Détermination de la résistance d'un tablier de pont-rail à poutrelle enrobées par essai poussé à la ruine

Autor(en): **Cassé, B.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen**

Band (Jahr): **16 (1956)**

PDF erstellt am: **03.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-15058

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Détermination de la résistance d'un tablier de pont-rail à poutrelles enrobées par essai poussé à la ruine

Bestimmung der Tragfähigkeit einer Eisenbahnbrückentafel aus einbetonierten Trägern durch Bruchversuch

Determination of the bearing capacity of a railway bridge deck with composite girders by test to destruction

B. Cassé, Ingénieur principal à la Division des Ouvrages d'Art de la S.N.C.F.,
51, rue de Londres, Paris (8e)

Les tabliers à poutrelles enrobées sont utilisés depuis longtemps dans de nombreux pays en raison, notamment, de la facilité et de la simplicité de leur construction. Ces avantages sont si importants au point de vue financier qu'ils permettent, aux portées modérées, un dimensionnement surabondant; on prend généralement en compte la seule résistance des poutrelles métalliques avec une contrainte de flexion voisine de la moitié de la limite élastique du métal.

Les ingénieurs savent bien que les tabliers de ce type se comportent beaucoup mieux que l'annonce le calcul fictif usuel; ils attribuent ce résultat à l'effet des liaisons poutrelles-béton. Ils hésitent toutefois à assimiler les ponts en cause à des ponts en béton armé, du fait de la précarité possible de l'adhérence du béton aux poutrelles et des complications qu'entrainerait, pour l'exécution de tels ouvrages, la réalisation d'armatures résistant rationnellement aux divers efforts de traction qui peuvent apparaître.

L'expérience a montré comment des dispositions simples d'armatures amélioraient la tenue en service des ouvrages, notamment du point de vue fissuration longitudinale et défaut d'étanchéité. D'autre part, un assez grand nombre d'essais effectués tant sur des planchers que sur des ponts tendent à faire admettre qu'on peut calculer plus ou moins ces ouvrages comme du béton armé[1]) économisant ainsi sur le tonnage des poutrelles.

---

[1]) Citons parmi les articles se rapportant à des ponts: Cambournac: „Poutrelles en acier enrobées de béton" (1° Vol. Mémoires A.I.P.C.). Ridet: „La construction mixte acier et béton dans les ouvrages d'art" (8° Vol. Mémoires A.I.P.C.).

De nombreux essais de tabliers sous leurs charges de service font apparaître des contraintes et déformations bien inférieures à celles que présenteraient des poutrelles nues sous les mêmes surcharges. Cela souligne l'efficacité des liaisons poutrelles-béton, mais n'indique pas si les liaisons se maintiendraient sous des charges plus fortes et si la charge effective de ruine est réellement beaucoup plus élevée que celle des poutrelles non enrobées. Les essais en service ne sauraient indiquer dans quelle proportion on peut augmenter les surcharges (ou réduire la section des poutrelles) tout en conservant une marge de sécurité normale.

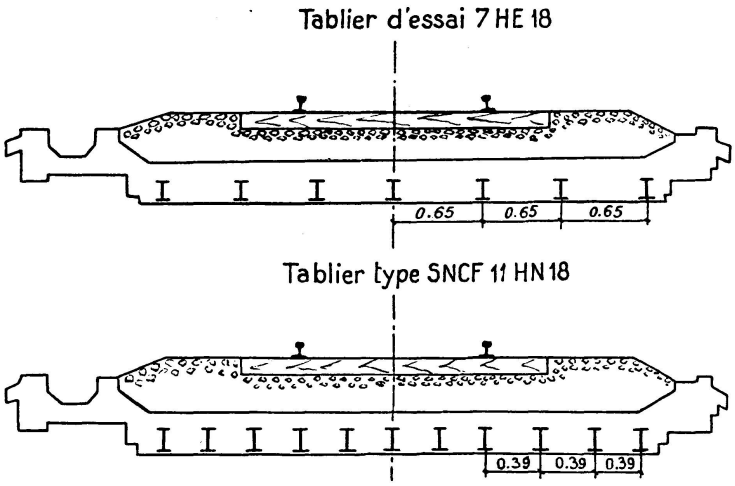


Fig. 1. Disposition du tablier d'essai et du tablier type correspondant

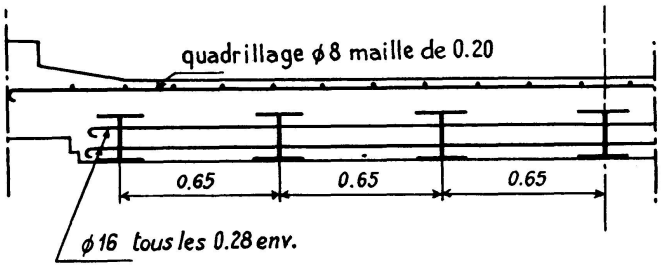


Fig. 1a. Détail des armatures. Tablier d'essai 7 HE 18

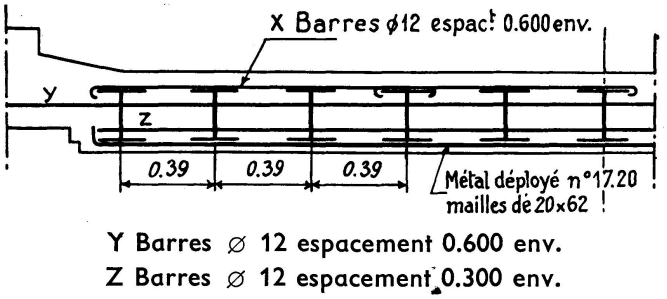


Fig. 1b. Détail des armatures. Tablier type 11 HN 18

Des essais plus poussés ont porté sur des éléments fabriqués spécialement; on rencontre alors l'inconvénient d'étudier des structures réduites, confectionnées avec des soins difficiles à faire respecter sur tous les chantiers. Les résultats ne s'appliquent pas exactement aux ouvrages réels et leur interprétation reste subjective.

Essais S.N.C.F. de Ris-Orangis

La réduction du tonnage des poutrelles utilisées dans les tabliers à poutrelles enrobées présentant un intérêt certain, la S.N.C.F. a jugé intéressant de procéder à un essai en vraie grandeur poussé jusqu'à la ruine. Elle a établi un tablier d'essai (à Ris-Orangis, sur la ligne de *Paris* à *Corbeil*) de mêmes dimensions que son tablier type de 3,40 m de portée, mais, dans le tablier d'essai, le nombre et le profil des poutrelles ont été réduits de 11 HN 18 à 7 HE 18. Le poids des poutrelles par mètre courant de tablier passe ainsi de 561 kg à 253 kg. Le tablier type est prévu pour la surcharge du train-type à essieux de 25 t et le calcul usuel fait ressortir une contrainte de 11,27 kg/mm². Sous la même surcharge, le calcul conduit, dans les mêmes conditions, à une contrainte de 24,72 kg/mm² pour le tablier d'essai.

1° Acier Caractéristiques			
	Limite élastique en kg/mm²	Résistance à la rupture en kg/mm²	Allongement en %
Ailes des poutrelles	26,3—29	38,4—40,9	31,4—34,3
Ame des poutrelles	34,5—35,1	45,4	28,6—30,5

2° Béton			
Composition p. m³	Caractéristiques		
Gravillon 5/25 de Seine 420 l Sable tout venant de Seine: 826 l (soit 171 l sec) Eau: 160 l (soit 178 l compris eau du sable) Ciment 250/315 300 kg	Age	Résistance moyenne à la compression en kg/cm²	Résistance moyenne à la traction par flexion en kg/cm²
	7 jours		30,8
	28 jours	245	43
	48 jours	254,4	38,5
	90 jours	257,6	34,8
	180 jours	339	48,5

Fig. 2. Renseignements sur les matériaux utilisés

Les dispositions comparées des 2 tabliers sont données figure 1.

Le tablier, droit, comporte une seule voie; la dalle d'une épaisseur de 0,31 m dans l'axe de l'ouvrage est armée, à la partie supérieure, comme pour le tablier-type, d'un quadrillage de ∅ 8 à mailles de 0,20 m. Il a été coulé le 2 décembre 1952 la température étant voisine de 0°, mis en service le 20 janvier 1953 et il a supporté le passage de wagons et locomotives jusqu'au 5 juin 1953 (date des premiers essais). Les matériaux utilisés présentaient les caractéristiques indiquées ci-après (fig. 2 et fig. 3).

Les essais de ce tablier ont eu lieu, les premiers en juin 1953; les seconds en juin 1954.

Essais de 1953

Les essais effectués les 5, 6 et 11 juin 1953 comprennent 2 séries: l'une sous les surcharges de wagons et machines (surcharges normales), l'autre sous surcharges progressives appliquées à l'aide de vérins.

1re série. Essais sous surcharges normales, le tablier étant ballasté puis déballasté

On a placé au milieu de la portée l'essieu de 16,3 t d'un wagon à 2 essieux d'un poids total de 32 t, puis les essieux n° 4 (18,2 t) et n° 5 (22,3 t) d'une machine 141 R.

Les mesures ont porté sur les flèches et sur les déformations locales du métal et du béton, dans la section médiane du tablier. Les flèches ont été relevées au moyen de fleximètres Richard et les déformations au moyen soit d'extensomètres à résistance électrique (face inférieure des poutrelles et face supérieure du béton), soit de témoins Coyne (béton du corps du tablier). Les résultats des essais, indiqués ci-après (fig. 5 et 6) font ressortir des flèches et contraintes extrêmement faibles qui ne permettent pas d'apprécier avec précision l'effet des modifications d'application des surcharges.

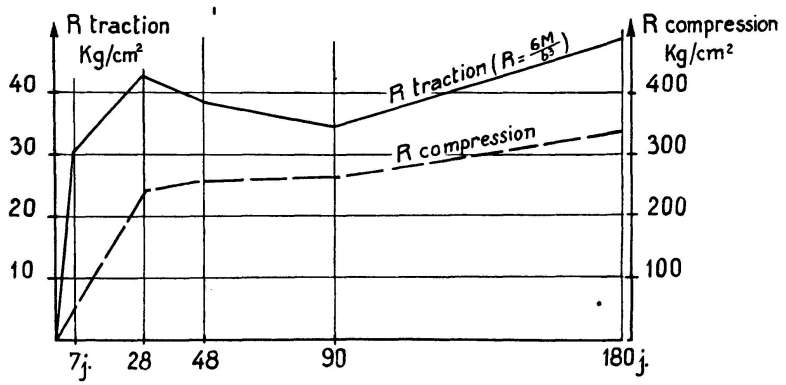


Fig. 3. Caractéristiques de résistance du béton du tablier

2e série. Essais sous surcharges progressives, le tablier étant ballasté

Cette deuxième série d'essais, sous surcharges plus élevées que les surcharges de service, a été réalisée au moyen de vérins prenant appui sur un dispositif constitué par un chevêtre (2 poutrelles HN de 1000 entretoisées entre elles) et relié aux culées par des tirants ancrés solidement dans celles-ci. Un système de sommiers et de palonniers permettait d'appliquer la charge sur chaque rail, au moyen de vérins distants de 1,50 m et placés symétriquement par rapport au milieu de la portée (fig. 4).

Au cours des chargements effectués on a procédé à la mesure des flèches et des déformations locales du métal et du béton, dans la section mediane du tablier, à l'aide des mêmes appareils et avec les mêmes précautions que dans la première série d'essais.

La charge par vérin a été portée successivement à 38–68,4–91,2 et 110,2 t avec déchargement après chaque réalisation de charge.

Les résultats obtenus pour les contraintes et les flèches maxima sont indiqués dans les tableaux et graphiques comparatifs ci-après (fig. 5 et 7).

A la charge de 110,2 t on a pu constater de petites fissures du béton tendu à peine visibles (4 au total) régnant dans l'intervalle de 2 poutrelles, ces fissures se sont refermées après déchargement. Les essais ont été arrêtés à ce stade, l'affaissement du ballast et des calages ne permettant pas d'augmenter notablement et régulièrement les charges.

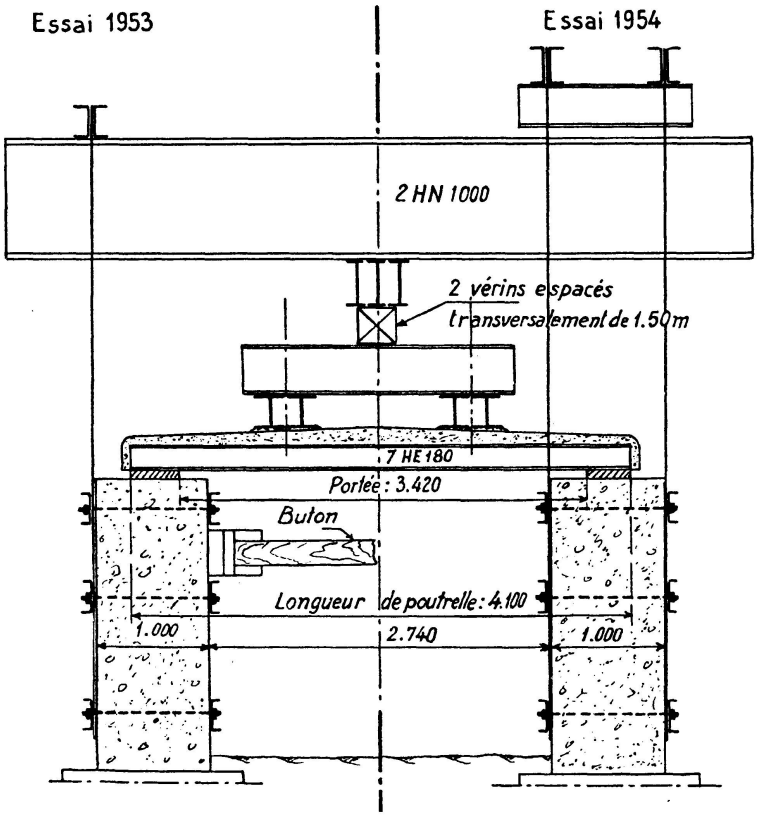


Fig. 4. Dispositif d'application des charges sur le tablier d'essai

	Contraintes maxima				Flèches maxima (mm)	
	acier kg/mm²		béton kg/cm²			
	Tablier ballasté	Tablier déballasté	Tablier ballasté	Tablier déballasté	Tablier ballasté	Tablier déballasté
Surcharges normales						
essieu de wagon 13,6 t	0,6	1,2	–14	–8	0,25	0,30
4e essieu de 141 R 18,2 t	1,6	1,6	–34,8	–34	0,70	0,90
5e essieu de 141 R 22,3 t (1 charge au milieu)	1,2	1,1	–36	–32	0,55	0,70
Surcharges progressives						
2 charges espacées de 1,50 m: 22,8	1		–22		0,6	
30,4	2		–36		0,8	
38	3,5		–42		1,2	
49,4	4,9		–50		1,6	
50		5,76		–56		1,5
60,8	6		–62		2,1	
68,4	6,6		–56		2,3	
79,8	8		–68		2,9	
80		7,24		–86		2,4
91,2	10,1		–76		3,6	
98,8	11,5		–92		4	
110		9,76		–106		3,5
110,2	13,8		–104		4,8	
140		14,94		–138		5,2
170		18,76		–192		7,5
205				–236		10,4
205				–248		12
0						2,65
205				–295		12,2
Charge max. 231,5						20
Charge stabilisée 205				–272		33,7
0						23,2

Fig. 5. Tableau récapitulatif et comparatif des contraintes ($E = 20\,000$ kg/mm²) et des flèches maxima des essais de 1953 et 1954 (poutrelle 4).

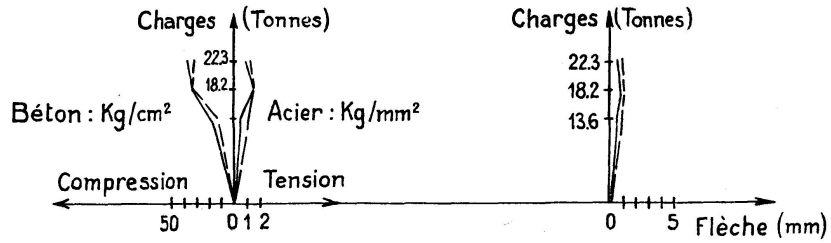


Fig. 6. Surcharges normales.

Contraintes et flèches maxima: —— Tablier ballasté, – – – Tablier déballasté

Conclusions

Les essais de juin 1953 ont montré que le tablier à nombre de poutrelles réduit supportait, sans dépasser, pour les contraintes de l'acier et du béton, les limites usuelles, une surcharge de 110,2 t développant un moment de 108,75 tm (y compris le poids du dispositif). Le tablier type normal est établi pour supporter un moment dû à la surcharge de 37,1 tm (coefficient de majoration dynamique 1,437 compris) soit 2,9 fois moins. Ainsi le tablier allégé présente, pour ces surcharges, un large excès de résistance.

Après avoir supporté les surcharges d'essai (4,1 fois les surcharges statiques du calcul) le tablier allégé est toujours en état de supporter les surcharges courantes; aussi, en attendant des essais plus durs, l'ouvrage a-t-il été remis en service sans aucune réparation.

Essais de 1954

L'objet des essais étant de faire connaître la limite de résistance du tablier, il fallait compléter les résultats précédents en poussant les charges jusqu'à la ruine. Le système de chargement fut pour cela remanié et renforcé. Les surcharges ont été provoquées par 2 vérins de 300 t, solidaires de la même pompe, et ont été transmises à la partie supérieure du tablier au moyen de 2 poitrails de 2,40 m de longueur, espacés de 1,50 m, placés symétriquement par rapport au milieu de la portée (fig. 4).

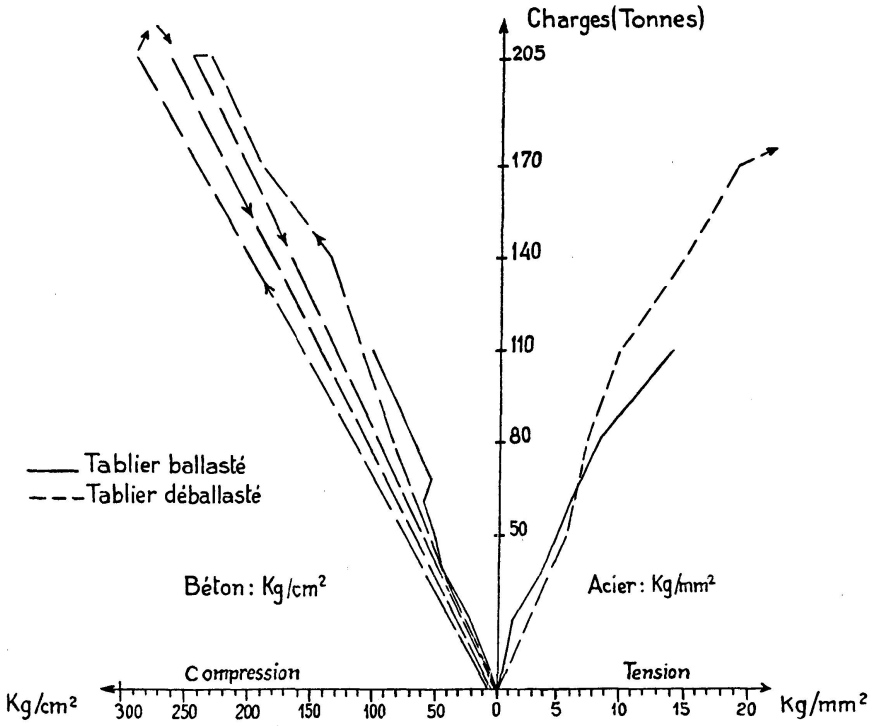


Fig. 7a. Surcharges progressives.

Ces essais ont été effectués sur tablier déballasté. On a mesuré les flèches et déformations locales du métal et du béton dans les mêmes conditions qu'aux essais précédents (section médiane du tablier). On a, en outre, placé des jauges à résistance sous les 2e et avant-dernière poutrelles près de chacune des culées.

Après un premier chargement à 50 t par vérin, la charge a été augmentée graduellement par paliers de 30 t jusqu'au maximum de 231,5 t, avec divers retours.

Les résultats obtenus pour les contraintes et les flèches maxima sont indiqués fig. 5, 7, 8, 9.

Les remarques suivantes ont été faites au cours des essais:

à 110 t: Soulèvement des extrémités du tablier à l'arrière des deux culées.

à 140 t: Apparition de fissures à 45° (fissures *A* de la fig. 12) sur les accotements aux 4 coins du tablier (béton comprimé). Apparition de quelques fissures sur le béton tendu au-dessous du tablier. Ces fissures se referment quand la charge revient à zéro.

à 205 t: Sur le tablier, apparition de fissures (*B* de la fig. 12) partant des 4 trous extérieurs de passage des tirants et encadrant les poitrails de report de charge sur le tablier.

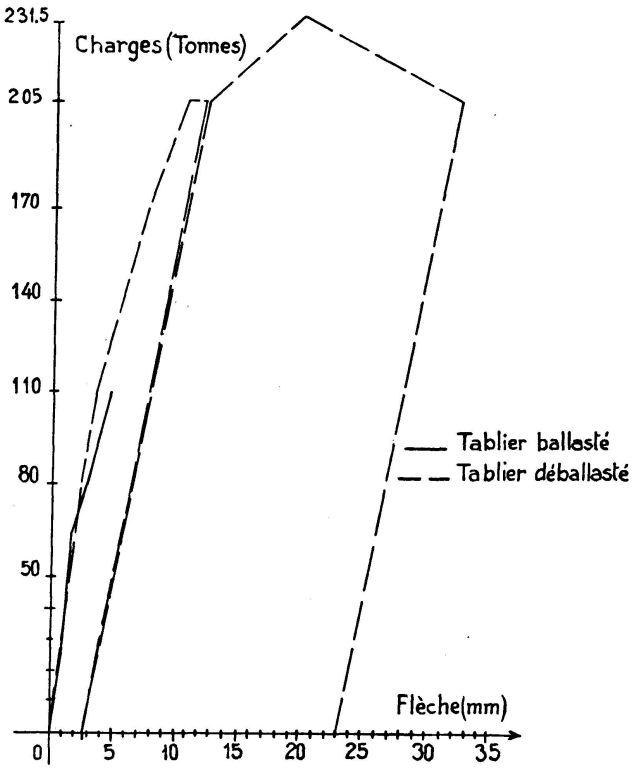


Fig. 7b. Surcharges progressives.

Au-dessous, fissure longitudinale entre l'avant dernière et la dernière poutrelle, et transversale entre les poutrelles à 0,30 m environ de la culée côté Paris.
La charge a été maintenue pendant 2 h 15.

à 231,5 t: Charge maximum atteinte et non maintenue, séparation de (fissuration *C* de la fig. 12) la dernière poutrelle (7) côté voie à la suite du cisaillement du béton entre cette poutrelle et la poutrelle voisine; fissuration du béton de la partie centrale côté Paris, à partir du chevêtre correspondant d'application de la charge.

La charge de 231,5 t ne pouvant être maintenue, on a réduit la pression aux vérins et obtenu une stabilisation à la charge de 205 t, supportée seulement alors par 6 poutrelles. Nous retenons cette charge comme charge limite résultant des essais; elle est évidemment inférieure à la limite de résistance effective du tablier avant fissuration grave.

Après déchargement (retour de la charge à zéro): la cassure longitudinale partant du dessous du tablier entre les poutrelles 6 et 7 (voir croquis et photos ci-après fig. 10, 11 et 12) est inclinée à 45° environ et a une largeur approximative de 2 cm; elle aboutit, sur le dessus, au droit des solins sous les poitrails.

La partie centrale est dénivelée au-dessus du tablier de:

Charge par vérin	Déformations $\left(\frac{\Delta l}{l}\right) 10^6$ Poutrelles							Flèches (mm) Poutrelles		
	1	2	3	4	5	6	7	1	4	7
50 t	158	138	200	281	146	138	188			
	165	146	208	288	165	146	196	0,90	1,50	0,55
80 t	261	242	331	346	258	238	311	1,40	2,45	1
	273	257	346	362	273	254	331	1,45	2,45	1,15
110 t	404	354	462	488	369	346	442	2,35	3,50	1,50
140 t	511	538	661	708	535	511	608	2,85	5,05	2,10
	535	554	705	747	573	538	638	2,90	5,20	2,30
170 t	680	738	955	938	792	716	810	3,75	7,45	3,15
205 t	876	946	1155	3740	1025	930	1032	5,20	10,35	4,15
205 t	942	1015	1170	4125	1120	1025	1530	5,80	12,10	4,70
0	61,5	96	–31	2840	50	131	110	1,05	2,65	0,75
205 t	910	958	1125	4160	1085	980	990	5,75	12,25	4,80
231,5 t	1505	938	1230	4920	1642	1262	3630	9,2	20	7
205 t	1540	578	1022	5450	1440	946	925	11,45	33	4,45
0	650	–195	–230	4190	389	246	360	6,6	23,8	1,15

Fig. 8. Déformations et flèches de la section médiane.

10 mm côté voies au coin du solin côté *Corbeil*
10 mm côté voies au coin du solin côté *Paris*,
15 mm côté Seine au coin du solin côté *Paris*.

Les poutrelles ont gardé une flèche permanente dont le maximum (2 cm environ) se rencontre sous la poutrelle n° 4 (centrale), à 1 m, côté Paris, de l'axe de l'ouvrage.

Les dégradations sont indiquées ci-après (fig. 10, 11 et 12).

Conclusions

Le tableau ci-après (fig. 13) donne les moments calculés sous la charge permanente, les surcharges réglementaires, les surcharges normales et les

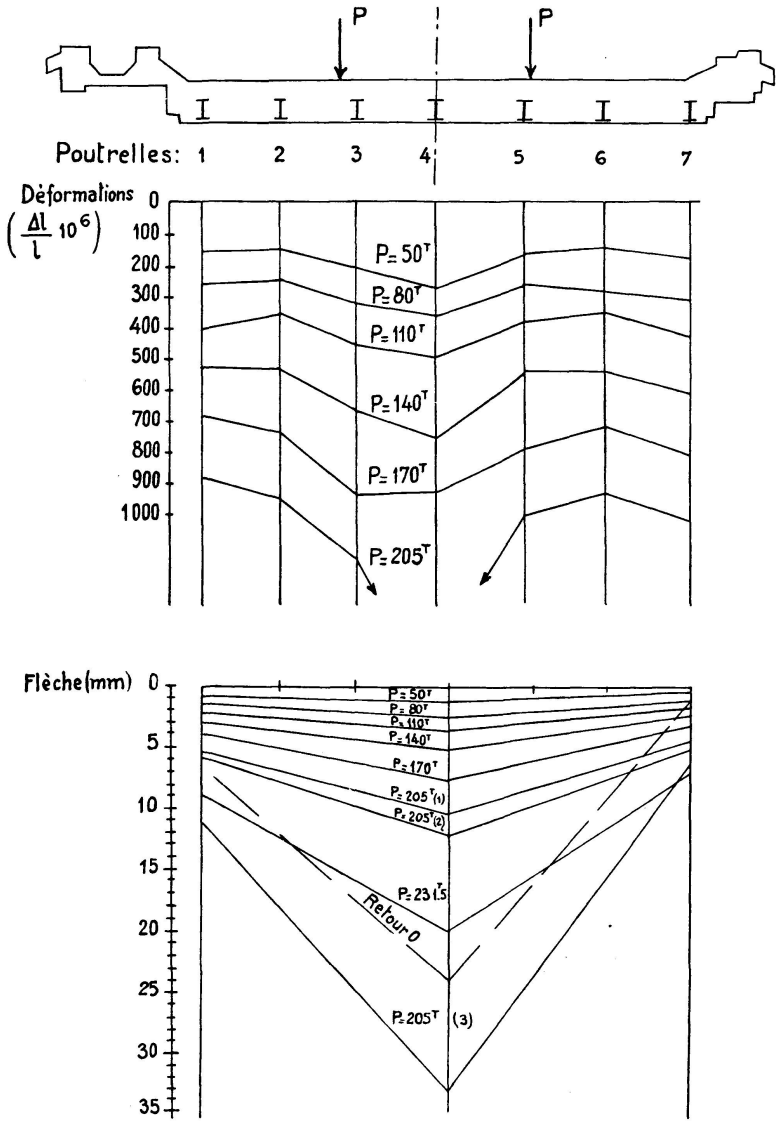


Fig. 9. Graphique des déformations moyennes et des flèches dans la section médiane.

surcharges d'essais. Il donne également les rapports entre les moments correspondant aux surcharges d'essais (tablier sans ballast) et les moments correspondant aux surcharges du train-type et aux surcharges normales (machines 141 R qui sont parmi les plus lourdes du parc S.N.C.F.).

Sous la surcharge de service, la contrainte effective des poutrelles ne dépassait pas le $^1/_6$ de la contrainte de calcul, la contrainte du béton restant faible, et sous une surcharge triple (110,2 t) le tablier ne présentait pas de lésion. Il est donc tout à fait normal pour le calcul des poutrelles de ces tabliers de relever le taux de contrainte admissible, au moins à la contrainte calculée pour le tablier d'essai: 24,7 kg/mm², soit 85% de la limite élastique des ailes des poutrelles.

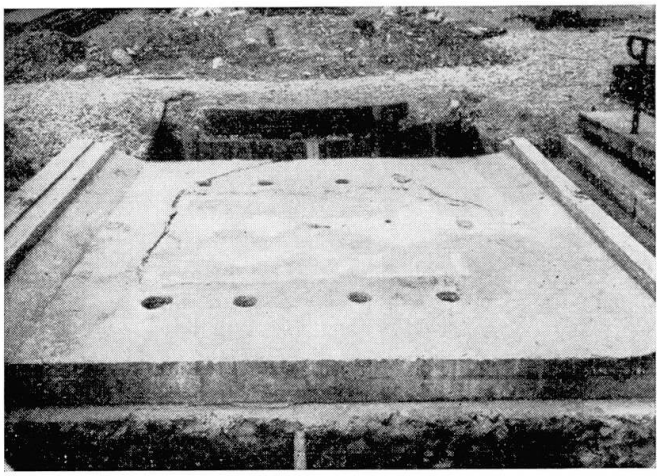


Fig. 10. Tablier après essai, vu de dessus.

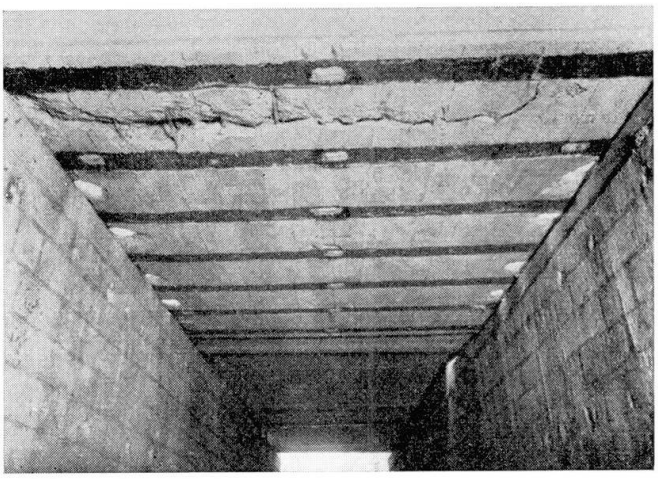
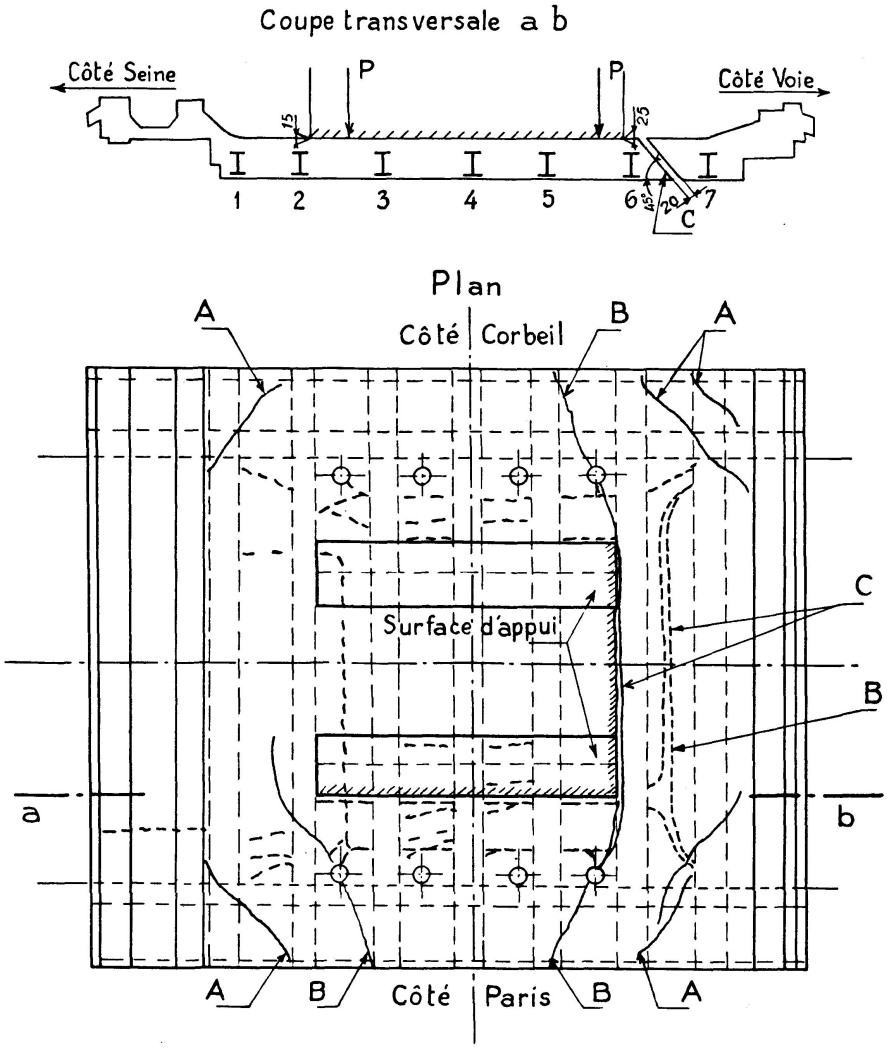


Fig. 11. Tablier après essais, vu de dessous.

La surcharge, augmentée ensuite jusqu'à obtenir la ruine du tablier (231,5 t) a provoqué la séparation de la poutrelle de rive par rupture du béton entre cette poutrelle et la partie centrale du tablier. La surcharge finale (205 t) (5 fois environ la surcharge du calcul) n'était plus alors portée que par 6 poutrelles avec une flèche totale de 34 mm seulement; le taux de travail expérimental dans les poutrelles atteignait la limite élastique de l'acier (le calcul habituel aurait donné 116 kg/mm² soit 4 fois plus). Le tablier essayé présentait donc une sécurité supérieure à bon nombre de ponts de type classique (pour les tabliers métalliques la surcharge de ruine ne dépasse pas beaucoup le double de la surcharge de calcul). Avec le calcul usuel (ne tenant compte que de la



A Fissures apparues à P = 140 t
B Fissures apparues à P = 205 t
C Fissures apparues à P = 231.5 t

Fig. 12. Croquis des dégradations.

résistance des poutrelles) les contraintes admissibles pouvaient sans inconvénient être doublées; d'autre part, en prenant des dispositions pour obliger les poutrelles de rive à participer à la flexion jusqu'à rupture ces contraintes pourraient encore être relevées davantage.

Les essais établissent que la résistance du tablier dont le poids de poutrelles a été réduit de plus de moitié (55%) par rapport aux dispositions courantes est très largement surabondante; les observations faites ne permettent toutefois pas de proposer un mode de calcul rationnel des tabliers de ce type.

La constatation (tableau et graphique fig. 14 et 15) que la face inférieure des poutrelles est tendue à un taux élevé, au voisinage des appuis, ne permet pas d'interpréter les résultats comme la flexion d'une poutre en béton armé, libre sur ses appuis; elle ne permet pas non plus de les interpréter en faisant intervenir un frottement sur ces appuis (qui provoquerait normalement une compression de la face inférieure). Il est possible d'obtenir une concordance assez satisfaisante entre le calcul et l'expérience en admettant qu'une partie de la charge est supportée par des bielles de béton appuyant obliquement sur les poutrelles, le surplus étant supporté par flexion avec un coefficient d'équi-

	Moments				Rapports de moments			
	Essais		Train Type	141 R	Essai 110 t	Essai 110 t	Essai 205 t	Essai 205 t
	$P = 205$ t	$P = 110$ t	essieu 25 t	essieu 20 t	Train Type	141 R	Train Type	141 R
Charge permanente	7 tm	7 tm	10,7 tm	10,7 tm				
	sans ballast		avec ballast					
Surcharge statique	108,75 tm	199 tm	25,82 tm	18,92 tm	4,2	5,76	7,7	10,5
Surcharge compris majoration dynamique	108,75 tm	199 tm	37,1 tm	26,61 tm	2,9	4,1	5,3	7,5
Charge permanente + surcharge compris majoration dynamique	115,75 tm	206 tm	47,8 tm	37,31 tm	2,4	3,1	4,3	5,5

Fig. 13

valence $m = 10$. Mais pour justifier une telle hypothèse, il faudrait disposer de mesures de déformations dans le béton et sur les poutrelles à l'intérieur du béton. Le coefficient de répartition varierait d'ailleurs évidemment avec la portée de l'ouvrage et la disposition des charges. Aussi la S.N.C.F. n'utilisera-t-elle que partiellement, pour le moment, les résultats obtenus, en se bornant à adopter, pour les tabliers de portée modérée, une contrainte maxima de calcul des poutrelles supposées seules, égale à 20 kg/mm², chiffre inférieur à celui de 24,72 kg/mm² du tablier expérimental. Elle compte étendre ces conclusions et, le cas échéant, proposer une nouvelle méthode de calcul après avoir repris sur un tablier de portée plus grande des essais analogues où l'on augmenterait notablement le nombre des extensomètres placés sur les poutrelles et dans le béton.

Charges par vérin	Contraintes des jauges en kg/mm² ($E = 20000$)						
	(2)	(4) max.	(6)	(8)	(9)	(10)	(11)
50 t	2,76	5,62	2,77	2,30	1,92	1,92	2,38
	2,92	5,76	2,92	2,38	2,08	2	1,54
60 t	4,84	6,92	4,36	4,16	3,46	3,54	4,30
	5,14	7,24	5,08	4,46	3,77	3,77	4,70
110 t	7,08	9,76	6,92	6,32	5,16	5,38	6,54
140 t	10,76	14,16	10,22	10,70	8,84	8,86	11,32
	11,08	14,94	10,76	11,70	9,62	9,92	12,40
170 t	14,76	18,76	14,32	16,36	13,92	15,84	18,20

Fig. 14. Tableau comparatif de la répartition des contraintes moyennes dans la longueur des poutrelles.

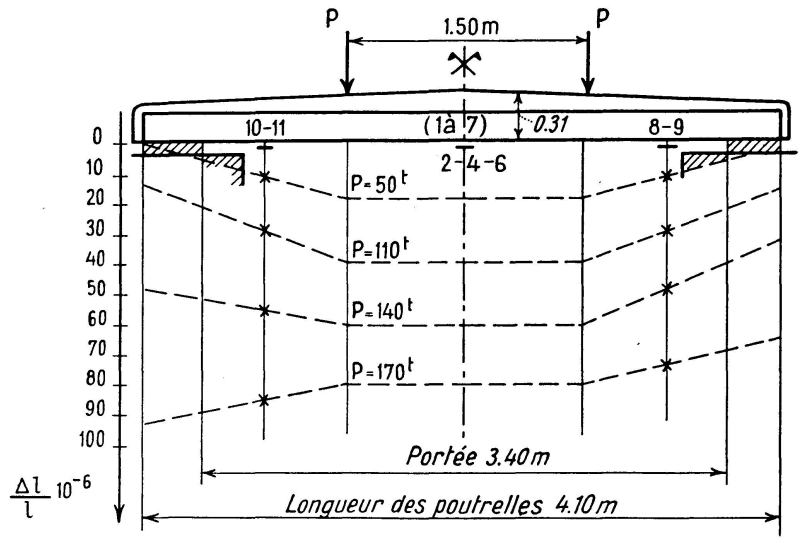


Fig. 15. Graphique des déformations moyennes des poutrelles.

Résumé

Le mémoire rend compte d'essais effectués par la S.N.C.F. sur un tablier à poutrelles enrobées, essais poussés jusqu'à la ruine du tablier.

Ce dernier présentait, par rapport au tablier normal, une réduction du nombre et profil des poutrelles entrainant une réduction de 55% du poids de celles-ci, il est néanmoins encore largement surabondant. Si l'on ne fait pas intervenir dans le calcul les liaisons poutrelles-béton et les conditions effectives de ruine, on peut donc, en toute sécurité calculer le tablier à la façon usuelle en adoptant pour contrainte limite de flexion des poutrelles supposées seules, un taux d'au moins 85% de la limite élastique.

On se propose d'effectuer des essais sur un tablier de portée plus grande pour préciser la méthode de calcul la plus convenable et étendre les résultats aux tabliers de portée importante.

Zusammenfassung

Der Aufsatz beschreibt die von der S.N.C.F. an einer Brückentafel mit einbetonierten Trägern unternommenen Versuche, die bis zum Bruch betrieben wurden.

Gegenüber der Normalausführung wies die Brückentafel eine reduzierte Anzahl von Profilen kleinerer Abmessung auf. Die Reduktion betrug 55% des Stahlgewichtes, das trotzdem noch bei weitem genügend ist. Wenn man bei der Berechnung die Verbundwirkung Träger-Beton und die effektiven Bedingungen des Bruchzustandes vernachlässigt, kann man bei genügender Sicherheit die Brückentafel nach der üblichen Art unter Annahme einer zulässigen Biegespannung der allein wirkenden Träger von 85% der Elastizitätsgrenze berechnen.

Es ist beabsichtigt, Versuche an einer Brückentafel von größerer Spannweite durchzuführen, um die bestgeeignetste Berechnungsmethode zu finden und um die Resultate auch auf größere Spannweiten anzuwenden.

Summary

The paper reports the results of tests carried out by the S.N.C.F. (French National Railways) on a bridge deck with composite girders, the tests being continued until the deck was destroyed.

The deck tested to destruction showed, as compared with the normal deck, a reduction in the number and profile of the girders which involved a reduction of 55% in their weight, but was, nevertheless, still amply adequate. If the girder-concrete bondings and the actual conditions of the destruction are

not introduced into the calculation, it is perfectly safe to calculate the bridge deck in the usual manner by taking, for the ultimate bending stress of the girders assumed to be alone, a value corresponding to at least 85% of the elastic limit.

It is proposed to carry out tests on a bridge deck with a larger span in order to determine more precisely the most suitable method for making the calculation and to extend the results to bridge decks of very wide span.