent mal aux efforts alternés.

L'expérience prouve que les pièces précontraintes résistent infiniment mieux.

On a soumis à des efforts alternés un poteau précontraint A et un poteau ordinaire B de 12 mètres, encastrés à 2 mètres de leur base (figures 1, 2, 3, 4).

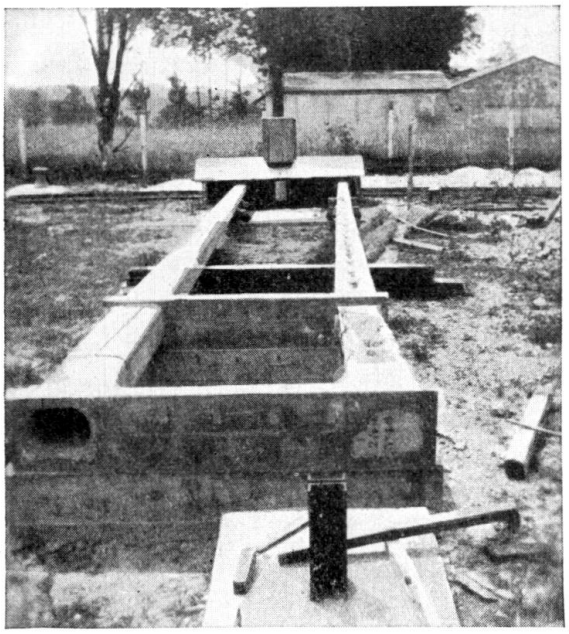


Fig. 3.

Les poteaux A et B à la fin des essais (le poteau B est complètement brisé).

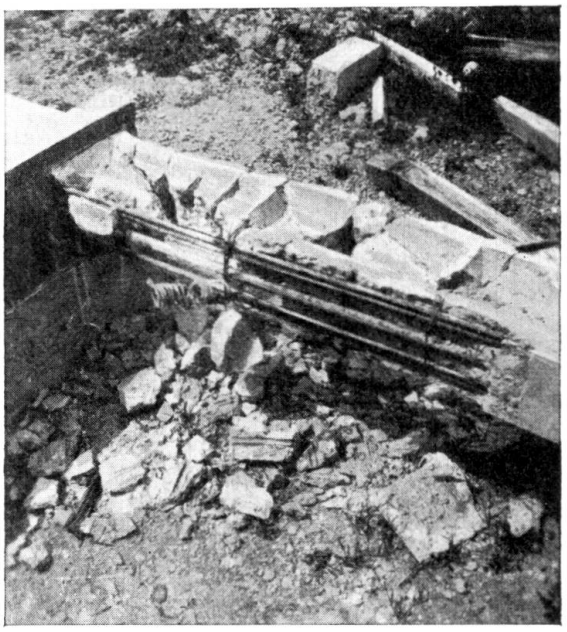


Fig. 4.

Vue de détail du poteau B après les essais.

Le poteau A âgé de 5 mois contenait 50 Kgs d'acier et pesait 750 Kgs. Le poteau B âgé de 18 mois contenait 130 Kgs d'acier et pesait 980 Kgs.

La charge de rupture mesurée sur des poteaux indentiques est d'environ 900 Kgs pour les deux poteaux.

La charge appliquée au sommet des poteaux variait de — 450 kilogs à + 450 kilogs environ 8 fois par minute.

Après quelques centaines d'alternances le poteau B était largement fissuré; il s'est brisé complètement après quelques milliers d'alternances. Le poteau A a résisté à 500.000 alternances sans altération appréciable.

Conditions géneralés de l'utilisation pratique des précontraintes. Nécessité de réaliser la mise en tension à très bas prix.

J'ai montré qu'il est théoriquement possible de placer les pièces en béton armé, lors de leur fabrication, dans des conditions mécaniques qui permettent l'utilisation à plein des qualités des aciers et des bétons à haute résistance; et de plus leur confèrent des avantages, tels qu'une grande diminution des compressions maxima dans les pièces fléchies, des tractions maxima dans les pièces cisaillées, et une résistance beaucoup meilleure vis-à-vis des efforts répétés.

Pour transformer ces possibilités en réalités, il faut résoudre deux problèmes.

D'abord la réalisation de la mise en tension de l'acier. Ensuite la fabrication pratique des bétons à haute résistance, et cela à un prix assez bas, pour conserver le plus possible des économies réalisées sur les matériaux.

Une armature ordinaire en acier de limite élastique 24 Kgs peut être estimée en prix de revient, façon comprise, 1 Fr. le Kg.

Une armature pesant 3 Kgs 500 au mètre coûte donc 3 Frs 50 le mètre; elle peut être remplacée avec le même coefficient de sécurité, par une armature en acier de limite élastique de 84 Kgs, pesant 1 Kg au mètre et coûtant 0,90 à l'état brut; mais il faut la soumettre à une tension de 8.000 Kgs environ. L'économie est donc de 2 Frs 60 par mètre de barre dont il faut déduire les frais des opérations ci-après:

1°) — Coupe de la barre et préparation des ancrages permanents sur le béton.

2°) — Création vers les extrémités de la barre, en deux points intérieurs au moule, d'ancrages provisoires capables de résister à un effort de 8.000 Kgs.

3°) — Création de cette traction de 8.000 Kgs entre ces points d'ancrages, et maintien pendant le coulage et le durcissement du béton.

4°) — Démontage des amarrages provisoires qui se trouvent noyés dans le béton à l'intérieur du moule, et transfert des efforts de tension qu'ils supportent aux ancrages définitifs prenant appui sur le béton; fermeture des trous laissés dans le béton par ce démoulage.

Pour qu'il y ait bénéfice, il faut que le prix de revient de ces diverses opérations soit inférieur au produit de la longueur de la barre par 2 Frs 60. Encore faut-il remarquer que le démoulage sera presque toujours retardé jusqu'à la mise en compression du béton ce qui implique un degré de durcissement

élevé; on devra par suite tenir compte de frais relatifs à une augmentation de durée de l'immobilisation des moules.

Les frais de mise en tension, augmentent en général moins vite que les efforts; ils ne dépendent à peu près pas de la longueur des barres; au contraire, les marges d'économie augmentent proportionnellement au cube des dimensions linéaires. Il en ressort que les problèmes pratiques de la mise en tension des aciers sont, contrairement à ce qu'on pourrait croire à priori, d'autant plus faciles à résoudre que les pièces ont des dimensions absolues plus importantes, et que les efforts à développer sont plus considérables. Dans le cas de pièces de petites dimensions et de faibles efforts, une solution n'est possible que s'il s'agit de pièces répétées en série un très grand nombre de fois.

Sauf le cas de grandes armatures la marge est faible et on peut dire que tout le problème pratique de l'emploi des aciers à haute résistance réside dans l'abaissement du prix des moyens d'amarrage et de mise en tension des aciers. Cette condition jointe au fait que les amarrages doivent avoir même résistance que les barres et ne doivent pas affaiblir celles-ci, élimine la plupart des moyens d'amarrage usuels, notamment les systèmes à vis et à écrou.

Mais j'ai employé avec succés des fixations des aciers par serrage entre des griffes ou des coins ou par boucles soudées électriquement par étincelage. (figure 5).

Très souvent on manque de place entre les armatures et les organes d'amarrage doivent avoir un encombrement aussi réduit que possible. Cela exige l'utilisation

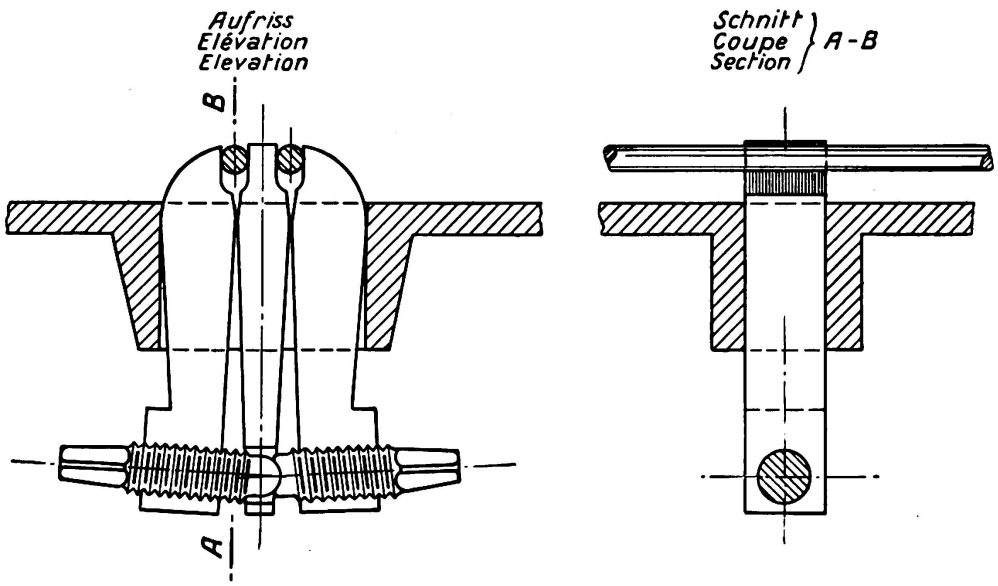


Fig. 5. Serrage des aciers par griffes.

de métaux de la plus haute qualité possible, traités en vue d'améliorer au maximum leur résistance à la traction et à l'usure. On évite ces difficultés par le scellement des barres dans des éléments de béton coulés à l'avance; ceux-ci étant maintenus contre les moules, soit par simple adhérence, soit par des stries de tracé convenable, ou par tous moyens dont le choix varie avec les conditions particulières de chaque application.

Relation entre les problèmes de mise en tension des aciers et le durcissement rapide du béton.

La nécessité de réaliser des prix de revient très bas pour la mise en tension des aciers conduit à la recherche de matériels perfectionnés réduisant la main-d'oeuvre au minimum.

Mais ces matériels qui doivent résister à des efforts énormes sont coûteux et ils sont immobilisés pendant toute la durée de durcissement du béton.

Il y a donc un intérêt majeur à accélérer celui-ci; à ce point qu'on peut dire que la possibilité de l'utilisation pratique des précontraintes était liée à la découverte de procédés de durcissement rapide du béton.

J'ai décrit déjà les moyens qui m'ont permis de réaliser des durcissements à la fois très élevés et extrêmement rapides.

Ils consistent en un traitement du béton, comportant une vibration, une compression et dans le cas du Portland et des ciments de laitier un chauffage vers 100°, voire davantage.

Un durcissement suffisant pour assurer la résistance aux précontraintes est obtenu en un délai qui pour les bons Portlands est de 1 h. $^1/_2$ à partir du remplissage du moule. Avec les laitiers on obtient de très bons durcissements entre 2 à 5 heures suivant les ciments et les conditions de chauffage.

Celui-ci se réalise facilement avec de la vapeur d'eau grâce à des moules convenablement organisés. La température du béton dépasse parfois notablement celle de la vapeur, en raison de la chaleur de réaction. Pour le même motif la dépense de vapeur est faible; il ne faut guère que 10 à 20.000 calories d'apport pour porter un mètre cube de béton de 10 à 100°; en pratique la dépense de chauffage du béton se réduit à quelques francs par mètre cube.

Une des conséquences du durcissement instantané des bétons est de permettre l'exécution des pièces par éléments successifs coulés le long d'armatures continues, tendues après le coulage et le durcissement de certaines parties des pièces, avec des matériels relativement peu importants, donc maniables et peu coûteux.

Je vais montrer que cette technique est susceptible d'applications très importantes.

Approvisionnement d'acier à haute limite élastique.

Préalablement à toute application, il faut approvisionner des aciers de qualité convenable, à un prix et sous une forme permettant pratiquement leur emploi.

Il faut que ces aciers aient une limite élastique élevée et régulière, qu'ils soient non fragiles, et parfaitement droits. Cette dernière condition a une très grande importance, parce que le redressement sur les chantiers par les procédés usuels, d'armatures à haute limite élastique, qui se comportent comme des ressorts, est impossible.

En France, on ne trouve pas dans le commerce des aciers à haute limite élastique dont le prix soit du même ordre que celui des ronds pour béton. Les aciers tréfilés sont trop chers et adhèrent mal au béton.

Les métaux commerciaux dont les propriétés se rapprochent le plus de celles qui sont requises pour les applications que j'ai en vue, sont des fils machine qui possèdent à l'état brut une limite de rupture assez régulière, voisine de

100 kilogs par mm² mais dont la limite élastique, très variable, est parfois à peine plus élevée que celle des aciers doux.

On les obtient en couronnes de forme fréquemment irrégulière, de 50 à 150 kilogs, jusqu'au diamètre de 16 mm, à un prix qui est actuellement légèrement plus élevé que celui des ronds ordinaires pour béton armé, surtout en raison de la demande limitée de métaux de cette nature.

Il faut donc transformer ces couronnes en fils droits de limite élastique élevée, sans en majorer le prix de manière appréciable.

J'ai créé des machines qui peuvent réaliser cette transformation moyennant une dépense de quelques centimes par kilogramme (figure 6).

Pour éviter toute perte par les chutes, on soude par étincelage à la fin de chaque couronne, le début de la suivante. La soudure est ensuite soumise à un

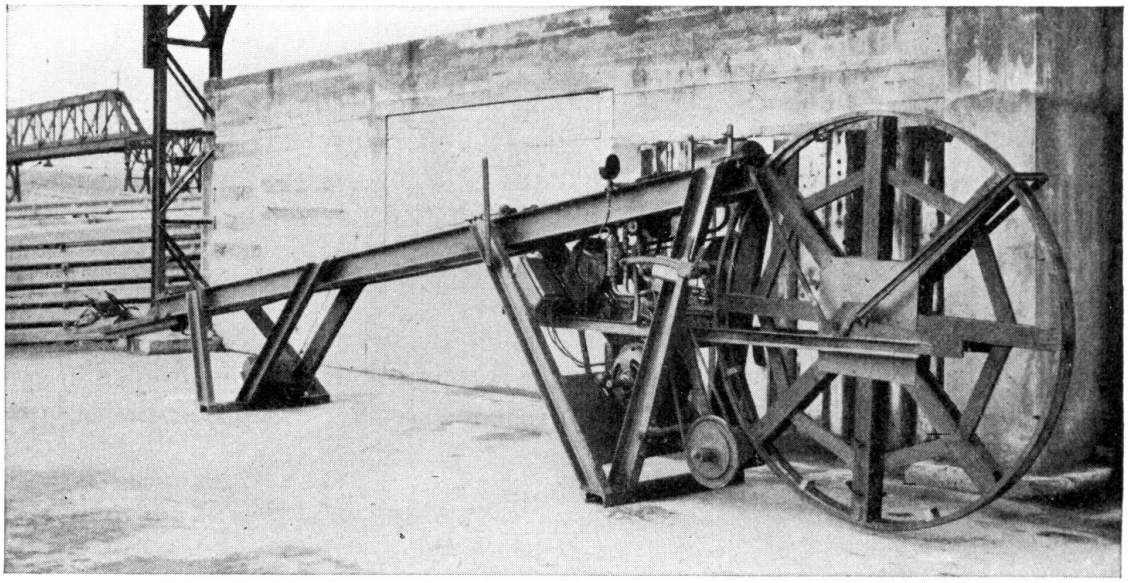


Fig. 6.

Machine pour relever la limite élastique des aciers.

revenu par la machine à souder elle-même; ces opérations exigent quelques secondes et donnent une soudure qui a exactement même résistance que le fil. Après quoi la machine entraîne le fil qui est d'abord grossièrement redressé entre des rouleaux disposés dans deux plans perpendiculaires puis tendu entre des pinces serrées par des vérins hydrauliques, distantes de n mètres. Une des pinces est fixe; l'autre solidaire d'un chariot refoulé par un vérin ce qui tend le fil. Quand les n mètres de fil sont tendus au taux voulu, une soupape sans frottement déclanche la mise en vidange du vérin et son retour en position initiale, suivant une loi de vitesse déterminée par un frein hydraulique réglable. La précision obtenue pour la tension d'étirage est de l'ordre de 1/100.

Une fraction $\frac{n}{p}$ du fil est alors entraînée au delà de la machine; elle peut être maintenue droite, ou être enroulée suivant un rayon suffisant pour que sa déformation soit uniquement élastique.

L'opération recommence alors automatiquement, les soudures passent dans la machine et subissent elles aussi l'étirement.

On obtient un fil de longueur indéfinie dont la limite élastique est à peu près égale au taux d'étirement et qui a été en tout point, essayé p fois à ce taux, y compris les soudures.

On obtient facilement des limites élastiques comprises entre 80 et 90 kilogs, soit 3 fois et demi celles des aciers ordinaires. Au cours de cette opération le fil s'allonge de 5 % environ.

Lorsque les consommations de fil dur seront importantes, les forges pourront sans aucun doute livrer directement des métaux de composition chimique étudiée, en vue de l'obtention de très hautes résistances, étirés, trempés, recuits et étirés à nouveau, pour lesquels le rapport

$$\frac{\text{prix}}{\text{Limite élastique}}$$

pourra être très notablement plus bas que celui qui peut être obtenu actuellement, jusqu'à des diamètres de l'ordre de 16 mm équivalents comme résistance à des barres d'acier ordinaire de 35 mm environ, ces métaux peuvent être transportés facilement sous la forme de couronnes de grand diamètre enroulées par une déformation exclusivement élastique; en sorte qu'au déroulage les aciers se trouvent pratiquement droits.

L'emploi de ces métaux pose des problèmes de détail: coupe, façonnage des crochets, etc. . . . qui ne peuvent être traités comme pour les métaux ordinaires: mais dont la solution n'offre aucune difficulté réelle susceptible de majorer les prix de revient.

Applications.

Les applications que j'ai réalisées se classent en deux catégories distinctes: 1° celle des objets ou constructions moulés en une seule fois, tels que poteaux pour lignes électriques, traverses, poutres de dimensions limitées, tuyaux exécutés en usine par tronçons. 2° celle, beaucoup plus importante, des constructions cylindriques ou quasi cylindriques (le terme étant pris dans le sens le plus général) exécutées par tronçons successifs grâce au déplacement d'un moule le long de la pièce qui est exécutée de manière continue.

J'ai donné dans «Science et Industrie» de Janvier 1933 des indications sommaires sur des constructions de poteaux électriques réalisées par mes procédés. Je n'y reviendrai pas.

La mise au point d'installations qui réalisent ces fabrications presque automatiquement dans des conditions de perfection presque absolue est aujourd'hui terminée. J'ai réalisé dans le même esprit des fabrications de traverses de chemins de fer. Ces machines produisent des objets en béton de résistance supérieure à 1000 Kilos par cm^2 soumis à une compression initiale de 100 à 300 Kilos par cm^2, suivant les cas, à surface parfaitement lisse et compacte.

Je vais maintenant décrire avec quelques détails une application de la 2° catégorie, réalisée à l'occasion de la reprise en sous-oeuvre des fondations de la

Gare Transatlantique du Havre, et qui est aussi importante par les difficultés techniques rencontrées et résolues que par les intérêts considérables qu'elle a permis de sauvegarder.

La gare Transatlantique du Havre a une longueur de 600 m, une largeur de 55 m environ, elle comporte sur la majeure partie de sa surface 2 étages de planchers chargés chacun à 2500 Kgs par m² et une terrasse. Elle a été fondée sur des pieux moulés dans le sol, descendant vers la côte (0,00) (le niveau des quais étant + 9,50), à travers des remblais récents formés par des produits de dragage, recouvrant une grève de galets peu épaisse, reposant elle même sur des vases régnant jusque vers la côte (— 20). A ce niveau on rencontre une couche de graviers très solide, figure N° 7. Le bâtiment est, sur l'une de ses longues faces, solidaire d'un quai fondé sur le gravier, et en avant duquel on a dragué les vases jusqu'à (— 12), (soit 22 mètres au dessous de l'arête du

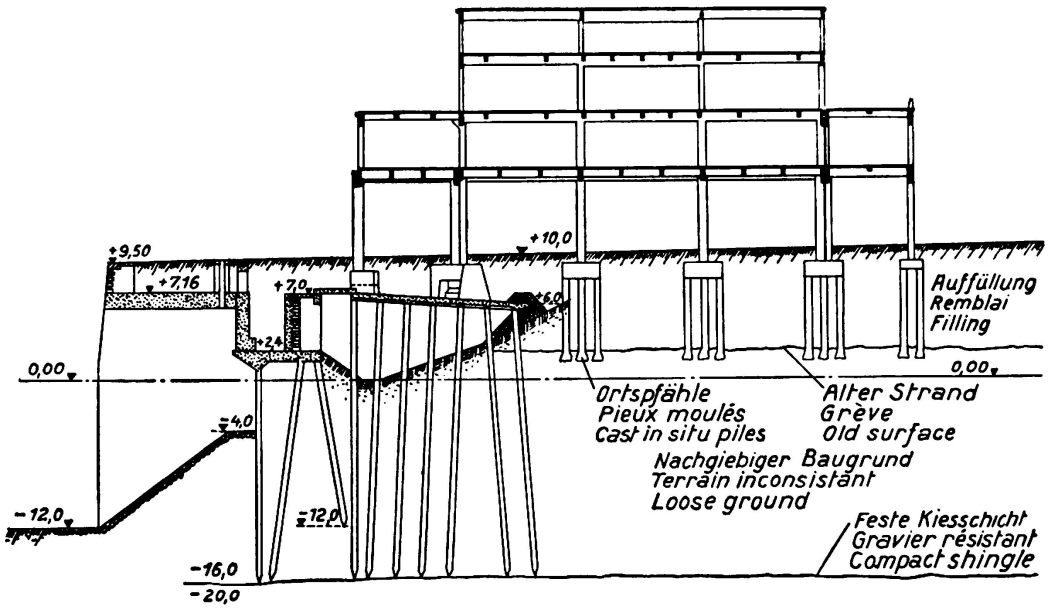


Fig. 7.

Coupe transversale de la Gare Transatlantique du Havre.

quai) pour créer un bassin de marée. Des charges de 6.000 Kgs par m² sont prévues sur tout le sol du rez-de-chaussée.

Des l'achèvement du gros oeuvre, on a constaté que le terrain dans lequel étaient fichés les pieux de fondation s'abaissait d'une seule masse avec le bâtiment, suivant une loi des temps à peu près linéaire et à une allure qui était de l'ordre d'un centimètre par mois. Il était indispensable d'arrêter ces mouvements dans un très court délai. Pour cela on ne pouvait envisager qu'un seul moyen: reporter les charges du bâtiment, de ses anciennes fondations, les surcharges éventuelles et une fraction du poids des remblais suffisante pour rétablir l'équilibre des vases troublé par l'exécution du quai, le remblaiement, le dragage et les charges du bâtiment, sur les couches solides rencontrées vers (— 20); ce qui supposait le fonçage de pieux de 30 m de longueur. Or le dessous du plancher du rez-de-chaussée est à environ 5 m au dessus du sol et on rencontre l'eau

à faible profondeur. Il est d'autre part impossible de recourir au battage, qui mobiliserait les vases et nuirait à la stabilité du bâtiment et peut-être du quai; seul le fonçage au vérin par pression continue était possible; encore pouvait-on craindre des modifications de l'équilibre du sous-sol nuisibles à l'ensemble du système; liquéfaction des vases par remaniement ou création de poussées par les réductions de volume imposées par les fonçages.

Il fallait donc se réserver un moyen de régulation des poussées déterminées par l'enfoncement des pieux. Enfin on savait qu'on rencontrerait des obstacles qu'il faudrait briser, des couches graveleuses qu'il faudrait draguer, et l'importance des charges et l'encombrement des anciennes fondations étaient tels que pour la plupart des pieux à créer des charges de l'ordre de 200 tonnes par pieu et souvent plus ne pouvaient être évitées.

L'importance totale des efforts à reporter à la côte (— 20), dans ces conditions, dépassait 150.000 tonnes; ce qui représente le battage de *soixante Kilomètres de gros pieux ordinaires en béton armé de 75 tonnes chacun;* il fallait donc des moyens d'action très puissants.

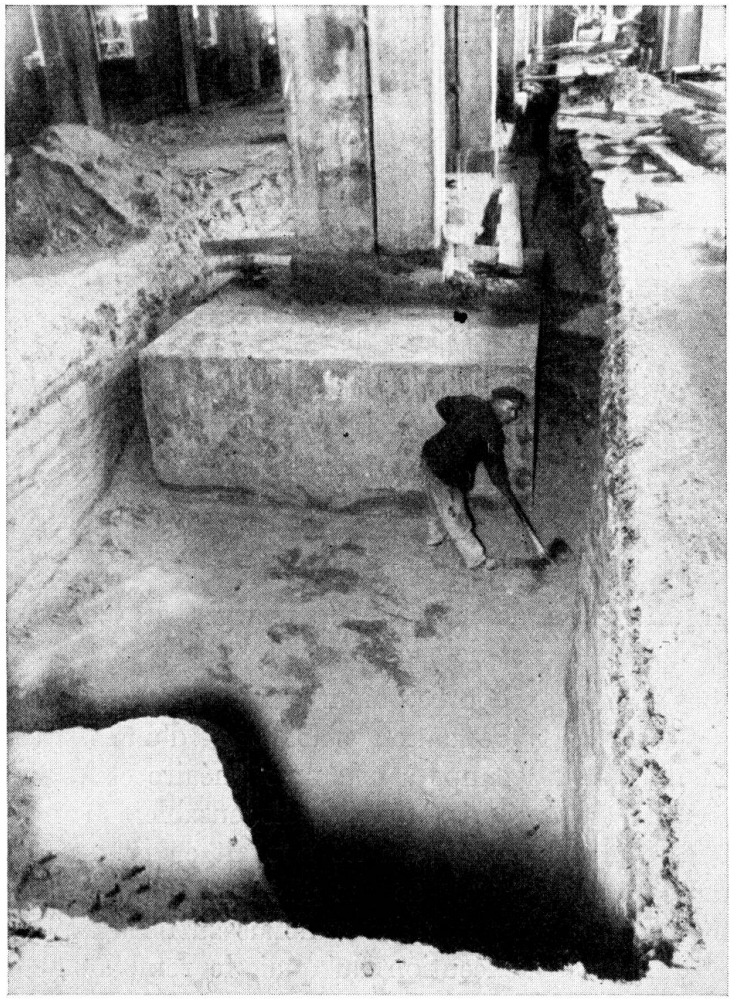


Fig. 8.

Fouille montrant les semelles des fondations actuelles.

Principe de la solution qui est en cours d'exécution.

Grâce à l'application combinée des procédés de précontrainte et de durcissement rapide du béton j'ai pu improviser une solution de ce problème qui a permis d'obtenir, huit mois environ après la décision de construction du matériel, et quatre mois après le commencement effectif des travaux, l'arrêt des tassements dans les parties qui s'affaissaient avec le maximum de rapidité, ce qui n'aurait pas tardé à compromettre l'édifice, danger aujourd'hui écarté.

a) Poutres de jonction entre les fondations actuelles.

Les poteaux du bâtiment on été établis à l'origine sur des semelles en béton armé dont les dimensions atteignent jusqu'à 4,40 m × 3,40 m × 1,40 m

Fig. 9.

Elément de liaison entre les semelles en cours de bétonnage (au premier plan les moules destinés à réserver dans les poutres les cheminées pour le passage des pieux et les logements des tirefonds).

(figures 8 et 9). On a commencé par former avec ces semelles de grandes poutres continues destinées à reporter aux nouveaux pieux les charges de la fondation et à fournir des points d'appuis pour le fonçage des pieux au vérin. Ce résultat a été obtenu en coulant entre elles des masses de béton, armées seulement vis à vis d'efforts secondaires, puis en déterminant dans les systèmes ainsi formés une compression générale, par la mise en tension à 50 ou 60 Kgs par m² de tirants d'acier portés par étirage à une limite élastique de

80 Kgs, ancrés à leurs extrémités dans des têtes en béton, l'une fixe, l'autre actionnée par des vérins. Après calage, on enlève les vérins et la tension est permanente (figures 10 et 11).

Par ce procédé, on crée des éléments capables de résister à des moments de flexion, des cisaillements et des torsions considérables; sans reprise en sous-

Fig. 10.

Ferraillage d'une tête de tirant.

oeuvre ni retouche importante aux semelles actuelles, dont les bétons et les armatures sont utilisés.

Dans les éléments ainsi coulés on ménage des cheminées cylindriques à cannelure horizontales (figure 12), à travers chacune desquelles un pieu *fabriqué de manière continue,* est enfoncé dans le sol au fur et à mesure de sa fabrication par l'action de vérins liés aux poutres par des tirefonds vissés dans celles-ci et agissant sur des colliers rendus à volonté solidaires des pieux.

b) Description des pieux.

Ces pieux sont des cylindres creux de 0,60 m de diamètre extérieur et 0,37 m de diamètre intérieur; leur section utile est 1.750 cm². Ils sont armés en long

Fig. 11.

Tête mobile d'un tirant au cours d'une opération de mise en tension et calage.

de huit fils d'acier dur, de 8 mm de diamètre, et transversalement de frettes en fils de 6 mm de même qualité. Le poids total de l'armature est de 10 Kgs au mètre de pieu. Malgré ce faible poids d'acier, ces pieux résistent à une compression de plus de 300 tonnes jointe à une flexion de 50 tonnes mètres, ce qui est un record.

c) Méthode de fabrication des pieux.

Supposons le pieu exécuté jusqu'à l'élément N. Les armatures longitudinales, de longueur non limitée à l'avance sont enroulées en couronne suivant des diamètres assez grands pour ne mettre en jeu que des déformations élastiques. Sauf incident, elles sont continues sur toute la longueur du pieu (figures N° 13).

Le moule extérieur se compose d'une série de 5 à 8 viroles cylindriques, de 0,40 m de hauteur chacune, à extrémités dressées, partagées en demi viroles, que l'on assemble par des presses à vis. Dans la partie haute des pieux on emploie des viroles munies de cannelures horizontales intérieures pour obtenir des pieux à surface cannelée horizontale. Le moule intérieur est formé par un tube d'acier revêtu d'une enveloppe en caoutchouc armée en coton. A son extrémité inférieure le tube d'acier se prolonge par un tube de plus petit diamètre revêtu d'une seconde chemise en caoutchouc formant une poche étanche ayant normalement même diamètre extérieur que le tube d'acier mais extensible par l'action d'eau sous pression (Obturateur).

A son extrémité supérieure, l'espace entre les moules est fermé par une plaque

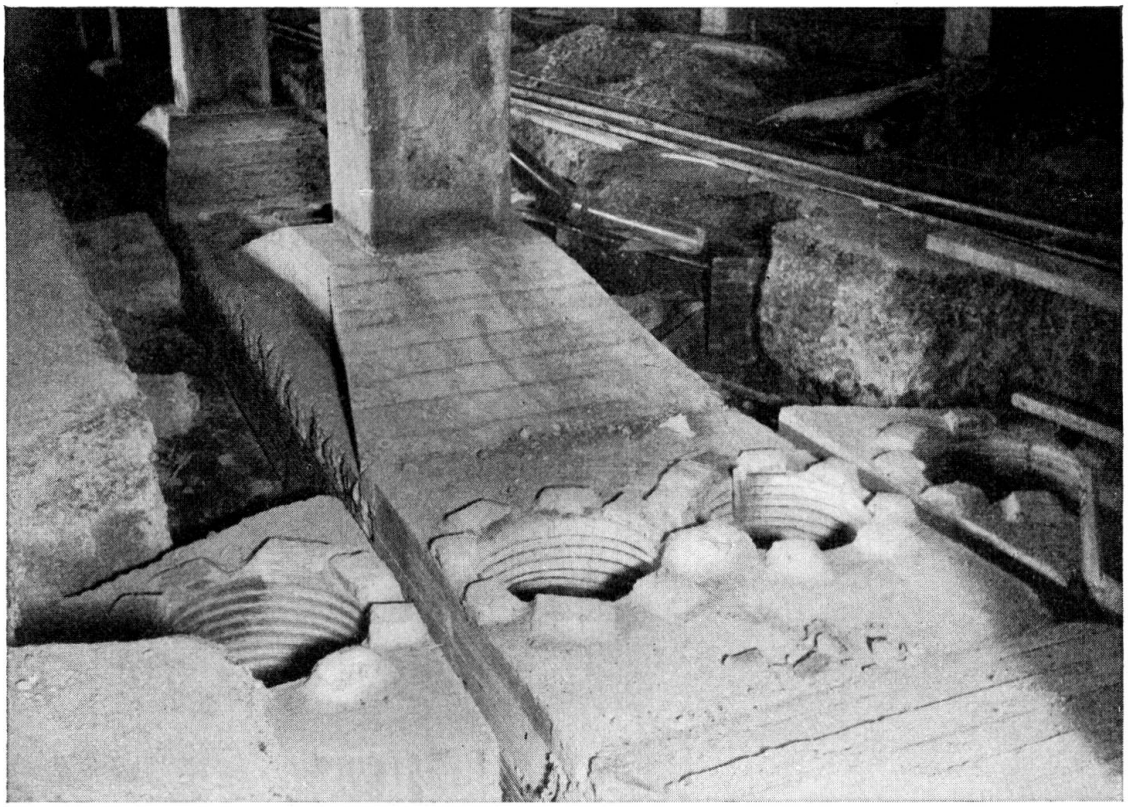


Fig. 12.

Groupe de 4 cheminées; les aciers pour mise en compression de la poutre sont placés dans des caniveaux de chaque côté du massif.

annulaire percée de 8 trous pour le passage des armatures longitudinales et de quatre orifices de remplissage.

Le tronçon N de la pièce étant terminé, on desserre au fur et à mesure du fonçage les presses d'assemblage des viroles à l'exception de celles de la viroles la plus haute. On relève le mandrin de la hauteur d'un tronçon et on relie les armatures longitudinales aux spires de l'armature transversale, puis on met en place les viroles du moule extérieur, on pince les armatures longitudinales dépassant au dessus de la plaque de fermeture dans des griffes agencées par paires dans des supports que l'on peut soulever par des vis, de manière à tendre provisoirement les armatures qui maintiennent la solidarité de l'ensemble. On gonfle ensuite la poche du mandrin intérieur pour éviter une fuite de béton entre la chemise du mandrin et la paroi intérieure du tronçon N et faire joint entre le tube en acier et la chemise.

On remplit alors le moule en béton dosé à 450 Kgs par m^3 en ciment Portland pour travaux à la mer.

On vibre énergiquement ce béton à l'aide de vibrateurs électriques à masse excentrée fixés aux coquilles extérieures.

Une partie de l'eau en excès s'échappe par les joints entre les viroles, une autre remonte vers la surface supérieure qui se trouve ramollie. On rend le béton homogène en disposant sur les orifices de remplissage des tubes dans lesquels en refoule du béton sous forte pression, par des frettes à vis, tout en continuant

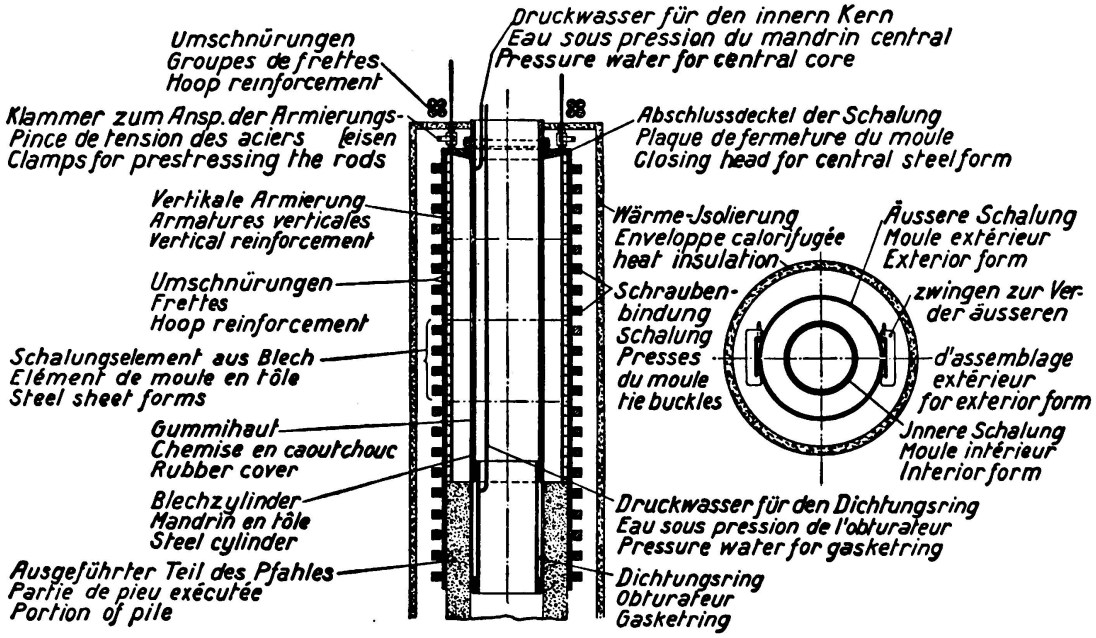


Fig. 13.

Schéma d'un moule à pieu.

à vibrer. On provoque ainsi l'expulsion de l'excès d'eau des parties hautes. Ceci fait, on ferme les orifices de remplissage, on cesse la vibration, puis on envoie de l'eau sous une pression de 20 Kgs par cm² entre le mandrin et sa chemise. Cette pression est transmise hydrauliquement par le béton, qui aussitôt après la vibration agit comme un liquide, à la plaque supérieure qui se soulève en tendant les aciers à un taux voisin de leur limite élastique.

Cette pression est maintenue 20 minutes.

Tous les joints des viroles baillent et pleurent abondamment; le béton devient extrêmement sec. On entoure le moule d'une enveloppe calorifuge dans laquelle on envoie de la vapeur à la pression atmosphérique. La température du béton s'élève rapidement à plus de 100°, et une dureté, comparable à celle d'excellents bétons ordinaires âgés de plusieurs mois, est atteinte dans un délai de l'ordre de 3 heures, *bien que le ciment employé, spécial pour travaux en prise à la mer soit très lent et donne normalement des résistances finales plutôt médiocres* (figures 14, 15, 16).

d) Fonçage des pieux.

On procède aussitôt au fonçage. Théoriquement, celui-ci exige des efforts de compression dont le maximum est 320 tonnes auquel il faut ajouter 20 Kgs de précontrainte ce qui fait environ 200 Kgs par cm². Les essais au Laboratoire indiquent que des résistances de l'ordre de 300 Kgs sont atteintes après trois heures de chauffage dans la vapeur à 100°. Mais il fallait prévoir des moments de flexion dont l'expérience à confirmé l'existence, qui peuvent atteindre des valeurs considérables, notamment dans les zones les plus fraîchement exécutées, or un moment de 50 tonnes mètres fait passer la fatigue à 500 Kgs; d'autre part une rupture de pieu dans le sol est un accident grave.

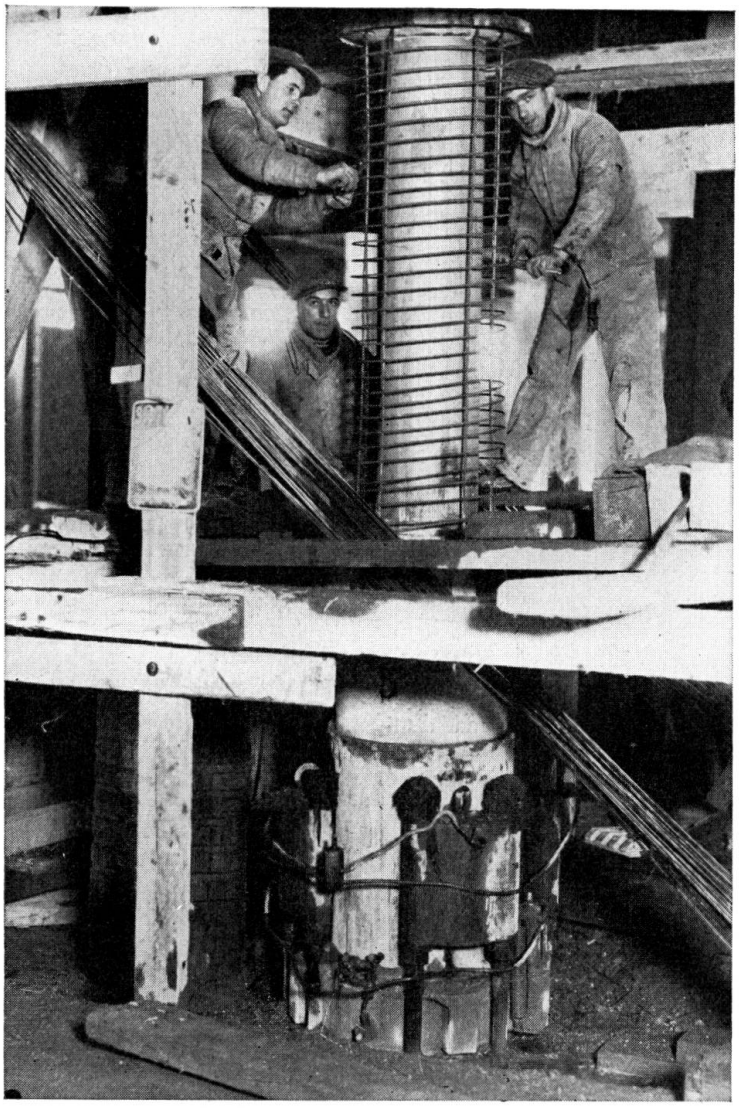


Fig. 14.

Ferraillage d'un élément de pieux (à la partie inférieure on voit les vérins de fonçage).

On conduit donc le fonçage de manière à n'imposer de très gros efforts qu'à des bétons âgés de huit heures environ. Sauf un petit nombre d'incidents survenus surtout pendant l'apprentissage du personnel, il n'y a pratiquement pas de ruptures de pieux.

Le matériel utilisé pour le fonçage consiste en un collier formé d'un tube étanche concentrique au pieu à l'intérieur duquel est disposée une chemise en caoutchouc armé de tissus de coton, très résistante, formant avec le tube un espace annulaire étanche. Entre le caoutchouc et le pieu sont disposées des douves parallèles au pieu, à peu près jointives; ces douves sont en acier pour la partie en contact avec le pieu. En introduisant de l'eau sous pression à 30 Kgs par cm^2 dans l'espace étanche, on serre les douves sur le pieu, avec une puissance totale de 100 tonnes. Le frottement acier sur béton est supérieur à 0,40; on crée donc ainsi une solidarité longitudinale entre les douves et le pieu capable de

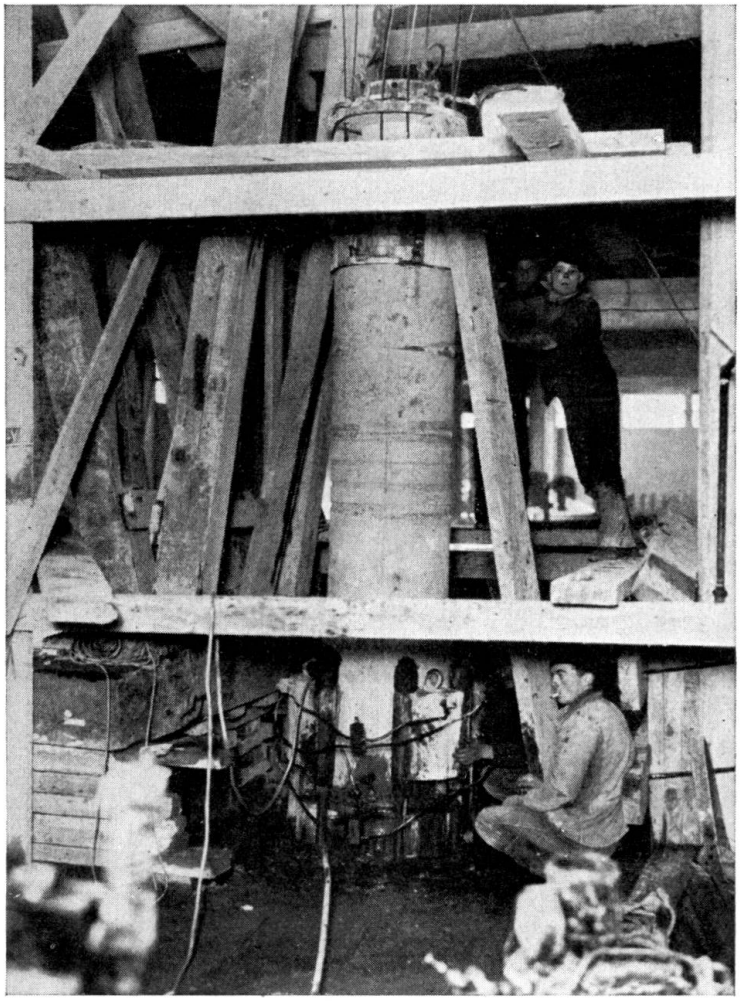


Fig. 15.

Démoulage d'un élément de pieu; à la partie inférieure les vérins de fonçage.

transmettre 400 tonnes au moins. En supprimant la pression toute liaison entre le pieu et les douves disparaît (figure N° 17).

On agit sur les douves par des colliers d'acier; le collier supérieur, très solide, transmet, les efforts de fonçage. Le collier inférieur sert au relèvement des douves et, éventuellement à l'arrachage des pieux. Ces colliers soudés au tube forment bloc avec lui.

Le collier supérieur porte quatre oreilles soudées sur lesquelles prennent appui les pistons d'autant de vérins hydrauliques (figure N° 18) attachés à la poutre à travers laquelle se fait le fonçage du pieu, par huit tirefonds en acier dur vissés dans des écrous en béton, dont le filetage est moulé dans le béton même des poutres. Chaque tirefond fournit un effort de 40.000 Kgs et on a vérifié qu'il pouvait en supporter le double sans déterminer de désordres dans le béton constituant son écrou.

La manoeuvre de fonçage consiste:

1°) à serrer les douves contre le pieu, par envoi d'eau à 30 Kgs dans le collier de fonçage;

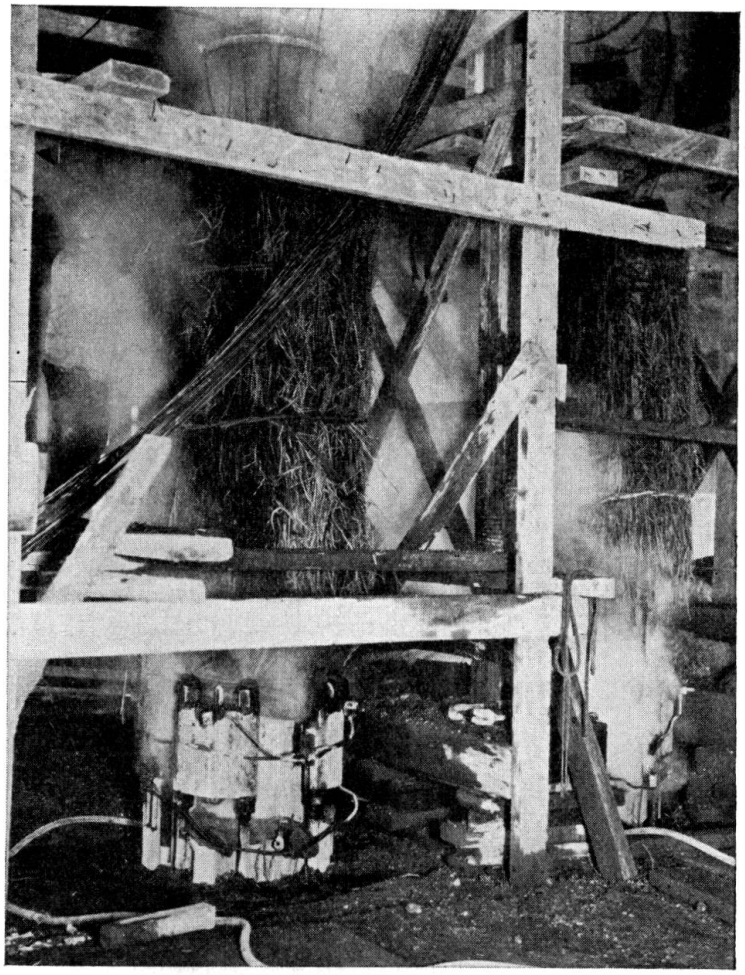


Fig. 16.

Groupe de deux pieux en cours de chauffage.

2°) à solliciter le pieu par l'action simultanée des quatre vérins de fonçage. Sous des efforts dont le maximum est de 320 tonnes le pieu descend sans difficultés, sauf rencontre d'obstacles que l'on peut briser ou draguer par le vide central.

3°) Les vérins à fond de course on enlève la pression dans le collier de fonçage et on remonte celui-ci au moyen de deux petits vérins spéciaux.

Puis l'opération recommence.

En fin de fonçage on soumet le pieu à de nombreuses alternances de charge à 300 tonnes et de décharge; puis on vérifie que sous la charge de 300 tonnes maintenue pendant plusieurs heures il ne descend pas de manière appréciable. En général on obtient rapidement un refus très net; toutefois pour certains pieux ces opérations d'assujettissement exigent un temps assez long, de l'ordre de plusieurs journées, le pieu descendant peu à peu de quantités notables, se chiffrant en diamètres sous l'effet des alternances de charge. Une fois le pieu assujetti, on coule du béton dans le joint annulaire entre le pieu cannelé et la paroi également cannelée de la cheminée de fonçage, on laisse durcir ce béton, le pieu étant en charge. Pour cette dernière opération le collier de fonçage est remplacé par une plaque terminale.

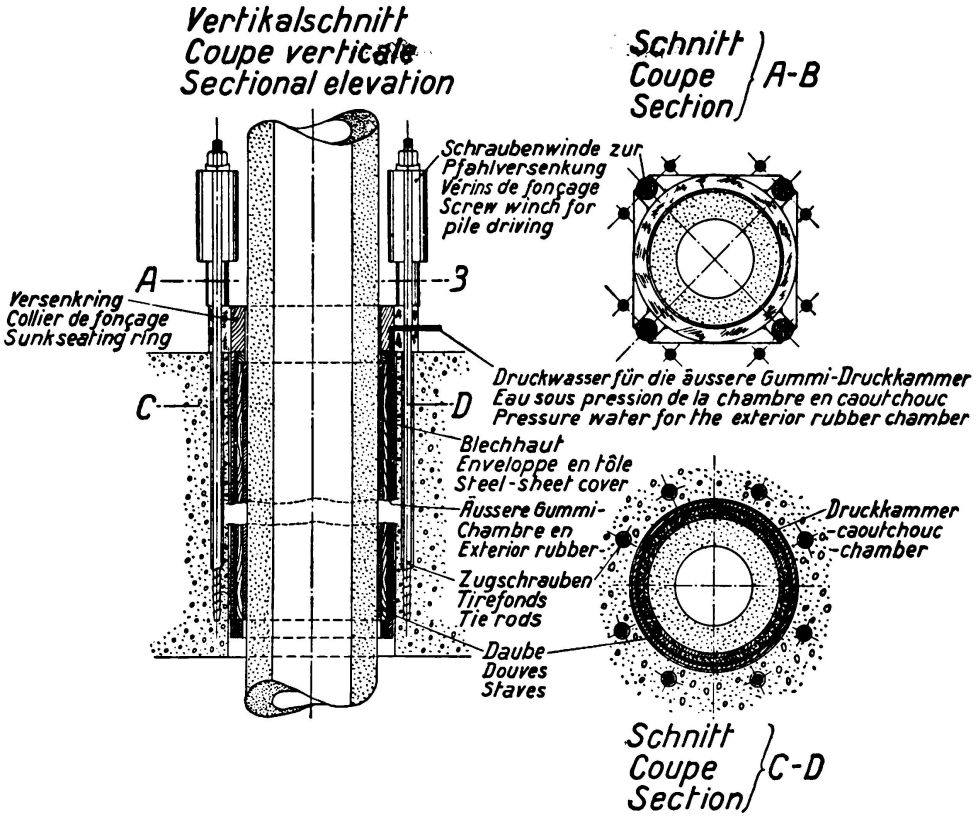


Fig. 17.

Schéma de l'appareil de fonçage des pieux.

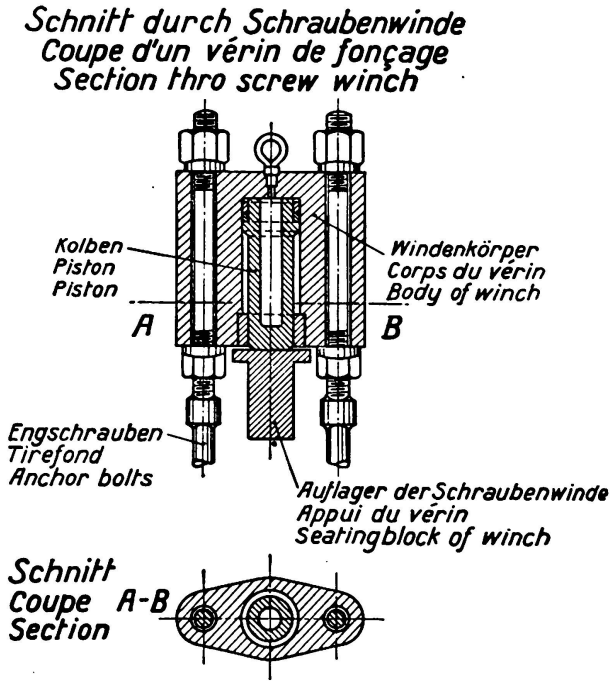


Fig. 18.

Détail d'un vérin de fonçage.

Les pieux ainsi obtenus sont parfaitement calibrés intérieurement et extérieurement, et en général ils restent très droits. Parfois cependant ils sont déviés par des obstacles et prennent alors des flèches élastiques qui démontrent l'existence de fatigues de flexion considérables.

Ces flèches disparaissent le plus souvent si on laisse le pieu au repos, par la déformation lente du sol sous l'action des forces élastiques.

Sauf rencontre d'obstacles spéciaux, la fabrication et le fonçage d'un pieu de 30 mètres exigent environ quatre jours de travail; dans l'ensemble l'exécution se poursuit dans des conditions satisfaisantes de vitesse et de prix de revient.

Applications diverses de la méthode de fabrication des pieux du Havre.

Il est clair que les moyens décrits ci-dessus sont susceptibles de variantes permettant de les adapter à la fabrication d'éléments quelconques, de forme sensiblement cylindrique ou prismatique, tels que pieux et éléments de toute forme battus, vissés, havés de toutes les manières possibles; colonnes ou poteaux en élévation, revêtements de souterrains, radiers, murs, cuirassements, planchers. poutres, voûtes, tuyaux, chaussées de routes en béton armé, etc. . . .

Dans presque tous les cas, on peut réaliser des matériels maniables, de fonctionnement quasi automatique, dont l'emploi n'entraine que des frais très limités de main d'oeuvre et d'amortissement des moules.

En général, la période de réemploi du matériel peut être réduite à quelques heures, parfois même à quelques dizaines de minutes, ce qui permet d'atteindre des vitesses d'éxécution très èlevées avec des mátériels relativement peu importants.

Les avantages économiques de ces diverses applications se déduisent aisément de ce que j'ai exposé plus haut.

Un cas particulièrement intéressant est celui du tuyau. J'ai combiné des matériels qui réalisent automatiquement la fabrication soit en usine; soit au contraire en place, en tranchée ou en souterrain, sans joints, de tuyaux de tous diamètres dans lesquels tous les aciers transversaux et longitudinaux sont mis en tension jusqu'à leur limite élastique. On obtient ainsi une étanchéité qui reste rigoureuse jusqu'à des pressions limitées seulement par des fatigues de l'armature de l'ordre de 80 Kgs par mm^2. En laboratoire j'ai obtenu des tuyaux étanches sous 250 Kgs par cm^2.

La résistance aux flexions et aux cisaillements éventuels est dix fois plus grande, à épaisseur égale, que celle des tuyaux ordinaires de la meilleure fabrication. Leur résistance chimique, due à leur extrême compacité, est remarquable; leurs surfaces intérieures rigoureusement lisses assurent le maximum de débit.

Une autre application susceptible de développements considérables est le plancher champignon. Actuellement, la portée de ces planchers ne dépasse guère trente à quarante fois leur épaisseur; avec mes procédés elle peut être largement doublée, sans augmentation ni du prix au m^2, ni des flèches, en sorte que les planchers champignon encore un peu exceptionnels, peuvent devenir d'un emploi quasi universel, notamment dans les maisons d'habitations dont ils simplifieraient considérablement l'exécution.

Poutres en béton armé de grande portée.

Dans diverses publications antérieures, j'ai indiqué que l'emploi du béton armé sous forme d'arcs permet d'atteindre des portées considérables, qui ne peuvent être dépassées que par les ponts suspendus.

Il est clair que les procédés que je viens de décrire augmentent encore considérablement les portées limites théoriques des arcs; en outre, l'obtention de durcissements quasi instantanés rend possibles des moyens de réalisation absolument nouveaux dans le domaine du béton et que jusqu'ici on pouvait croire réservés à la charpente d'acier.

Je traiterai à part ce sujet, qui est à lui seul assez vaste pour nécessiter un travail séparé.

Pour le moment je ne parlerai que des poutres droites.

Jusqu'ici il était impossible d'envisager un emploi économique du béton armé sous la forme de poutres droites de grande portée, surtout dans le cas de poutres à âme pleine de faible hauteur relative.

A cela, trois raisons: mauvaise utilisation du béton à la compression; impossibilité d'utiliser des taux de contrainte importants pour le métal; d'où emploi d'un gros volume d'acier exigeant une lourde enveloppe de béton; et par dessus tout, la très médiocre utilisation du béton dans les organes de transmission des efforts tranchants. Sur ces trois points, mes procédés apportent des améliorations considérables.

J'ai constaté par des études de cas particuliers que l'emploi de ces techniques nouvelles permet de *multiplier par un coefficient de l'ordre de cinq à dix*, les portées limites économiquement réalisables avec les poutres en béton armé; des poutres des 100 mètres de portée avec âme pleine deviennent réalisables à bas prix et sans difficulté, elles sont sensiblement plus légères, et infiniment moins coûteuses que des poutres en charpente métallique de mêmes portée et charge, surtout dans le cas de plusieurs poutres semblables.

J'ai fait pour des poutres de 100 mètres de portée, supportant une double couverture (sheds recouvrant un plancher transparent) un projet étendu jusqu'aux plus petits détails du matériel d'exécution; semblable dans son esprit, à celui utilisé au Havre.

Cette étude donne les résultats suivants:

Le poids de la poutre est de *3.200 Kilogs* au mètre courant. Elle porte son poids propre et une surcharge égale à son poids moyennant une armature pesant environ 350 Kgs au mètre, formée *de 180 barres de 16 mm* étirées à 84 Kgs, soumises à une tension permanente de 50 Kgs par mm² et un taux de fatigue du béton de *180 Kgs* acceptable pour un béton dont la résistance est supérieure à 800 Kgs par cm². J'ai prévu que les bétons de l'âme seraient soumis par des armatures tendues verticales, et horizontales en tant que de besoin, à une double étreinte empêchant absolument toute possibilité de fissuration par les cisaillements; j'ai réglé les épaisseurs pour une limite de travail ou cisaillement de 60 Kgs par cm²; dans ces conditions ces cisaillements ne déterminent aucune traction mais des taux de compression dont le maximum est largement inférieur à la limite acceptée de 180 Kgs par cm².

Je donnerai enfin quelques détails sur une application des méthodes que je viens de décrire à l'amélioration des chaussées en béton.

L'emploi d'armatures sous la forme ordinaires dans les chaussées est souvent plus nuisible qu'utile car elles aggravent les tensions de retrait et de dilatation et favorisent par là, au lieu de l'empêcher, l'émiettement sous les charges alternées et la formation des fissures. L'emploi d'armatures tendues, au contraire, améliore considérablement les chaussées à tous points de vue.

Tout d'abord elles remplacent les tensions de retrait par des compressions. Par suite, elles suppriment les fissures de retrait, et la nécessité de la plupart des joints; les variations dues aux changement combinés de température et d'état hygrométrique se résolvant désormais en variations d'intensité d'un état moyen de compression.

En second lieu la suppression des tractions améliore considérablement la résistance des éléments du béton à l'arrachement; elle diminue la déformabilité et augmente la résistance à la flexion; d'où une bonne tenue sous les fortes charges même en cas de sous-sols déformables.

En utilisant des aciers à 120 Kgs par mm^2 la consommation de métal serait de 4 à 5 Kilogs environ au mètre carré, et la dépense en prix de revient de 5 à 6 francs au mètre carré.

L'augmentation du prix au mètre carré serait du même ordre qu'une augmentation d'une épaisseur de quelques centimètres; l'amélioration obtenue serait bien plus considérable que celle que pourrait donner cette augmentation d'épaisseur. Enfin les routes pourraient être livrées aux usagers, deux heures après le coulage des bétons.

Je n'allongerai pas davantage la liste des applications possibles. Je crois avoir établi que l'utilisation systématique des hypothèses et des méthodes de la physique est susceptible de faire réaliser des progrès considérables et très rapides à nos connaissances générales concernant les ciments et bétons; et, par voie de conséquence, aux industries d'applications de ce matériau; progrès comparables à ceux que les mêmes moyens ont fait réaliser aux industries de la métallurgie et de la mécanique.

Résumé.

L'auteur détermine pour les ciments, en introduisant de nouvelles hypothèses, les propriétés générales et le mode de formation du réseau des pores des pâtes de ciment. La résistance des ciments dépend, plus que de tout autre facteur, des conditions mécaniques et physiques de leur emploi. On peut obtenir pour tous les ciments des durcissements considérables quasi instantanés par la simple amélioration de la compacité.

IIb4

Fissurations dans le béton armé.

Risserscheinungen im Eisenbeton.

Cracking in Reinforced Concrete.

F. G. Thomas,
B. Sc., Assoc. M. Inst. C. E., Garston, Herts.

L'emploi dans les ouvrages en béton armé de l'acier à haute résistance, avec charges croissantes, doit inévitablement conduire à une augmentation de l'importance de la fissuration. Les fissures que l'on constatait normalement auparavant ne paraissaient en effet exercer aucune influence notable sur la stabilité des ouvrages; elles étaient généralement d'importance insuffisante pour être le point de départ de phénomènes de corrosion touchant d'une manière appréciable les éléments d'armature. Par contre, les fissurations qu'implique l'emploi des aciers à haute résistance sont relativement plus importantes que l'augmentation réalisée dans les contraintes elles-mêmes et il n'est pas impossible que ces fissurations prennent une importance encore plus grande étant donné les contraintes encore plus élevées qui pourraient être admises, pour l'acier à haute résistance, sur la base de la limite d'écoulement.

La rapidité croissante de durcissement des ciments modernes constitue un autre facteur qui peut jouer un rôle d'une certaine importance dans la fissuration. De nombreuses plaintes ont été en effet enregistrées récemment à la Building Research Station, au sujet de fissurations qui se seraient produites au retrait dans des cas où aucune perturbation ne s'était auparavant manifestée avec les ciments à durcissement moins rapide que l'on employait il y a 10 à 15 ans.

Devant cette tendance à une aggravation des phénomènes de fissuration, des études ont été entreprises à la Building Research Station, sous la direction du Dr. *Glanville* et en collaboration avec la Reinforced Concrete Association, en vue de déterminer les facteurs qui conditionnent la fissuration dans les éléments d'ouvrages en béton armé. Le présent rapport a pour but d'exposer brièvement une partie des recherches ainsi effectuées.

Capacité de déformation du béton.

On a pensé pendant longtemps que le criterium de la rupture du béton sous l'influence des efforts de traction devait être considéré comme constitué par la charge limite de traction qu'il pouvait supporter sans fissuration, ou capacité de déformation, plutôt que par la charge de rupture à la traction proprement dite. La capacité de déformation du béton, c'est-à-dire la déformation ou allongement qui peut se manifester avant qu'apparaisse la fissuration, a été déter-

minée par de nombreux investigateurs qui ont d'ailleurs obtenu des résultats largement différents. Ce manque de concordance peut probablement être attribué à deux causes principales:

1° — des écarts dans le régime initial des contraintes dans les éléments avant le commencement des essais,

2° — des écarts dans la précision avec laquelle ont été observées les fissurations au moment de leur apparition.

Il semble que les armatures en acier aient normalement pour effet de n'augmenter que dans une faible proportion la capacité de déformation du béton; lorsque des éléments d'ouvrage en béton armé sont stockés à l'air libre, il se

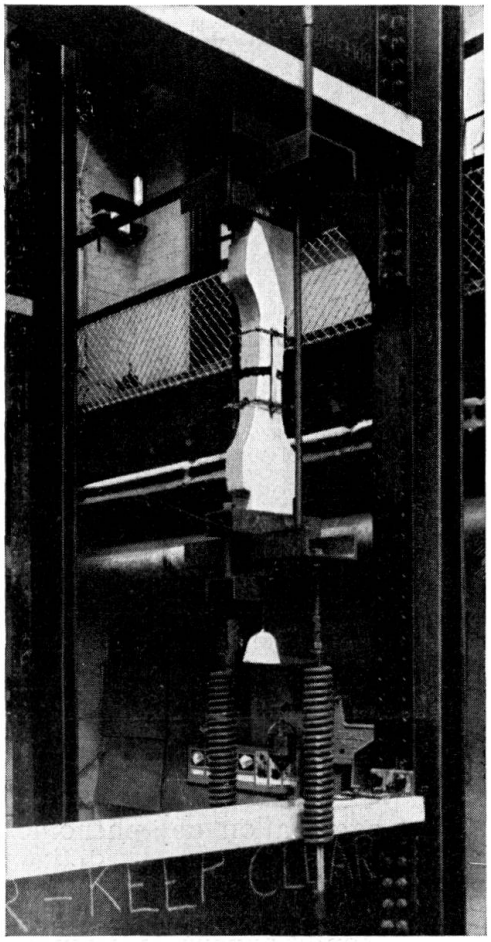


Fig. 1.
Mesures des contraintes de retrait sur des éprouvettes de béton encastrées.

manifeste des contraintes de traction, dans le béton, sous l'influence du retrait et ces contraintes jouent un rôle défavorable sur la capacité de déformation ultérieure en charge des éléments considérés. D'autre part, la présence des armatures de renforcement peut avoir pour résultat d'augmenter considérablement la capacité effective de déformation sous l'influence de l'humidification superficielle.

Il est probable que l'élévation apparente de la capacité de déformation due à la présence des armatures de renforcement et observée par certains investigateurs est due partiellement à une insuffisance de précision dans l'observation du moment où s'amorce la fissuration. Au cours des essais qui ont été effectués

à la Building Research Station, sur surface lisse blanchie, on a constaté qu'il était possible de déceler à l'oeil des fissures de 0,0001 pouce de largeur (0,0025 m), quoique la largeur des fissures soit normalement légèrement supérieure au moment de leur apparition. Les largeurs des fissures ont été mesurées, dans tous les essais sur éléments en béton armé, à l'aide de microscopes portatifs avec micromètres oculaires.

Fissuration au retrait.

Le retrait du béton doit probablement constituer la cause la plus fréquente de fissuration; c'est également celle contre laquelle il est le plus difficile de réagir, soit en la prévenant, soit en la corrigeant. Dans les éléments en béton armé, dans lesquels le retrait n'est pas empêché, ce retrait donne lieu à l'apparition de contraintes de tension d'importance telle que la fissuration peut se

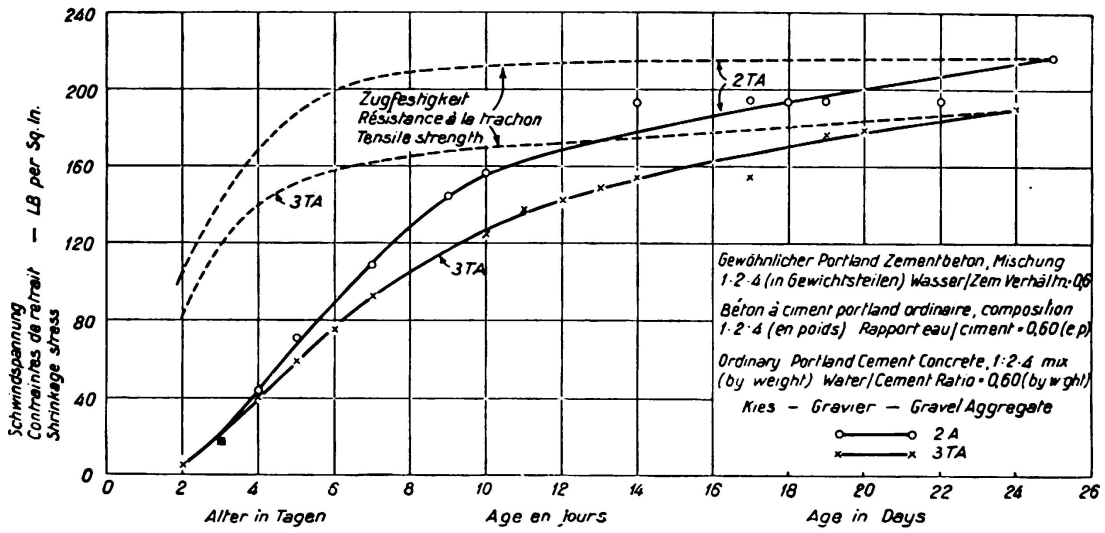


Fig. 2.

Résistance aux fissures de retrait des éprouvettes encastrées complèment, en béton avec ciment portland ordinaire.

produire même lorsque les éléments ne sont soumis à aucune charge extérieure, principalement lorsque le pourcentage d'acier est grand. Dans la pratique, toutefois, le retrait subit toujours une limitation à un certain degré, particulièrement dans les assemblages monolithiques. L'écoulement du béton a pour effet de réduire les contraintes dont il est le siège, de telle sorte qu'à ce point de vue cet écoulement joue un rôle favorable, puisqu'il diminue les risques effectifs de fissuration. La résistance d'un béton à la fissuration pour toutes conditions finales définies peut être déterminée d'une manière approchée par une étude du retrait, de l'écoulement, de l'élasticité et des caractéristiques de résistance mécanique de ce béton; les différents facteurs qui se combinent ainsi pouvant être évalués mathématiquement. Bien que cette méthode donne une idée assez bonne de la résistance du béton considéré à la fissuration, un doute peut parfois s'élever au sujet des caractéristiques exactes d'écoulement de ce béton, sous l'influence de contraintes situées immédiatement au-dessous de la charge de

rupture à la traction; c'est pourquoi une méthode expérimentale plus directe a été mise au point.

Un appareil special a été conçu, dans lequel des échantillons de béton, sur la partie centrale desquels sont montés des extensomètres, sont soumis à l'action de charges de traction à l'aide de ressorts; ces charges sont réglées périodiquement de telle sorte que les mouvements de retrait soient entièrement équilibrés par les déformations élastiques et l'écoulement résultant des charges appliquées. De cette manière, les contraintes effectives de retrait mises en jeu dans un élément, dont le retrait est complètement empêché, ont pu être mesurées. On trouvera sur la fig. 1 une photographie de l'appareil prise après la rupture d'un échantillon.

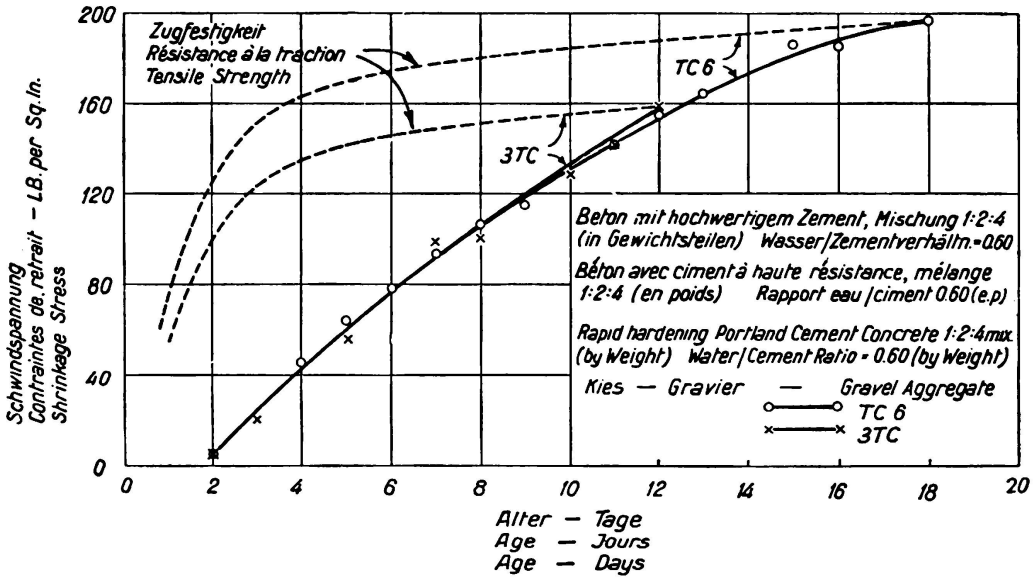


Fig. 3.

Résistance aux fissures de retrait des éprouvettes encastrées complètement, en béton avec ciment portland à haute résistance.

Des essais ont été effectués à deux reprises sur béton de Portland ordinaire, sur béton de Portland à durcissement rapide et sur béton de ciment à haute teneur en alumine (fig. 2 à 4). Pour tous ces essais, on a utilisé un mélange 1:2:4 (en poids) avec un rapport eau-ciment de 0,60. On remarquera sur ces figures que les contraintes de retrait concernant le béton de ciment Portland sont quelque peu différentes pour les deux essais correspondants; toutefois, à mesure que l'on approche de la rupture, avec le ciment Portland ordinaire, les contraintes mises en jeu diminuent considérablement, sous l'influence d'importantes déformations qui accompagnent l'écoulement. Ce phénomène n'est pas aussi marqué avec le béton de ciment Portland à durcissement rapide, les contraintes augmentant dans ce cas d'une manière assez régulière, jusqu'à ce que la charge de rupture soit atteinte et que la fissuration se produise. Dans le cas du béton de ciment à forte teneur en alumine, on constate une augmentation rapide des contraintes, le coefficient de sécurité par rapport à la fissuration devenant négligeable très peu de temps après le commencement de l'essai.

D'autres essais ont montré qu'une augmentation de la teneur en eau n'est

pas nécessairement accompagnée d'une tendance plus marquée à la fissuration et que la résistance à la fissuration est notablement influencée par la nature des aggrégats employés. On conçoit évidemment que dans la pratique le retrait ne saurait être couramment complètement empêché; les valeurs relatives de la résistance à la fissuration de différents bétons peuvent être quelque peu modifiées par le degré de fixité. Des essais complémentaires sont donc en cours dans lesquels le degré de fixité final n'est pas entier.

Fissuration en charge.

Dans ce chapitre, nous considérerons uniquement les conditions suivant lesquelles les efforts de traction produisant la fissuration résultent des charges directement appliquées, ainsi que c'est le cas dans les essais à la flexion ou

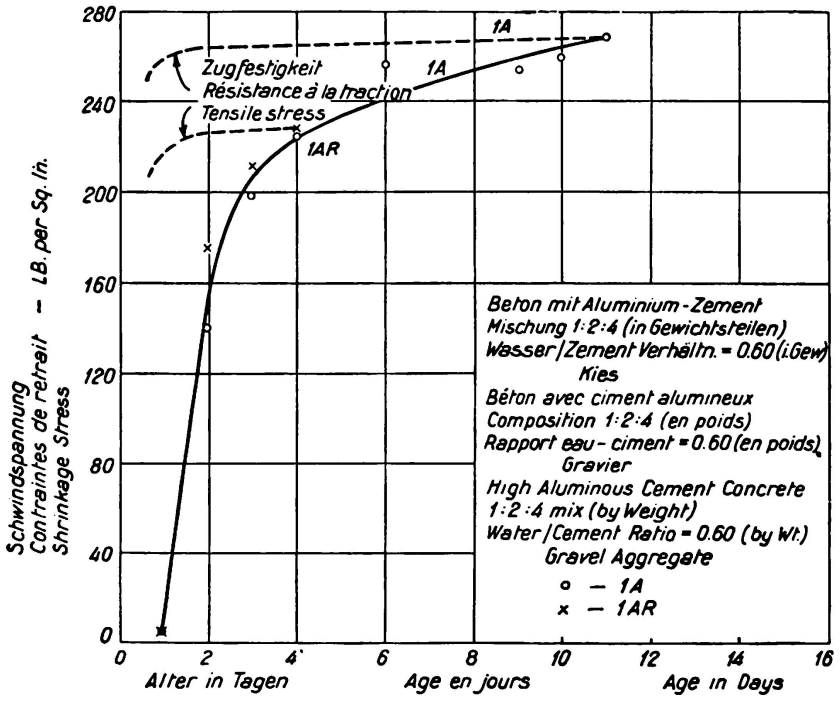


Fig. 4.

Résistance aux fissures de retrait des éprouvettes complètement encastrées en béton avec ciment alumineux à haute résistance.

à la traction. Dans tous les essais sur éléments de béton qui sont maintenant effectués à la Building Research Station, on mesure les largeurs des fissures; on espère que l'étude systématique ultérieure des mesures ainsi effectuées fournira des indications très importantes sur la fissuration en charge. Certains résultats d'ordre général ont déjà été obtenus; on trouvera ci-dessous la description de quelques-uns des essais au cours desquels on a pu effectuer des mesures sur les fissures obtenues.

Dans l'un des essais, la poutre de section rectangulaire avait les dimensions suivantes: largeur 4" (101,6 mm), hauteur $8^1/_4$" (209,5 mm), longueur 8 pieds (2,44 m). Les armatures de traction étaient constituées par deux barres d'acier doux d'un diamètre de $^3/_8$" (95,2 mm), noyées dans le béton à une profondeur

effective de 7″ (178 mm). Des étriers de renforcement convenablement disposés étaient prévus pour supporter le cisaillement. La poutre était chargée aux tiers, sur une portée de 6 pieds (1,829 m). On a observé avec soin l'aspect et la progression des fissures sur le côté de la poutre, et les largeurs successives de chaque fissure au voisinage de la partie inférieure de la poutre et à la hauteur des armatures ont été mesurées à chaque augmentation de la charge.

La charge appliquée a tout d'abord été augmentée progressivement jusqu'à la charge de service calculée; cette charge a été maintenue pendant 21 heures. Après cette période, la charge a été graduellement supprimée. Les résultats des mesures sur les fissures sont dans la fig. 5. D'après cette figure, on remarquera que la largeur totale de fissuration (c'est-à-dire la somme des largeurs de toutes

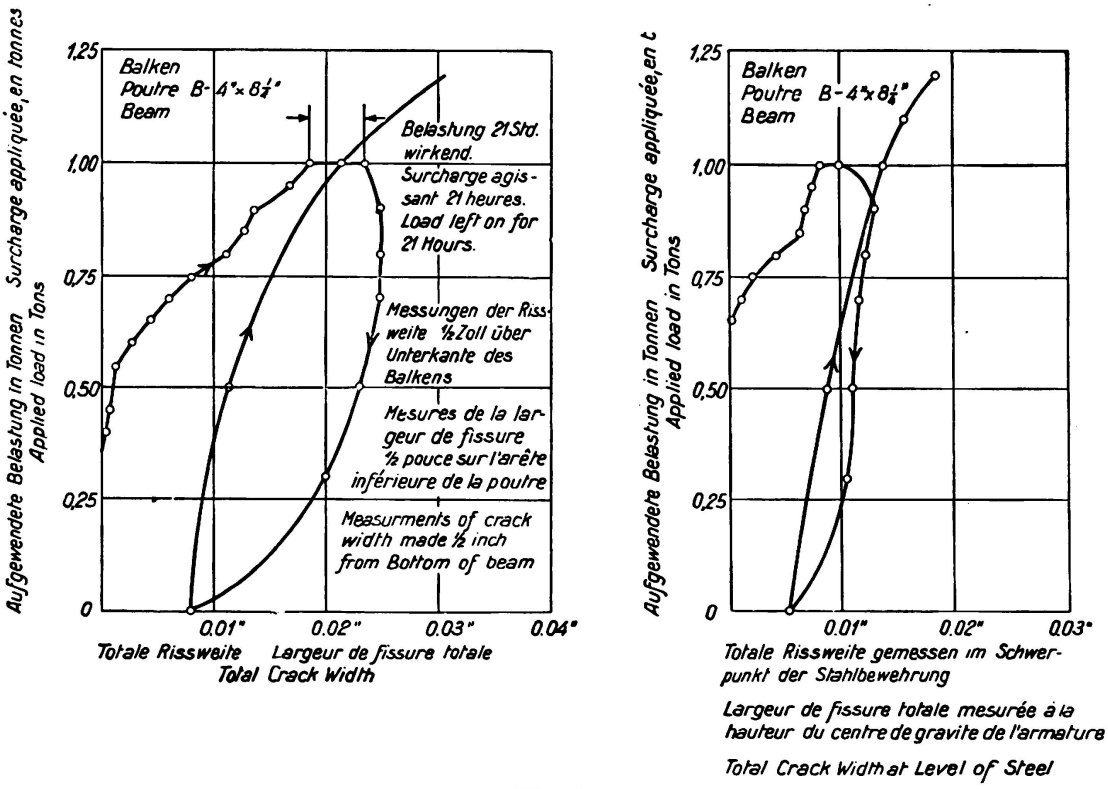


Fig. 5.

Retrait de la fissure.

les fissures) augmente dans une certaine proportion pendant la période d'application continue de la charge normale et qu'à la suppression de la charge, il se produit une réduction partielle de la largeur de fissuration. Il est intéressant de noter qu'au moment où l'on réduit légèrement la charge appliquée, en partant de la valeur normale, il se produit encore une légère augmentation de la largeur totale de fissuration et que la longueur d'une ou deux fissures augmente légèrement.

L'importance de la réduction de la largeur de fissuration qui se produit au moment où l'on commence à diminuer la valeur de la charge est ce que *Probst* désigne sous le nom de «largeur élastique» de fissuration. Dans l'essai ici considéré, la largeur élastique de fissuration est en moyenne très légèrement supé-

rieure à la moitié de la largeur effective de fissuration. Toutefois, le terme «élastique» doit être employé avec précaution, car on remarquera d'après la fig. 5 que la réduction de fissuration ne se produit pas d'une manière régulière au fur et à mesure de la réduction de la charge; la largeur de fissuration reste pratiquement constante dès les premiers instants de la réduction de la charge. Il est évident qu'avant cette réduction de fissuration, il faut que le sens de glissement sur l'acier ait pu être inversé et cette inversion demande nécessairement une variation assez notable de la charge elle-même.

La poutre a été ensuite laissée libre de toute charge appliquée, seulement le temps de permettre la mesure des largeurs des fissures, puis elle a été soumise à une charge progressivement croissante jusqu'à une fois et demie la charge normale de service. Cette charge a été maintenue pendant 44 heures; au cours de cette période, on ne constata qu'une très faible augmentation des fissurations. La charge a été ensuite augmentée jusqu'à la rupture de la poutre résultant de l'écoulement de l'acier des armatures.

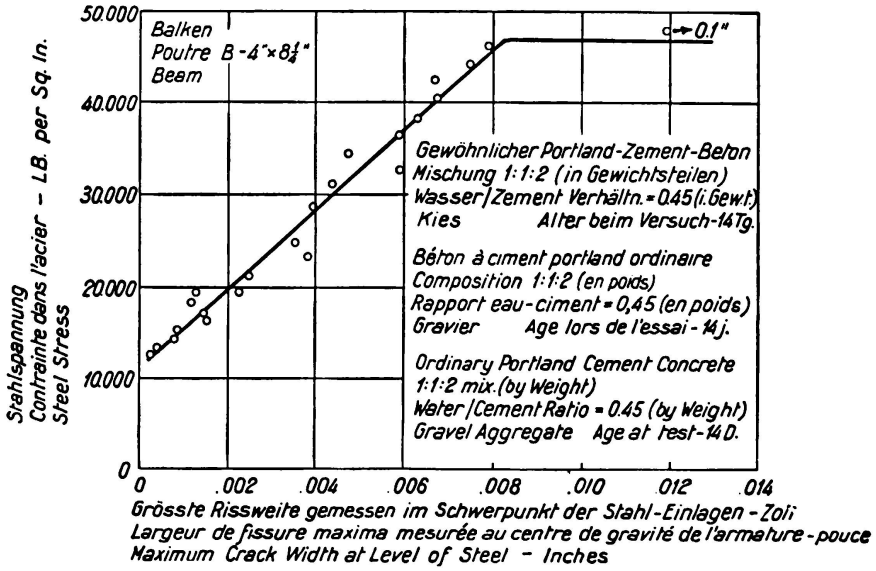


Fig. 6.

Largeur de fissure maxima en fonction de la contrainte dans l'acier.

Sur la fig. 6, on a comparé la largeur maximum de fissuration au niveau de l'acier avec la contrainte dans l'acier lui-même, estimée d'après la théorie courante de la tension nulle. Les résultats, obtenus à la suppression de la charge, n'ont toutefois pas été portés sur cette figure. On constate qu'il existe une relation approximativement linéaire entre la largeur de la fissuration et la contrainte dans l'acier et que la largeur de fissuration reste inappréciable au début de la mise en charge jusqu'à une charge de l'ordre de 8,4 kg/mm² (12 000 livres par pouce carré). Cette relation correspond à ce que peut faire prévoir une analyse sommaire du phénomène de la fissuration.[1]

Le commencement de l'écoulement de l'acier est traduit sur la fig. 6 par un coude très brusque de la courbe, pour une charge de 33 kg/mm². Le flé-

[1] *F. G. Thomas:* „Cracking in Reinforced Concrete", Struct. Eng., 14 (7), 1936, pages 298 à 320.

chissement de la poutre a commencé également à s'accentuer considérablement à partir de cette charge; cependant, dans les cas où l'on a prévu plus d'une seule couche d'armatures de traction, on a constaté que la largeur des fissures donnait des indications bien plus intéressantes que le fléchissement lui-même sur la valeur de la limite d'écoulement de l'acier. Ce point a été nettement mis en évidence au cours de quelques essais récents à la Building Research Station, sur des poutres continues sur deux travées. Les résultats de l'un de ces essais font l'objet de la fig. 7. L'examen du diagramme de largeur de la fissuration montre que les charges qui correspondent à la limite d'écoulement de l'acier, tant sur l'appui central que dans la portée elle-même, sont très nettement définies, alors que la courbe des fléchissements ne peut donner aucune indication précise sur la valeur effective de ces charges. On voit donc que dans de tels essais, la mesure des largeurs de fissuration constitue une aide très efficace pour l'étude critique de l'essai.

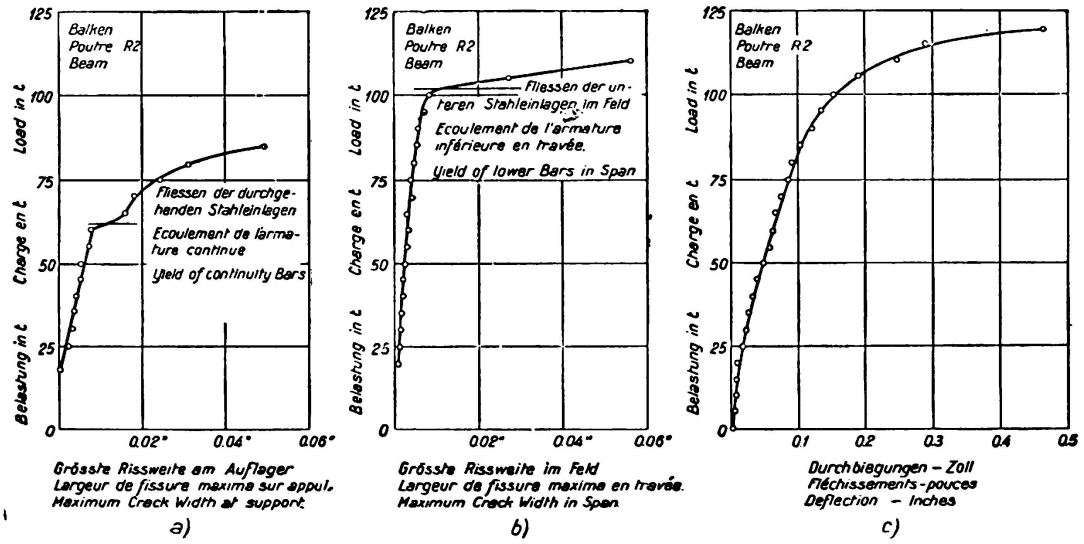


Fig. 7.

Largeur de fissure maxima en travée.

Au cours de quelques essais avec acier à haute résistance, on a étudié l'influence du pourcentage d'acier sur la largeur de fissuration pour une dimension constante des barres. Dix poutres ont été essayées, ayant toutes une longueur de 9 pieds 6″ (2,896 m) et une hauteur totale de 10 $^5/_8$″ (270 mm). Cinq différentes largeurs ont été adoptées, variant entre 6$^1/_4$“ (158,8 mm) et 14$^1/_2$„ (368,3 mm), à raison de deux poutres pour chaque largeur. Les armatures de traction étaient constituées, dans tous les cas, par deux barres composées, constituées elles-mêmes par deux barres rondes de $^1/_2$″ (12,7 mm) de diamètre, enroulées entre elles en hélice. Le pourcentage des armatures variait ainsi d'environ 0,6 à 1,4.

Les poutres ont été essayées par mise en charge à deux point symétriques, distants l'un de l'autre de 2 pieds 6″ (0,762 m), sur une portée de 9 pieds (2,743 m). Les résultats des mesures des largeurs de fissuration dans les parties des poutres soumises à un moment de flexion constant (pas de cisaillement) sont les suivants:

1° — La relation entre la contrainte dans l'acier et la largeur de fissuration n'est pas tout à fait linéaire. La raison probable de ce fait est que la pente du diagramme des déformations pour l'acier n'est pas constante pour l'acier à haute résistance ici employé, mais qu'elle décroît pour les charges élevées.

2° — D'une manière générale, si la courbe des largeurs de fissuration en fonction des contraintes de l'acier est prolongée jusqu'à couper l'axe des contraintes dans l'acier, les contraintes obtenues par extrapolation pour la valeur zéro de la largeur de fissuration augmentent lorsque le pourcentage d'armature diminue. Les valeurs obtenues pour ces contraintes sont les suivantes:

Proportion d'armature en % . . .	1,38	1,19	0,98	0,78	0,59
Contrainte dans l'acier pour largeur de fissuration nulle, lv/pouce² . .	5900	4600	8900	10000	13500

Ceci a pour effet de maintenir les fissures faibles aux charges normales de service, lorsque le pourcentage des armatures est faible.

3° — L'allure d'accroissement de la largeur de fissuration en fonction des contraintes dans l'acier est plus accentuée pour de faibles pourcentages d'armatures. Les accroissements de largeur de fissuration entre des taux de 12,6 et 28 kg/mm² ont été les suivants:

Pourcentage d'armature	1,38	1,19	0,98	0,78	0,59
Accroissement de la largeur de fissuration en pouce $\times 10^{-3}$	3,9	5,2	6,4	7,3	8,1

Il en résulte que pour de faibles pourcentages d'armatures les fissures tendent à être relativement plus importantes, particulièrement lorsque les efforts augmentent au-delà des valeurs actuellement adoptées dans l'étude des projets. Si par suite pour l'acier à haute résistance, on admet dans l'acier des contraintes plus élevées, conduisant à une diminution du pourcentage des armatures, il pourra en résulter une augmentation de l'importance des fissurations, sous les influences réunies de l'augmentation de la contrainte et de la diminution du pourcentage des armatures, dans le cas où l'on n'augmente pas les sections des barres d'armature. Il ne faut pas perdre de vue d'ailleurs que l'augmentation de la fissuration en % est notablement plus prononcée que l'augmentation en % également du taux de travail de l'acier.

Influence des mises en charge prolongées sur la fissuration.

L'augmentation, avec le temps, de la largeur des fissures peut être due à deux causes différentes: tout d'abord à l'augmentation des contraintes dans l'acier due à la carence du béton vis-à-vis des efforts de traction, et à l'écoulement du béton; ensuite, un relâchement dans l'adhérence, ayant pour conséquence une augmentation du glissement du béton sur l'armature en acier à partir de la fissure.

Des mesures ont été effectuées, à la Building Research Station, sur l'augmentation de la fissuration dans les poutres en béton armé; dans une série d'essais, quatre poutres ont été maintenues en charge d'une manière prolongée. Deux de ces poutres étaient armées avec acier à haute résistance et les deux autres en acier doux ordinaire. A un âge de 12 à 13 jours, les poutres ont été mises

en charge de telle sorte que la contrainte théorique maximum dans l'acier soit de 14 kg/mm² pour les barres en acier ordinaire et de 19 kg/mm² pour les barres en acier à haute résistance. Les charges ont été maintenues pendant 6 semaines, puis modifiées de telle sorte que les contraintes théoriques dans les armatures soient majorées de 50 % par rapport aux valeurs précédentes. Ces charges ont été ainsi maintenues pendant une nouvelle période de 6 semaines avant l'essai des poutres à la destruction. On a constaté que les largeurs des fissures avaient augmenté d'environ 50 %; au commencement de l'essai et au moment où les fissures s'accusaient sur les côtés de la poutre, l'écoulement du béton étant encore faible; ultérieurement, et même pour les contraintes élevées dans les armatures, les variations dans la largeur des fissures en fonction du temps ont été faibles.

Mise en charge préalable des armatures en vue de prévenir la fissuration.

La possibilité de prévenir la fissuration aux charges normales de service en réalisant une compression artificielle initiale du béton a été fréquemment mise en évidence, en particulier par *Freyssinet*. Cette méthode est parfois appliquée pour la constitution des dalles de plancher, en béton armé, coulées à l'avance. Les armatures de traction sont chargées sous une fraction élevée de leur limite de déformation plastique, à l'aide de ressorts ou de leviers, avant la coulée du béton. Le dispositif de mise en charge préalable est maintenu en place jusqu'à ce que le durcissement du béton soit suffisant pour lui permettre de supporter les contraintes qui se trouvent ainsi mises en jeu dans sa masse, lorsque les contraintes, dont les barres d'armature sont le siège, sont susceptibles d'être compensées par l'adhérence entre le béton et l'acier.

Il se présente toutefois certaines difficultés. Immédiatement au moment où la charge à laquelle se trouve soumis l'acier est transférée de l'appareil de mise en charge préalable à la section du béton lui-même, il se produit une déformation par compression dans le béton, qui a pour conséquence un relâchement de la charge de traction dans l'acier. En même temps, il se produit un glissement aux extrémités des barres d'acier, sur la longueur nécessaire à la mise en jeu de la contrainte maximum dans l'acier; il serait donc opportun de différer le retrait du dispositif de mise en charge préalable jusqu'à ce que la liaison entre le béton et l'acier soit suffisamment forte pour réduire cette longueur à une fraction de la longueur totale de la barre.

De plus, entre le moment du retrait du dispositif de mise en charge préalable et le moment de l'application de la charge normale de service, le béton continue à se déformer sous l'action de l'écoulement qui résulte de l'influence de la charge «interne», ainsi que sous l'influence du retrait normal propre. Le retrait ayant tendance à réduire la capacité de déformation de tous les bétons exposés à l'air, ce facteur n'entre pas en considération d'une manière comparative entre des éléments ayant et n'ayant pas subi une mise en charge préalable; toutefois, dans le calcul de la tension préalable nécessaire, pour éviter la fissuration sous un moment fléchissant donné, l'influence du retrait doit être prise en considération.

On trouvera ci-après les résultats obtenus au cours des essais effectués à la Building Research Station en vue de déterminer l'influence de la mise en charge préalable des armatures des poutres en béton de laitier écumé. Les poutres

avaient une longueur de 6 pieds (1,829 m); leur section rectangulaire comportait une hauteur de $6^1/_2$" (165 mm) et une largeur de $4^1/_4$" (106,9 mm) avec armature constituée par 2 barres en acier à haute résistance de $^1/_4$" (6,35 mm) de diamètre comme armature de traction et par 2 barres en acier doux de $^1/_4$" (6,35 mm) de diamètre comme armature de compression. Les bétons employés ont été les suivants:

Poutres PT1 et PT2. — Béton de ciment Portland à durcissement rapide, mélange à $1 : 1^1/_4 : 1^3/_4$ en volume, ou à 1 : 0,55 : 0,54 en poids; rapport eau-ciment de 0,53 en poids, avec aggrégat de laitier écumé admettant des dimensions maxima de $^3/_{16}$" (4,76 mm).

Poutres PT3 et PT4. — Comme ci-dessus, mais en mélange à $1 : 2^1/_2 : 3^1/_2$ en volume et à 1 : 1,10 : 1,09 en poids, avec rapport eau-ciment de 0,80 en poids.

Les barres de traction des poutres PT 1 et PT 4 seules ont été soumises à une contrainte préalable de traction de 28 kg/mm² avant la coulée du béton et le dispositif de mise en charge préalable a été maintenu en position jusqu'à un âge de 14 jours. Toutes les poutres ont été placées en sacs humides pendant 4 jours, puis exposées à l'air à 18° C sous une humidité relative de 64 %. A l'âge de 14 jours, le dispositif de mise en charge préalable a été retiré, sur les deux poutres, afin de permettre le transfert de la charge de l'acier au béton lui-même. Toutes les poutres ont été essayées à l'âge de 28 jours, par mise en charge aux tiers sur portée de 5 pieds (1,524 m). L'acier employé était de très haute résistance, avec charge de rupture de 84 kg/mm² (sur section initiale); on n'a pas constaté de limite d'écoulement nettement définie, mais la charge produisant une déformation permanente de 0,2 % était de 70 kg/mm².

On trouvera dans le tableau (1) les résultats principaux de ces essais. Pour une contrainte dans l'acier de 17,6 kg/mm², calculée d'après la méthode courante de la tension nulle, les poutres ayant été soumises à une mise en charge préalable n'accusaient aucune fissuration, tandis que les fissures sur les autres poutres avaient atteint des largeurs de 0,003" (0,076 mm) et de 0,005" (0,127 mm). Le fléchissement sous cette contrainte était réduit, pour les poutres mises en charge au préalable, au tiers et au quart de ce qu'il était pour les autres poutres non chargées au préalable, grâce à cette mise en charge préalable. Pour obtenir le même fléchissement et les mêmes largeurs de fissuration que sur les poutres non mises en charge au préalable, pour cette même contrainte de 17,6 kg/mm², il a fallu charger les poutres, mises en charge au préalable, à environ deux fois cette contrainte dans l'acier.

Il est donc certain que la mise en charge préalable des armatures joue un rôle extrêmement utile dans le sens d'une réduction du fléchissement et de la fissuration. On observera toutefois que l'augmentation de contrainte, permettant d'obtenir les mêmes conditions que dans la poutre non soumise à une mise en charge préalable, est d'environ 17,6 kg/mm² et non de 28 kg/mm², valeur représentant la mise en charge préalable de l'acier. Moins des deux tiers de la charge préalable nominale jouaient donc un rôle effectif au moment de la mise en charge ultérieure. La raison de ce fait est que la déformation initiale de l'acier est réduite par suite de la déformation que subit le béton au moment où la charge est transférée, depuis l'appareil de mise en charge préalable, sur le

béton lui-même et par suite de l'écoulement qui en résulte pour le béton. La mise en charge préalable n'exerce aucune influence sur la charge effective de rupture des poutres.

Corrosion.

Il a été suggéré qu'il existe une largeur limite de fissuration au-dessous de laquelle aucune corrosion des armatures ne peut se manifester. Quoique ce point de vue semble logique, aucune preuve satisfaisante n'en a été fournie jusqu'à maintenant. Nous pensons que la meilleure manière d'y arriver consiste à effectuer des essais pratiques d'exposition sur des poutres en béton armé chargées; de tels essais ont été commencés à la Building Research Station; des mesures y sont faites sur le régime progressif de la fissuration. On trouvera fig. 8 une reproduction de quelques-unes des poutres soumises à ces essais. Les résultats effectifs des essais effectués par certains investigateurs ont d'ailleurs perdu une grande partie de leur valeur, faute de données suffisantes concernant la largeur des fissures observées.

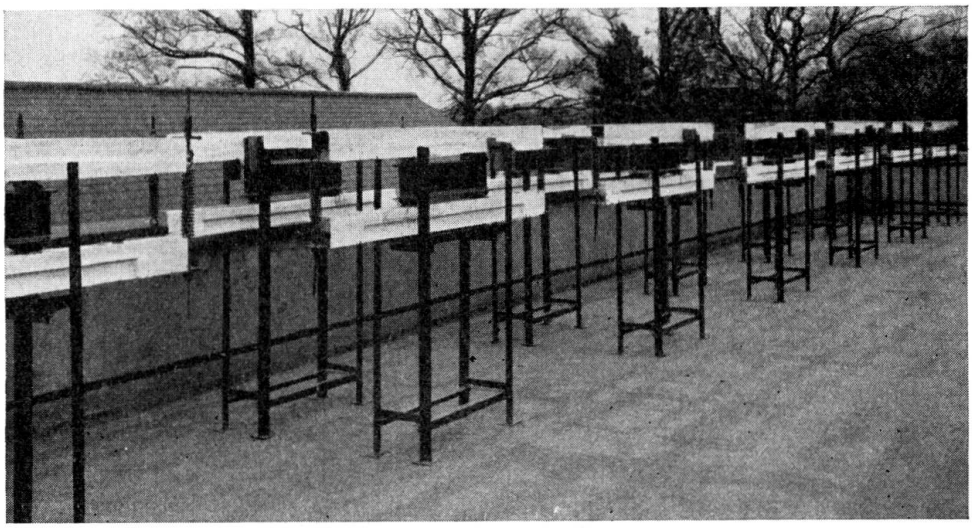


Fig. 8.
Essais effectués sur des poutres de béton armé, déposées à l'air.

Traitement d'obturation des fissures.

Il y a quelques années, le Professeur *Duff Abrams*[2] soumit à des essais de rupture un certain nombre de cylindres de béton, puis soumit ces cylindres à de nouveaux essais après une période d'attente de quelques années; non seulement ils purent alors supporter les charges qu'ils avaient initialement pu tenir, mais ils fournirent mêmes des valeurs de résistance atteignant 167 à 379 % de la résistance initiale à 28 jours. *Abrams* estima que les petites fissures qui s'étaient manifestées au moment du premier essai s'étaient ressoudées d'une manière très effective au cours de la conservation ultérieure des cylindres par déposition des éléments solubles provenant du ciment et des aggrégats. Il y avait donc là un procédé effectif de traitement, le béton ayant acquis une résistance

[2] *D. A. Abrams:* „Question Box", Am. Conc. Inst. Proc. 1926, 22, 636—9.

bien supérieure à celle qu'il aurait possédée s'il n'avait pas été soumis à cette mise en charge initiale.

Les essais auxquels se livra la Building Research Station confirmèrent les résultats déjà obtenus par *Abrams*. Ces essais ont porté sur des cylindres de 8" × 4" (203,2 × 101,6 mm) qui ont été soumis à une série d'essais allant jusqu'à la rupture, puis conservés pendant une période d'attente très peu longue, dans l'air, dans le sable humide et dans l'eau et soumis après cette période à une nouvelle série d'essais. Les essais de résistance ont été effectués sur une machine hydraulique; on a évité la désagrégation des cylindres au cours des essais. Les résultats de quelques-uns de ces essais, qui peuvent être considérés comme caractéristiques, sont groupés fig. 9. Ces essais se rapportent à des bétons de ciment Portland de différente constitution; les résistances obtenues au cours de la première série d'essais sont comparées avec les valeurs obtenues au cours de la seconde série d'essais après une période de 7 jours, puis après une période de

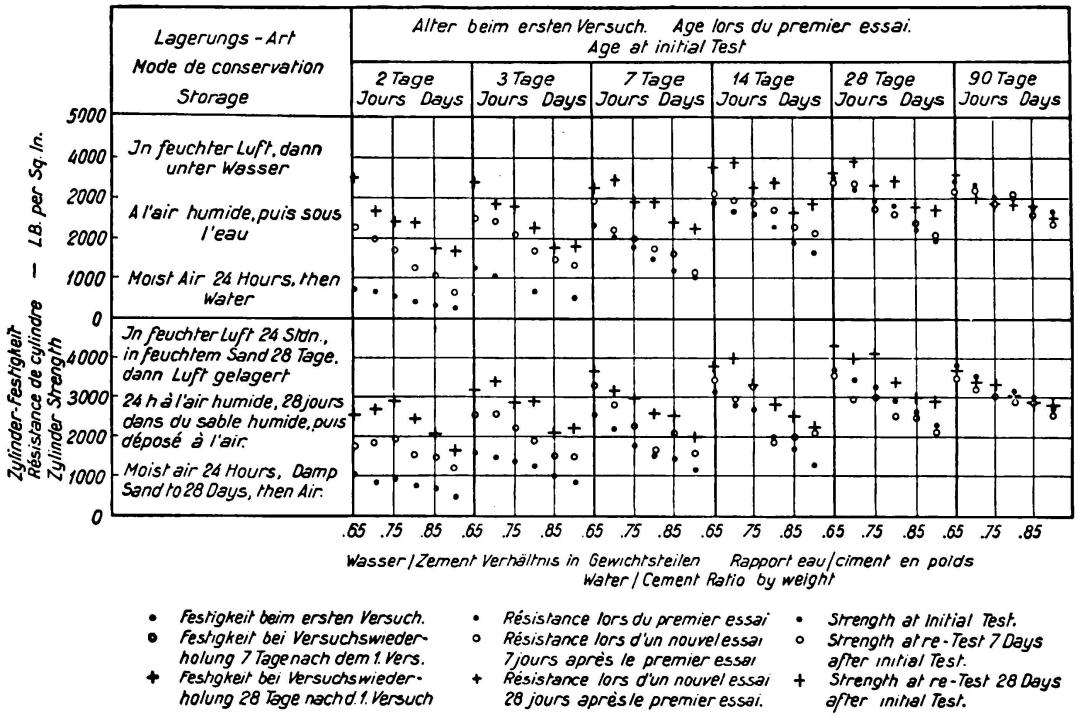


Fig. 9.

„Gérison autogène" du béton.

28 jours, après l'essais initial. L'examen de la figure montre que l'amélioration, obtenue par le traitement, est plus marquée pour le béton qui a subi le premier essai de rupture à un âge très jeune que pour le béton plus ancien au moment du premier essai. Dans la plupart des cas, il suffit d'ailleurs d'une période de 7 jours pour réaliser un traitement suffisant pour permettre au béton de supporter tout au moins la même charge que celle qui avait initialement provoqué la rupture; par ailleurs, la période de traitement de 28 jours ne s'est montrée insuffisante que dans le cas du béton qui avait été initialement essayé à 90 jours d'âge; même dans ce cas les écarts entre les valeurs limites de la résistance sont peu accusés.

Des résultats analogues ont été obtenus avec différents types de ciments, y compris des ciments alumineux. D'une manière générale, on a constaté que:

a) Plus le mélange est pauvre et perméable, plus grande est l'importance du traitement;

b) Plus le mélange est humide, plus grande est l'importance du traitement.

Tableau I.

Influence de la mise en charge préalable des armatures des poutres.

Poutre n°	PT 1[1]	PT 2	PT 4[1]	PT 3
Largeur de fissuration pour une contrainte dans l'acier de 17,5 kg/mm² d'origine extérieure en millimètres	0	0,075	0	0,125
Contrainte dans l'acier pour laquelle la fissuration s'amorce en kg/mm²	24,5	12	24,5	10
Contrainte dans l'acier sur poutre soumise à une charge préalable donnant la même largeur de fissuration qu'une contrainte de 17,5 kg/mm² sur une poutre sans mise en charge préalable	38,5	—	36,5	—
Fléchissement au milieu de la portée pour contrainte de 17,5 kg/mm² dans l'acier, en mm	0,48	1,37	0,46	2
Contrainte dans l'acier sur poutre soumise à une charge préalable donnant le même fléchissement qu'une contrainte de 17,5 kg/mm² sur poutre sans mise en charge préalable	33,6	—	33	—
Poids de béton en kg/m³	1840		1770	
Résistance du béton sur cube de 4" (101,6 mm) en kg/cm²	340		266	
Adhérence moyenne obtenue avec une barre d'acier à haute résistance de 1/4" (6,35 mm) noyée dans un cylindre de béton de 3" (76,2 mm) de diamètre et de 6" (152,4 mm) de long, en kg/cm²	14 jrs 23,1 28 jrs 22,4		14 jrs 21,7 28 jrs 24,5	

[1] Mise en charge préalable de l'acier à 28 kg/mm² (nominale).

Résumé.

Une méthode a été mise au point, en vue de mesurer les contraintes dues au retrait dans les éléments d'ouvrages en béton armé dans lesquels ce retrait est empêché, jusqu'au moment où se produit la fissuration. On a constaté que la résistance à la fissuration avait tendance à diminuer lorsque la rapidité de durcissement du ciment employé augmente.

Le point de vue de certains investigateurs suivant lequel les fissures présentent une certaine «élasticité» — c'est-à-dire qu'elles se resserrent quelque peu lorsque l'on supprime la charge — a été confirmé, mais il est évident que le terme d'«élasticité» n'est pas entièrement satisfaisant ici. Les fissures se resserrent en effet lorsque l'on supprime complètement la charge, mais l'importance effective de ce resserrement n'est pas proportionnelle à la réduction que subit la charge. En fait, une réduction de moitié de la charge peut ne donner lieu à aucune modification de la largeur des fissures, par suite d'une hystérésis due à la modification que subit la direction du mécanisme de glissement au contact entre le béton et l'acier.

On a constaté que pour une dimension particulière des barres d'armature, la largeur des fissures augmente, avec la contrainte dans l'acier, plus rapidement pour les faibles pourcentages de section d'armature. L'augmentation de largeur des fissures, qui peut résulter d'une augmentation des taux de travail des armatures de traction, peut être proportionnellement bien supérieure à l'augmentation de ces taux eux-mêmes, particulièrement lorsque les pourcentages de section d'armature normalement adoptés sont réduits.

Les fissures peuvent se développer dans des proportions très importantes lorsque les poutres sont soumises à des charges prolongées; on arrive toutefois à un état d'équilibre au bout de quelques semaines de mise en charge.

Des essais au cours desquels une contrainte de traction préalable de 28 kg/mm^2 a été appliquée aux armatures de traction de poutres d'essai ont montré que l'influence des déformations élastiques et inélastiques du béton peut être de réduire dans des proportions appréciables le degré d'efficacité de la mise en charge préalable. Dans les essais particuliers dont il est question, le dispositif de mise en charge préalable a été enlevé à 10 jours d'âge et les poutres ont été chargées à 28 jours d'âge. La mise en charge préalable effective s'est trouvée ainsi réduite par suite des déformations du béton à environ les deux-tiers seulement de sa valeur initiale.

Une série d'essais a montré enfin que les fissures fines qui se produisent sur des pièces en béton se trouvent souvent complètement bouchées avec le temps. Il y a là un processus de traitement qui se manifeste dans une certaine mesure sous l'effet de l'air, mais qui est plus marqué dans le cas d'une exposition humide.

Leere Seite
Blank page
Page vide