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

Band: 2 (1936)

Artikel: La résistance à la traction et la fissuration du béton

Autor: Bornemann, E.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-2920

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

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,

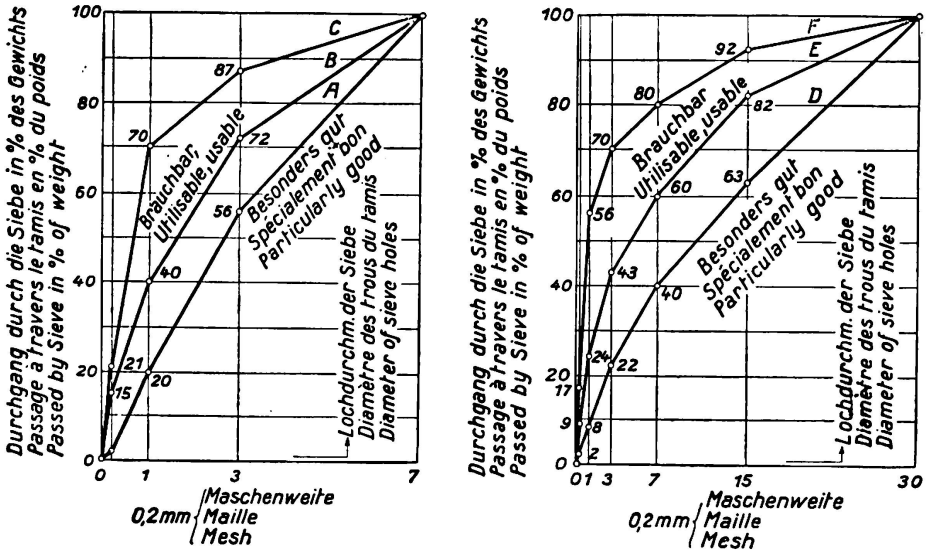

Fig. 1.

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

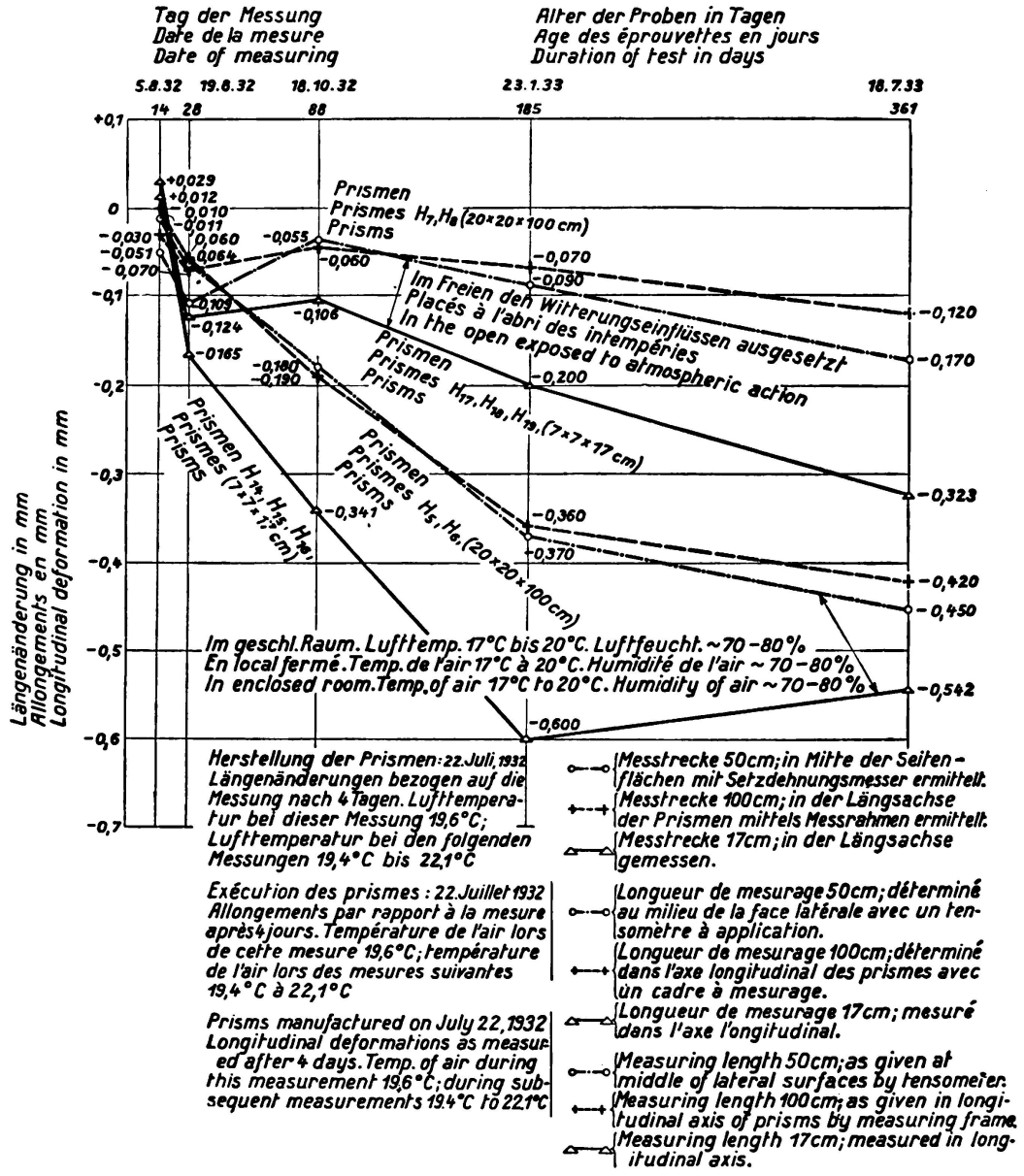

Fig. 2.

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