ETUDE SUR LES PONTS-RAIL A POUTRELLES ENROBÉES

*By Yoshio Ozaka**

1. Préface

Il est d'usage de calculer les ponts-rail à poutrelles enrobées sans tenir compte de la résistance du béton d'enrobement contre le moment flèchissant; la liaison fer-béton étant réduite à leur contribution nécessaire pour assurer la répartition des charges entre les poutrelles.

Les expériences montrent pourtant que le béton d'enrobement intervient dans la résistance flèchissante et dans la raideur des tabliers, les contraintes des poutrelles et les flèches des tabliers restant très inférieures aux valeurs qui sont calculées par la méthode traditionnelle, ce qui suggère que la marge de sécurité des tabliers soit excessive.

L'auteur a vérifié les comportements réels des tabliers à poutrelles enrobées sous des surcharges répétées par le moyen d'essais statiques et dynamiques; à partir des résultats de ces essais, il propose une nouvelle méthode de calcul pour le pont-rail à poutrelles enrobées.

L'auteur exprime sa gratitude à l'Ingénieur-Docteur Y. Goto, professeur à l'Université du Tohoku, et à l'Ingénieur-Docteur M. Kōno, ancien chef du Service Central d'Etudes des Ouvrages des Chemins de fer Nationaux du Japon, pour leurs directions cordiales, et aux collaborateur, H. Tanaka, Ingénieur de l'Institut Technique des Recherches et des Essais, Y. Takamatsu, Ingénieur du Bureau des Travaux de Construction à Gifu.

2. Caractéristiques générales des tabliers à poutrelles enrobées et problèmes soulevés dans le calcul

Le tablier à poutrelles enrobées se compose en général de poutrelles en acier en H et de béton d'enrobement. Les poutrelles sont enrobées de béton in situ après avoir été placées sur leurs appuis. Par conséquent, le béton d'enrobement n'est sollicité que par des surcharges et par des effets du retrait et du gradient de température, tandis que les poutrelles sont sollicitées en outre par les poids morts des poutrelles et du béton.

Pour tenir compte de la résistance du béton d'enrobement dans le calcul des tabliers, il faut présupposer les quatre conditions essentielles suivantes :

(a) non-fragilité du béton d'enrobement
(b) résistance suffisante des poutrelles
(c) authenticité de la liaison fer-béton
(d) résistance suffisante des armatures transversales

Pour la condition de non-fragilité du béton d'enrobement, les armatures sont disposées dans le béton d'enrobement comme dans le béton armé ordinaire.

Pour la condition de la résistance des poutrelles, il suffit de maintenir les contraintes des poutrelles inférieures à la résistance de fatigue de l'acier.

Or, les contraintes des poutrelles varient selon l'importance de la contribution du béton aux comportements mécaniques du tablier. La contribution du béton d'enrobement à la résistance du tablier dépend de la liaison fer-béton; les conditions de non-fragilité du béton et de sollicitation inférieure à celle correspondante à la résistance de fatigue de l'acier des poutrelles et des armatures étant respectées.

3. Essais des Tabliers à poutrelles enrobées

3.1 Programme des Essais

Pour que l'on puisse tenir compte dans le calcul de la contribution du béton d'enrobement à la résistance flèchissante des tabliers, il faut vérifier les quatre conditions énoncées dans la section précédente. Dans ce but, des essais statiques et dynamiques ont été réalisés sur deux tabliers à poutrelles enrobées; on a mesuré de maniere statique, entre les essais dynamiques, les déformations unitaires dans les semelles inférieures des poutrelles, dans la fibre supérieure du béton et dans les armatures transversales, et les flèches des tabliers (Fig. 1, Fis. 2, photo 1).

* Ingénieur Principal Division des Bétons Service Central d'Etudes des Ouvrages Chemins de fer Nationaux du Japon

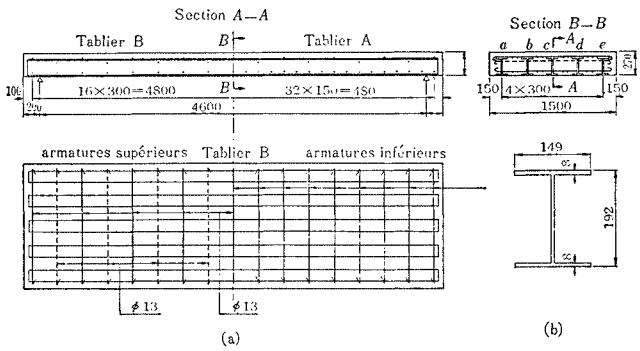


Fig. 1 Tabliers d' Essais.

Tableau 1 (a) Tabliers A

Charge	Cycles	Nombre total de cycles	No de mesure des flèche et des contraintes
0—25 t	0	0	A-1
2—25 t	100 000	100 000	A-2
〃	200 000	300 000	A-3
〃	200 000	500 000	A-4
〃	500 000	1 000 000	A-5

(b) Tablier B

Charge	Cycles	Nombre total de cycles	No de mesure des flèche et des contraintes
0—15 t	0	0	B-1
2—15 t	100 000	100 000	B-2
〃	200 000	300 000	B-3
〃	200 000	500 000	B-4
〃	500 000	1 000 000	B-5
2—18 t	500 000	1 500 000	B-6
〃	500 000	2 000 000	B-7
〃	500 000	2 500 000	B-8
〃	500 000	3 000 000	B-9
2—21 t	500 000	3 500 000	B-10
〃	500 000	4 000 000	B-11
〃	500 000	4 500 000	B-12
〃	500 000	5 000 000	B-13
0—60 t	0	5 000 000	B-14

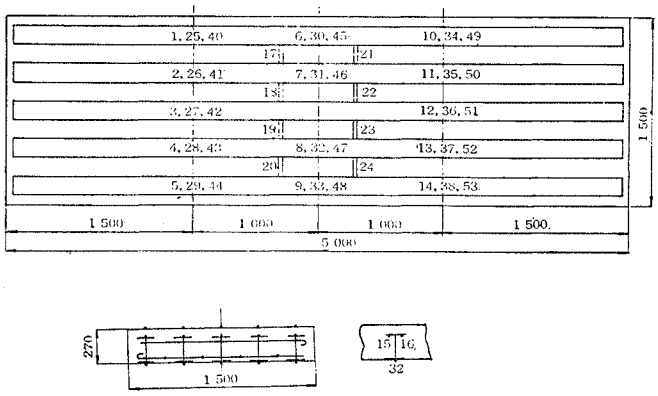


Fig. 2 Les endroits de mesures.

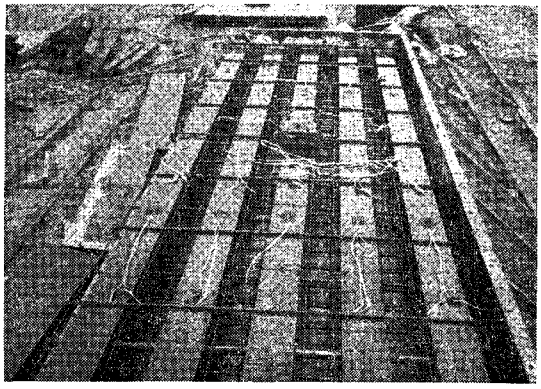


Photo 1 Disposition des poutrelles et des armatures dans le tablier des essais

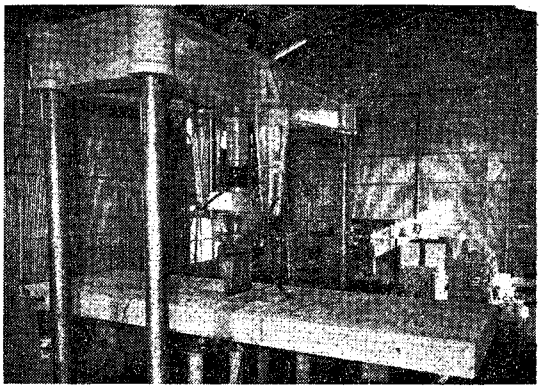


Photo 2 Tablier aux Essais

Les flèches ont été mesurées aux endroits indiqués sur la Fig. 2. Les contraintes des poutrelles, des armatures transversales et du béton ont été mesurées aux endroits indiqués sur la Fig. 2.

En ce qui concerne le tablier A, l'âge du béton à la date où l'on a commencé les essais dynamiques était de 25 jours. La limite supérieure des charges, 25t, a été déterminée à condition que les contraintes des poutrelles soient au plus égales à la limite de fatigue de l'acier, les contraintes des poutrelles ayant été évaluées sous réserve de la contribution partielle du béton à la résistance des tabliers. Ce tablier d'essais a été détraqué par la rupture à la fatigue des poutrelles avant la fin du cycle 10^6 des surcharges.

L'âge du béton du tablier B à la date où l'on a commencé les essais dynamiques était de 90 jours. Tenant compte des résultats du tablier A, on a

commencé à partir de 15 t comme la limite supérieure des charges. Ce tablier a été chargé de maniere statique jusqu' à la rupture après le cycle 5×10^6 des charges.

Tableau 1 montrant la surcharge des essais. (Photo 2).

3.2 Caractéristiques génerales des tabliers d'essais

Les dispositions générales des tabliers d'essais sont montrées dans la Fig. 1. La différence des dispositions constructives entre le tablier A et le tablier B existe dans la disposition des armatures transversales.

Le nombre de poutrelles dans le tablier a été réduit au minimum afin d'examiner le comportement des tabliers réels. La grandeur des tabliers d'essais a été limitée par la capacité du vibrateur Rosen-Hausen 40 t/60 t.

Les surfaces inférieures des semelles inférieures des poutrelles n'ont pas été enrobées de béton pour que l'on pouisse observer la fissuration du béton au cours des essais.

La composition du béton utilisé est indiqué dans le Tableau 2.

En considérant la marge de sécurité des résultats des essais, la composition du béton a été déterminée de maniere que le dosage en ciment ne soit pas trop fort.

Les résultats des essais effectués dans le but de contrôle du béton, sont indiqués dans le Tableau 3(a). La résistance mécanique du béton d'enrobement est montrée dans le Tableau 3(b). Bien que la composition du béton de tablier B soit la même que celle du tablies A, il existe un ecart de 20

Tableau 2 Dosage du Eéton

dimension maximale des granulats		20 mm
slump		3~5 cm
gâchage		128 kg
dosage en ciment		320 kg
eau/ciment		40%
sable/aggregats		45%
sable	dosage en sables	884 kg
gravillons	dosage en gravillons	1 033 kg

Tableau 3 (a) Résistance du Béton à 28 jours. éprouvettes cylindriques de contrôle conservées à la temperature de 20°C

Poute	Compression (kg/cm²)	moyen	Traction (kg/cm²)	moyen
A	455		32.3	
	452		33.3	
	445	451	38.5	34.7
B	477		44.3	
	493		39.0	
	452	474	43.1	42.1

Tableau 3 (b) Résistance du Béton au moment des essais. éprouvettes cylindriques conservées dans les moules à la temperature atmosferique journalière

Poutre	Compression	moyen	Traction	moyen
A	430		31.1	
à l'age de	418		27.3	
25 jours	374	407	26.3	28.2
B	484		42.2	
à l'age de	531		46.0	
90 jours	507	507	46.3	44.8

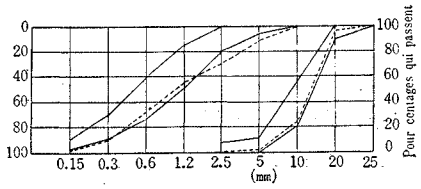


Fig. 3 Granulometrie des agrégats.

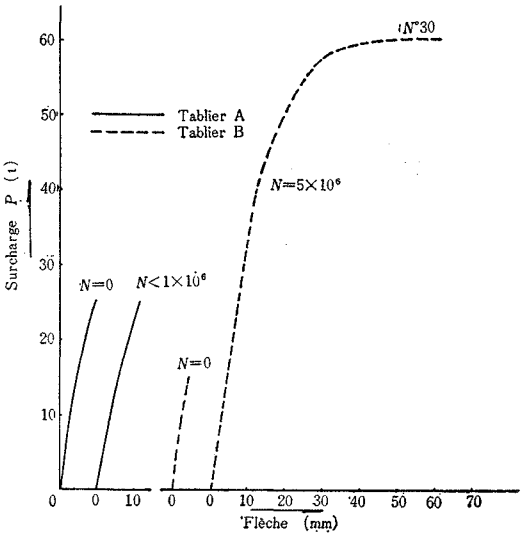
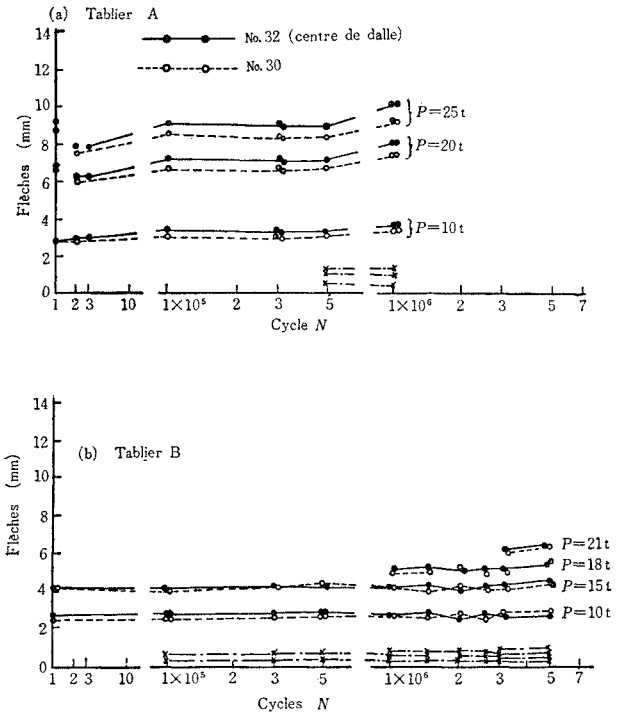


Fig. 4 Surcharge-Flèche à l'endroit N°30

Tableau 4 Résistances Mécaniques de l'acier des poutrelles

No.	Limite élastique σ_y kg/mm²	Resistance de traction σ_B kg/mm²	Allongement %
1	30.5	48.8	28.6
2	30.6	47.6	29.5
3	30.4	47.8	31.9
4	31.9	47.5	32.0
Moyen	30.8	47.8	30.5



(c) Flèches au centre de Portée de Tablier A et de Tablier B

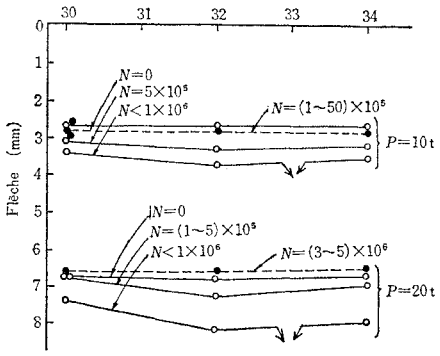


Fig. 5 Flèches des Tablier après cycle N de chargement.

pourcent dans la résistance du béton, à cause de la différence d'âge du béton au moment des essais.

Les résistances mécaniques de l'acier des poutrelles et de l'acier des armatures sont montrées respectivement dans le Tableau 4 et dans le Tableau 5. Les caracteristiques mécaniques de l'acier des poutrelles ont été vérifiées après les essais dynamiques. Les éprouvettes ont été obtenues à partir de l'une des poutrelles du tablier A.

3.3 Resultats d'Essais

Les resulats essentiels ont été reportés sur

Tableau 5 Résistances Mécanique de lácier des armatures

Résistances de traction kg/mm²	Limite élastique kg/mm²	Allongement
45.7	34.2	33

les graphiques des Fig. 4 à 13.

(1) Flèche

La figure 4 montre que, même après des surcharges répétées, la diagramme surcharge-flèche ne change pratiquement pas et le comportement de tablier rest tout à fait elastique. Le Tablier B a montré la ductilité sensible après les cycles 5×10^6 des surcharges. Le flèche de Tablier A a augmentée avant les cycles 1×10^6 des charges à cause de la rupture fatigue de l'une des poutrelles (Fig. 5(a) et (c)).

(ii) Deformations unitaires

Les deformations unitaires des fibres mesurées dans les semelles inferieures des poutrelles n'ont pas sensiblement évolué même après des charges répétées. L'évolution

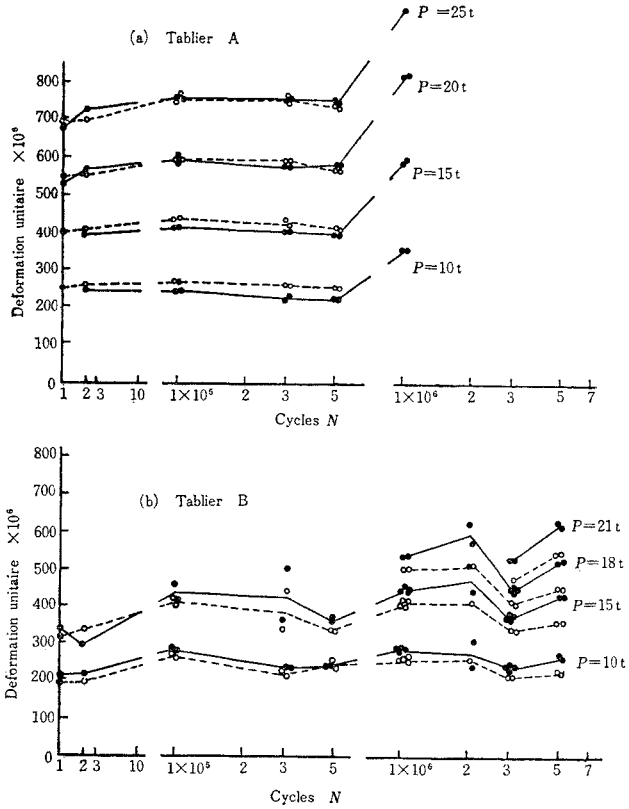


Fig. 6 Deformations unitaires de Poutrelle aprés cycles N de chargement.

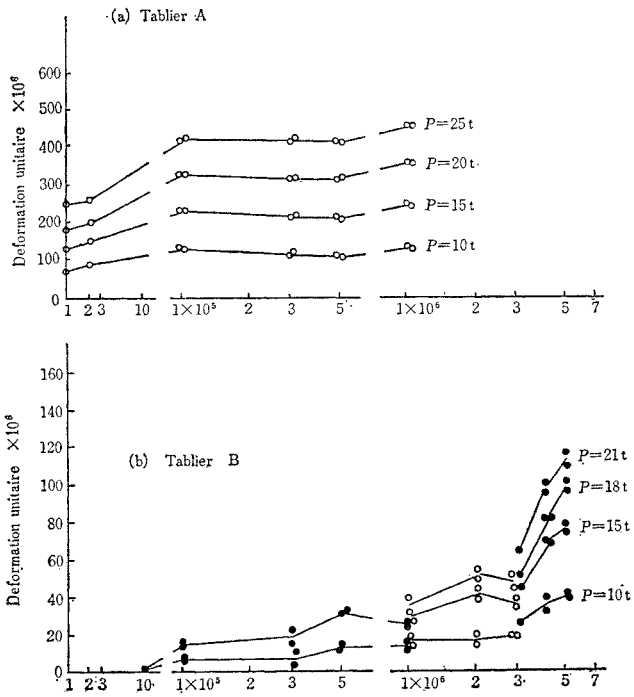


Fig. 7 Deformation unitaire des armatures transverales.

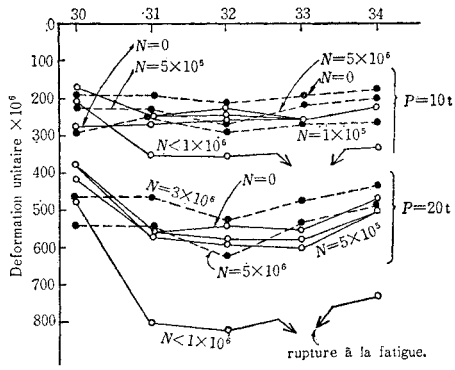


Fig. 8 Deformation unitaire au centre de portée des Tablier.

rapide des deformations unitaires du Tablier A au moment du cycle 1×10^6 a été due à la rupture à la fatigue de l'une des poutrelles (Fig. 6).

Bien que les déformations unitaires des armatures transversales du Tablier A fussent supérieures à celles du Tablier B, elles restaient suffisament inférieures à la déformation unitaire qui correspond à la traction admissible (Fig. 7).

Les déformations unitaires des fibres longitudinales du tablier étaient proportionnelles à la distance de l'axe neutre de la section, non seulement dans la phase élastique mais encore dans la phase plastique de l'acier des poutrelles (Fig. 9 et 10).

Les deformations unitaires longitudinales des semelles inferieures des poutrelles, dans la même section transversale du tablier, étaient pratiquement égales les unes aux autres : On peut donc considérer que toute la largeur du tablier a toujours été efficace à la sollicitation de la surcharge concentrée au milieu du tablier (Fig. 8).

Plus les armatures transversales sont fortement disposées, plus petite est la courbure transversale de la surface de la flèche du tablier.

L'axe neutre dans la section transversale se trouve à la position obtenue par le calcul d'après les trois conditions suivantes (Fig. 9).

(a) Les déformations unitaires des fibres longitudinales sont proporitonnelles aux distances des fibres à l'axe neutre de la section.

(b) Les modules de deformation linéaire du béton et de l'acier sont constantes.

(c) Le béton n'est pas sollicité par une traction fléchissante.

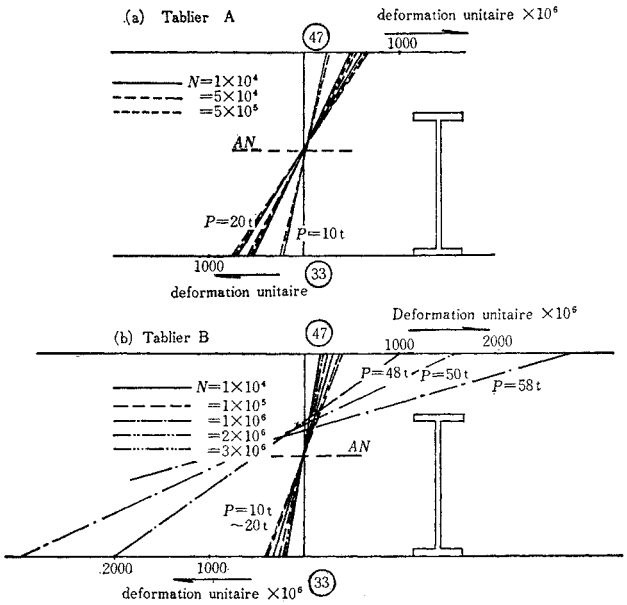


Fig. 9 Distribution de deformation unitaire dons la section au centre de portèe.

(iii) **Contraintes des Fibres**

Les contraintes unitaires longitudinales mesurées dans les semelles inférieures des poutrelles sont

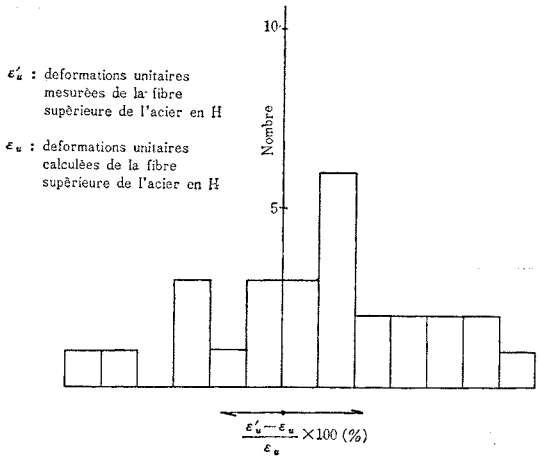


Fig. 10 Deformations unitaires d'une fibre dans la sec tionau centre de protée.

Photo 3 Les vides dans le béton au dessous des semelles supérieures

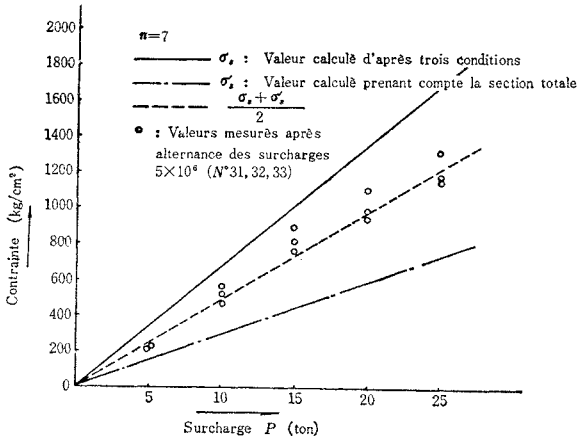


Fig. 11 Contraintes des poutrelles du à la surcharge.

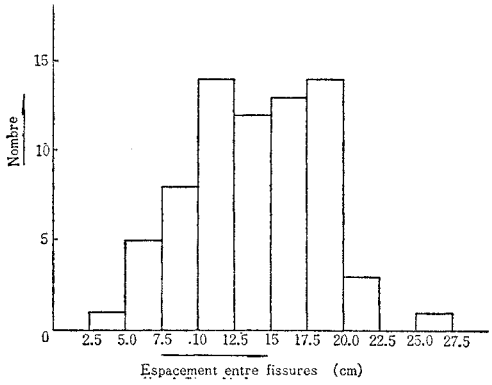


Fig. 12 Espacement des fissures transversales aprés alternance des surcharges 5×10^5 à $P=70$ t.

essenciellement inférieures aux valeurs calculées d'après les trois conditions précédentes. Ces valeurs bien tombent entre les valeurs calculées d'après les trois conditions et les valeurs calculées en supposant que toute la section soit sollicitées (Fig. 11).

Les contraintes du béton comprimé ne peutent être calculées, avec précision, à partir des valeurs des déformations unitaires mesurées, à cause de l'ignorance du module exact du béton. Mais la résistance à la compression du béton d'enrobement en dosant plus de 300 kg de ciment par m³ du béton est généralement suffisante au moment flèchissant du tablier.

(iv) Liaison fer-béton

La liaison entre les poutrelles et le béton d'enrobement n' a pas été détraquée; l'adhérence du béton aux poutrelles dans la zone tendue se ruinant, mais la liaison mécanique n'étant pas détraquee. L'adhérence du béton comprimé aux poutrelles est restée parfaite.

Les vides dans le béton au dessous des semelles supérieures ont été examinès après des essais dynamiques (photo 3). Ils étaient épars et n'etaient pas liés les uns aux autres.

Le retrait du béton d'enrobement fait faiblir l'adhérence fer-béton. Mais cet effet n'est pas pratiquement nuisible à l'action composite des poutrelles et du béton.

Les fissures se developent à la surface

inférieure du béton à l'éspacement indiqué en Fig. 12.

(v) **Comportement Général du Tablier**

Le comportement du tablier reste tout à fait elastique même après des charges répétées.

L'évolution des flèches au cours des quelques millions des surcharges en alternance est au plus égale à 20% environ. Bien que les déformations unitaires dans les semelles inférieures des poutrelles puissent evoluer faiblement au commencement des essais dynamiques et à ce moment là seulement, après elles restent pratiquement toujours constantes sous la même valeur de la charge.

En somme, encore que l'action composite fer-béton soit légèrement detraquée au commencement de la charge répétée, elle ne continue pas davantage à se ruiner.

4. Methode de Calcul proposé

4.1 Resistance à la Fatigue

Quant aux tabliers d'essais, le béton d'enrobement est sollicité non seulement de la surcharge répétée mais aussi du poid mort du tablier Les contraintes des semelles inférieures des poutrelles sont bien inférieures à les valeurs calculés selon les trois conditions ennoncées dans la section 3.3 (ii).

En ce qui concerne le pont-railactuel, la durée totale accumulée du chargement des trains pendant des dizaines années n'est que deux ou trois cents jours au maximum. Le fluage du béton provoqué des trains est donc négligeable. La courbure contrainte-deformation unitaire varie selon non seulement de la qualité du béton et aussi de la durée du chargement, comme indiqué dans la Fig. 13. Il me semble raisonable de calculer des contraintes d'après les trois conditons précédentes. On aura donc des formules suivantes, pour des contraintes des semelles des poutrelles dû à la surcharge d'exploitation.

$$\left.\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{nM}{I_1}(h-x) \\ x &= \frac{nF_e}{b}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2bd_e}{nF_e}}\right) \end{aligned}\right\}$$

F_e : Aire de la section droite totale de poutrelle et des armatures longitudinales pour largeur b.

d_e : Distance de surface du béton comprimé au centre de la section F_e

h : Hauteur total du tablier

b : Distance entre des poutrelles

I_1 : Moment d'inertie de la section du tablier pour largeur b obetnu ne prenant compte que le béton dans la zone de raccourcissement et la poutrelle

n : Coefficient d'équivalence en calcul, $n=7$

La resistance à la fatigue des matériaux depend de la limite supérieure et de la limite inférieure des contraintes alternées et du nombre de l'alternance de la surcharge. II est donc raisonable que la contrainte totale accumulée de celle dûe à la charge permanente de la e la valeur calculée d'après cette formule doit être toujours inférieure à la resistance à la fatigue dont la limite inférieure de la contrainte répétée soit égale à la contrainte dû à la charge permanente.

Le tablier calculé d'après cette methode aura la marge

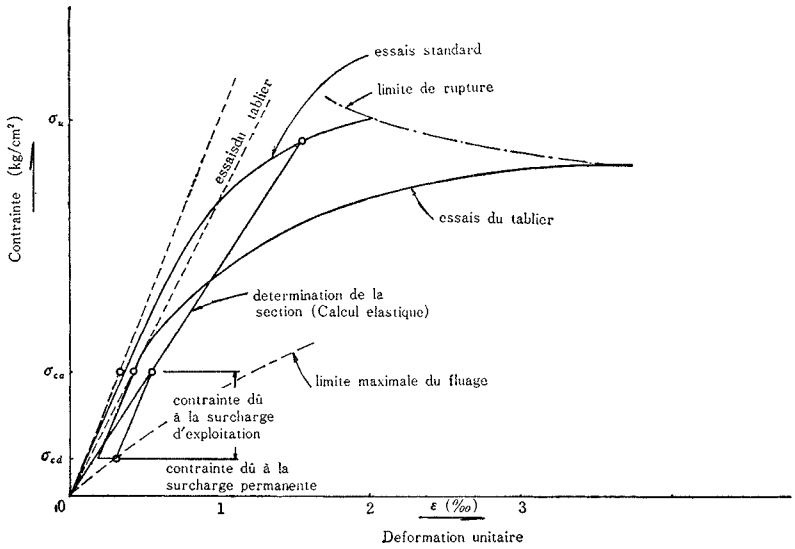


Fig. 13 Concept de contrainte-deformation unitaire du béton.

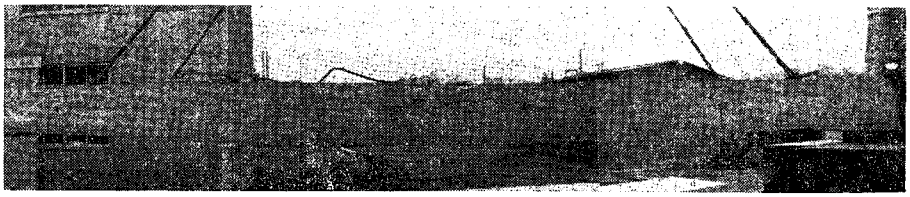


Photo 4

de securité suffisante à la rupture à la fatigue.

4.2 Etat-limite ultime

Au état-limite ultime du tablier d'essais après l'alternance de surcharge, les semelles inférieures des poutrelles s'écoule et le béton soumise à un raccourcissement auquel le béton s'écrase.

D'après des résultats des essais, bien que l'hauteur de la zone de béton soumise à un raccourcissement soit pratiquement égal au valeur obtenu d'après la formule précédente ça diminue au état-limite ultime. Dans le cas où l'hauteur de la zone comprimée soit inférieure à 0, 6 h, les semelles inférieures des poutrelles toujours s'ecoule au état ultime flechissant. On aura donc;

$$M_u=\sigma_s' A_f H+\sigma_0' \alpha \cdot x_0 b\left(h-\frac{\alpha}{2}x_0\right)$$

$$\frac{\sigma_0' \varepsilon_{sy} b d_c}{\sigma_{sy} A_f}\alpha\times\left(\frac{x_0}{d_c}\right)^2+\left\{\varepsilon_0'-\varepsilon_{sy}\left(1+\frac{\sigma_0'}{\sigma_{sy}}\right)\right\}$$

$$\frac{x_0}{d_c}-\varepsilon_0'=0$$

$$x_0=\frac{\varepsilon_0'}{\varepsilon_0'-\varepsilon_s'}d_c$$

$$\sigma_s'=\left(1-\frac{A_c}{A_f}\frac{\sigma_0'}{\sigma_{sy}}\right)\sigma_{sy},\quad A_c=\alpha b x_0-A_f$$

ε_0' : deformation unitaire ultime du béton

σ_0' : resistance de compression du béton au état ultime

σ_{sy} : contrainte d'ecoulement d'acier de poutrelle

x_0 : distance entre l'axe neutre et le parement supérieur

H : hauteur de poutrelle

d_c : épaisseur du béton au dessus de poutrelle

A_f : aire de section de semelle supérieur

α : coefficient. 0.75 pour stress-block rectangulaire

4.3 Fléche

La flèche du tablier due à la surcharge d'exploitation peut être calculée d'après les trois conditions enoncées dans la section 3.3 (ii) avec le coefficient d'equivalence $n=7$. Mais, on peut pratiquement l'obetnir à partir du calcul en prenant compte de la section de matériau fictive dont le modul de deformation linéair soit égal quatre-vingt pour cent de celui elastique du béton, comme indiqué dans le tableau 6.

Tableau-6 Modul de deformation linéair de calcul E_c

σ_{ck}(kg/cm²)	240	300	400
E_c(kg/cm²)	2.2×10^5	2.4×10^5	2.7×10^5

5. Dispositions pour la construction et l'execution

5.1 Poutrelle

Les poutrelles normalement utilisées sont du type H en acier SS 41. Le nombre des poutrelles est au moins égal à 7. Il faut ménager au minimum 15 cm entre les semalles. Leur espacement doit être au plus égal 3/2 de leur hauter.

5.2 Armatures

Les armatures transversales inférieures ont un diamêtre au moins égale à 16 mm et les armatures transversales supérieures, au moins égal à 13 mm. Leur espacement ne doit pas dépasser 1/2 de la hauteur des poutrelles.

5.3 Béton

La dimension maximale des agrègats sera de 40 mm à 30 mm. Dans le cas où les surfaces inférieures des semelles inférieures seront enrobées de béton, elle sera choisie plus petite pour le béton d'enrobement.

Le dosage en ciment sera plus grand que 300 kg/m³. Le slump sera de 4 à 7 cm. Il faut bétonner avec un vibrateur.

6. Conclusion

L'auteur a examiné les comportements des tabliers à poutrelles enrobées, d'aprés des essais statiques et dynamiques, et a proposé la méthode de calcul.

Cette méthode de calcul proposée dans le paragraphe 4 présuppose des conditions pour la construction et l'exécution; ces conditions qui ont été discutées dans le paragraphe 5.

Le tablier à poutrelles enrobées aini construit, étant plus économique que le tablier traditionnel, assure une securité suffisante par rapport à la rupt ure à la fatigue et à l'état-limite ultime.

Références :

1) "The properties of composite beams consisting of steel joints encased in concrete, under direct and sustained loading" Journel of the Institution of Civil Engineers, Vol. 11, 1938-1939.
2) "Versuche an einer Eisenbahnbrucke aus einbetonierten Trägern vom 9.0 m Stutyweite" UIC 1962-08 p. 1-7
3) L. Carpentier "Les possibilités des ponts à poutrelles enrobées. Essais du Pont de Thoiras" Travaux 1963-6
4) Notice Technique de la SNCF "Poutrelles enrobées" 1963-9
5) Edgar V. Rennen Kampff "Weiterentwicklung der Brücken aux Stahlträgern in Beton zu Verbundträgerbrücken. An ausgebührten Brücken dargestellt "Der Bauingénieur (39) 1964
6) Y. Ozaka, H. Tanaka, H. Okada "Essais dynamiques de poutrelles enrobées" Sym of Jan Society of Civil Engineers 1966 (en Japonais)

(Received Aug. 7, 1967)