

**acta
technica**

Ardi.

2 ročník 5 1960

Nakladatelství Československé akademie věd

ACTA TECHNICA

ROČNÍK 5 • 1960

Vydává:

Československá akademie věd v Praze

Vedoucí redaktor:

Člen-korespondent ČSAV inž. dr. BEDŘICH HELLER

Výkonný redaktor:

MARTA BRANDLEROVÁ

Redakční rada:

Člen-korespondent ČSAV prof. inž. dr. FRANTIŠEK FALTUS, člen-korespondent ČSAV inž. dr. BEDŘICH HELLER (předseda), člen-korespondent ČSAV prof. inž. dr. KONRÁD HRUBAN, člen-korespondent ČSAV prof. inž. dr. JAROSLAV KOŽEŠNÍK, akademik FRANTIŠEK PÍŠEK, akademik JAN SMETANA, člen-korespondent ČSAV doc. inž. dr. FRANTIŠEK ŠPETL, člen-korespondent ČSAV prof. inž. dr. VÁCLAV TESAŘ, člen-korespondent ČSAV prof. inž. dr. ZDENĚK TRNKA

Redakce:

Praha 6 — Dolní Liboc, Braškovská 13

Administrace a expedice:

Poštovní novinový úřad, Jindřišská 14, Praha 3

Для заранее определенного *допустимого* процента брака P_1 , тест осуществляется путем вычисления значения

$$q = \frac{|T - \bar{x}'|}{\bar{\omega}'},$$

где \bar{x}' — среднее арифметическое выборки объемом $N = mn$,

$\bar{\omega}'$ — средний размах выборки в m частичных выборках, каждая объемом n , а вместо T подставляется или верхний предел T_U или нижний предел T_L . Это значение q сравнивается с значением q_α , отсчитанным по табл. Если $q \geq q_\alpha$, то партия принимается с вероятностью ошибки первого рода $\alpha = 0,05$. Если же $q < q_\alpha$, то партия не принимается. Для заранее определенного *недопустимого* процента брака P_2 , тест производится аналогичным образом, однако с той разницей, что вычисленное значение сравнивается с значением $q_{1-\beta}$, по табл. 2.

В пар. 5 приводится сравнение нецентрального распределения q с функцией мощности центрального u -теста Лорда [7, 8] при помощи понятия нормированной ошибки, введенного Нейманом [9]. Это сравнение было использовано для проверки правильности табулированных значений q_α .

Как было показано в пар. 6, расчет оперативной характеристики нецентрального q -теста осуществляется весьма просто при помощи значений q_α , приведенных в табл. 1, 2, 4, 5 для четырех значений ϵ . Сравнение с оперативными характеристиками, приведенными в книге Баукера и Гуда [1] для теста при помощи стандартного отклонения, показывает, что потеря силы теста, основанная на размахе выборки сравнительно мала.

Точность значений критических значений q_α , приведенных в табл. 1, 2, 4, 5 (т. е. три десятичных места, а в небольшом числе случаев два десятичных места) вполне достаточна для большинства случаев их применения.

В течение расчета критических значений q_α необходимо было вычислять функции распределения $f_m(\bar{\omega})$ среднего размаха в m независимых частичных выборках, каждая объемом n для $m = 1, 2$ и 4. Вследствие того, что по современным сведениям эти таблицы до сих пор опубликованы не были, они приведены, с анализом их точности, в этой статье.

[Received April 14th, 1959]

Agnes H. Žaludová, M. A., Ph. D. National Research Institute of Heat Engineering, Kladenská 60, Praha 6.

INTERACTION TRANSVERSALE DES CONSTRUCTIONS À POUTRES SOLIDAIRES D'UNE DALLE

RICHARD BAREŠ

Partie II — solution expérimentale

1. INTRODUCTION

C'est pour obtenir les informations les plus détaillées sur le comportement des constructions à poutres solidaires d'une dalle — surtout du point de vue de la répartition transversale de la charge et afin de confirmer les considérations ayant trait à l'influence de l'effet de paroi produit par la dalle sur la répartition transversale et les taux des différentes poutres — que nous avons effectué plusieurs essais à la charge en grandeur naturelle et des mesures exactes sur deux modèles en béton armé. Dans la partie présente, nous allons nous occuper à décrire brièvement les essais effectués sur les deux modèles en béton armé, à apprécier les résultats acquis avec les résultats calculés à l'aide de la méthode proposée par l'auteur et les méthodes moins récentes de CORNELIUS [7, 8] et GUYON-MASSONNET [13, 14, 15, 16]. Après l'analyse de nos mesures et des essais auxquels ont procédé d'autres auteurs [23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33], nous résumerons les conclusions qui découlent des expériences.

2. MODÈLE EN BÉTON ARMÉ

Nous avons choisi comme système de base une construction de poutres en béton armé solidaires d'une dalle renforcée, aux extrémités, d'entretoisement. La portée l des sept poutres était de 0,6 m, les axes longitudinales des poutres étaient distantes de $b = 1,60$ m. Les autres dimensions: largeur des poutres $b_0 = 22$ cm, hauteur $d = 50$ cm, épaisseur de la dalle $d_0 = 7$ cm; la section de la poutre a été renforcée pour le moment fléchissant de la charge totale $M_0 = 7,9$ tm; après déduction du propre poids, il reste le moment fléchissant pour la surcharge $M_p = 5,67$ tm. A ce moment correspondent

la charge au centre de la portée	$P = 3,78$ t
la charge linéaire	$p = 1,68$ t/m'
la charge sinusoïdale	$p_0 = 1,557$ t/m'.

de $\kappa = 170 \text{ kg/cm}^2$. Cependant, au cours des expériences, la résistance du béton à la pression essayée sur des cubes de $7/7/7 \text{ cm}$ a été de 378 kg/cm^2 , à la traction de $55,8 \text{ kg/cm}^2$, le module d'élasticité à la pression — constaté par des extensomètres pneumatiques sur des prismes aux dimensions de $4/4/16 \text{ cm}$ pour le taux de $137,5 \text{ kg/cm}^2$ — $E = 199\,900 \text{ kg/cm}^2$. Le béton a été coulé dans un moule en bois posé sur des appuis provisoires. En plaçant le modèle dans sa position définitive, une fissure d'environ 1 mm est apparue le long des deux côtés de la poutre médiane à travers toute l'épaisseur de la dalle; d'autres fissures sont apparues dans le bord renforcé.

Quant au second modèle, qui a été projeté exactement de la même façon, on s'est servi, à la place de béton à résistance de 170 kg/cm^2 , de béton à $\kappa = 250 \text{ kg/cm}^2$. On a employé le ciment Portland marque 450. Lors des premiers essais, la résistance du béton a été de 349 kg/cm^2 à la pression et de $41,5 \text{ kg/cm}^2$ à la traction et le module d'élasticité de $276\,400 \text{ kg/cm}^2$ pour un taux de 100 kg/cm^2 . Pour ce modèle, le béton a été coulé dans un moule en bois, mais à la différence du premier, on l'a placé directement dans sa position finale, de sorte que le modèle — une fois le revêtement enlevé — se trouvait sur les appuis définitifs sans qu'il ait été besoin de le transporter. Le moule a été garni de plaques en „novodur“ (PVC) dans lesquelles ont été fixés, à l'aide de la paraffine, les dispositifs d'encastrement des cordes pour des extensomètres.

La charge a été engendrée au moyen d'un vérin hydraulique dont la capacité était de $5,0 \text{ t}$; on a agi avec une charge isolée au milieu de la portée de chaque poutre, au quart de la portée de chaque poutre, avec un système de deux charges aux tiers de la portée de chaque poutre et avec un système de charges sinusoïdales successivement sur toutes les poutres.

Nous avons procédé à la mesure simultanée de la flèche de toutes les poutres au milieu et au quart de leur portée et de l'abaissement des appuis au moyen d'indicateurs à cadran à précision de $1/100 \text{ mm}$. En même temps, nous avons mesuré la déformation des fibres supérieures et inférieures de toutes les poutres au milieu et au quart de la portée pendant tous les degrés de chargement et toutes les positions. En outre, nous avons mesuré les déformations produites dans la dalle, d'une part perpendiculairement à l'axe des poutres, d'autre part parallèlement à l'axe des poutres, à des endroits espacés régulièrement de 8 cm . La mesure des déformations a été effectuée à l'aide d'extensomètres à cordes vibrantes munis d'un appareillage de mesure pourvu d'impulsions automatiques. Les cordes étaient attachées aux dispositifs d'encastrement fixés à leur tour dans le béton; les dispositifs d'encastrement des cordes portaient les capteurs extensométriques. La sensibilité des appareils employés était de $1,15 \cdot 10^{-6}$ (déformation proportionnelle), la distance de mesure de $12,5 \text{ cm}$. Les fig. 19, 20 et 21 (Annexe) montrent d'une façon nette la position des appareils de mesure et la manière dont les modèles ont été chargés.

En somme, nous avons procédé sur un modèle à 22 chargements, chacun à 12 degrés de charge ce qui, vu le nombre constant des appareils de mesure (32 indicateurs à cadran, 60 extensomètres), représente à peu près 25 mille lectures.

3. RÉSULTATS DES MESURES FAITES SUR LES MODÈLES

Comme nous en avons déjà fait mention, le premier modèle a été rompu encore avant que les essais aient été entrepris. Nous ne pouvions donc pas nous attendre à ce que les résultats des mesures coïncident avec les valeurs calculées d'après la théorie puisqu'il est pratiquement impossible d'évaluer en chiffres le degré de la rupture et la diminution de la résistance. Sous la charge, les fissures s'ouvraient, au déchargement, elles se refermaient. Nous supposons que les fissures ont formé une sorte d'articulation qui a eu pour effet la réduction considérable de l'influence de la rigidité à la flexion sur la grandeur de la répartition transversale. Pour cette raison, la répartition transversale accusée par le premier modèle a été plus petite que les résultats du calcul et que la répartition transversale mesurée sur le second modèle.

Les résultats obtenus par les mesures faites sur le second modèle ont été analogues à ceux qu'a fournis le premier modèle, avec la seule différence que, surtout pour les flèches et les taux des fibres inférieures de poutres, nous avons réalisé des valeurs plus favorables de la répartition transversale en raison du fait que le second modèle n'a pas été rompu par des fissures traversant la dalle. Il est intéressant de noter que les valeurs de la répartition transversale découlant des déformations des fibres supérieures sont restées approximativement les mêmes pour les deux modèles. Nous pouvons en déduire que l'influence des fissures — accusées par le premier modèle — sur l'allure des taux longitudinaux des fibres supérieures le long de la largeur du modèle, est négligeable.

A titre d'information, nous avons consigné dans les tableaux 2 et 3 et les figures 22, 23 et 24 la comparaison des flèches et des taux mesurés sur le premier modèle et calculés d'après CORNELIUS [8] — d'un côté pour la largeur réelle de la construction, de l'autre pour une bande infiniment large — et d'après la méthode de l'auteur. *Quoique les flèches aient été, comme nous nous y sommes attendus, plus grandes en réalité que d'après le calcul, le taux des fibres supérieures est resté inférieur au calcul.*

Ceci démontre très bien l'influence considérable qu'exerce l'effet de paroi sur le taux des fibres supérieures des poutres. En plus, le taux des fibres inférieures sur le modèle est, comparé avec le calcul, plus élevé approximativement du même pourcentage que les flèches sur le modèle et d'après le calcul.

Les fig. 25 et 26 présentent l'allure des flèches et des taux des fibres supérieures et inférieures des poutres mesurés sur le modèle II par rapport aux résultats.

Tableau 2. Flèches pour une charge $p = p_0 \sin \frac{\pi x}{l}$, p_0 étant de 413 kg/m'

Poutre chargée	Résultat selon	Poutre						
		1	2	3	4	5	6	7
4	Cornelius (largeur réelle)	0	0,012	0,111	0,438	0,111	0,012	0
	Cornelius (bande infiniment large)	0,001	0,012	0,101	0,402	0,101	0,012	0,001
	l'essai sur le modèle I	-0,008	0	0,071	0,575	0,071	0	-0,008
	l'auteur	-0,006	0,006	0,092	0,418	0,092	0,006	-0,006
3	Cornelius (largeur réelle)	0,010	0,112	0,438	0,110	0,012	0	-0,008
	Cornelius (bande infiniment large)	0,012	0,101	0,402	0,101	0,012	0,001	0
	l'essai sur le modèle I	-0,028	0,101	0,548	0,055	0,007	0	-0,005
	l'auteur	-0,009	0,106	0,418	0,098	0,009	0,003	-0,008
2	Cornelius (largeur réelle)	0,155	0,450	0,111	0,012	0,002	0	0
	Cornelius (bande infiniment large)	0,118	0,410	0,112	0,013	0,001	0	0
	l'essai sur le modèle I	0,084	0,494	0,100	0,005	0,003	-0,002	-0,001
	l'auteur	0,132	0,429	0,110	0,009	-0,001	-0,003	-0,005
1	Cornelius (largeur réelle)	0,800	0,130	0,014	0,002	0	0	0
	Cornelius (bande infiniment large)	0,749	0,118	0,013	0,001	0	0	0
	l'essai sur modèle I	0,700	0,092	0,005	-0,005	0	0	0
	l'auteur	0,762	0,126	0,013	-0,001	-0,003	-0,005	-0,005

Tableau 3. Taux pour une charge $p = p_0 \sin \frac{\pi x}{l}$, p_0 étant de 413 kg/m'

Poutre chargée	Taux	Résultat selon	Poutre						
			1	2	3	4	5	6	7
4	supérieur	Cornelius (largeur réelle)	0,05	0,38	3,18	12,85	3,18	0,38	0,05
		Cornelius (bande infiniment large)	0,05	0,38	3,16	12,80	3,16	0,38	0,05
		l'essai sur le modèle I	-0,44	0,22	3,07	12,95	3,07	0,22	-0,44
		l'auteur	-0,42	0,80	4,20	11,30	4,20	0,80	-0,42
	inférieur	Cornelius (largeur réelle)	0,08	0,90	7,59	30,70	7,59	0,90	0,08
		Cornelius (bande infiniment large)	0,08	0,90	7,56	30,60	7,56	0,90	0,08
	l'essai sur le modèle I	-0,22	0,22	7,03	50,60	7,03	0,22	-0,22	
3	supérieur	Cornelius (largeur réelle)	0,40	3,18	12,85	3,17	0,38	0,03	-0,31
		Cornelius (bande infiniment large)	0,48	3,17	12,80	3,17	0,37	0,04	0,00
		l'essai sur le modèle I	-0,22	3,29	9,56	2,08	0,22	0	0
		l'auteur	-0,26	3,35	10,40	2,55	0,26	-0,25	-0,55
	inférieur	Cornelius (largeur réelle)	0,64	7,59	30,62	7,56	0,89	0,07	-0,48
		Cornelius (bande infiniment large)	0,70	7,57	30,70	7,40	0,89	0,09	0,01
	l'essai sur le modèle I	0,11	7,01	43,98	5,26	0,11	0	0	
2	supérieur	Cornelius (largeur réelle)	4,76	13,20	3,22	0,38	0,04	0	0
		Cornelius (bande infiniment large)	4,77	13,10	4,53	0,40	0,04	0	0
		l'essai sur le modèle I	3,95	9,87	3,06	0,22	0	0	0
		l'auteur	4,30	10,50	3,55	0,45	-0,20	-0,35	-0,50
	inférieur	Cornelius (largeur réelle)	7,58	31,50	7,67	0,90	0,09	0,01	0
		Cornelius (bande infiniment large)	7,62	31,20	8,45	0,95	0,09	0,01	0
	l'essai sur le modèle I	5,26	38,00	7,12	0,22	0	0	0	
1	supérieur	Cornelius (largeur réelle)	30,50	3,72	0,41	0,04	0	0	0
		Cornelius (bande infiniment large)	30,00	3,70	0,50	0,04	0	0	0
		l'essai sur le modèle I	22,60	3,50	-0,44	-0,22	0	0	0
		l'auteur	24,20	5,20	0,90	-0,15	-0,45	-0,70	-0,85
	inférieur	Cornelius (largeur réelle)	47,70	8,88	0,98	0,09	0,01	0	0
		Cornelius (bande infiniment large)	47,90	8,85	0,93	0,09	0,01	0	0
	l'essai sur le modèle I	51,70	5,59	-0,11	0	0	0	0	

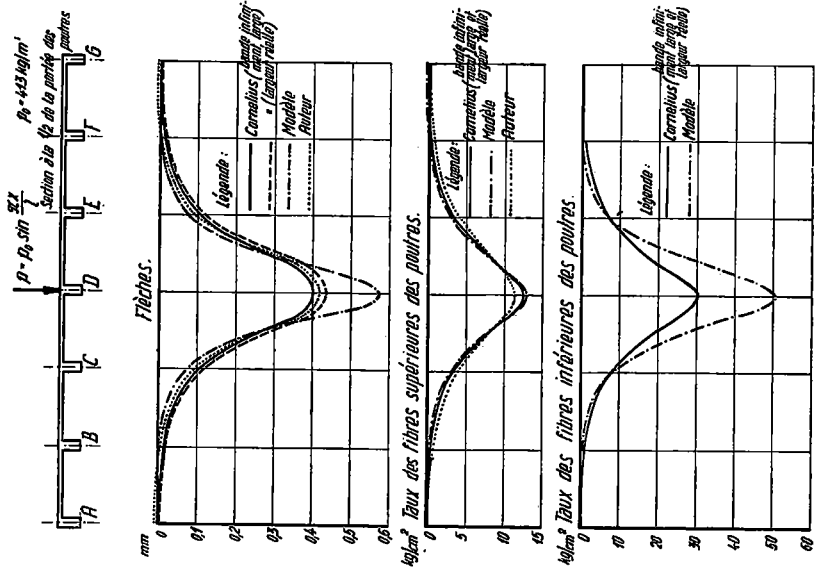


Fig. 22. Allure des flèches des poutres le long de la largeur de la construction comparée aux valeurs théoriques (modèle I).

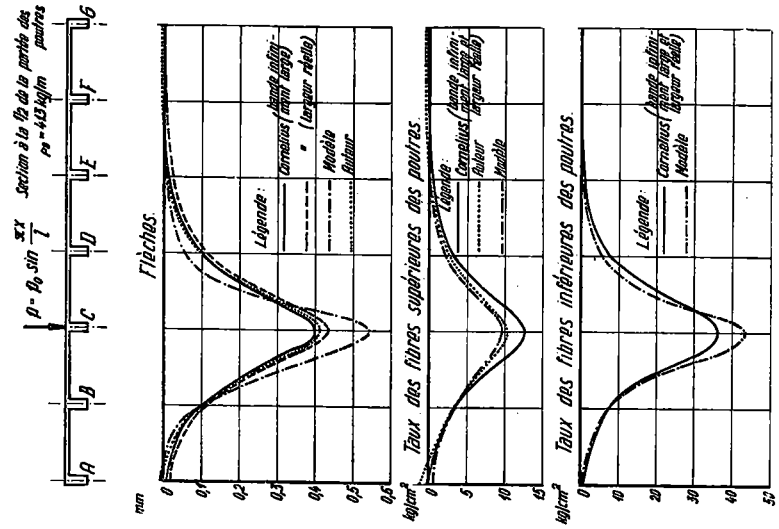


Fig. 23. Allure des flèches des poutres le long de la largeur de la construction comparée aux valeurs théoriques (modèle I).

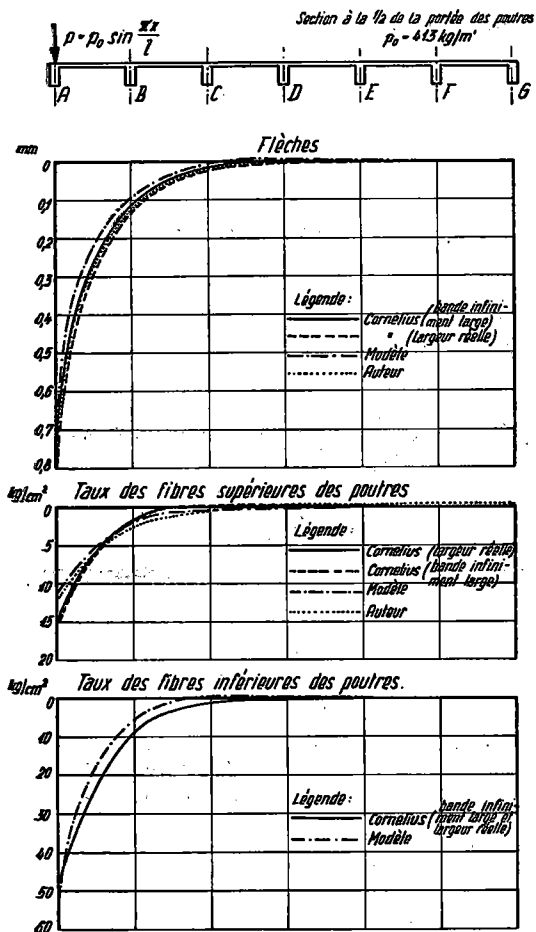


Fig. 24. Allure des flèches des poutres le long de la largeur de la construction comparée aux valeurs théoriques (modèle I).

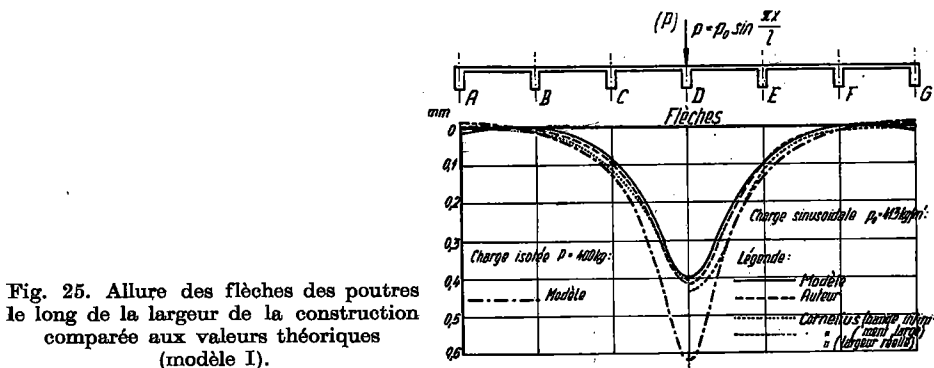


Fig. 25. Allure des flèches des poutres le long de la largeur de la construction comparée aux valeurs théoriques (modèle I).

théoriques calculés d'après Cornelius et la méthode de l'auteur pour une charge répartie sinusoidalement le long de la poutre médiane. Les figures montrent aussi les courbes qui correspondent au chargement de la poutre médiane par un poids isolé agissant au milieu de la portée de la poutre et par deux poids agissant aux tiers de la portée.

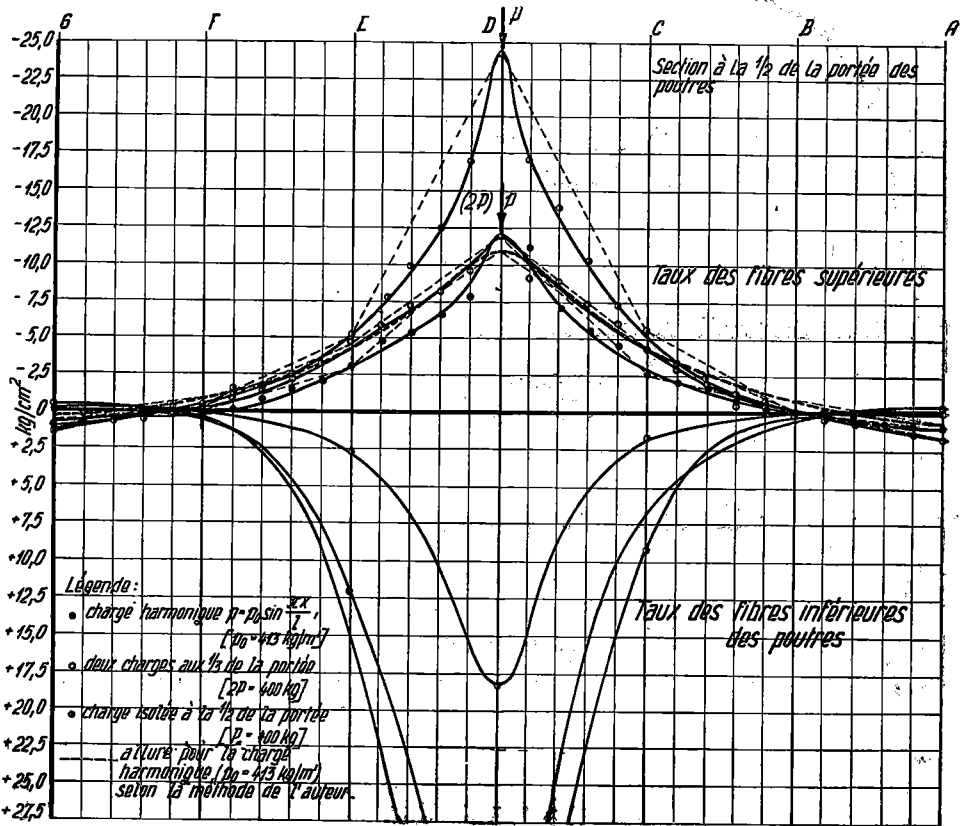


Fig. 26. Allure des taux parallèles avec les axes des poutres le long de la largeur de la construction (modèle II).

Nous avons consigné sur la fig. 27 les valeurs de la répartition transversale calculées d'après Cornelius, Guyon-Massonnet et d'après la méthode de l'auteur, puis les valeurs réellement mesurées sur les deux modèles, calculées à partir des flèches et des taux des fibres supérieures et inférieures des poutres. En général, les valeurs indiquées valent pour le degré de charge égal à 400 kg (pression du vérin), seulement pour certains endroits et modes de charge. En effet, il est impossible — pour manque de place — de consigner ici toutes les mesures et d'ailleurs, ce n'est même pas nécessaire puisque les résultats se ressemblent pour divers modes de charge, positions des charges, emplacements des mesures et degrés des charges.

Le calcul d'après Cornelius a été fait en prenant en considération d'une part les dimensions réelles de la construction (les premiers cinq termes de la série), d'autre part en considérant une bande ou demi-bande infiniment large; les premiers cinq termes de la série ont été considérés pour trois modes de charge — la charge répartie sinusoidalement le long de la poutre, la charge isolée agissant au milieu de la portée de la poutre et la charge isolée agissant au quart de la portée de la poutre, toutes les charges étant placées de façon

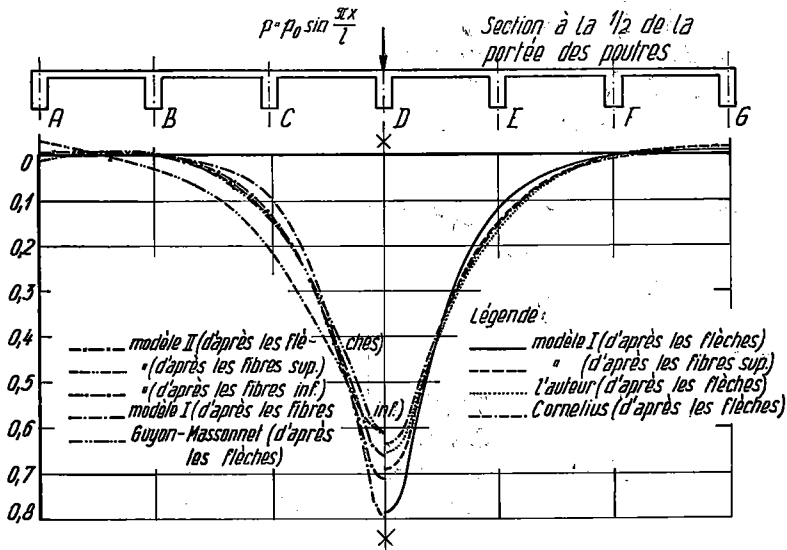


Fig. 27. Ligne d'influence L de la répartition transversale: comparaison des résultats obtenus sur les modèles I et II avec diverses théories.

à ce qu'elles agissent successivement sur toutes les poutres. Nous avons choisi la charge de $P = 100$ kg, resp. $p_0 = 100$ kg/m' et avons calculé les flèches et les moments fléchissants pour chaque charge agissant au milieu et au quart de la portée de la poutre. Dans le calcul, la rigidité à la torsion a été remplacée par la valeur de la moyenne géométrique des rigidités à la torsion dans le sens transversal et longitudinal $H = \sqrt{\varrho_T \varrho_P}$ et le rapport des coefficients de Poisson $\frac{\mu_T}{\mu_P} = \frac{\varrho_T}{\varrho_P}$, en choisissant $\mu_P = 0,15$.

Le calcul d'après la méthode proposée a été fait pour une charge répartie sinusoidalement le long des différentes poutres. Nous avons calculé les taux des fibres supérieures et inférieures des poutres et les flèches produites au centre de la portée des poutres.

La fig. 28 confronte — pour quelques cas choisis de charges — les lignes d'influence de la répartition transversale au milieu et au quart de la portée

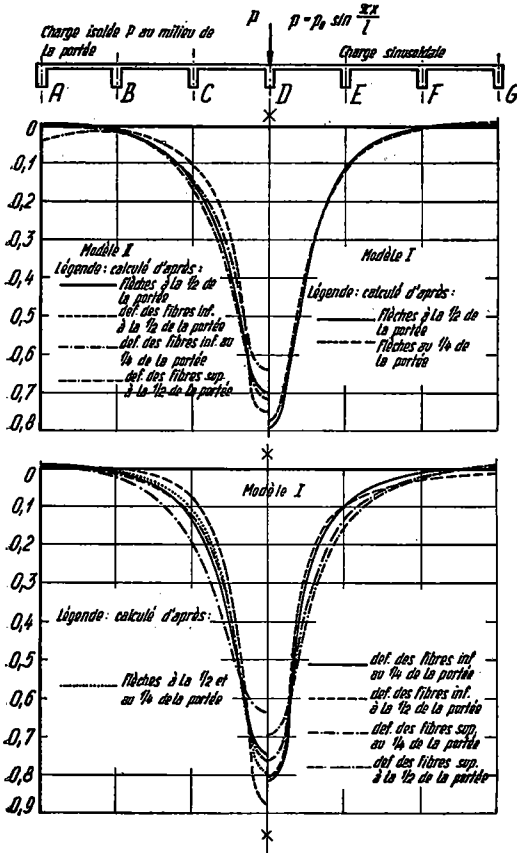


Fig. 28a, b. Lignes d'influence L de la répartition transversale obtenues par les essais sur les modèles.

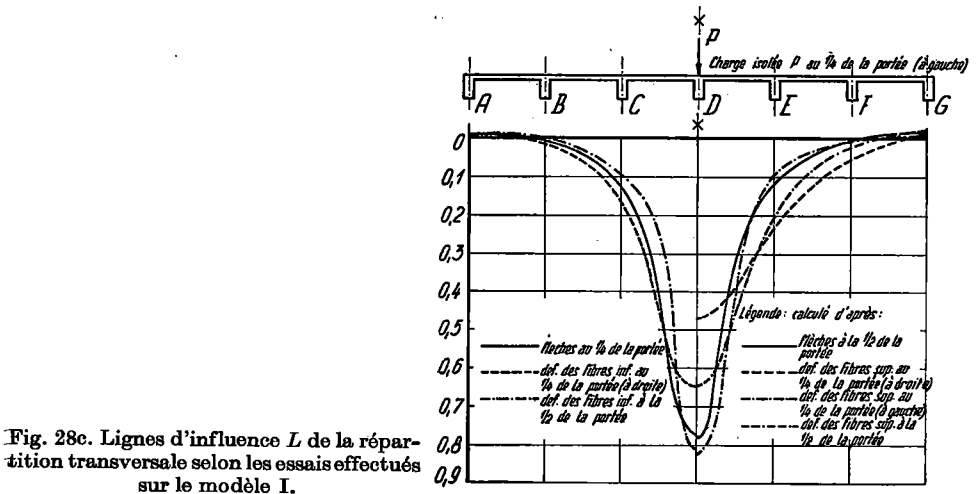


Fig. 28c. Lignes d'influence L de la répartition transversale selon les essais effectués sur le modèle I.

des poutres, calculées successivement d'après les *mesures* des flèches et des déformations des fibres inférieures et supérieures.

Nous y relevons que l'allure des taux des fibres supérieures dans le sens transversal est considérablement plus favorable que l'allure des flèches, et que l'allure des taux des fibres inférieures coïncide approximativement avec l'allure des flèches. Nous y remarquons encore que pour une charge isolée, la répartition transversale est la plus défavorable dans le plan transversal

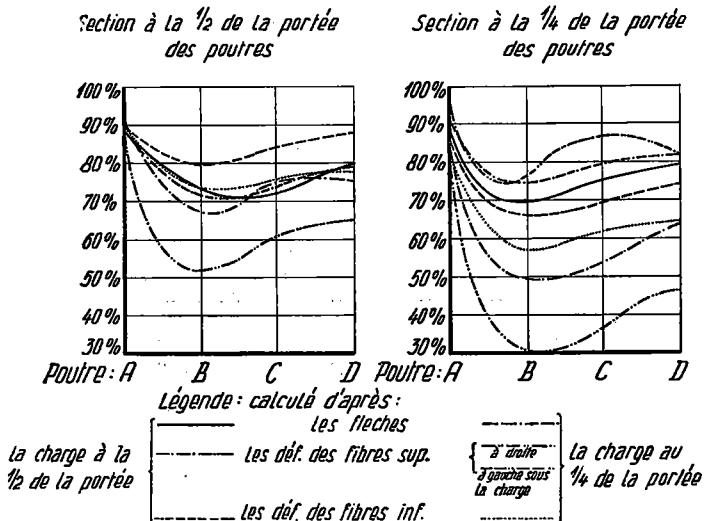
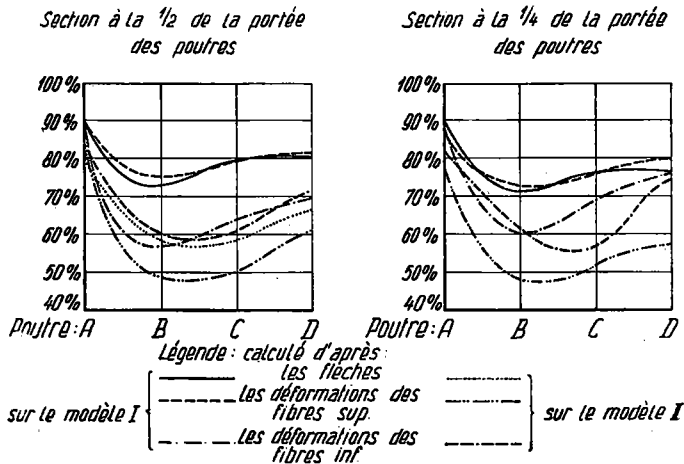


Fig. 29a, b. Variation du pourcentage de la charge transmise par la poutre directement chargée lorsque la charge progresse du centre à l'extrémité libre de la construction.

- a) charge sinusoïdale (modèle I et II).
- b) charge isolée agissant à la $\frac{1}{2}$ (au $\frac{1}{4}$) de la portée (modèle I).

passant par le point d'application du poids, tandis qu'elle s'améliore rapidement dans les plans plus éloignés de la charge. Cette amélioration est la plus frappante pour le taux des fibres supérieures. Sous la charge sinusoïdale, la répartition transversale reste tout le long de la poutre à peu près constante. Ceci répond d'ailleurs à l'étude théorique de la largeur agissante de dalle

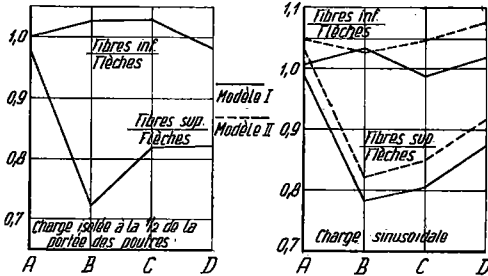


Fig. 30. Variation des rapports du pourcentage de la charge transmise par la poutre directement chargée, calculés d'après les flèches et les déformations des fibres supérieures et inférieures lorsque la charge progresse du centre à l'extrémité libre de la construction.

selon laquelle, pour une charge harmonique, la largeur agissante de dalle est la même tout le long de la poutre tandis que, pour une charge isolée, la largeur agissante de dalle augmente avec la distance croissante de la charge [34, p. 118]. Nous pouvons donc affirmer que la raison principale de la variation de la grandeur de la répartition transversale le long de la poutre, lorsqu'il s'agit d'une seule charge isolée, est l'influence de l'effet de paroi qui est en étroit rapport avec la grandeur de la largeur agissante de la dalle accusant une section à T. La figure suivante, 29, démontre la variation du pourcentage de la charge transmise directement par la poutre chargée si la charge progresse de la poutre extrême jusqu'à la poutre médiane; la variation est exprimée à partir des valeurs des ordonnées d'influence de la répartition transversale

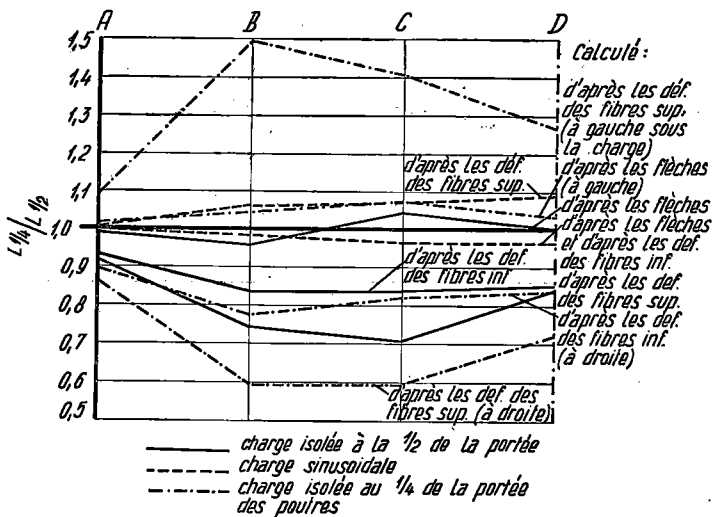


Fig. 31. Rapport entre l'ordonnée d'influence L de la répartition transversale de la poutre directement chargée au quart de la portée et l'ordonnée à la moitié de la portée.

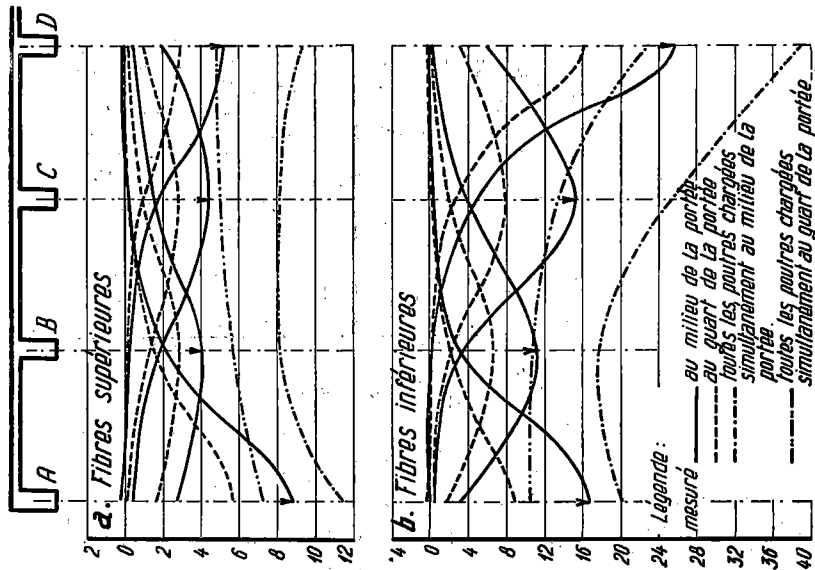


Fig. 32a, b. Allure des taux des fibres supérieures et inférieures des poutres au milieu, resp. au quart de la portée pour une charge harmonique $p = p_0 \sin \pi x/l$ (où $p_0 = 310 \text{ kg/m'}$) agissant successivement sur toutes les poutres.

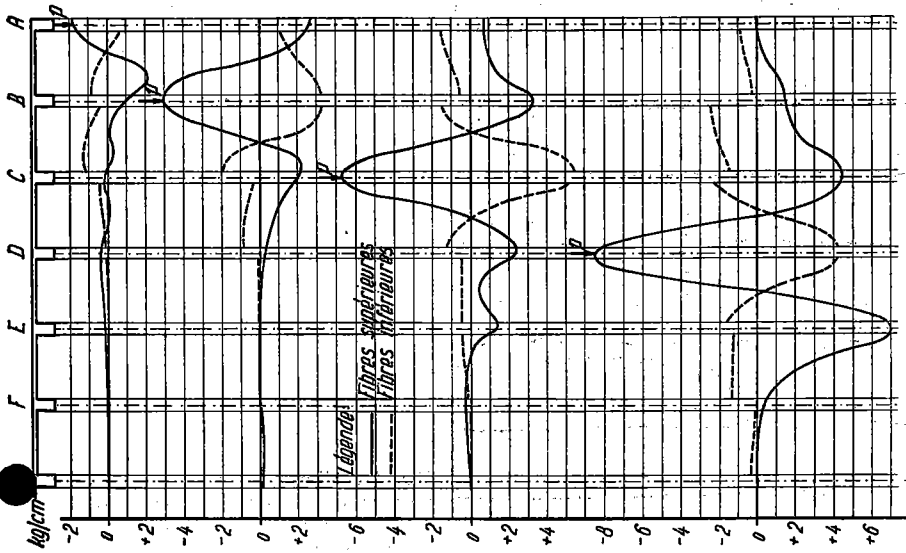


Fig. 33. Allure des taux des fibres supérieures et inférieures de la dalle, perpendiculaires aux poutres, sous une charge harmonique $p = p_0 \sin \pi x/l$ (où $p_0 = 310 \text{ kg/m'}$) agissant successivement sur différentes poutres.

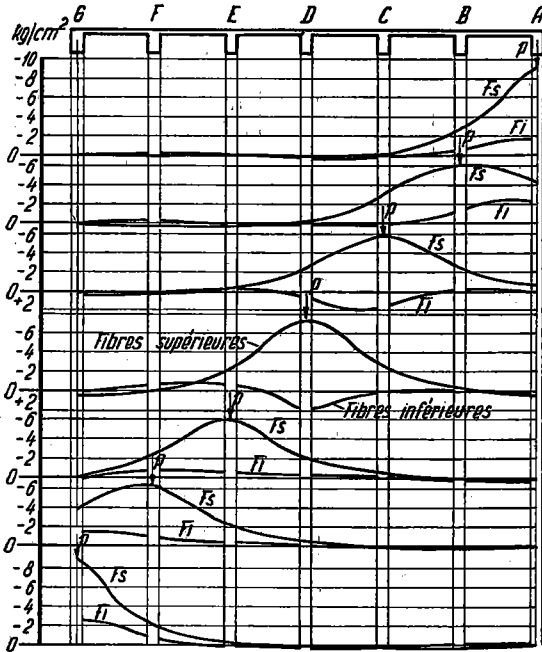


Fig. 34. Allure des taux des fibres supérieures et inférieures de la dalle, parallèles aux poutres, sous une charge harmonique $p = p_0 \sin \pi x/l$ (où $p_0 = 310 \text{ kg/m}^2$) agissant successivement sur toutes les poutres.

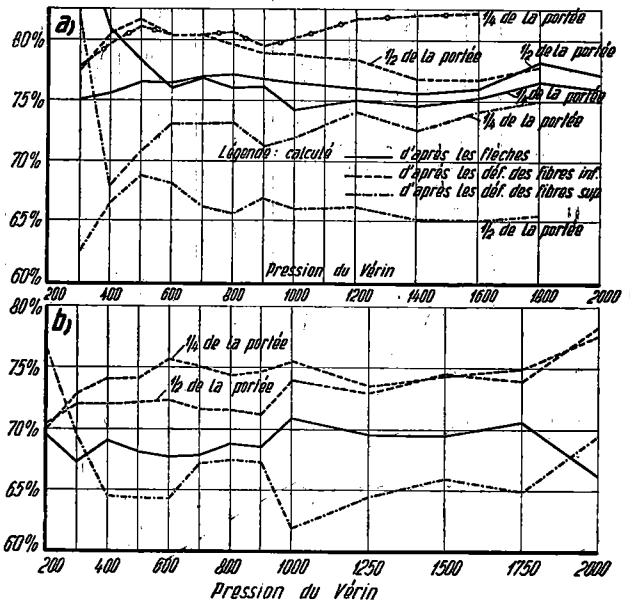


Fig. 35a, b. Variation du pourcentage de la transmission de la charge (par la poutre directement chargée) avec la charge grandissante a) sur le modèle I, b) sur le modèle II.

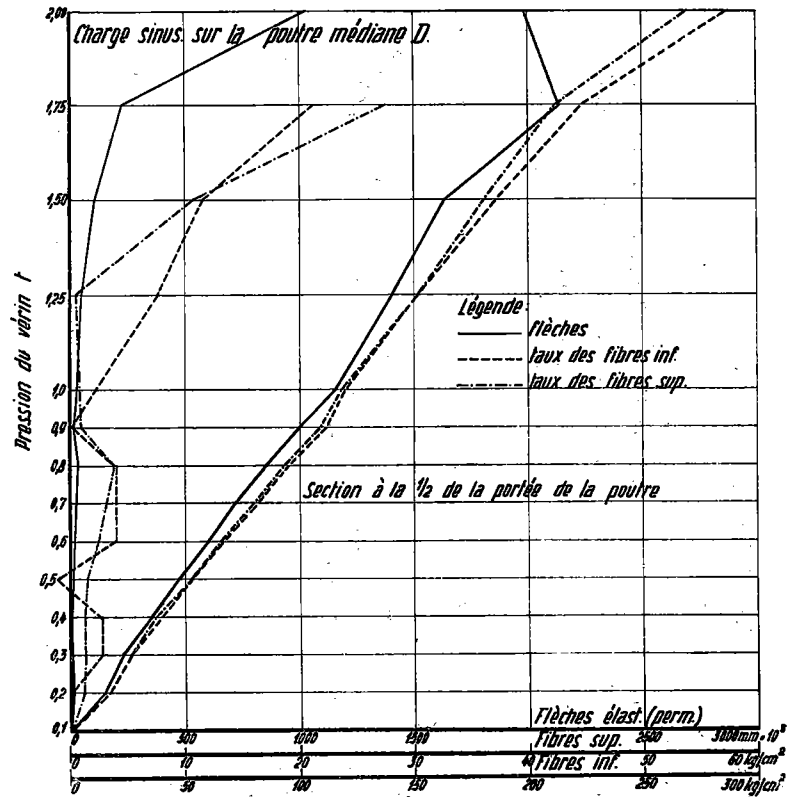
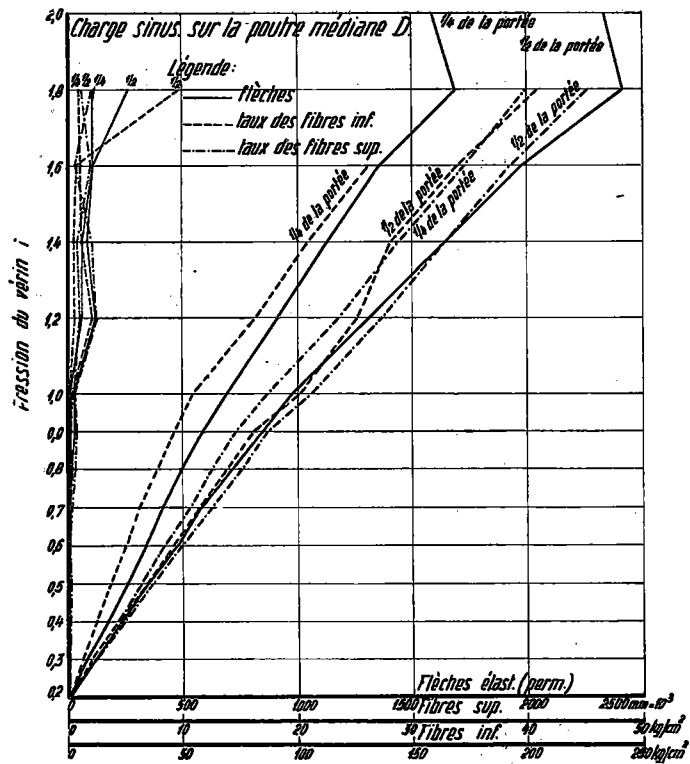


Fig. 36a, b. Augmentation des flèches élastiques et permanentes et des taux de la poutre directement chargée produite par l'agrandissement de la charge a) sur le modèle I, b) sur le modèle II.

approximativement à la charge continue harmonique ou, plus exactement, au chargement simultané de toutes les poutres par une charge linéaire harmonique.

Les graphiques sus-mentionnés ayant trait au premier modèle indiquent à première vue, en général, une grande irrégularité des résultats obtenus, due aux fissures traversant la dalle près de la poutre médiane. Ceci explique aussi que la répartition transversale est plus petite quand la charge agit sur la poutre médiane que si elle agit sur la deuxième poutre à partir du bord (fig. 29).

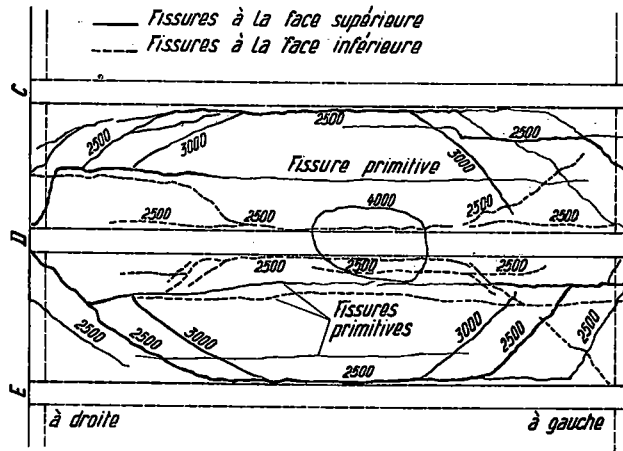


Fig. 39. Apparition des fissures dans la dalle à l'essai jusqu'à la rupture sur le modèle I. Les chiffres indiquent la pression du vérin à laquelle les fissures ont fait apparition.

Comme il découle de la fig. 32, la poutre a été rompue par des fissures dans la zone tendue — probablement lors de l'essai du modèle II — à la partie centrale de la portée dans la zone des extensomètres. La construction chargée, les fissures s'ouvraient et les déformations des fibres inférieures, mesurées à travers les fissures, ont considérablement augmenté. Nous avons supposé qu'il était possible d'employer cette technique d'essai dans les zones tendues uniquement jusqu'au moment de la rupture de la résistance du béton à la traction et que les mesures postérieures devenaient de moins en moins sûres. Quant à la compression, il est possible de la mesurer d'une façon sûre jusqu'à la rupture. La différence en pourcentage de la répartition de la charge par la poutre directement chargée avant et après l'apparition des fissures sur la poutre est de 8 p. c. environ.

La fig. 33 montre l'allure mesurée des taux transversaux dans la dalle (perpendiculaires à l'axe des poutres) pour une charge linéaire harmonique agissant sur différentes poutres. La fig. 34 montre l'allure des taux longitudinaux des fibres supérieures et inférieures de la dalle sur la largeur de la construction pour une charge linéaire harmonique agissant successivement sur

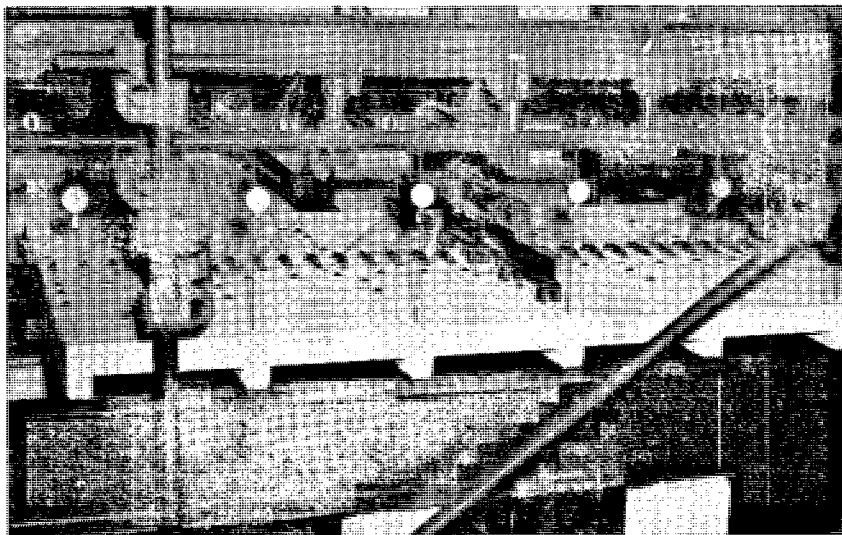


Fig. 18. Vue d'ensemble du modèle II prêt aux essais; le troisième système d'extensomètres — à l'aide desquels on mesure les déformations dans la dalle parallèles aux poutres le long de toute la largeur de la construction — est mis en place. La charge de remplacement est engendrée par des poids isolés en forme de la fonction de charge harmonique $p = p_0 \sin \frac{\pi x}{l}$ le long de la poutre médiane.

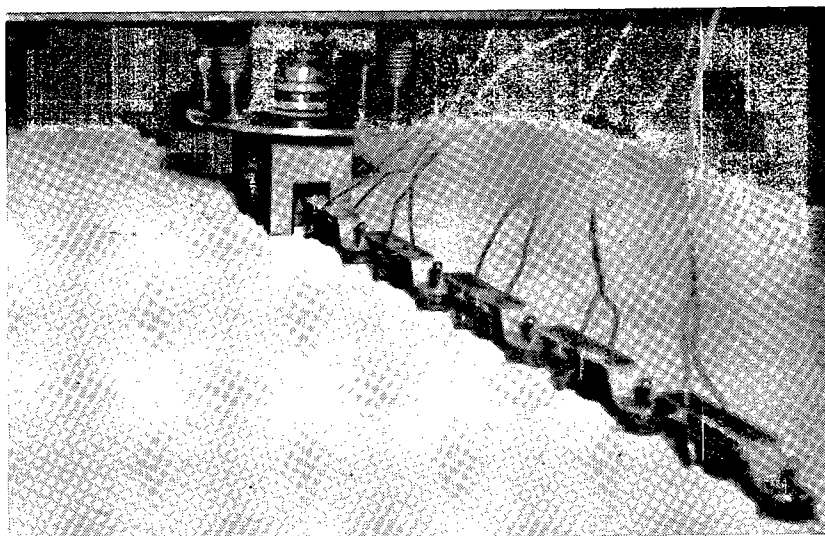


Fig. 20. Charge isolée agissant successivement au milieu et au quart de la portée de chaque poutre.

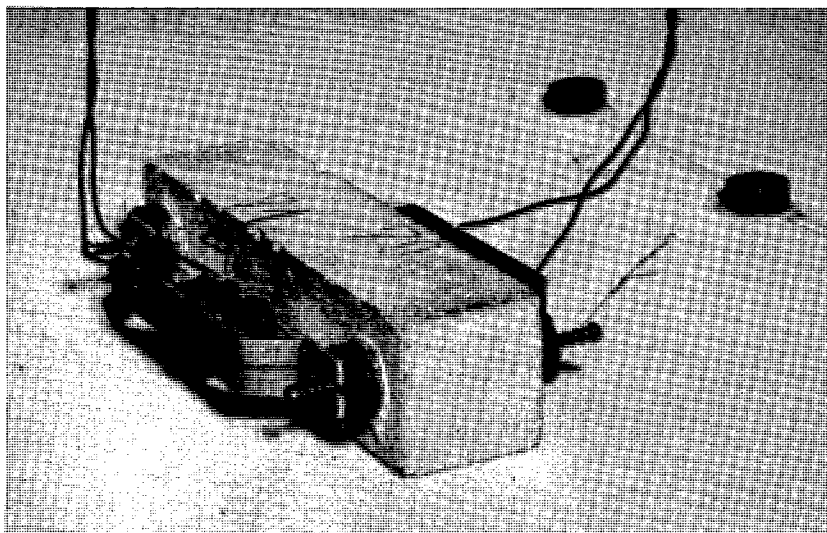


Fig. 21. Extensomètres compensateurs destinés à régler les effets de la température. La photographie montre les dispositifs d'encastrement des cordes et la disposition d'un extensomètre à corde vibrante.

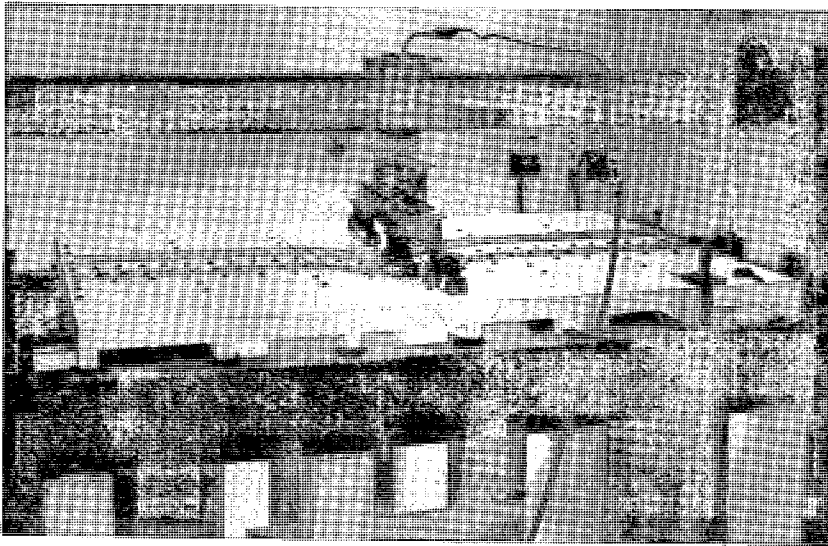


Fig. 41. Vue du modèle après l'essai jusqu'à la rupture.

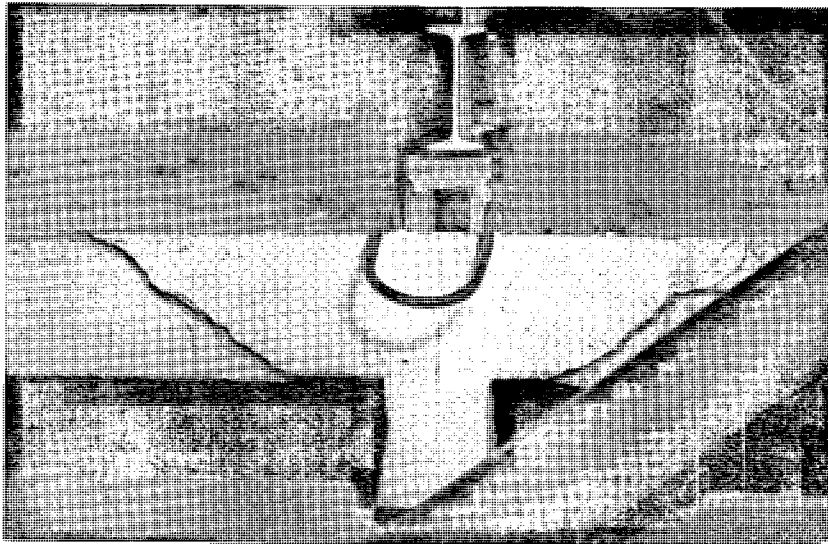


Fig. 42. Rupture de l'entretoisement à l'extrémité du modèle I sous une charge de 4.000 kg.

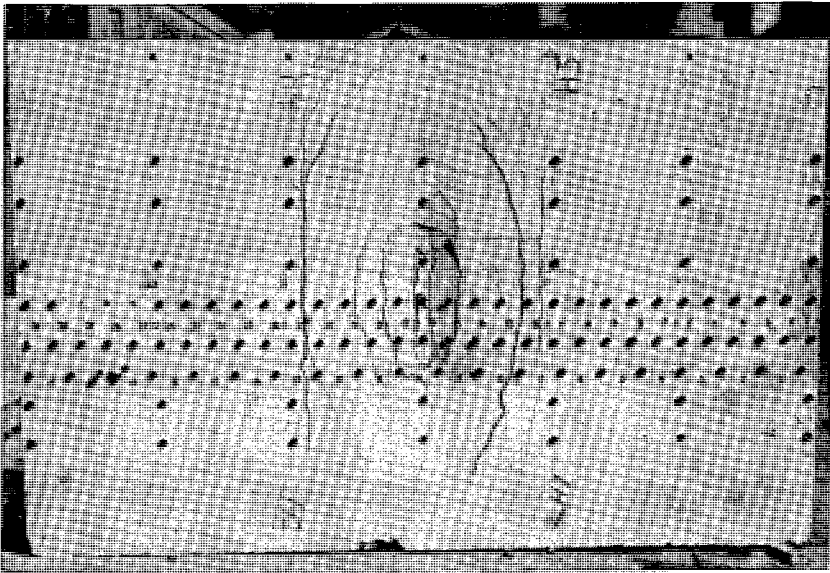


Fig. 43. Vue de la face supérieure du modèle après la rupture.

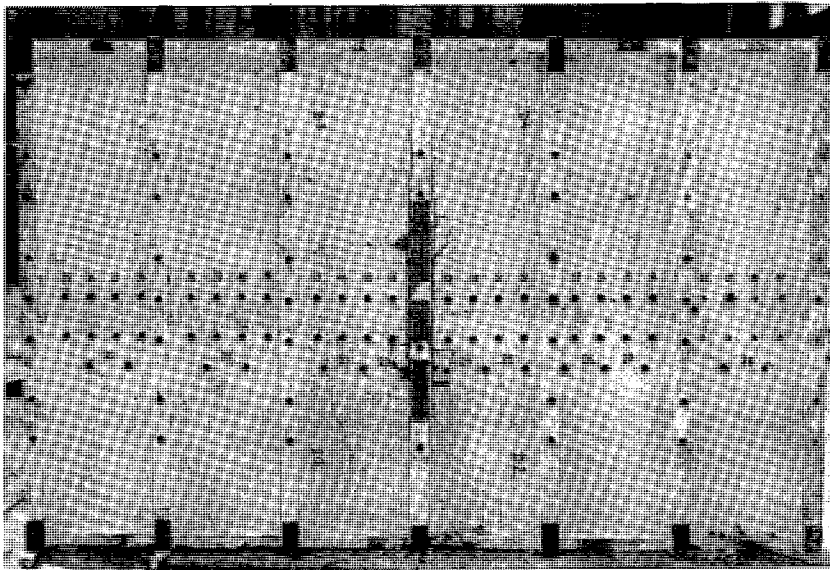
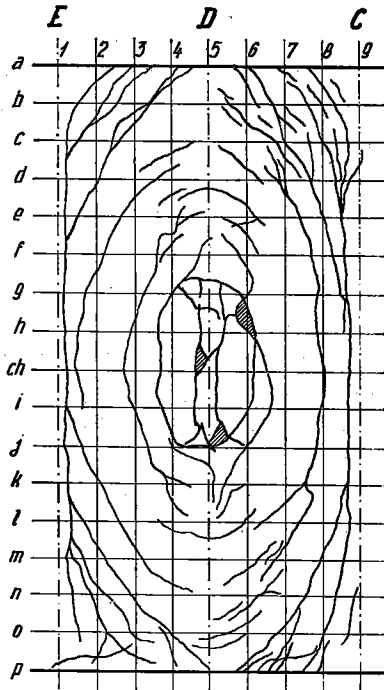


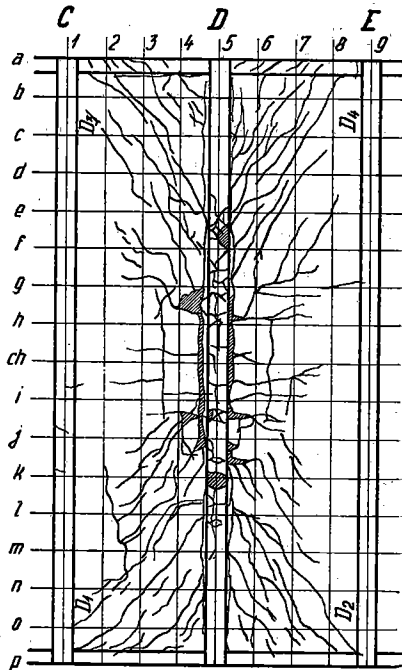
Fig. 44. Vue de la face inférieure du modèle après la rupture.

toutes les poutres. La distance entre l'axe neutre et la surface supérieure dépend de la somme algébrique des ordonnées du taux des fibres supérieures et inférieures de la dalle. Comme le montre la figure, ce n'est que quand les poutres D et E étaient chargées que la partie inférieure de la dalle était tendue et que par conséquent l'axe neutre traversait la dalle tandis que dans tous les autres cas, la dalle était comprimée et l'axe neutre passait en conséquence par la poutre.

Fissures à la face supérieure.



Fissures à la face inférieure



Fissures dans la poutre médiane (chargée).

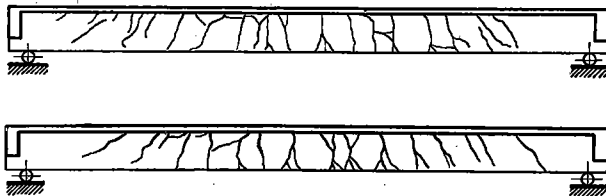


Fig. 40. Apparition des fissures dans la dalle et les poutres à l'essai jusqu'à la rupture sur le modèle II.

4. ESSAI DES MODÈLES JUSQU'À LEUR RUPTURE

Une fois tous les cas de charge effectués, les modèles ont été soumis à l'essai jusqu'à la rupture, la charge étant disposée sinusoïdalement le long de la poutre médiane. La fig. 35a, concernant le modèle I, et la fig. 35b, concernant le modèle II, consignent la variation du pourcentage de la répartition de la charge par la poutre directement chargée par rapport à la grandeur de la charge, calculée à partir des flèches et des taux des fibres supérieures et inférieures au milieu et au quart de la portée. Les fig. 36a et 36b représentent l'augmentation des flèches et des taux des fibres supérieures et inférieures de la poutre directement chargée allant de pair avec l'accroissement de la charge sur le premier, resp. sur le second modèle. La fig. 37 concernant le premier modèle illustre l'augmentation de la somme des flèches et des taux des fibres supérieures et inférieures de toutes les poutres quand la charge augmente. Quant aux fig. 38a et 38b, concernant respectivement le premier et le second modèle, elles représentent la distribution des taux des fibres supérieures de la dalle parallèles à l'axe des poutres quand la charge augmente.

Les fissures qui ont apparu sous la pression du vérin de 2500, 3000 et 4000 kg à la surface inférieure et supérieure de la dalle du premier modèle sont tracées sur la fig. 39 et du second modèle sur la fig. 40. Les fig. 41—44 (Annexe) montrent quelques détails de la rupture de la construction.

La rupture a été causée par l'épuisement de la capacité portante fléchissante de la poutre directement chargée, par le fait que la limite d'élasticité de l'armature et celle de la capacité portante au cisaillement ont été atteintes. Une fois la capacité portante de la poutre épuisée, la flèche a rapidement grandi, ce qui a produit la rupture de la dalle.

5. ANALYSE DES RÉSULTATS DONNÉS PAR LES RECHERCHES EXPÉRIMENTALES

L'analyse des résultats obtenus grâce aux mesures expérimentales effectuées par nous et d'autres auteurs [23—32] sur des modèles aussi bien que sur des constructions réelles nous ont permis d'en tirer les conclusions suivantes:

1° Tous les résultats soulignent l'action de la dalle dans le grillage, non seulement quant à sa rigidité à la flexion dans le sens transversal et sa participation à la flexion longitudinale, mais aussi en tant qu'élément efficient répartissant la charge transversalement sur les autres poutres grâce à sa rigidité au cisaillement dans son plan.

2° La répartition transversale de la charge ne subit aucune modification considérable jusqu'au moment précédant de près la rupture. Si la charge atteint la valeur se rapprochant de la capacité portante de la construction,

Les poutres et les entretoises commencent à se déformer d'une manière durable. Que ce soient les poutres ou l'entretoisement qui commencent à se déformer, l'effet global de la déformation durable est de maintenir approximativement la même rigidité relative dans les deux sens. Il en résulte qu'à la phase de la rupture, nous ne pouvons pas nous fier à la redistribution plastique des moments entre les poutres.

3° La fissuration de la dalle ne modifie pas d'une manière essentielle l'effet de répartition dans le sens transversal.

4° La répartition transversale est presque la même pour n'importe quel mode de charge. Il est donc possible, pour le calcul théorique de la répartition transversale, d'employer sans rien craindre la charge harmonique, procédé qui facilite beaucoup les calculs.

5° Quand la construction est chargée d'un poids isolé, la répartition transversale augmente d'autant plus rapidement qu'augmente la distance à partir du poids dans la direction de la poutre. La valeur de la répartition transversale constatée sur la section transversale traversant l'endroit chargé est donc la plus petite.

6° Le taux produit dans la dalle transversalement, donc les moments fléchissants dans le sens transversal accusent une valeur moindre même de 60 p. c. qu'il ne résulte des théories courantes.

7° L'allure des taux des fibres supérieures des différentes poutres se distingue substantiellement de l'allure des flèches dans le sens transversal, ce qui est la manifestation de l'effet de paroi de la dalle. La ligne d'influence de la répartition transversale fixée d'après le taux des fibres supérieures des poutres et d'après les flèches diffère même de 40 p. c.

8° L'allure des taux des fibres inférieures des différentes poutres est à peu près la même que l'allure des flèches dans le sens transversal. La différence maxima fait environ 5 p. c.

9° A la rupture — par des fissures produites par l'extension — de la poutre directement chargée, la répartition transversale diminue de telle façon que la poutre directement chargée transmet à peu près 8 p. c. de charge de plus.

10° La rupture s'est produite sous une charge dépassant de 80 p. c. celle qui a causé les premières déformations plastiques. Il en découle qu'à partir du moment où les premières déformations plastiques ont fait apparition, la construction possède encore une grande réserve de capacité portante.

11° En général, la répartition transversale est très bien caractérisée par les lignes d'influence selon Guyon-Massonnet déterminées au moyen du coefficient de répartition K . Cependant, il faut substituer le paramètre de torsion α de la construction par une valeur différant de la valeur déduite par

Massonnet, autrement dit, introduire ce qu'on appelle la rigidité effective de torsion. En calculant le paramètre α , il suffit dans la plupart des cas de substituer à la rigidité à la torsion de la dalle la moitié de la valeur que nous obtiendrons par la méthode habituelle émanant de la théorie d'élasticité, pour obtenir la ligne d'influence exacte de la répartition transversale pour les flèches. D'une façon générale, aucune modification du paramètre α ne suffit toutefois pour obtenir l'allure réelle des fibres supérieures de la poutre dans le sens transversal. Pour avoir les valeurs exactes du taux des fibres supérieures, il est indispensable de se servir d'une autre méthode de calcul prenant en considération l'effet de paroi de la dalle — par ex. la méthode proposée par l'auteur — qui donne des résultats répondant bien à la réalité.

12° La manière dont se produit la rupture de la construction à poutre est semblable à la rupture d'une plaque isotrope.

Bibliographie

- [1] K. Gruber: Die Querverteilung der Lasten bei Brücken mit zwei Hauptträgern. (Bauingenieur 23, 1942).
- [2] Ebner et Köller: Über den Kräfteverlauf in länge- und querversteiften Scheiben. (Luftfahrt-Forschung, p. 527, 1938).
- [3] Ebner et Köller: Zur Berechnung des Kräfteverlaufes in versteiften Zylinderschalen. (Luftfahrt-Forschung, p. 607, 1937).
- [4] H. Homberg: Über die Lastverteilung durch Schubkräfte, Theorie des Plattenkreuzwerkes. (Stahlbau, pp. 42—43, 64—67, 77—79, 1952).
- [5] H. Homberg: Kreuzwerke, Statik des Trägerroste und Platten. (J. Springer, Berlin, 1951).
- [6] Klöppel: Zur orthotropen Platte aus Stahl. (Festschrift Köln-Mülheim, 1951).
- [7] W. Cornelius: Der wirtschaftliche Entwurf der Stahlplattenfahrbahnen. (Festschrift, Köln-Mülheim, 1951).
- [8] W. Cornelius: Die Berechnung der ebenen Flächentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte. (Stahlbau, pp. 21—24, 44—48, 60—63, 1952).
- [9] M. T. Huber: Über die Biegung einer Rechteckplatte von ungleicher Biegesteifigkeit in der Längs- und Querrichtung. (Bauingenieur, 1924).
- [10] M. T. Huber: Über die Biegung einer sehr langen Eisenbetonplatte. (Bauingenieur, p. 7, 1925).
- [11] M. T. Huber: Über die genaue Berechnung einer orthotropen Platte. (Bauingenieur, p. 878, 1925).
- [12] M. T. Huber: Einige Anwendungen der Biegungstheorie orthotroper Platten. (Z. angew. Math. Mech., p. 229, 1926).
- [13] Ch. Massonnet: Méthode de calcul des ponts à poutres multiples tenant compte de leur résistance à la torsion. (AIPC Mémoires X. Zurich, pp. 147—182, 1950).
- [14] Ch. Massonnet: Compléments à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples. (Annales des travaux publics de Belgique, No. 5, 1954).
- [15] Y. Guyon: Calcul des ponts larges à poutres multiples solidarisées par des entretoises. (Annales des Ponts et Chaussées de France, pp. 553—612, 1946).

- [16] Y. Guyon: Calcul des ponts-dalles. (Annales des Ponts et Chaussées de France; pp. 555—589 et 683—718, 1949).
- [17] A. Pflüger: Zum Beulproblem der anisotropen Rechteckplatte. (Ing.-Arch., pp. 111—120, 1947).
- [18] R. Bareš: Příčné spolupůsobení trámových konstrukcí. (Diss. Praha ÚTAM-ČSAV, 1958).
- [19] K. Trenks: Beitrag zur Berechnung orthogonal-anisotroper Rechteckplatten. (Bauingenieur, pp. 372—377, 1954).
- [20] A. Pflüger: Das Beulproblem der orthotropen Platte mit Hohlsteifen. (Z. Flugwiss., No. 6, 1957).
- [21] W. Flüge: Festigkeitslehre und Elastizitätstheorie, Taschenbuch für Bauingenieure. (J. Springer, Berlin, p. 221, 1955).
- [22] H. Creamer: The load distributing effect of a plate upon beams. (Civil Engineering, No. 575, 1954).
- [23] N. M. Newmark, C. P. Siess, R. R. Peuman: Studies of slab and beam highway bridges. (Bull. No. 375, Univ. of Illinois, Eng. Exp. Station, 1948).
- [24] F. E. Richart, N. M. Newmark, C. P. Siess: Highway bridge floors, a symposium. (Proc. A. S. C. E., mars 1948).
- [25] F. G. Thomas: Research on the strength of bridges. (Mem. A. I. C. P., pp. 45—61, 1949).
- [26] P. B. Morice, G. Little: Load distribution in prestressed concrete bridge system. (Structural Engineer, No. 3, 1954).
- [27] R. Saliger: Versuche über die Verteilung einer Linienbelastung in einer Rippenplatte. (Armiertes Beton, pp. 361—365, 1912).
- [28] K. Sattler: Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für freidliegende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme. (Bauingenieur, n° 3, 1955).
- [29] H. Vogt: Die statische Behandlung schiefwinkliger Brücken. (Der Ingenieur, No. 8, 1955).
- [30] P. B. Morice: The minimum transverse strength of slab bridges. (Magazine of Concrete Research, No. 23, 1956).
- [31] P. B. Morice: Some experimental work on interconnected prestressed beams. Symposium on prestressed ... (Cement and Concrete Ass., Londres, pp. 63—75, 1951).
- [32] G. Little: Laboratory tests for load distribution in a model P. S. bridge. (Civil Engineering).
- [33] E. Torroja et L. Villena: Estudio teórico fotoelástico de emparillados. (Madrid, 1954).
- [34] K. Girkmann: Flächentragwerke. (J. Springer, Vienne, 1948).

ПОПЕРЕЧНОЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ СОЕДИНЕННЫХ ПЛИТОЙ

В № 4/1959 этого журнала было изложено теоретическое решение балочной конструкции с плитой и представлен анализ отдельных влияний на поперечное взаимодействие.

Чтобы получить лучшее представление о работе балочной конструкции, соединенной плитой и проверить теоретические результаты, было поставлено несколько опытов этих конструкций в натурной величине и проведено тщательное исследование на двух железобетонных моделях. Модели были изготовлены в масштабе 1 : 4. Они загружа-

лись разными способами при помощи гидравлического пресса. Измерялись прогибы балок и напряжения в плите и балках при верхней и нижней поверхности. На основе анализа результатов измерений моделей и подлинных конструкций, проведенных автором, и результатов измерений, проведенных иными авторами, были сделаны следующие выводы:

1. Все результаты подчёркивают значение плиты в балочной конструкции, а именно не только значение её жёсткости при изгибе в поперечном направлении и её участие в продольном изгибе, но также её значение как действенного элемента, распределяющего в своей плоскости нагрузку в поперечном направлении на остальные балки благодаря своей жёсткости при изгибе.

2. Поперечное распределение нагрузки не меняется существенным образом почти вплоть до разрушения. Если нагрузка достигнет величины, близкой к несущей способности конструкции, возникнут остаточные деформации балок и поперечной связи. Несмотря на то, где раньше возникнут остаточные деформации — в балках или поперечной связи, общее значение остаточных деформаций заключается в поддержании приблизительно одной и той же жёсткости в обоих направлениях. Благодаря этому нельзя рассчитывать на пластическое перераспределение моментов между балками при изломе.

3. Образование трещин в плите не меняет существенным образом её распределительного влияния в поперечном направлении.

4. Поперечное распределение почти одинаково для любой нагрузки. Поэтому при теоретическом расчёте поперечного распределения можно без опасений применить гармоническую нагрузку, которая очень упрощает исчисление.

5. При нагрузке сосредоточенной силой поперечное распределение быстро увеличивается в направлении от силы параллельно с балкой. Поэтому величина поперечного распределения, определённая в поперечном сечении в месте приложения силы, является наименьшей.

6. Напряжения в плите в поперечном направлении, а также изгибающие моменты в поперечном направлении могут быть даже на 60% меньше напряжений, определённых по обычным теориям.

7. Распределение напряжений верхних волокон отдельных балок отличается существенным образом от распределения изгибов в поперечном направлении, что обусловлено „стенным влиянием“ плиты. Разница между линиями влияния поперечного распределения, определёнными из напряжений в верхних волокнах балок и из прогибов, доходит до 40%.

8. Распределение напряжений нижних волокон приблизительно таково же как и распределение прогибов в поперечном направлении. Самая большая разница около 5%.

9. При разрушении прямо нагруженной балки в виде трещин, вызванных растягивающими напряжениями, поперечное распределение уменьшится настолько, что прямо нагруженная балка берёт на себя на 8% нагрузки больше.

10. Разрушение конструкции наступило при нагрузке приблизительно на 80% большей, чем нагрузка, при которой были замечены первые пластические деформации. Из этого следует, что у конструкции есть с момента появления первых пластических деформаций еще большой резерв несущей способности.

11. Поперечное распределение в большинстве случаев весьма хорошо выражено линиями влияния по Guyon-Massonet, определёнными при помощи коэффициента K . Требуется подставить вместо коэффициента жёсткости при кручении конструкции величину, отличающуюся от величины, которую вывел Massonet, т. е. подставить так

наз. эффективную жёсткость при кручении. В большинстве случаев достаточно при подсчете параметра только подставить вместо жёсткости плиты при кручении величину в два раза меньше, чем величина, подсчитанная по теории упругости, чтобы получить надлежащую линию влияния поперечного распределения для прогибов. Никакое приспособление коэффициента недостаточно для того, чтобы получить действительное распределение напряжений верхних волокон балок в поперечном направлении. Для того, чтобы получить верные величины напряжений верхних волокон, нужно применить иные методы расчета, учитывающие „стенное влияние“ плиты, например, метод автора, который дает результаты, хорошо отвечающие действительности.

12. Краевые элементы жёсткости имеют большое влияние на общую несущую способность конструкции. Характер разрушения плиты балочной конструкции похож на разрушение изотропной плиты, опёртой на всех четырёх сторонах.

[Arrivé le 28 juin 1958]

Ing. Richard Bareš, cand. ès sciences techniques, Académie Tchécoslovaque des Sciences, Šolnova 7, Praha 6.

NACHTRAG ZUR ABHANDLUNG „STOSSVORGÄNGE IN TRANSFORMATOREN
BEI BERÜCKSICHTIGUNG DES EISENKERNES“ VON BEDŘICH HELLER
UND BEDŘICH PADERTA, ACTA TECHNICA (1960), Nr. 1, S. 1—18:

Bei Berechnung des äquivalenten Widerstandes R für das Wicklungsmodell nach Wagner sind für die Bestimmung der maximalen Kerninduktion die lokalen Amperewindungen N in Näherung noch mit dem Faktor $\frac{h}{U}$ zu multiplizieren, wobei H die Höhe eines Wicklungselementes (Windung, Spule) in achsialer Richtung und U den Umfang dieses Wicklungselementes bedeutet, während bei dem Wicklungsmodell nach Blume und Boyajian die Amperewindungen N im Verhältnis $\frac{1}{1+nb}$ zu verkleinern sind (b Wicklungsbreite).

ACTA TECHNICA — an international journal published under the auspices of the Czechoslovak Academy of Sciences in the Publishing House of the Czechoslovak Academy of Sciences, Praha 2, Vodičkova 40. Appears six times a year; annual subscription price Kčs 96.—, US\$ 9,80, Lstg 3,1,0, price of a single number Kčs 16.—, US\$ 1,65, Lstg 0,10,2. Subscription orders should be addressed to Artia, 30, Ve smečkách, POB 790, Praha 2, Czechoslovakia. Printed by Knihitisk 05, Praha.

ACTA TECHNICA — издаётся Чехословацкой Академией Наук в Издательстве ЧСАН, Прага 2, Водичкова 40. Выходит 6 раз в год. Подписная цена на 1 год Kčс 96,—, Рбл 39,20, цена одного номера Kčс 16,—, Рбл 6,55. Заказы: Артия, Смечки 30, Прага 2 (Artia, Smečky 30, Praha 2), Чехословакия. Типография Книгтиск (Knihitisk) 05, Прага.

Zájemcům v ČSR dodává Poštovní novinový úřad, Jindřišská 14, Praha 3.