

**ASSOCIATION PERMANENTE DES
CONGRÈS BELGES DE LA ROUTE**

**BESTENDIGE VERENIGING
BELGISCHE WEGENCONGRESSEN**

6^e CONGRES

Section A

**CONSTRUCTION
ET ENTRETIEN
DE LA ROUTE**

Afdeling A

**WEGENBOUW
EN
-ONDERHOUD**



Question A 3

**Progrès récents
dans l'établissement des re-
vêtements en béton de ciment**

Vraag A 3

**Nieuwste vooruitgang
in het toepassen van wegver-
hardingen in cementbeton**

Rapport A 3/1

**NAMUR
NAMEN**



1950

VIII

rie de la
"Éditions AD. WESMAEL-CHARLIER (S. A.)
le Fer Namur

Question A₃/I

Revêtements de routes en béton de ciment.
Effets des variations thermo-hygrométriques,
fissures et joints.

par

F. CAMPUS

Professeur à l'Université de Liège.

Vraag A₃/I

Wegbekledingen in cementbeton.
Gevolgen der thermo-hydroscoopische schommelingen,
barsten en voegen

door

F. CAMPUS

Professor aan de Universiteit te Luik.

*Revêtements de routes en béton de ciment.
Effets des variations thermo-hygrométriques, fissures et joints*

par

F. CAMPUS

Professeur à l'Université de Liège.

Les fissures ouvertes et les joints sont les points faibles des revêtements monolithiques en béton de ciment. Ils constituent l'objection majeure à leur développement dans certains pays. En Belgique, si cette difficulté n'a pas empêché un usage très répandu des routes en béton de ciment, qui ont fait leurs preuves au cours de l'hiver 1944-1945, il n'en est pas moins vrai qu'après un quart de siècle de pratique courante, il n'existe pas encore de doctrine stable au sujet des joints.

Les conclusions formulées au Congrès belge de la route à Gand en 1938, dans le rapport de la Commission C de l'Association permanente des Congrès belges de la route, ont été remises en cause depuis le Congrès de Bruges en 1948, sans discussion préalable il est vrai. Au Congrès de 1938, il avait été déclaré que : « Les joints transversaux font office à la fois de joints de retrait et de joints de dilatation. » Le recours à des joints destinés uniquement à permettre le retrait, aveugles ou non, a été écarté à cette époque. La distance des joints de dilatation avait été fixée en moyenne à 15 m. (de 12 à 17 m.) et leur largeur à 10 mm.

Depuis 1948, la considération simultanée de joints de dilatation et de joints de retrait, aveugles ou non, est envisagée, ce qui remet en cause les distances entre joints et leur largeur. Cette révision semble inspirée surtout des exemples de l'étranger. La Belgique, qui a toujours été très ouverte aux influences extérieures et particulièrement après la dernière guerre, procède à une large prospection des états atteints par les techniques étrangères et à une révision correspondante de ses propres techniques.

Nous jugeons utile, pour cette raison, d'adopter la distinction très claire établie entre les joints de dilatation, les joints de retrait et les joints aveugles dans la brochure « Road Note N° 7 Filling and sealing materials for joints in concrete roads » du Road

Research Laboratory (London : His Majesty's Stationery Office 1949). Les figures 1, 2 et 3 reproduites d'après cette brochure sont suffisamment explicites. Cette note, de caractère quasi officiel, envisage des joints de contraction ou aveugles invariablement écartés de 4,50 m et des joints de dilatation espacés de 13,50 à 36,00 m. selon l'épaisseur du revêtement (15 à 22,5 cm.) et la saison de construction de la route (hiver ou été) pour les revêtements en béton non armé.

Ces dispositions, pas plus que d'autres en usage à l'étranger ou en Belgique, ne sont indiscutables. Elles constituent un choix plutôt qu'une solution. D'autres choix sont possibles, qui peuvent donner plus ou moins de satisfaction. Bien que ces choix soient empiriques, le recours à l'expérience organisée ne peut guère leur donner plus de poids que l'expérience d'usage, parce qu'il n'est pas possible de procéder à l'infinité des expériences possibles et qu'il faut se limiter à un choix restreint d'expériences, ce qui conditionne en somme leurs résultats. En outre, la durée et les circonstances fortuites jouent un grand rôle dans les phénomènes en question.

Les droits de l'expérience sont imprescriptibles, certes, mais lorsqu'elle laisse subsister une situation indécise, c'est la preuve qu'elle doit être guidée par le raisonnement. Claude Bernard a appelé l'expérience une observation provoquée. Il a montré que l'expérience demande toujours une préparation rationnelle. Il est opportun de recourir à cette voie dans les problèmes envisagés ici.

Nous croyons pouvoir à ce sujet écarter les causes de fissuration autres que celles provenant des déformations thermo-hygrométriques du béton, notamment celles résultant des effets des charges, en rapport avec la résistance du revêtement et de son assiette. Il est certain que les joints n'ont que des désavantages à ce point de vue. Dans les déformations thermo-hygrométriques, nous ne considérons guère les effets secondaires de leur variation suivant l'épaisseur. On peut admettre que les variations rapides de la température diurne, dans des pays à climat assez continental, puissent produire des déformations transversales qui justifient les joints longitudinaux. Mais on peut aussi admettre que l'influence des différences de retrait et de température suivant l'épaisseur sur les fissures longitudinales, qui ont justifié les joints longitudinaux, dépend pour une grande part de sa superposition aux effets de la sollicitation mécanique transversale sous l'action des charges et aux effets des réactions de l'assiette du revêtement. Les fluctuations propres de résistance et les déformations intrinsèques du sol, par exemple sous l'effet des variations de l'humidité ou bien du gel profond dans les pays à climat froid, peuvent aussi exercer à ce point de vue une action prédominante. Généralement les fissures se marquent après une durée assez longue, ce qui accuse bien l'effet de causes diverses cumulé dans le temps.

Les épaisseurs usuelles des revêtements de routes en béton sont assez faibles pour qu'ils puissent subir le plein effet des variations diurnes de température et se mettre en équilibre avec la température moyenne journalière; de même les écarts du retrait suivant l'épaisseur par rapport à une moyenne doivent être modérés. Nous croyons qu'il est permis, pour l'essentiel, de considérer les déformations thermo-hygrométriques uniformes pour l'étude de la question des joints.

Les données numériques concrètes étant rares à ce sujet, il paraît opportun de faire connaître tous ceux dont on peut disposer, même si leur interprétation est difficile, car ces renseignements chiffrés sont, en tout état de cause, de grande valeur.

Dans notre contribution au rapport belge au Congrès international de la route à La Haye en 1938, nous avons donné certains résultats de mesures de retrait effectuées sur des éprouvettes de bétons de routes en laboratoire. La conservation étant faite

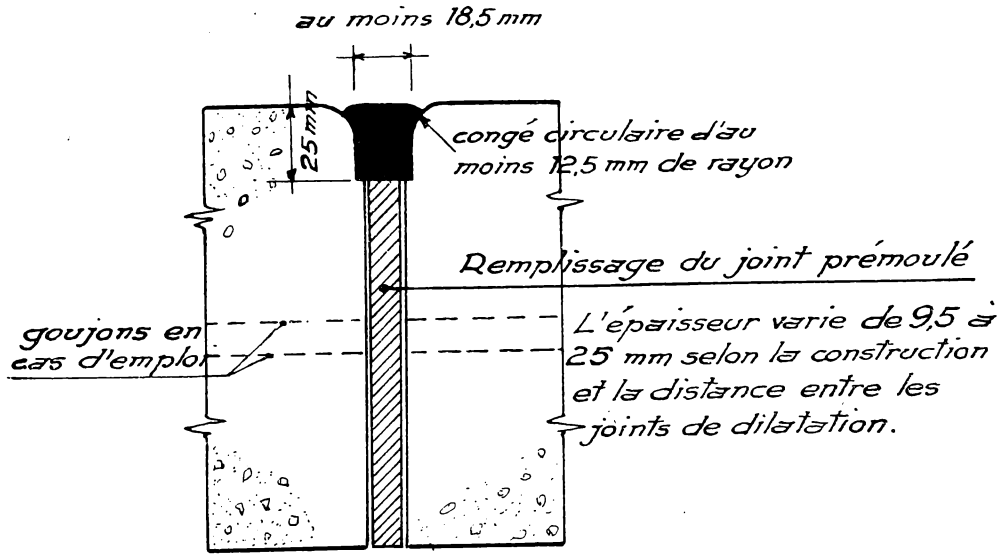


Fig. 1.- Joint de dilatation .

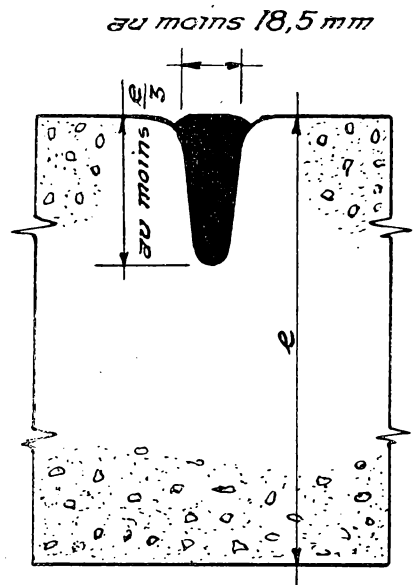
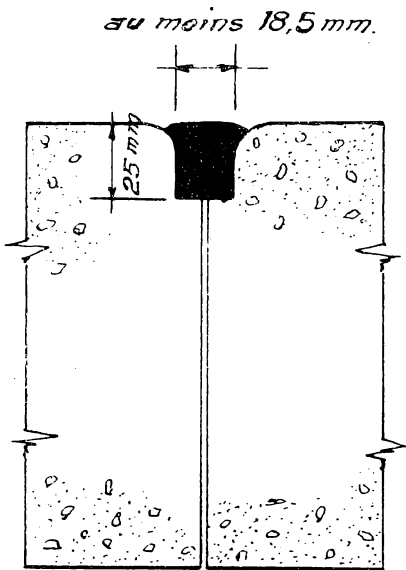


Fig. 2.- Joint de contraction. Fig. 3.- Joint aveugle.

à l'air humide, après cent jours seulement de durcissement, le retrait atteignait de 1 à $1,25 \times 10^{-4}$ pour la plupart des bétons et jusqu'au double pour certains autres. (Dimensions des éprouvettes $40 \times 30 \times 15$ cm.) Ces résultats sont compatibles avec ceux d'une série importante d'éprouvettes, de dimensions $50 \times 50 \times 20$ cm, effectuée très récemment. Sur 90 dalles de béton vibré différentes, conservées à l'air humide, le retrait à 56 jours a varié entre $0,475 \times 10^{-4}$ et $0,95 \times 10^{-4}$. Des essais effectués en 1937 sur des dalles de routes en place ont été décevants. On a mesuré des ouvertures de joints en été, atteignant 0,3 mm et, simultanément, des dilatations du béton en surface, probablement par dilatation thermique.

Des mesures de coefficient de dilatation thermique de béton de route effectuées en immersion sous eau ont donné 11, 4 à $11,9.10^{-6}$, valeurs qui paraissent élevées.

En octobre 1935, à l'initiative de la Cimenterie de Thieu, quatre dalles de $3,00 \times 3,00 \times 20$ ont été bétonnées dans la cour de cette cimenterie, suivant le dosage de l'Administration des Ponts et Chaussées, avec quatre ciments différents. Des repères pour la mesure des déformations au moyen du déformètre de Huggenberger (base de mesure de 250 mm) ont été fixés dans ces dalles. Ci-après les déformations spécifiques relevées à diverses époques :

Date :	25-6-36		18-11-37		23-9-49	24-11-49
Age :	56 jours	8 $\frac{1}{2}$ mois	1 an	2 ans 1 mois		14 a. et 6 s.
Temp. extér. :	12°	25°	16°	7,5°	22°	6°

Ciment :	Retrait en mm par m.					
A (P. H. R.)	0,075	— 0,153	0,067	0,170	0,130	0,261
B (H. F. N.)	0,09	— 0,174	0,018	0,166	0,135	0,276
C (S. S.)	— 0,019	— 0,290	— 0,089	— 0,204	— 0,296	— 0,148
D (HF.HR.)	0,167	— 0,090	0,16	0,245	0,212	0,34

N. B. — Les valeurs négatives représentent des gonflements.

L'intérêt des mesures effectuées après 14 ans d'âge est que l'on peut considérer comme éliminé l'effet du retrait. On peut dès lors calculer les coefficients de dilatation thermique et l'on obtient

Ciment :	A	B	C	D
Coefficient de dilatation :	$8,2.10^{-6}$	$8,8.10^{-6}$	$9,25.10^{-6}$	8.10^{-6}

Ces valeurs cadrent remarquablement avec les moyennes des coefficients de dilatation thermique déterminées pour les bétons. (Cfr : 1° H. JUILLARD. — Quelques propriétés du ciment et du béton : dilatation, retrait, élasticité — Schweizerische Bauzeitung 9 et 16 juillet, 6 août 1932.

2° S. L. MEYERS. Thermal coefficient of expansion of portland cement — Industrial and Engineering Chemistry — Industrial Edition — August 1940.)

D'après cela, les dalles de revêtement de routes en béton subiraient des dilatations et des contractions qui suivraient assez bien les variations de température.

D'autre part, les chiffres précédents permettent de supputer d'une manière modérée des valeurs finales du retrait spécifique de 2 à 3×10^{-4} , qui paraissent assez normales. (Le gonflement du ciment C est un phénomène particulier à ce ciment,

qui n'est pas habituellement utilisé pour les routes.) Il est à noter que les chiffres des ciments A et B à l'âge de 56 jours sont en bon accord avec les nombreuses mesures effectuées récemment dans nos laboratoires et dont il est fait mention plus haut. Il n'en est pas de même pour le ciment D qui semble être un ciment à fort retrait. Le ciment C a un comportement différent. Nous croyons que l'on peut, sans grande erreur, adopter une valeur moyenne du retrait final de $2,5 \times 10^{-4}$ et un coefficient moyen de dilatation thermique de $8,5 \times 10^{-6}$.

Quelle que soit la température lors de la confection et du durcissement de la dalle, on peut affirmer qu'après quelques années, les jours où la température sera la même, les dalles seraient raccourcies de 0,25 mm par m. en moyenne si elles étaient libres. Ceci est inévitable et correspond à une *possibilité* de fissure de 1 mm par 4 mètres en cas d'empêchement total de retrait. Une telle fissure serait très apparente. La longueur considérée est à rapprocher de l'entredistance de 4,50 m. des joints de retrait selon la note britannique. C'est aussi l'ordre de grandeur de la distance des joints de reprise (en moyenne 5 m) de la méthode de construction des routes en béton par dalles alternées, qui a reçu quelques applications dans les débuts de la technique des revêtements en béton, il y a environ un quart de siècle. Cela ne signifie pas qu'il y aura des fissures tous les 4 m; rien dans ce qui précède ne définit un déterminisme de distance des fissures. Un tel retrait pourrait même permettre qu'il ne se produisit pas de fissures, car il est très voisin de l'extension de rupture du béton ou peu supérieur seulement. Mais il suffit pour épuiser à lui seul, en cas d'empêchement de retrait, à peu près toute la capacité d'extension du béton, c'est-à-dire sa résistance à la traction. Donc tous les effets additionnels : contraction thermique, flexion, etc. pourront déterminer des fissures par leur propre influence, masquant en quelque sorte celle, inévitable et importante, du retrait empêché.

On connaît la formule élémentaire de A. T. GOLDBECK pour la distance d des joints (en m)

$$d = \frac{e \sigma}{f p}$$

où e représente l'épaisseur de la dalle (en m),

p son poids, en kg par m²,

σ la résistance à l'extension du béton, en kg par m²,

f le coefficient d'adhérence de la dalle sur le sol.

Pour $e = 0,2$, $p = 500$, si on admet $f = 2$ et $\sigma = 700.000$, on trouve : $d = 14,00$. Cette formule est plus que contestable et l'exemple numérique est spécieux.

D'abord, on devrait considérer rationnellement que le second membre de la formule doit être multiplié par 2. Mais toute l'incertitude porte sur σ , qui représente en fait la résistance résiduelle à l'extension du béton, déduction faite des tensions d'extension provenant d'autres circonstances que des contractions uniformes de retrait ou thermiques. Le plus souvent, des dalles de 14 m sont sans fissures, mais il y a aussi parfois de telles dalles qui en contiennent, pour des causes particulières ignorées, mais qui résultent certes de cumulations fortuites d'extensions.

Aux effets du retrait s'ajouteront inévitablement des contractions thermiques, variables selon les températures initiales des routes en béton. On peut admettre que, généralement, ces températures ne différeront pas en moyenne de plus de 15° C (10° à 25° de température moyenne). En tous cas, il est peu probable que l'on descende

en dessous de 5° C de température moyenne. Par rapport à un minimum de -15° C on peut donc envisager des contractions thermiques de 0,17 à 0,34 mm par m. En superposant au retrait, on atteint 0,42 à 0,59 mm/m, valeurs qui ne semblent pas forcées en regard des chiffres d'observation précités. Ces contractions totales dépassent nettement l'extensibilité des bétons et, si l'on veut éviter des fissures nombreuses, les joints de contraction du béton non armé sont indispensables. Comment apprécier leur distance ?

Les distances des fissures qui se produiraient dans une dalle sans joints seraient déterminées par des circonstances plus ou moins fortuites. Le critère le meilleur de la distance des joints de contraction semble être l'ouverture maximum que l'on jugera admissible. Les chiffres précités conduiraient à des ouvertures maxima de joints de contraction de 2,1 mm à 2,95 mm pour des dalles de 5 m. Ces valeurs sont excessives selon les observations pratiques. Elles sont en réalité considérablement réduites par la résistance au frottement de la base. Cependant, on a conclu de la formule de Goldbeck qu'il est recommandable de réduire le coefficient de frottement autant que possible et le fait que des dalles de 15 m. ne soient pas fissurées pourrait être attribué à la fois à une résistance résiduelle à l'extension assez élevée et à un coefficient d'adhérence assez faible. Toute augmentation de la distance des joints de contraction rend d'avantage possible le développement des fissures, en [augmente la probabilité et peut-être la fréquence, mais les qualités élevées du béton, surtout de résistance à l'extension, peuvent rendre cette fréquence et cette probabilité assez basses, même pour des entredistances supérieures à 15 m.

Une autre solution, rationnellement justifiée et d'application récente, qui fait l'objet d'une expérience en Belgique, est celle de la dalle de grande longueur, sans joints mais armée. L'armature a pour but de répartir les fissures en vue de les rendre imperceptibles. L'armature réduit le retrait mais ne peut pas diminuer la contraction thermique. Au contraire, son coefficient de dilatation thermique est supérieur à celui du béton (12×10^{-6}). Ceci rend désirable que l'armature soit placée suffisamment sous la surface supérieure de la dalle, pour être à l'abri de variations trop vives de température extérieure. En raison de la différence des coefficients de dilatation thermique, la sollicitation des armatures peut être assez complexe et est malaisée à supporter.

En considérant le retrait seul, on peut, pour une armature symétrique, recourir à la formule

$$\sigma_a = \frac{E_a \delta_b}{1 + m \frac{\omega_a}{\omega_b}}$$

E_a est le module de Young de l'acier (2.100.000 kg/cm²),

σ_a sa tension de compression,

δ_b le retrait du béton non armé,

m le coefficient d'équivalence

$\frac{\omega_a}{\omega_b}$ le rapport de la section d'armature à la section d'acier.

Pour $\delta_b = 2,5 \cdot 10^{-4}$, $\sigma_a = \frac{525}{1 + m \frac{\omega_a}{\omega_b}} \text{ kg/cm}^2$.

Il en résulte que la compression de l'acier due au retrait n'atteindra pas 5 kg/mm². Elle pourrait être légèrement majorée en cas d'élévation de température, à cause de la différence des coefficients de dilatation thermique. Mais comme les abaissements de température seront toujours supérieurs aux élévations, le plus souvent la compression sera diminuée et même généralement transformée en contraction par les températures assez basses.

Le retrait du béton armé, réduit par l'effet de l'armature, est $\delta_{ba} = \frac{\delta_b}{1 + m \frac{\omega_a}{\omega_b}}$

(en cas d'armature symétrique). Le rapport $\frac{\omega_a}{\omega_b}$ étant généralement inférieur à 1 %, le retrait ne sera pas beaucoup diminué.

Si l'on considère le phénomène dès l'origine, les croissances du retrait et de la résistance à l'extension ne sont pas corrélatives. Si le bétonnage est effectué par temps chaud et sec, des fissures fines réparties peuvent se produire dans le béton à peine durci, notamment en raison de l'empêchement de retrait dû au frottement de l'assiette et à l'adhérence de l'armature. Mais cela n'est pas la règle générale et peut être évité par la protection du béton frais contre la dessiccation. Le frottement du béton sur l'assiette contribue toujours à réduire le retrait et, à toute époque, la compression des armatures sera vraisemblablement très modique.

Le refroidissement des dalles produira des contractions empêchées beaucoup plus grandes, aussi bien dans les armatures que dans le béton.

Considérons sommairement le processus de contraction d'une dalle de grande longueur reposant sur une assiette offrant une résistance au déplacement tangentiel. On peut admettre qu'il se développe entre le sol et la dalle un effort antagoniste au déplacement, qui va en croissant à partir de zéro à chaque extrémité libre de la dalle pour atteindre à une certaine distance de celles-ci une valeur égale à la force élastique développée par la dalle lorsque le déplacement est empêché. S'il ne se produit pas de fissure comme conséquence de ce phénomène, un raccourcissement réduit se produit sur cette longueur aux extrémités, mais la partie intermédiaire est entièrement bloquée par le frottement. Celui-ci bloque le béton qui, à son tour, bloque l'armature par adhérence. Il en résulte des tensions qui dans l'acier sont $\sigma_a = E_a \delta_a t$ et dans le béton $\sigma_b = E_b \delta_b t$, si celle-ci est plus petite que la résistance à l'extension du béton, compte tenu éventuellement des autres tensions simultanées. Pour un abaissement de température de 40° C, la tension de l'acier est d'environ 10 kg/mm², qu'il faut combiner avec les autres tensions éventuelles des armatures. La compression de retrait qui vient en déduction, est toutefois peu importante, puisque le retrait est empêché par le frottement. Par contre, dans le béton, l'empêchement de retrait et de contraction thermique se superposent pour dépasser l'extensibilité de rupture du béton. Celui-ci doit donc se fissurer et, sans intervention d'autres actions et à défaut d'armature, la dalle se diviserait en tronçons par des fissures dont les distances seraient de l'ordre du double de la valeur donnée par la formule de Goldbeek. C'est-à-dire que, en principe, les fissures seraient assez distantes et assez larges. Ainsi qu'il a été exposé plus haut, des sollicitations supplémentaires fortuites peuvent multiplier les fissures, sans toutefois modifier profondément leurs caractères. L'expérience montre qu'une armature longitudinale d'acier de qualité demi-dure, de 0,3 à 1 % de la section transversale du revêtement en béton, peut empêcher la formation de grandes fissures ouvertes, qui sont remplacées par de nombreuses fissures fines et rapprochées. Des mesures de déformations des barres ont été effectuées (H.W. RUSSELL et J. D. LINDSAY.

An experimental continuously reinforced concrete pavement in Illinois — Highway Research Board — Proceedings 1947 — Washington D. C.). De très faibles déformations ont été relevées dans les barres (moins de 0,0002 d'allongement proportionnel), ce qui n'est pas surprenant, puisqu'en principe, les barres sont empêchées de se contracter par l'adhérence du béton, aux points assez éloignés des fissures. Au droit d'une fissure transversale provoquée par un joint aveugle, on a relevé un allongement des armatures allant jusqu'à 0,00131 (ce qui correspondrait à une tension élastique de 27,5 kg/mm², la limite élastique étant de 49 kg/mm² environ). Cet allongement au droit des fissures s'explique comme suit. L'adhérence au béton doit y être supprimée sur une petite longueur. Grâce à la fissure, l'acier a pu se contracter un peu avec le béton entre les fissures. Mais la longueur totale de l'armature ne peut varier que très peu. Donc, la contraction libérée entre les fissures s'effectue par allongement d'une très petite longueur d'armature au droit des fissures. Ce phénomène échappe à tout calcul; la fissuration est influencée par les sollicitations fortuites ainsi qu'il a été indiqué. La fissuration sera d'autant plus fine et plus répartie que l'armature sera plus forte, plus répartie et en acier à plus haute limite élastique. On peut éventuellement mesurer les déformations proportionnelles des armatures, mais leur transformation en tensions est tout-à-fait aléatoires. Car il faut remarquer en effet que les actions mécaniques éventuelles sont accompagnées de variations de température, c'est-à-dire de contractions plus ou moins empêchées et que la séparation exacte de ces effets est pratiquement impossible. L'existence de nombreux joints de barres d'armatures dans les dalles de grande longueur introduit aussi des incertitudes à ce point de vue. En conséquence, seule l'expérience directe d'assez longue durée peut informer sur l'opportunité de la solution des dalles armées de grande longueur et sans joints et sur les modalités d'application, notamment sur le pourcentage d'armatures.

Il ne faut pas sous-estimer l'importance des circonstances fortuites, c'est-à-dire que l'épreuve valable doit être une épreuve en service réel de durée suffisante. On peut cependant, selon les expériences américaines, admettre déjà que le pourcentage d'armatures longitudinales peut être compris entre 0,3 et 1 %, en moyenne 0,5 à 0,6 % et qu'il est utile d'employer de l'acier à haute limite élastique. Sous ce rapport la soudure bout à bout des barres peut être contre-indiquée, bien qu'elle serait très avantageuse. La soudure par points des barres transversales aux barres longitudinales ne présenterait pas les mêmes inconvénients, mais procurerait l'avantage d'une meilleure liaison de l'armature au béton, donc d'une plus grande adhérence.

Il est difficile de définir théoriquement une valeur maximum de l'armature longitudinale. En considérant que l'effort maximum que le béton puisse exercer sur l'armature corresponde à sa résistance résiduelle à la traction, il faut, pour éviter les grosses fissures, que la sollicitation des barres reste inférieure à la limite élastique.

En appelant λ le pourcentage d'armatures, on obtient $\lambda \geq \frac{R_b}{\sigma_e}$.

En admettant $\sigma_e = 5.000 \text{ kg/cm}^2$ et $\lambda = 0,003$,
il faudrait que $R_b \leq 15 \text{ kg/cm}^2$.

Cela est possible, eu égard aux causes fortuites d'extension. Toutefois $\lambda = 0,005$ donnera plus de certitude, avec $R_b \leq 25 \text{ kg/cm}^2$. D'après ce principe, il n'y a pas de limites à la longueur des dalles en ce qui concerne la contraction. De même, il ne faut pas de joints longitudinaux, moyennant une armature transversale suffisante.

Mais il y a la question de la dilatation. Pour ce point aussi la température de confection a de l'importance. Le bétonnage des routes se faisant généralement à la

bonne saison, il sera exceptionnel que l'on doive envisager un réchauffement de plus de 20° C. Il en résulterait une dilatation de $1,7 \cdot 10^{-4}$. Elle serait généralement inférieure au retrait ou du même ordre. De telle sorte que, après que la valeur finale du retrait aurait été sensiblement atteinte, les dalles subiraient à peine encore des dilatations, même par les temps les plus chauds. C'est ce que les chiffres d'observation précitée semblent établir, mais des dilatations de l'ordre de grandeur indiqué ci-dessus (environ $1,7 \cdot 10^{-4}$) pourraient se produire dans les dalles à un âge assez peu avancé. Ces effets de dilatation sont peu à craindre. Relativement moindres que les contractions, ils sont également bloqués par les réactions tangentielles de l'assiette et le poids propre suffit à empêcher le soulèvement par flambage. Cet empêchement de dilatation va naturellement provoquer des compressions dans les dalles. Ces compressions ne pourraient être dangereuses que près des fissures et des joints, du fait que des contacts partiels ou excentriques, éventuellement favorisés par l'introduction de corps étrangers, peuvent provoquer des dégradations des lèvres par détachement d'éclats ou d'esquilles.

Si l'on admet, comme le fait le professeur F. STUSSI pour la dilatation des rails (cfr Zur Theorie der Schienen Atmung — Schweizerische Bauzeitung, 8 mai 1943), que la résistance tangentielle du sol à la dilatation de la dalle est proportionnelle au déplacement ξ , soit $q = c\xi$ (fig. 4), on trouve comme expression de la dilatation,

au lieu de $\xi_t = \delta_b t x$, l'expression $\xi = \frac{\delta_b t}{\alpha \coth \frac{\alpha l}{2}} \sinh \alpha x$, avec $\alpha = \sqrt{\frac{c}{E_b \omega_b}}$.

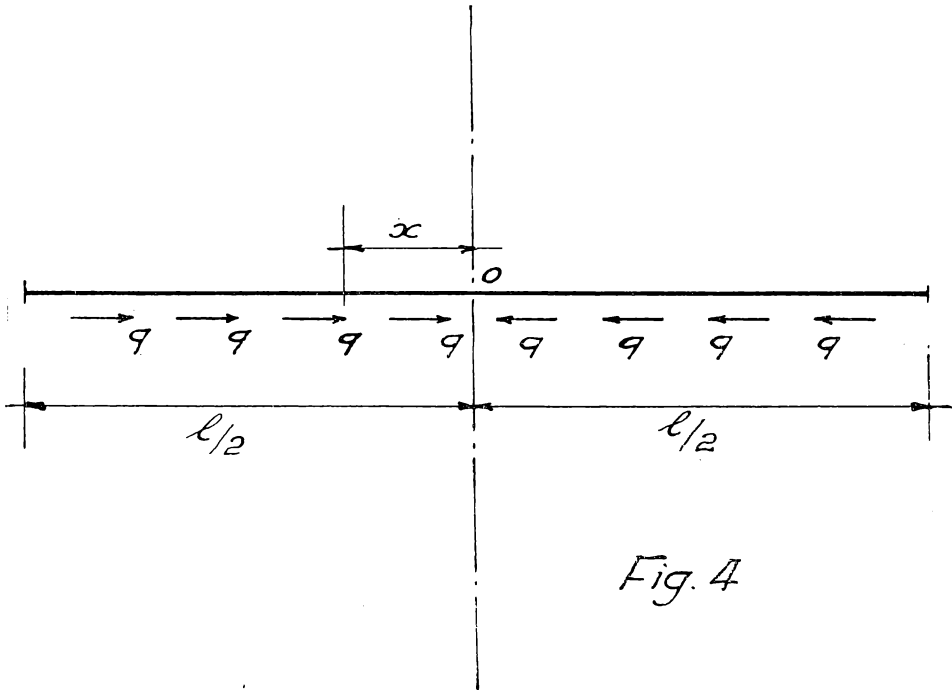


Fig. 4

Le déplacement maximum se produit aux extrémités, pour

$$x = \frac{l}{2} \text{ et vaut } \xi_{max} = \frac{\delta_b t}{\alpha} \tanh \frac{\alpha l}{2}.$$

On sait que pour les petites valeurs de $\frac{\alpha 1}{2}$, la tgh est sensiblement égale à l'argument; alors $\xi_{max} = \delta_b t \frac{1}{2}$.

Mais si $\frac{\alpha 1}{2}$ est assez grand, la tangente hyperbolique tend rapidement vers 1 et

$$\xi_{max} = \frac{\delta_b t}{\alpha} = \frac{\delta_b t \sqrt{E_b \omega_b}}{\sqrt{c}}.$$

Si e est l'épaisseur de la dalle et b sa largeur, $\omega_b = eb$ et on a d'autre part $c = db$, d'où

$$\xi_{max} \lim = \delta_b t \sqrt{\frac{E_b e}{d}}.$$

La dilatation limite sera d'autant plus faible que $d = \frac{c}{b}$ sera plus grand et l'on se rend compte qu'il n'y a pas d'inconvénients au point de vue de la dilatation à employer des dalles très longues, à condition d'assurer une forte adhérence à l'assiette.

Du fait de l'excentricité de l'adhérence, il se développe une force normale de flexion répartie

$$p_t = \frac{e}{2} \frac{c \delta_b t}{\coth \alpha \frac{1}{2}} \coth \alpha x$$

qui est maximum à l'extrémité et y vaut

$$p_{t \max} = \frac{e}{2} c \delta_b t = \frac{\omega_b}{2} d \delta_b t.$$

Il faut qu'elle soit inférieure au poids propre $p = \bar{\omega} \omega_b$,

d'où la condition $dt < \frac{2\bar{\omega}}{\delta_b}$,
 $\bar{\omega}$ étant le poids spécifique du béton.

On ne connaît guère les valeurs de c et de d , mais on doit admettre que cette condition est toujours réalisée. En effet, pour $\bar{\omega} = 2500 \text{ kg/m}^3$ et $\delta_b = 8,5 \cdot 10^{-6}$, il faut $dt < 5,9 \cdot 10^8$.

Même si t atteint 25° $d < 2,36 \cdot 10^7 \text{ kg/m}^3$
 ou $d < 23,6 \text{ kg/cm}^3$. La valeur de d doit être très sensiblement plus faible. Pour un rail, selon M. STUSSI, $c_r = 28 \text{ kg/cm}^2$. Pour une bande de béton de route de 1 m de largeur, la valeur de c serait certes inférieure à c_r , d'où $d < 0,28 \text{ kg/cm}^3$.

Il est à remarquer que les mêmes équations et conclusions sont applicables au cas de la contraction (par retrait et refroidissement) s'il ne se produit pas de fissures. On pourrait établir par cette théorie une formule plus concrète que celle de GOLDBECK pour l'écartement des fissures, mais sans grande utilité pratique, en raison de l'incertitude sur la résistance résiduelle à la traction du béton et à cause de la superposition des causes fortuites. La distance l des fissures serait la racine de l'équation transcendante

$$\coth \frac{\omega l}{2} = \frac{E_b \delta_b t}{E_b \delta_b - R_b},$$

à condition que $E_b \delta_b t > R_b$.

On remarquera que ces formules sont basées sur l'hypothèse admise dans le travail de M. STUSSI sur la dilatation des rails, que la résistance q opposée par le sol est proportionnelle au déplacement et non pas constante.

Dans leur rapport précité, M. M. H. W. RUSSELL et J. D. LINDSAY écrivent : « Il y a des résultats expérimentaux considérables qui indiquent qu'il n'y a pas de glissement réel et que l'assiette se déplace élastiquement avec la dalle de revêtement et offre réellement moins de résistance que l'on suppose généralement. » Cette remarque est compatible avec l'hypothèse envisagée.

Il est à noter que la théorie basée sur une résistance tangentielle constante, que l'on peut écrire $q = f \bar{\omega} \omega_b$, n'est pas satisfaisante. Elle donne comme formule du déplacement

$$\xi = x \left[\delta_b t - \frac{q (1 - x)}{2 E_b \omega_b} \right]$$

et
$$\xi_{max} = \frac{1}{2} \left(\delta_b t - \frac{q}{4 E_b \omega_b} \right) > 0.$$

Il en résulte
$$1 < \frac{4 E_b \omega_b \delta_b t}{q} \quad \text{ou} \quad \frac{4 E_b \delta_b t}{\bar{\omega} f}.$$

Pour les valeurs de 1 plus grandes que cette limite, les déplacements seraient nuls. Or, ceci est contredit par l'observation. L'hypothèse précédente conduisant à une valeur limite du déplacement maximum indépendante de 1, est conforme à l'observation. En cas de contraction, la considération de la résistance de valeur constante conduit à la formule suivante pour la distance de fissures ou joints :

$$1 = \frac{2R}{\bar{\omega} f},$$

qui est la forme correcte de la formule de Goldbeck (multipliée par 2). Mais selon ce qui vient d'être dit, cette formule pêche encore par l'hypothèse de base.

Celle-ci est encore en défaut par le fait qu'elle donne lieu à un diagramme de moments fléchissants dans la dalle correspondant à des efforts concentrés verticaux agissant à chacune de ses extrémités et au milieu. La force normale de flexion répartie p_t est nulle, ce qui est compatible avec la formule $q = f \bar{\omega} \omega_b$.

En conclusion, on peut admettre que l'hypothèse $q = c \xi$ est celle qui est le mieux en accord avec les observations.

Pour les dalles très longues, elle correspond très bien à la description générale donnée plus haut : la partie centrale est à peu près bloquée et des déplacements peu variables se produisent aux deux extrémités. Ce déplacement est d'autant plus petit que d ou $\frac{c}{b}$ est plus grand. Pour cela, il faut à la route en béton une assiette peu déformable tangentiellement et une adhérence complète.

Comme une telle assiette doit nécessairement aussi être susceptible d'une force portante considérable, elle peut conduire à une diminution de l'épaisseur des dalles. Aussi les dalles d'essai américaines en béton armé n'ont-elles que 17,5 à 20 cm d'épaisseur, pour des tronçons de route à trafic important.

Nous concluons donc que dans la question des joints et des fissures des routes en béton comme dans celle de leur épaisseur, l'assiette ou fondation a une importance primordiale.

Des routes en béton armé sans joints transversaux ou longitudinaux peuvent être réalisées en grande longueur avec une armature modérée, par exemple de 0,3 à 0,5 %, avec d'autant plus de certitude et d'économie que l'assiette sera plus ferme et susceptible d'offrir une plus grande résistance tangentielle au glissement de la dalle de béton. Ceci implique une compaction très poussée du sol sous la dalle et son drainage parfait. Un fond de coffre empierré et cylindré ou, encore, un léger remblai d'empierrement cylindré également, comme dans certaines auto-routes allemandes (cfr GERMAN MOTOR ROADS 1946 — Road Research Technical Paper n° 8 — London 1948 — H. M. Stationery Office) seront utiles à la fois à la résistance et au drainage. (Cfr F. CAMPUS, La route en béton des nouvelles installations de l'Université de Liège [au Val-Benoît]. Quatrième Congrès belge de la Route — Gand, 1938.)

Les joints de dilatation peuvent ainsi être écartés de distances très considérables, qui seront déterminées surtout par des circonstances en rapport avec le tracé et la topographie. En effet, tout ce qui précède concerne les dalles en alignement droit et profil en long rectiligne. Dans les virages, les dos d'âne et les cuvettes, il semble que, selon les circonstances, des joints de contraction et des joints de dilatation devraient être conservés à des distances plus réduites.

La question du remplissage des joints de dilatation reste toujours délicate. De même celle des renforcements aux joints : goujons ou dalles de support. Ainsi que nous y avons déjà rendu attentif dans les échanges de vue au 5^e Congrès belge de la route à Bruges en 1948, la question de la fondation n'est pas assez prise en considération à ce sujet. Nous préconisons en premier lieu un renforcement de l'empierrement dans la région des joints, avec un drainage particulièrement effectif.

Un tel aménagement de route en béton armé sur sol consolidé et empierrement de fondation et de drainage sera certes un revêtement perfectionné mais coûteux et réservé aux itinéraires principaux. L'augmentation de la durée de service et la diminution des frais d'entretien ainsi que les avantages pour le trafic en assureront sans doutes l'économie globale.

Pour des revêtements de routes secondaires bien qu'assez chargées, les dalles en béton non armé, à joints de contractions aveugles et à joints de dilatation disposés aux reprises de travail, pourront sans doute encore procurer une solution satisfaisante pendant longtemps. Il est essentiel de veiller à éviter l'introduction possible de corps étrangers dans les joints plutôt que de poursuivre leur étanchéité illusoire. Pour cela les joints aveugles comporteront, conformément à la figure 3, une dépression en surface profilée suivant des arrondis et remplie de matière ductile. Les joints de dilatation de 1 cm resteront sans doute suffisants.

Le drainage de la plateforme restera toujours essentiel, surtout dans la région des joints où un support d'empierrement sera toujours utile, même s'il n'existe pas sous toute la route, bien que ce soit généralement recommandable. De légères armatures peuvent être utiles en travers des joints aveugles et longitudinaux. Aux joints de dilatation, on donnera la préférence au renforcement de l'assise plutôt qu'aux goujons qui compliquent le remplissage du joint et son fonctionnement. Le renforcement de l'assise constitue d'ailleurs une garantie pour les joints goujonnés.

Les routes en béton normales de l'Illinois (voir référence citée de H. W. RUSSELL et J. D. LINDSAY) ont 25 cm d'épaisseur et sont établies sur 15 cm d'empierrement. Les joints de dilatation, écartés de 30 m sont goujonnés. Les dalles ont une légère armature.

Selon les formules de résistance des dalles, les distances entre joints de contraction peuvent varier de 5 à 10 m sans grande influence sur la sollicitation des dalles sous l'effet des charges; au delà elle augmente.

Pour terminer, signalons les pistes d'envol et les revêtements de l'aérodrome militaire américain de Paterson Field (Ohio) qui ont 52,5 et 62,5 cm d'épaisseur et des joints de contraction aveugles tous les 8,40 m sans joints de dilatation. Les joints longitudinaux sont écartés de 7,50 m et fortement goujonnés. Le sol a été consolidé sous ces dalles, destinées à recevoir des charges de 75 tonnes par roue. (Cfr Roads and Streets — Août 1947.)

*Wegbekledingen in cementbeton.**Gevolgen der thermo-hydroscoopische schommelingen,
barsten en voegen.*

door

F. CAMPUS*Professor aan de Universiteit te Luik.***SAMENVATTING**

Bij de besluiten van het 4^e Congres te Gent (1938) werd slechts een enkel type van dwarsvoegen in beschouwing genomen, op het 5^e Congres te Brugge nochtans werd gewag gemaakt van uitzetvoegen en van krimpvoegen. Het onderscheid tussen deze verschillende typen van voegen wordt nader omschreven op grond van officiële Engelse nota's. Proefondervindelijk vastgelegde resultaten worden uiteengezet betreffende de krimp van de betonplaten en hun warmte-uitzettings-coëfficiënt. Men is voornemens een lengtekrimping van $2,5 \times 10^{-4}$ en een warmte-uitzettings-coëfficiënt van $8,5 \times 10^{-6}$ in overweging te nemen. Men stelt de hypothese der uniforme invloeden volgens de dikte.

De gelijktijdige werking van de krimp en de afkoeling kan verkortingen gaande van 0,42 tot 0,59 mm. per m. veroorzaken. Voegwijdten met overeenstemmende afmetingen worden niet bemerkt; de weerstandbiedende wrijving van de grond zou de samentrekkingen gevoelig verminderen.

De aanleg van lange gewapende platen, zonder dwarsvoegen geeft aanleiding tot de vorming van dicht bij elkaar liggende fijne scheuren. De omstandigheden van de samentrekking dezer platen worden uiteengezet; de samentrekkingen zijn begrensd aan de uiteinden. Wat betreft de uitzettingen, in 't algemeen minder uitgesproken dan de samentrekkingen, de hechting aan de grondslag beperkt gevoelig de invloeden die ook nabij de voegen verminderd worden. Enkel de grote drukkingen in de voegen zouden gevaarlijk kunnen zijn. Uit de uiteenzetting blijkt dat even zo zeer voor de voegen als voor de weerstand der betonplaten (dikte), de kwestie van de weerstand van de grondslag of fundering essentieel is, bijzonderlijk de tangentialweerstand voor de scheuren, die een ruime aanhechting van het beton aan de grondslag en een krachtige tangential vormhoudendheid van deze laatste vereist.