

Comportement des portiques en béton armé à l'amorce de la rupture

Autor(en): **Glanville, W.H. / Thomas, F.G.**

Objekttyp: **Article**

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

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-3019>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

IIa 6

Comportement des portiques en béton armé à l'amorce
de la rupture.

Das Verhalten von Eisenbeton-Rahmenkonstruktionen
bei beginnender Zerstörung.

The Behaviour of Reinforced Concrete Framed
Structures at Incipient Failure.

W. H. Glanville,
D. Sc., Ph. D., M. Inst. C. E., M. I. Struct. E.

et

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

Sous des contraintes de grandeur normale, il est probable que la distribution des moments dans une construction en portique de béton armé peut être convenablement déterminée par les calculs basés sur la théorie de l'élasticité. Des essais de mise en charge prolongée exécutés à la Building Research Station¹ et en Amérique² ont montré que la déformation lente du béton sous les contraintes normales n'exerçait pas une influence importante sur la distribution des moments dans un portique.

Lorsqu'une amorce de rupture se produit en un point quelconque de la charpente, les mouvements inélastiques de l'acier à sa limite d'écoulement ou du béton au voisinage de sa charge de rupture sont toutefois d'une telle ampleur que la théorie de l'élasticité cesse d'être valable. Les déformations de la partie affectée sont limitées par les déformations du reste de la charpente, de telle sorte que la rupture de cette partie peut se trouver différée jusqu'à ce que des déformations élastiques très importantes se soient produites par ailleurs. La charpente peut ainsi supporter de nouvelles charges sans rupture, la contrainte maximum dans la partie affectée tendant à rester pratiquement constante tandis que les moments et les contraintes augmentent dans le reste de l'ouvrage. Pour la commodité, nous désignerons dans ce rapport par « redistribution des moments fléchissants » les modifications intervenues dans la distribution des moments par rapport aux modifications qui se produiraient dans une construction travaillant d'une façon purement élastique.

Des essais effectués par *Kazinczy*³ sur des poutres continues à deux travées ont montré que lorsque l'acier constitue le facteur de rupture, une modification de l'importance relative des armatures en travée ou au-dessus de l'appui central par rapport à la quantité de fer nécessaire suivant la théorie de l'élasticité a pour conséquence une redistribution des moments telle que la résistance maximum soit atteinte à la fois dans la travée et sur l'appui. Des résultats semblables ont

* Voir les références bibliographiques à la fin du texte.

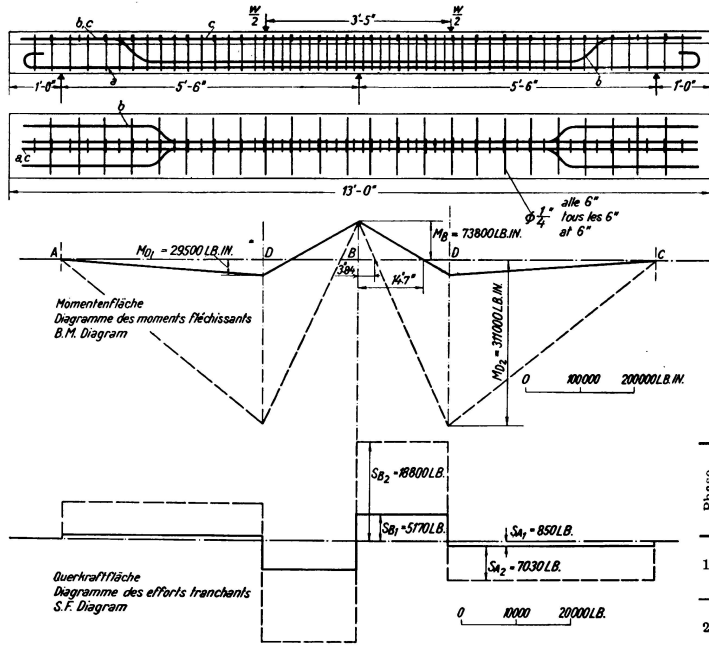
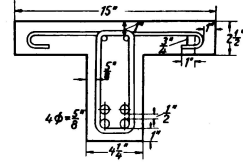


Fig. 1.

Redistribution des moments dans les poutres continues.
Rupture dans les armatures.

R.M.2.



Eisenliste - Liste des Fers - Barschedule		
Fers No.	φ	Form - Forme
a	5/8"	2
b	5/8"	2
c	5/8"	2

(Contraintes calculées en lb/in²)

Phase	en B								en D				en A				W	RB	RA = RC				
	t	c	M	n	a	s	t _w	s _b	t	c	M	n	a	s _b	S	s				t _w	s _b		
1	44700	2545	73800	1.85	7.47	5170	162	6255	298	3740	285	29500	2.09	6.40	108	852	28	2170	30	10780	14.7	10340	852
2		73800				18800	592	22700	1073	89100	3000	311000			374	7030	231	17800	351	50750	3.94	37600	7030

Influence du poids mort

$M_B = 3800$ lb in	$R_A = 204$ lb
$M_D = 0$ lb in	$R_B = 476$ lb
$u = 8000$ lb/in ²	$m = 5,5$

été obtenus avec des poutres encastrées par la Commission Allemande du Béton Armé,⁴ pour la rupture par écoulement de l'acier. Une telle redistribution est à prévoir à cause de l'importance des déformations plastiques de l'acier à l'écoulement; toutefois, l'on ignore dans quelle mesure on peut compter qu'elle n'entraînera pas une rupture dans le béton. Nous n'avons pas connaissance d'essais antérieurs au cours desquels ait été étudiée l'influence des déformations plastiques du béton, à l'amorce d'une rupture, sur la limite de résistance d'une construction en portique.

Les essais décrits ci-après font partie d'une étude entreprise à la Building Research Station, en liaison avec la Reinforced Concrete Association, en vue de rassembler des informations précises sur l'importance des déformations plastiques dans les parties d'une charpente en béton armé qui sont soumises à des contraintes élevées. Ces investigations ont comporté des essais de destruction: A, sur des poutres continues à deux travées et B, sur des constructions en portique.

A. Essais de destruction sur poutres continues à deux travées.

Les essais ont porté sur des poutres continues à deux travées conçues comme suit:

- 1° affaiblissement de la section située au-dessus de l'appui central par adoption d'une faible quantité de fers de traction.
- 2° affaiblissement de la section située au-dessus de l'appui central par adoption d'un béton à faible résistance sans armatures de compression.
- 3° même conception qu'en 2° mais avec armatures de compression.
- 4° même conception qu'en 2° mais avec portée augmentée pour réduire les contraintes de cisaillement.
- 5° même conception qu'en 2° mais avec emploi d'un béton à faible résistance, âgé de 6 mois au lieu de 7 jours.

Tous les essais ont été faits deux fois; on a employé partout des agrégats de rivière.

1° — Rupture initiale dans les armatures de traction.

On trouvera à la fig. 1 tous détails sur les poutres et sur la position des charges employées pour déterminer l'influence d'une insuffisance d'armatures, d'après le calcul basé sur la théorie ordinaire de l'élasticité.

Dans le tableau de la fig. 1 et les tableaux suivants on a adopté les notations suivantes:

t	contrainte dans l'armature longitudinale de traction.	t_w	contrainte dans les étriers.
t'	contrainte dans l'armature longitudinale de compression.	s_b	contrainte d'adhérence.
M	moment fléchissant.	W	charge.
n	profondeur de l'axe neutre.	ξ_B	distance entre le point d'inflexion et B.
a	bras du moment résistant.	ξ_F	distance entre le point d'inflexion et la face du poteau.
S	cisaillement total.	s_E	contrainte d'adhérence en E (fers inférieurs).
s	contrainte de cisaillement.	R_A, R_B, R_C	réactions en A, B, C.

On remarquera qu'au-dessus de l'appui central où le moment est normalement maximum, il n'est prévu que deux fers de $\frac{3}{8}$ " de diamètre contre quatre fers de $\frac{5}{8}$ " en travée. On pourrait donc prévoir que la limite d'écoulement des fers de $\frac{3}{8}$ " sera atteinte pour une charge très faible et on pourrait s'attendre à ce que l'écoulement de ces fers provoque une redistribution des moments, la section située au-dessus de l'appui central étant ainsi progressivement soulagée, jusqu'à permettre une augmentation de la charge supportée par le système jusqu'à la rupture en travée.

Les moments effectifs au cours des essais ont été déterminés en mesurant la déformation dans la poutrelle-support en acier à une distance nettement déterminée des appuis d'extrémité et en déduisant les réactions aux extrémités à partir d'un étalonnage antérieur de cette poutrelle. Les résultats obtenus pour l'une des deux poutres essayées sont portés sur la fig. 2.

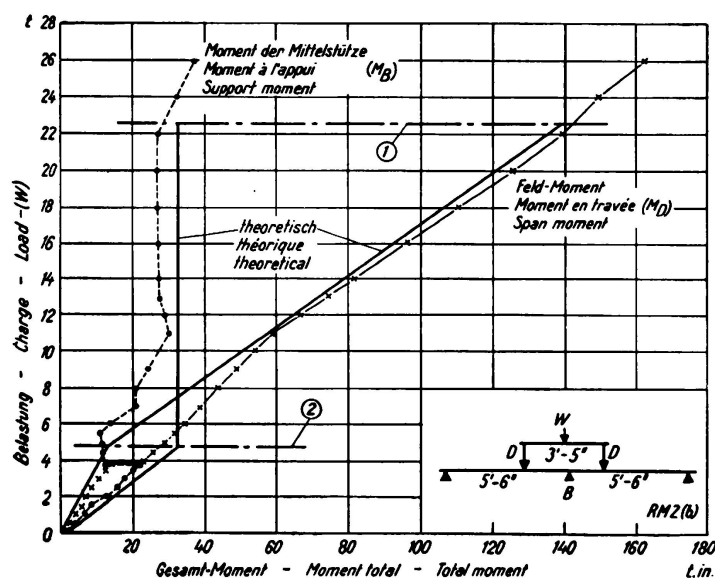


Fig. 2.

Essais sur poutres continues. Rupture dans les armatures (b). Béton 1 : 1 : 2 en poids au ciment Portland à prise rapide avec rapport eau/ciment de 0,44 en poids. Age à l'essai : 44 jours. Résistance du cube de béton : 6660 lb/in².

- ① Charge théorique de rupture générale.
- ② Charge théorique de rupture à l'appui.

que cette hypothèse conduit à une estimation très heureuse des moments effectifs en travée, pour l'essai considéré.

On a utilisé pour cet essai un mélange de béton à 1 : 1 : 2 en poids, préparé avec du ciment Portland à prise rapide. La poutre a été essayée à l'âge de 44 jours. Pour la deuxième poutre, on a employé un mélange à 1 : 2 : 4 en poids, avec ciment alumineux; la poutre a été essayée à l'âge de 6 jours. Dans la deuxième poutre et par suite de l'emploi d'un béton de ciment alumineux à résistance à la traction élevée, la participation du béton à la transmission des efforts de traction était telle que la contrainte dans les fers situés sur l'appui central a augmenté, au moment où est apparue la première fissure au-dessus de l'appui central, d'une valeur très faible jusqu'à la limite d'écoulement. Hormis cette influence, on n'a constaté aucune différence importante de comportement à la suite de l'emploi de deux types différents de ciment.

et en déduisant les réactions aux extrémités à partir d'un étalonnage antérieur de cette poutrelle. Les résultats obtenus pour l'une des deux poutres essayées sont portés sur la fig. 2.

L'amorce de la rupture au-dessus de l'appui central est nettement mise en évidence par une diminution brusque du moment en ce point, suivie d'une légère augmentation.

En supposant que le moment à l'appui central reste constant après le commencement de l'écoulement, on a calculé les moments résultants dans la portée; les courbes théoriques correspondantes sont reproduites sur le diagramme. Il est certain

Les fléchissements au milieu de la portée ont été mesurés par rapport à l'appui central à l'aide d'indicateurs à cadran. On n'a constaté aucune différence appréciable entre les fléchissements des deux poutres et, pour les $\frac{3}{4}$ de la charge de rupture, le fléchissement maximum n'était que de 0,1" environ. La poutrelle-support a fléchi au cours de l'essai, c'est pourquoi on a également mesuré l'affaissement des appuis d'extrémité par rapport à l'appui central. Cet affaissement affecte les moments pendant la phase élastique de l'essai; on en a donc tenu compte en calculant les courbes et contraintes théoriques indiquées sur les fig. 1 et 2.

Tableau I.

Largeurs maxima des fissures dans les poutres continues.

Série	Charge en tonnes	largeur maximum des fissures en pouces $\times 10^{-3}$											
		au-dessus de l'appui central						en travée					
		5	10	15	20	25	Écoulement ¹	5	10	15	20	25	Écoulement ¹
1. Rupture dans les armatures	(a)	0	15	30	42	60	0	0	1,3	2,3	2,6	3,8	0
	(b)	6	15	34	55	79	5	0	1,5	2,6	4,6	6,6	0
2. Rupture dans le béton (pas d'armatures de compression)	(a) ²	0	1,5	2,4	3,1	3,3	0,5	0	1,9	3,5	6,0	10,0	0,6
	(b)	0	1,3	2,2	2,6	2,6	1,2	0	1,3	2,2	3,3	3,9	0,7
3. Rupture dans le béton (avec armatures de compression)	(a)	1,0	3,1	3,7	4,6	5,5	3,4	0	0,9	1,6	2,4	3,5	1,3
	(b)	1,6	4,0	5,2	9,2	10,5	4,8	0	1,3	1,7	2,6	5,2	1,5
4. Rupture dans le béton (portée augmentée)	(a)	3,3	3,7	—	—	—	1,6	1,5	4,0	—	—	—	0,8
	(b)	0,1	1,0	—	—	—	0	1,3	4,2	—	—	—	0
5. Rupture dans le béton (béton de faible résistance à environ 6 mois)	(a)	0	1,6	2,7	2,6	1,5	—	0	1,3	2,5	3,6	5,0	—
	(b)	0	0,7	1,0	1,1	1,2	—	0	1,4	2,4	3,5	7,2	—

¹ La charge d'écoulement constitue la charge théorique de rupture à l'appui suivant la théorie de l'élasticité (voir tableau II).

² Les largeurs maxima des fissures dans la poutre (a) de la série 2 ont été mesurées à la profondeur du bord le plus chargé des armatures de traction; dans toutes les autres poutres, les mesures ont été faites à la hauteur du milieu du fer le plus chargé.

On trouvera au tableau I les largeurs maxima des fissures, mesurées au microscope portatif. La fissuration au-dessus de l'appui central a considérablement augmenté pendant la deuxième partie de l'essai, c'est-à-dire après que l'acier a commencé à s'écouler; peu avant la rupture finale, les fissures avaient des largeurs de 0,06 à 0,08". Ces fissures étaient environ dix fois plus larges que celles que l'on observe en général immédiatement avant l'écoulement de l'acier.

Les charges de rupture calculées 1° d'après la théorie de l'élasticité et 2° en supposant que les sections sur appui et en travée atteignent leur pleine résistance après la redistribution des moments, sont indiquées dans le tableau II ainsi que

Tableau II. Charges de rupture des poutres continues.

Bases du calcul des moments fléchissants	Bases du calcul des moments résistants		Charges de rupture en tonnes									
			1. Rupture dans les armatures		2. Rupture dans le béton (pas d'armatures de compression)		3. Rupture dans le béton (avec armatures de compression)		4. Rupture dans le béton (portée augmentée)		5. Rupture dans le béton (béton de faible résistance à environ 6 mois)	
			RM 2 (a)	RM 2 (b)	RM 1 (a)	RM 1 (b)	RM 3 (a)	RM 3 (b)	RM 4 (a)	RM 4 (b)	RM 5 (a)	RM 5 (b)
Théorie de l'élasticité: pas de redistribution des moments. Les charges correspondent à la rupture sur l'appui	Pas de redistribution des contraintes	Avec rapport «instantané» des modules d'élasticité	4,9	4,9	7,0	7,2	13,0	14,2	2,7	2,3		
	Redistribution des contraintes	$m = \frac{40000}{\text{résistance sur cube}} = \frac{40000}{u}$	5,0	4,9	7,6	7,8	19,5	19,8	3,0	2,5		
		Rupture dans l'acier. La contrainte maximum dans le béton atteint la résistance sur cube. Rupture dans le béton $m = \frac{80000}{u}$	7,8	6,5	8,0	8,2	25,4	26,2	3,2	2,7		
Théorie de la redistribution des moments: rupture simultanée sur l'appui central et dans la portée	Pas de redistribution des contraintes	Avec rapport «instantané» des modules d'élasticité	22,7	22,6	20,8	21,4	25,7	28,1	9,8	8,6		
	Redistribution des contraintes	$m = \frac{40000}{u}$	23,0	22,6	27,8	28,5	35,0	36,3	13,0	11,8		
		Rupture dans l'acier. La contrainte maximum dans le béton atteint la résistance sur cube. Rupture dans le béton $m = \frac{80000}{u}$	26,1	24,0	32,6	32,8	40,1	40,5	14,2	13,9		
Charge effective à laquelle se manifestent les premiers indices de rupture dans le béton			—	—	20,8	24,0	23,0	24,0	9,0	9,5	18,8	16,5
Charge limite effective supportée par poutre			29,1	28,7	27,5	28,6	27,6	28,9	13,4	13,0	33,0	27,5

les charges de rupture effectives. On observera que l'influence exercée par la redistribution des moments sur la capacité de charge d'une poutre continue peut être importante lorsque l'armature est faible au-dessus de l'appui central. Toutefois, la fissuration qui accompagne cette augmentation de la capacité de charge est très importante; en pratique, on ne peut donc tirer avantage de la redistribution des moments par suite de l'écoulement de l'acier que dans les cas où l'augmentation de la fissuration ne prend pas une importance excessive.

2° — *Rupture initiale dans le béton. Pas d'armatures de compression au-dessus de l'appui central.*

Dans les poutres prévues pour donner une rupture par écrasement du béton, tous les fers de traction des travées ont été reportés au haut de la poutre au-dessus de l'appui central afin qu'en ce point la compression soit supportée uniquement par le béton de la nervure. On trouvera sur la fig. 3 tous les détails concernant les poutres, les portées et la position des charges. Le béton a été préparé avec un mélange à $1 : 2\frac{1}{2} : 3\frac{1}{2}$ en poids au ciment Portland ordinaire, avec rapport eau-ciment de 0,66 en poids. Les essais ont été faits à l'âge de 7 jours, la résistance du béton étant la plus faible résistance (2250 lb/sq. in.) admise par le Reinforced Concrete Code of Practice. La résistance était effectivement de 10 % inférieure à cette valeur (voir appendice 1).

Afin de réduire les contraintes de cisaillement dans ce béton de faible résistance, les charges ont été appliquées à mi-portée et non pas au voisinage de l'appui central comme pour les poutres précédentes.

Les résultats sont indiqués sur la fig. 4. On remarquera que la rupture ne s'amorce pas au-dessus de l'appui à un endroit aussi nettement défini que dans le cas des poutres précédentes dans lesquelles il y avait écoulement de l'acier; on constate plutôt un passage progressif de la phase élastique à la phase plastique.

Au-dessus de l'appui, le béton a contribué à supporter la charge, sans perturbation apparente, longtemps après que cette charge ait atteint la valeur qui, d'après la théorie d'élasticité, devait engendrer dans la fibre extrême une contrainte égale à la résistance à l'écrasement sur cube. En fait, aucun signe de rupture n'a été décelé au-dessus de l'appui central avant que la charge n'ait dépassé le double de cette valeur.

Les valeurs mesurées des moments en travée concordent bien, ici aussi, avec les valeurs calculées en supposant un moment constant sur l'appui après dépassement de la limite élastique.

La largeur des fissures est restée faible pendant toute la durée de l'essai (voir tableau I) de sorte que l'on peut considérer la redistribution des moments comme sans rapport avec la fissuration, dans le cas où le béton a une faible résistance. Les fléchissements de la poutre ont été du même ordre de grandeur que dans les essais précédents.

3° — *Rupture initiale dans le béton. Armatures de compression au-dessus de l'appui central.*

Ces essais ont été prévus pour étudier le comportement des poutres en béton de faible résistance à la compression, avec une certaine quantité de fers de

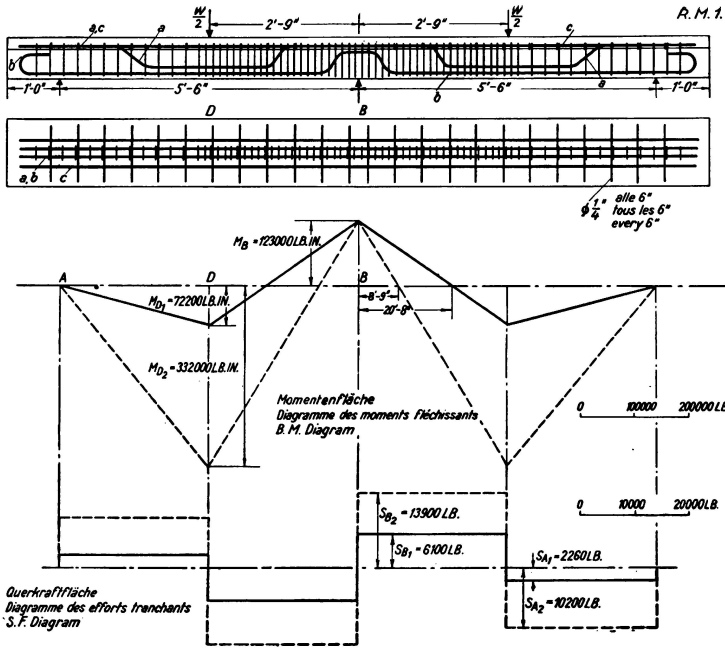
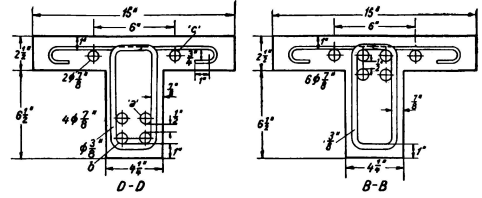


Fig. 3.

Redistribution des moments dans les poutres continues.
Rupture dans le béton.



Eisenliste - Liste des fers - Bar schedule

Form - Forme	No.	φ	Form - Forme
	2	1 1/8"	Forme
	2	3/8"	Forme
	2	7/8"	Forme

Contraintes calculées en lb/in²

Phase	en B							en D							en A						
	t	c	M	n	a	s	t _w	t	c	M	n	a	s	t _w	t	c	M	n	a	s	t _w
1	6400	2050	128000	5,35	5,92	6100	270	5180	445	72200	8,09	5,80	5,80	35	2280	80	4660	63	16800	8,9	20,8
2	122000					18900	615	23800	2050	532000	8,09	5,80	159	10200	366	21000	283	47300	8,9	27800	

Influence du poids mort

$$M_B = 4120 \text{ lb in} \quad R_A = 200 \text{ lb}$$

$$M_D = 910 \text{ lb in} \quad R_B = 480 \text{ lb}$$

$$u = 2050 \text{ lb/in}^2 \quad m = 9,5$$

compression; le système d'armatures était le même que dans le cas précédent, avec cette différence que les fers inférieurs étaient continus d'un bout à l'autre de la poutre, contribuant ainsi à supporter la compression au-dessus de l'appui central. Le mélange à $1 : 2\frac{1}{2} : 3\frac{1}{2}$ également (en poids) a été préparé avec du ciment Portland ordinaire; les essais ont été faits à l'âge des 7 jours; la résistance du béton (voir appendice 1) était un peu plus élevée que dans les essais précédents.

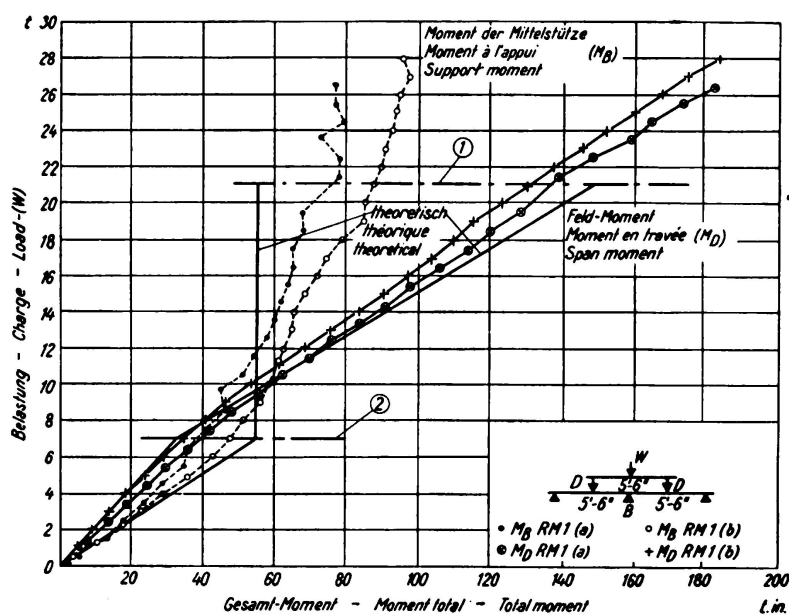


Fig. 4.

Essais sur poutres continues. Rupture dans le béton (pas d'armatures de compression). Béton $1 : 2\frac{1}{2} : 3\frac{1}{2}$ en poids au ciment Portland ordinaire avec rapport eau/ciment de 0,66 en poids. Age à l'essai: 7 jours. Résistance du cube de béton: 2050 lb/in².

- ① Charge théorique de rupture générale.
- ② Charge théorique de rupture à l'appui.

On a mesuré les moments sur l'ensemble du système et on a également constaté un passage progressif entre les deux phases de l'essai; il est intéressant de constater que les charges maxima (voir tableau II) sont presque les mêmes que dans le cas des poutres sans armature de compression.

On n'a observé aucune trace de rupture par compression au-dessus de l'appui central jusqu'immédiatement avant la rupture finale du système. La plus importante fissure de traction qui se soit manifestée sur cette section s'est refermée progressivement vers la fin de l'essai jusqu'à ne pas s'étendre au-delà de 2" à partir de l'arête supérieure de la poutre; ceci indique que la nervure dans son ensemble et même une partie de la dalle supportent effectivement les efforts de compression.

Les largeurs maxima des fissures sont indiquées dans le tableau I.

4° — Rupture initiale dans le béton. Poutres à portées augmentées.

Les poutres de la deuxième série comportaient des étriers très rapprochés les uns des autres au-dessus de l'appui central, afin d'éviter une rupture par cisaille-

ment du béton à faible résistance employé. On a pensé que ces étriers pouvaient fournir au béton un certain appui latéral, augmentant son aptitude à supporter la compression longitudinale. Pour vérifier cette hypothèse, on a préparé deux nouvelles poutres semblables à celles de la deuxième série, à cette différence près que la portée a été augmentée jusqu'à 12 pieds. On pouvait ainsi atteindre les moments de rupture avec des charges plus faibles et par suite réduire l'importance des armatures de cisaillement.

Les résultats obtenus ont nettement montré que la section située au droit de l'appui central n'était pas affaiblie par un plus grand écartement des étriers. L'augmentation de la charge, due à la redistribution, a été, en pourcent, approximativement la même que précédemment (voir tableau II) et le moment de rupture au droit de l'appui était effectivement plus grand que dans la deuxième série d'essais.

5° — Rupture initiale dans le béton. Age du béton $5\frac{1}{2}$ mois.

Les essais antérieurs avaient été faits sur des bétons de faible résistance âgés de 7 jours. Bien qu'il parût probable que l'importance de la redistribution due aux déformations plastiques du béton dût dépendre plus de la résistance du béton que de son âge, on a jugé opportun d'essayer à un âge plus avancé deux poutres semblables à celles de la deuxième série (sans armatures de compression). Pour obtenir une faible résistance à environ 6 mois, on a adopté pour la première poutre un mélange à 1 : 4 : 7 en poids avec un ciment Portland ordinaire; pour la deuxième poutre, on a choisi les proportions de 1 : 5 : 6 qui permettent d'obtenir un meilleur mélange, avec le même rapport eau-ciment de 1,05.

Les charges de rupture, qui sont indiquées au tableau II, ont été aussi élevées et dans un cas, plus grandes que celles que l'on avait précédemment obtenues. La résistance du béton n'était toutefois pas exactement connue, car les cubes coulés en même temps que les poutres ne permettaient pas d'estimer avec précision la qualité du béton de ces poutres elles-mêmes, par suite de la faible valeur de ce béton. Des échantillons ont été prélevés aux extrémités des poutres et essayés; les résultats obtenus indiquent tout au plus que ce béton était un peu plus faible que celui des essais précédents. Il n'est donc pas douteux que la redistribution obtenue avec le béton plus riche ne peut pas être attribuée au fait que le béton avait durci pendant une période relativement plus courte.

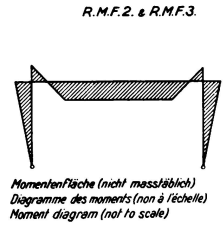
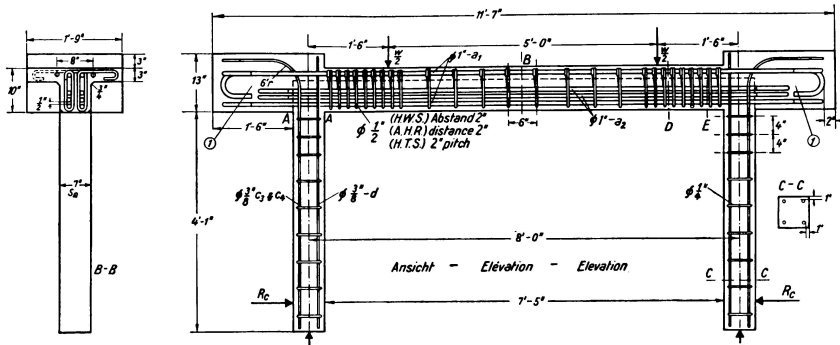
B. Essais sur portiques.

On a exécuté des essais pour déterminer dans quelle mesure la capacité de charge d'un portique simple en béton armé pouvait être améliorée par la redistribution des moments et des contraintes lorsque les efforts en tête de poteau atteignent des valeurs élevées.

Les conditions d'essai ont été les suivantes :

- 1° Rupture initiale des armatures de traction dans le poteau.
- 2° Rupture initiale du béton soumis à la compression dans le poteau.

Deux portiques ont été essayés dans chaque cas.



(contraintes calculées en lb/in²) R.M.F.8

Phase	Poteau						Poutre, en B			Poutre, en D				ξ _F	ξ _E	W	R _C	
	c	t	M _A	S	s	s _b	c	t	M _B	S	s	s _b	t _w					
1.	I ₁	4200	47300	102000	2380	65	190	920	7000	206000	17300	415	155	7600	2,6	190	34500	2380
	I ₂	4800	47300	114000	2650	70	210	1200	9000	266000	21900	525	200	8700	2,3	242	43700	2650
2.		11000	47800	288000	6590	175	520	11000	40600	1240000	86000	2120	775	87600	0,2	—	172000	6590
u = 11000 lb/in ²													m = 5					

Eisenliste	Liste des fers	Bar schedule	Anzahl
Stärke	φ	Masse - Dimensions	Nombre
No. 017			No. 017
a ₁	1"		6
a ₂	1"		4
c ₃	3/8"		2
c ₄	3/8"		2
d	3/8"		4

I₁ Moments d'inertie pour le calcul des moments, basés sur la section totale du béton, compte non tenu des fers.
 I₂ Dito, basés sur la section totale du béton, fers compris.

Fig. 5.
 Redistribution des moments dans les portiques. Rupture dans les armatures.
 Tous les fers principaux de la poutre ont un diamètre de 1". Recouvrement de 1".
 (1) Tous les crochets sur diamètre intérieur de 4". Longueur droite 4".

1° — *Rupture initiale des armatures de traction dans le poteau.*

La fig. 5 donne tous les détails au sujet des portiques et de la position des charges. On a conçu les armatures et la mise en charge de telle sorte que la poutre offre une résistance beaucoup plus grande que les poteaux. Au début de la rupture du poteau, la poutre elle-même offrait donc encore une grande réserve de résistance.

Pour assurer la rupture du portique par flexion et non pas par cisaillement ou glissement des fers, il a été nécessaire d'étudier spécialement les armatures de cisaillement et l'ancrage des fers. Il est évident que la redistribution des moments ne peut augmenter la résistance d'un ouvrage que lorsque celui-ci peut supporter les contraintes d'adhérence et de cisaillement résultant d'une telle redistribution. Les larges blocs disposés à la jointure des poutres et des montants n'ont été prévus que pour permettre un bon ancrage des armatures des poutres et des montants, afin que la rupture résulte de l'écoulement de l'acier.

On a adopté pour ces essais un béton à haute résistance préparé avec un ciment alumineux; on trouvera tous les détails à ce sujet dans l'appendice 2.

La charge horizontale a été appliquée par l'intermédiaire de deux ressorts à boudin travaillant à la traction et tendus entre les pieds des poteaux; des lames à arêtes vives transmettaient cette charge aux faces des poteaux. Les charges ont été appliquées à la poutre par l'intermédiaire de paliers et de rouleaux permettant à la poutre d'effectuer librement tout mouvement de rotation et de translation. Pour le premier essai, les pieds des poteaux étaient placés sur des paliers analogues; on a toutefois constaté que l'effort de frottement dû aux rouleaux

était suffisant pour affecter d'une manière appréciable la charge horizontale des ressorts destinée à empêcher tout écartement des pieds; par la suite, on a donc adopté un dispositif spécial combiné à arêtes vives.

Pendant les essais, des appareils indicateurs ont été placés aux pieds des montants pour mesurer les écartements; la charge horizontale exercée par les ressorts a été constamment réglée de manière à ramener les pieds des poteaux à leur position initiale. Les conditions ainsi réalisées étaient bien celles du portique à deux articulations à rotule.

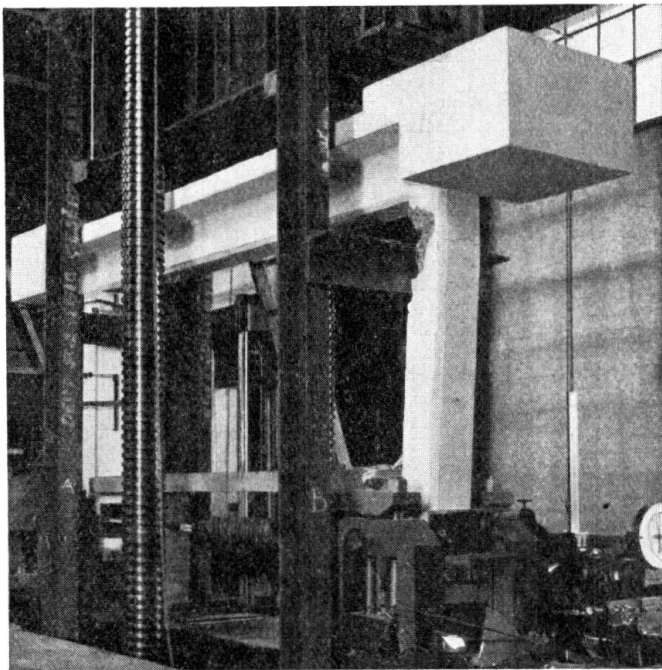


Fig. 6.

Essai sur portique de béton armé (Rupture dans le béton).

La fig. 6 représente l'un des portiques en cours d'essai. Une charpente spéciale a été prévue pour empêcher toute rotation ou mouvement latéral de la poutre-support par rapport à la poutre supérieure de mise en charge, afin qu'aucun effort de torsion ou de flexion latérale ne puisse se trouver mis en jeu dans les poteaux.

Les principaux résultats du deuxième essai sont indiqués à la fig. 7. Les charges appliquées sont portées en fonction des réactions horizontales qui sont proportionnelles aux moments en tête des poteaux; quelques courbes théoriques sont également reproduites sur cette figure. L'une de ces courbes traduit la relation charge-réaction telle qu'elle est fournie pour le portique par les calculs basés sur la théorie de l'élasticité. Une série de courbes traduit la relation entre

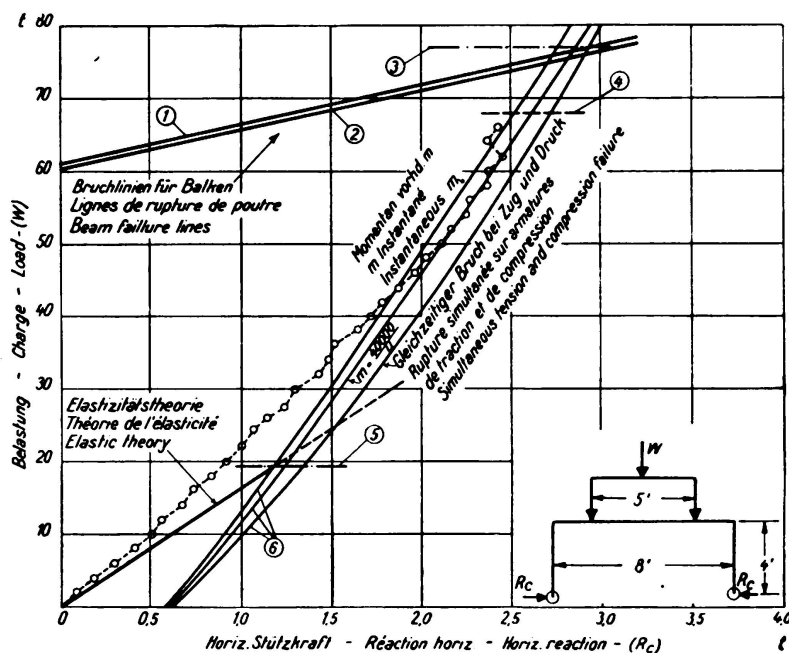


Fig. 7.

Essai sur portique RMF 3. (Rupture dans les armatures.) Réaction horizontale. Béton 1 : 2 : 4 en poids au ciment à haute teneur en alumine avec rapport eau/ciment de 0,60 en poids. Age à l'essai: 4 mois. Résistance du cube de béton: 11000 lb/in².

- ① Rupture simultanée par traction et par compression.
- ② m instantané et $m = \frac{40\,000}{u}$.
- ③ Charge de rupture générale (théorie de la redistribution).
- ④ Charge effective de rupture.
- ⑤ Charge de rupture de poteau (théorie de l'élasticité).
- ⑥ Lignes de rupture à la traction dans le poteau.

les charges et les réactions qui produisent l'écoulement de l'acier dans les hypothèses suivantes:

1° le rapport « instantané » des modules d'élasticité détermine la distribution des efforts;

2° le rapport des modules d'élasticité est défini par $m = \frac{40\,000}{u}$;

3° la contrainte maximum dans le béton est supposée atteindre la résistance sur cube (u).

Le point où la première des courbes mentionnées ci-dessus coupe chacune des courbes données par l'étirement de l'acier détermine la charge pour laquelle se

Tableau III.
Charges de rupture des portiques¹

Bases du calcul des moments fléchissants	Bases du calcul des moments résistants ¹		Charges de rupture en tonnes			
			Rupture dans l'acier		Rupture dans le béton	
			RMF 2	RMF 3	RMF 4	RMF 5
Théorie de l'élasticité; pas de redistribution des moments; les charges correspondent à la rupture en tête de poteau	Pas de redistribution des contraintes	Avec rapport «instantané» des modules d'élasticité	19,5	19,5	21,2	15,0
	Redistribution des contraintes	$m = \frac{40000}{\text{résistance sur cube}} = \frac{40000}{u}$	21,3	21,3	24,0	18,3
		Rupture dans l'acier. La contrainte maximum dans le béton atteint la résistance sur cube. Rupture dans le béton $m = \frac{80000}{u}$	25,0	25,0	27,5	21,4
Théorie de la redistribution des moments: rupture simultanée en tête de poteau et dans la portée de la poutre	Pas de redistribution des contraintes	Avec rapport «instantané» des modules d'élasticité	75,0	75,0	46,0	41,7
	Redistribution des contraintes	$m = \frac{40000}{u}$	75,5	75,5	46,8	42,6
		Rupture dans l'acier. La contrainte maximum dans le béton atteint la résistance sur cube. Rupture dans le béton $m = \frac{80000}{u}$	77,0	77,0	47,8	43,6
Charge effective à laquelle se manifestent les premiers indices de rupture dans le béton			65,0	64,0	40,0	38,0
Charge limite effective supportée par le portique			65,0	67,8	47,1	43,2

¹ Le moment résistant désigne dans ces tableaux le moment limite que la section puisse supporter.

serait produite la rupture du portique d'après la théorie de l'élasticité, compte tenu ou non de la redistribution des contraintes, suivant l'hypothèse que représente cette courbe. Ces charges font l'objet du tableau III.

En se basant sur la théorie la plus simple concernant la redistribution des moments (c'est-à-dire en supposant que la sollicitation des armatures de traction des poteaux reste en permanence à la limite d'écoulement), les réactions horizontales et par suite les moments doivent se conformer, après écoulement des armatures des poteaux, à la relation mise en évidence par l'une des courbes caractérisant la rupture dans les armatures (fig. 7), suivant l'importance de la redistribution qui se produit. On a obtenu expérimentalement des réactions horizontales qui étaient au début légèrement inférieures aux valeurs escomptées; la redistribution commence à une charge nettement faible, immédiatement après l'apparition

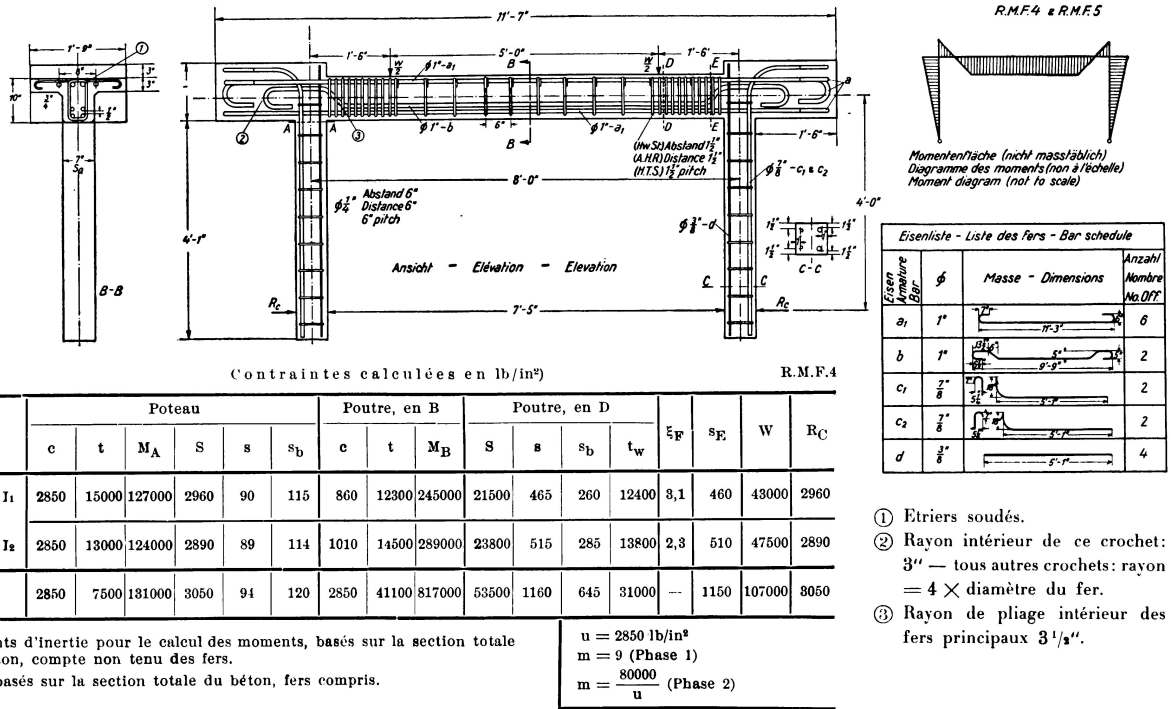


Fig. 8. Redistribution des moments dans les portiques. Rupture dans le béton. (Tous les fers principaux de la poutre ont un diamètre de 1". Recouvrement de 1".)

- ① Etriers soudés.
- ② Rayon intérieur de ce crochet: 3" — tous autres crochets: rayon = 4 × diamètre du fer.
- ③ Rayon de pliage intérieur des fers principaux 3 1/8".

des fissures en tête de poteau. La courbe qui traduit les résultats expérimentaux se rapproche graduellement des courbes caractérisant la rupture dans l'acier, lorsque la charge croît et traverse la ligne correspondant à $m = \frac{40000}{u}$. L'amorce de la rupture dans le béton a d'ailleurs provoqué une chute soudaine dans l'allure de l'accroissement des moments; finalement, la rupture s'est produite par écrasement du béton.

Les courbes de rupture indiquent les valeurs de la charge pour lesquelles doit se produire la rupture de la poutre, pour le degré d'encastrement assuré par les différentes réactions horizontales; on constate que si le béton ne s'était pas rompu dans le poteau, on aurait pu obtenir une légère augmentation de la charge avant la rupture de la poutre.

Pendant tout l'essai, on a mesuré les déformations en tête des poteaux, ces déformations furent mesurées sur les faces des poteaux; aucune lecture directe n'a été faite sur les armatures elles-mêmes; les allongements des armatures ont été déterminés en supposant que toute section plane reste plane. Cette hypothèse n'introduit probablement pas une erreur très importante, sauf au cours des dernières phases de l'essai. L'allongement correspondant à une contrainte de 47 300 lb/sq. in. (limite d'écoulement, voir appendice 2) a été atteint pour une charge dépassant à peine 20 tonnes et l'allongement effectif a augmenté jusqu'à plus de quatre fois cette valeur avant que la rupture ne devienne imminente. La déformation du béton atteignait environ 32×10^{-4} aux premiers indices de rupture.

Le fléchissement de la poutre a été mesuré à l'aide d'appareils indicateurs à cadran, par rapport aux points d'application des charges. Ce fléchissement était égal au millième de la portée seulement, pour une charge égale environ aux trois-quarts de la charge de rupture. On a aussi mesuré l'allongement longitudinal total de l'intrados de la poutre; un peu avant la rupture du portique, le déplacement était égal environ à $\frac{1}{12}$ de pouce à chaque tête de poteau. Ce déplacement est insuffisant pour exercer, sous forme d'excentricité additionnelle, une influence appréciable sur les contraintes en tête de poteau.

On a constaté l'apparition de fissures en tête de poteau pour une charge d'environ 5 tonnes; ces fissures se sont progressivement élargies pendant l'essai; immédiatement avant la rupture, elles étaient environ deux fois plus larges que les fissures que l'on constate généralement lorsque les armatures atteignent leur limite d'écoulement.

2° — Rupture initiale du béton dans le poteau.

On trouvera à la fig. 8 tous les renseignements concernant les armatures employées pour le deuxième type de portique. Ici aussi, on a prévu une réserve de résistance dans la poutre. Les armatures de traction des poteaux ont été portées à 2 barres de $\frac{7}{8}$ " de diamètre au lieu de deux barres de $\frac{3}{8}$ "; on a employé un mélange à 1 : $2\frac{1}{2}$: $3\frac{1}{2}$ en poids avec ciment Portland ordinaire. Toutes indications de détail sur les résistances des armatures et du béton sont contenues dans l'appendice 2.

On a adopté une méthode d'essai identique à celle qui avait été employée pour le second portique de la série précédente et les valeurs des réactions horizontales

correspondant au premier portique sont indiquées à la fig. 9. On remarquera que la relation initiale entre la charge verticale et la réaction horizontale correspond bien avec le calcul suivant la théorie de l'élasticité. Suivant cette théorie, le béton devait s'écraser sous une charge d'environ 21 tonnes, c'est-à-dire sous la charge pour laquelle la droite passant par l'origine, sur la fig. 9, rencontre la ligne de rupture par compression pour un rapport des modules d'élasticité $m = 9$; ce

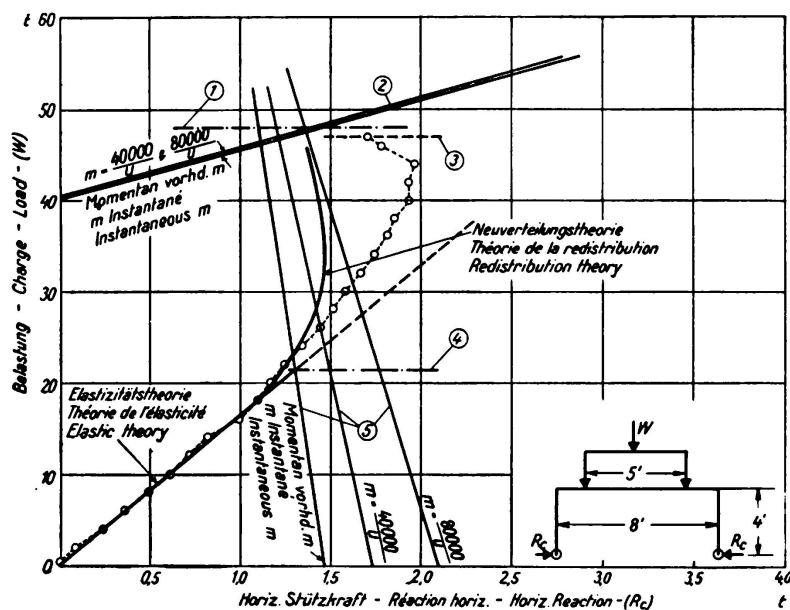


Fig. 9.

Essai sur portique RMF 4. (Rupture dans le béton.) Réaction horizontale. Béton 1: $2\frac{1}{2}$: $3\frac{1}{2}$ au ciment Portland ordinaire avec rapport eau/ciment de 0,66 en poids. Age à l'essai: 9 jours. Résistance du cube de béton: 2850 lb/in².

- ① Lignes de rupture de poutre.
- ② Charge de rupture générale (théorie de la redistribution).
- ③ Charge effective de rupture.
- ④ Charge de rupture de poteau (théorie de l'élasticité).
- ⑤ Lignes de rupture à la compression dans le poteau.

rapport représente en effet la valeur exacte pour le béton employé lorsque l'on néglige les déformations plastiques. Des courbes de rupture par compression basées sur des rapports de modules égaux à $\frac{40000}{u}$ et à $\frac{80000}{u}$ sont également tracées. La redistribution des contraintes dans la section de tête de poteau a été encore plus favorable que cette dernière courbe ne le fait supposer; ceci est dû probablement à une augmentation des efforts absorbés par le béton au-dessus des valeurs correspondant à une répartition linéaire des contraintes entre l'axe neutre et la face comprimée. Toutefois, si l'on se base sur cette dernière courbe à titre de sécurité, on constate qu'à moins d'une redistribution des moments, des indices de rupture apparaîtront dans le béton pour une charge d'environ 28 tonnes. S'il se produit effectivement une redistribution des moments, la charge pourra alors

augmenter avec réduction simultanée de la réaction horizontale jusqu'à rupture de la poutre pour une charge d'environ 48 tonnes. Cette redistribution s'amorce avant que l'on ait pu observer quelque indice de rupture; les variations approximatives de la charge et du moment sont indiquées à la fig. 9. La courbe effective met en évidence la marge de sécurité offerte par la théorie; les moments augmentent en effet plus que ne le prévoit la simple théorie de la redistribution, avec une chute brusque du moment après les premiers indices de rupture. La charge de rupture (47,1 tonnes) concorde bien avec la valeur prévue (voir tableau III); elle correspond à un écrasement du béton dans le poteau, accompagné d'un écoulement des armatures dans la poutre.

Les allongements en tête de poteau ont été mesurés comme précédemment; le calcul de l'allongement des armatures montre que les contraintes de traction ont été faibles d'un bout à l'autre de l'essai, mais que les armatures de compression ont travaillé à leur limite d'écoulement vers la fin de l'essai. Le fléchissement de la poutre et l'allongement de l'intrados ont encore été faibles; les fissures dans les poteaux ont été peu importantes; les fissures dans la poutre ont atteint une largeur d'environ 6 ou 7 millièmes de pouce, largeur qui va généralement de pair avec une contrainte dans le métal d'environ 40 000 lb/sq. in.

Dans le cas du second portique de cette série, la résistance du béton a été inférieure à celle du premier portique (voir appendice 2); toutefois, hormis les réductions de charges et de moments correspondantes, les résultats ont été tout à fait semblables à ceux que nous venons d'exposer. Ici aussi, l'adoption d'un rapport des modules d'élasticité de $\frac{80\,000}{u}$ ainsi que l'hypothèse suivant laquelle le poteau continuera à se déformer de manière à réaliser une redistribution des moments jusqu'à la rupture dans la poutre, ont permis de calculer avec exactitude les conditions de la rupture (voir tableau III).

Discussion des résultats.

A. Essais sur poutres continues.

On a groupé au tableau II les charges effectives de rupture des poutres continues ainsi que les valeurs calculées d'après différentes hypothèses. On remarque que pour toutes les poutres, la charge extrême supportée avant rupture du système était plus élevée que la charge théorique de rupture calculée suivant la théorie de l'élasticité. Cette augmentation de charge peut être attribuée à deux facteurs, résultant tous deux des déformations plastiques du béton ou de l'acier :

- 1° la redistribution des moments dans tout le système, redistribution qui provoque la rupture simultanée sur l'appui central et en travée;
- 2° la redistribution des contraintes sur les sections soumises à de fortes contraintes, redistribution qui relève les moments susceptibles d'être supportés par ces sections au-dessus des valeurs calculées d'après la théorie courante.

Dans le tableau II, les calculs des charges sont basés sur trois séries de moments résistants. Dans la première série, on a fait intervenir le rapport des modules d'élasticité m vrai ou « instantané », qui néglige toute déformation plastique du béton. Dans la deuxième série, on a supposé que la déformation

plastique du béton conduisait à une augmentation du rapport des modules d'élasticité, jusqu'à la valeur $m = \frac{40\,000}{\text{résistance sur cube}}$, valeur proposée pour les calculs par le « Code of Practice for the Use of Reinforced Concrete in Buildings ». ⁵ La troisième série de moments résistants est établie sur la base des hypothèses suivantes :

a) dans le cas d'une rupture initiale dans les armatures de traction, l'acier se prête à l'écoulement jusqu'à ce que la contrainte maximum dans le béton atteigne la résistance sur cube de ce béton.

b) dans le cas d'une rupture initiale dans le béton, le rapport des modules d'élasticité augmente effectivement jusqu'à une valeur donnée par $m = \frac{80\,000}{\text{résistance sur cube}}$. Si toutefois un écoulement des armatures de traction se produit lorsque l'on adopte cette valeur plus élevée, le moment résistant est alors calculé comme dans le cas (a). Si la contrainte calculée dans les armatures de compression dépasse la limite d'écoulement lorsque l'on adopte le rapport m plus élevé, les calculs sont alors à modifier de telle sorte que la limite d'écoulement ne soit pas dépassée dans les armatures de compression.

D'après le tableau II on voit que si l'on calcule les moments de rupture d'après la théorie de l'élasticité, la charge théorique de rupture est plus petite que la charge maximum réelle, même si une redistribution des contraintes est possible.

Si cependant on tient compte d'une redistribution des moments sans tenir compte de la redistribution des contraintes, les charges théoriques pour rupture simultanée au droit de l'appui central et en travée sont également plus faibles que les charges qui peuvent être effectivement supportées, quoique la marge de sécurité ne soit pas aussi grande.

Si l'on fait intervenir simultanément la redistribution des moments et celle des contraintes, l'adoption d'un rapport m égal à $\frac{40\,000}{u}$ conduit à des charges théoriques qui ne sont pas très différentes des charges maxima effectives, sauf dans le cas des poutres confectionnées avec armatures de compression au-dessus de l'appui central et béton à faible résistance (série 3). L'emploi de la troisième méthode d'intervention de la redistribution des contraintes, faisant également intervenir la redistribution des moments, est nettement dangereuse, sauf dans le cas d'une rupture initiale dans les armatures; rappelons que dans ce cas la redistribution des moments s'accompagne d'un élargissement des fissures de traction (voir tableau I).

Les essais sur poutres avec armatures de compression ont fourni des résultats intéressants. L'adoption d'un rapport m très élevé pour l'évaluation du moment résistant d'une section conduit à une majoration des contraintes calculées dans les fers de compression; il ne semble pas à recommander de tabler sur ce procédé. Afin d'étudier plus complètement cette question, on a effectué quelques essais sur poutres simples en vue de mesurer les moments résistants des sections semblables à celles qui se trouvaient au-dessus de l'appui central dans les essais principaux. On a ainsi constaté que l'adoption du plus grand rapport des modules d'élasticité $m = \frac{80\,000}{u}$ peut être considéré comme rationnelle dans tous les cas

de rupture dans le béton, à l'exception de ceux dans lesquels il est prévu des armatures de compression. Dans ces derniers cas, les essais sur poutres simples ont montré que la redistribution des contraintes peut se produire dans la mesure correspondant à l'emploi du rapport plus faible $m = \frac{40\,000}{u}$, alors que les moments sur appui mesurés au cours des essais sur poutres continues ne sont pas beaucoup plus grands que ceux qui ont été calculés sur la base du rapport « instantané » des modules d'élasticité. Il peut toutefois se faire que les contraintes plus élevées de cisaillement, dans les poutres continues comportant des armatures de compression, aient été la cause de la faible valeur du moment supporté au-dessus de l'appui central. Il apparaît donc que lorsque des armatures de compression sont prévues au droit de l'appui, leur influence ne doit pas être prise en considération dans les calculs qui tiennent compte d'une redistribution des moments. Si l'on procède ainsi pour les poutres de la série 3, on obtient des charges calculées de 28,9 et de 31,6 tonnes (en adoptant un rapport m de $\frac{40\,000}{u}$) supérieures de 5 et 9 % respectivement aux charges effectivement atteintes. Si l'on néglige également l'influence des armatures de compression en travée, les charges calculées deviennent 23,4 et 25,2 tonnes respectivement; on retombe ainsi sur une marge de sécurité.

B. Essais sur portiques.

Il résulte nettement des essais qu'il peut y avoir une divergence considérable entre la capacité de charge limite effective d'un portique et la charge calculée d'après la théorie de l'élasticité et qui produit en tête de poteau, dans le béton ou dans les fers, une contrainte égale à la résistance limite du béton ou à la résistance de l'acier à l'écoulement. Il est important de noter qu'au cours de ces essais, on a pris des précautions spéciales pour éviter la rupture par cisaillement; on a prévu des étriers en acier à haute résistance étroitement espacés dans les poutres et des blocs d'ancrage spéciaux aux jonctions poutre-poteaux. La redistribution des moments ne peut se produire que si les armatures secondaires et les dispositifs d'ancrage des fers sont suffisants pour satisfaire aux conditions qui résultent de la redistribution.

Dans le cas de la rupture initiale dans les armatures, l'augmentation de charge due à la redistribution des moments et des contraintes a dépassé 200 %. Toutefois, il ne s'est pas produit dans ce cas une redistribution complète des moments, la charge de rupture de la poutre n'ayant pas été atteinte par suite de l'écrasement prématuré du béton dans le poteau quoique la résistance sur cube fût de 11 000 lb/sq. in. Dans de pareils cas, il n'est actuellement pas possible de calculer avec précision la charge pour laquelle doit se produire la rupture du béton, car elle dépend de la déformation du poteau après mise en écoulement des armatures. L'importance exacte de la redistribution qui se produit à la suite de l'écoulement de l'acier n'est pas nettement définie; d'autre part, cette redistribution conduit à une accentuation de la fissuration; il serait donc de bonne politique de la négliger jusqu'à plus ample informé.

Dans le cas d'une rupture initiale dans le béton, il y a également augmentation considérable des charges maxima supportées par les portiques à la suite de la redistribution des moments et des contraintes. Si nous admettons comme limite utile de l'augmentation de charge l'apparition d'indices d'écrasement sur les faces des poteaux, on constate d'après le tableau III que l'augmentation de la charge au-dessus de la valeur calculée d'après la théorie de l'élasticité a été de 90 % pour le premier portique et de 150 % pour le second.

Dans les deux cas, l'augmentation de la capacité de charge de la poutre résultant du moment dans les poteaux a été inférieure à 20 % alors que si les poteaux avaient été chargés axialement, ils auraient pu supporter une charge environ deux fois plus élevée que dans l'essai du portique. La nécessité de tenir compte de la flexion dans les poteaux est évidente.

Il semble que l'on puisse estimer l'influence exercée par la redistribution, dans des cas simples, lorsque la rupture dans le béton constitue le facteur déterminant, en faisant intervenir les hypothèses suivantes :

- 1° le rapport des modules d'élasticité peut être considéré comme égal à $\frac{80\,000}{u}$.
- 2° la tête des poteaux et la poutre atteignent leurs pleines résistances avant que ne se produise la rupture du système.

Dans tous les cas où l'adoption d'un rapport m élevé conduit, pour les armatures de traction, à des contraintes calculées plus élevées que la limite d'écoulement de l'acier, le calcul d'une section particulière doit se faire dans l'hypothèse de la mise en jeu simultanée de l'écoulement de l'acier et de la pleine résistance du béton.

D'après la fig. 9, il est évident que dans la section de tête des poteaux, la redistribution des contraintes s'est produite plus largement que ne le faisait prévoir l'adoption d'un rapport m de $\frac{80\,000}{u}$; d'après cette figure et d'après le tableau III, on constate que l'influence de la redistribution des contraintes (en faisant abstraction de la redistribution des moments) s'exerce par une augmentation d'environ 30 % de la charge de rupture pour la section particulière considérée. Cette augmentation peut, dans d'autres cas, ne pas être aussi marquée. Dans les essais sur poutres continues qui ont été également décrits ici, par exemple, l'augmentation du moment résistant, due à la redistribution des contraintes, n'a été que de 13 % environ pour la section située au droit de l'appui central, dans les séries 2 et 4. Dans les poteaux des portiques prévus pour rupture dans le béton, les armatures de compression adoptées étaient bien moins importantes que les armatures de traction, alors que normalement la section aurait dû être symétriquement armée. Etant donné la plus faible importance de la redistribution des contraintes dans les sections des poutres armées en compression, il serait peu judicieux d'adopter une valeur élevée pour le rapport des modules d'élasticité ; la valeur $m = \frac{40\,000}{u}$ semble devoir conduire à des résultats plus satisfaisants.

Conclusions générales.

On a constaté que par suite des déformations plastiques dans l'acier ou dans le béton, à l'amorce de la rupture, la redistribution des moments dans les structures en béton armé doit généralement se produire avant la rupture finale.

L'importance effective de la redistribution des moments dépend de nombreux facteurs et en particulier, dans une large mesure, de l'importance des déformations possibles dans les sections les plus faibles. Là où les sections les plus faibles peuvent mettre en jeu des déformations suffisantes, la redistribution sera complète et la rupture se produira simultanément aux sections principales. Des investigations complémentaires sont nécessaires pour déterminer les limites admissibles de déformation. Jusque là, il semble judicieux de ne pas s'écarter largement, dans le calcul, des nécessités qu'impose la théorie de l'élasticité.

Dans le calcul des ouvrages en béton armé sur la base de la redistribution des moments, il faut tenir compte de l'élévation des contraintes d'adhérence et de cisaillement qui accompagnent la redistribution.

Bibliographie.

¹ W. H. Glanville et F. G. Thomas: "The Redistribution of Moments in Reinforced Concrete Beams and Frames." *Journal of the Institution of Civil Engineers* 1936, N° 7, p. 291—329.

² F. E. Richart, R. L. Brown et T. G. Taylor: "The effect of Plastic Flow in Rigid Frames of Reinforced Concrete." *Journal Am. Conc. Inst.*, Vol. 5, pt. 3 (1934), p. 181—95.

³ G. von Kazinczy: „Das plastische Verhalten von Eisenbeton.“ *Beton und Eisen*, Vol. 32, (1933), fasc. 5, p. 74—80.

⁴ C. Bach et O. Graf: „Versuche mit eingespannten Eisenbetonbalken.“ *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton*, fasc. 45 de 1920.

⁵ "Report of the Reinforced Concrete Structures Committee of the Building Research Board, with Recommendations for a Code of Practice for the Use of Reinforced Concrete in Buildings." H. M. Stationery Office, 1933.

Appendice 1.

Propriétés du béton et des armatures employés pour les essais sur poutres continues.

a) Béton.

Série	Poutre	Mélange de béton en poids	Rapport eau/ciment	Age à l'essai jours	Résistance sur cube en lb/sq.in.	Rapport «instantané» vrai des modules d'élasticité
1. Rupture dans les armatures	RM2 (a)	H.A. 1 : 2 : 4	0,60	6	10,140	5,0
	RM2 (b)	R.H.P. 1 : 1 : 2	0,44	44	6,660	6,0
2. Rupture dans le béton (pas d'armatures de compression)	RM1 (a)	P. 1 : 2 ¹ / ₂ : 3 ¹ / ₂	0,66	7	2,020	10,0
	RM1 (b)	P. 1 : 2 ¹ / ₂ : 3 ¹ / ₂	0,66	7	2,070	10,0
3. Rupture dans le béton (avec armatures de compression)	RM3 (a)	P. 1 : 2 ¹ / ₂ : 3 ¹ / ₂	0,66	7	2,250	9,5
	RM3 (b)	P. 1 : 2 ¹ / ₂ : 3 ¹ / ₂	0,66	7	2,470	9,1
4. Rupture dans le béton (portée augmentée)	RM4 (a)	P. 1 : 2 ¹ / ₂ : 3 ¹ / ₂	0,66	7	2,130	9,7
	RM4 (b)	P. 1 : 2 ¹ / ₂ : 3 ¹ / ₂	0,66	7	1,830	10,4

P. = Ciment Portland ordinaire. H.A. = Ciment alumineux.
R.H.P. = Ciment Portland à prise rapide.

b) Armatures.

Série	Diamètre des fers en pouces	Ecoulement en lb/sq. in. ¹	Rupture en lb/sq. in. ¹
1. Rupture dans les armatures	$\frac{5}{8}$	39,400	—
	$\frac{3}{8}$	44,700	62,200
2. Rupture dans le béton (pas d'armatures de compression)	$\frac{7}{8}$	40,200	56,500
	$\frac{3}{8}$	46,100	61,500
3. Rupture dans le béton (avec armatures de compression)	$\frac{7}{8}$	39,800	53,800
	$\frac{3}{8}$	46,700	62,700
4. Rupture dans le béton (portée augmentée)	$\frac{7}{8}$	37,900	53,300
	$\frac{3}{8}$	46,700	61,800
5. Rupture dans le béton (béton de faible résistance à environ 6 mois)	$\frac{7}{8}$	36,600	51,500
	$\frac{3}{8}$	45,800	61,400

¹ Dans tous les cas, les contraintes sont calculées d'après la section nominale initiale de l'armature.

Appendice 2.

Propriétés du béton et des armatures employés pour les essais sur portiques.

a) Béton.

Série	Poutre	Mélange de béton en poids	Rapport eau/ ciment	Age à l'essai	Résistance sur cube en lb/sq. in.
Rupture dans les armatures	RMF 2	H.A. 1 : 2 : 4	0,60	48 jours	10,500
	RMF 3	H.A. 1 : 2 : 4	0,60	4 mois	11,000
Rupture dans le béton	RMF 4	P. 1 : 2 ^{1/2} : 3 ^{1/2}	0,66	9 jours	2,850
	RMF 5	P. 1 : 2 ^{1/2} : 3 ^{1/2}	0,66	7 jours	1,850

P. = Ciment Portland ordinaire. H.A. = Ciment alumineux.

b) Armatures.

Série	Poutre	Diamètre des fers en pouces	Ecoulement en lb/sq. in. ¹	Rupture en lb/sq. in. ¹
Rupture dans les armatures	RMF 2	$\frac{3}{8}$	49,200	60,800
		1	41,500	63,700
		$\frac{1}{2}$ ²	66,900	106,000
	RMF 3	$\frac{3}{8}$	47,300	59,700
		1	40,600	65,700
		$\frac{1}{2}$ ²	63,800	107,000
Rupture dans le béton	RMF 4 et RMF 5	$\frac{7}{8}$	38,600	53,800
		1	41,100	63,000
		$\frac{1}{2}$ ²	64,700	107,000
		$\frac{3}{8}$	48,300	60,300

¹ Dans tous les cas, les contraintes sont calculées d'après la section nominale initiale de l'armature.² Acier à haute résistance employé pour les étriers.