

Zeitschrift: IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte
Band: 24 (1976)

Artikel: Principes d'établissement de tables de solutions optimisées de ponts en poutres métallique préfléchies
Autor: Winand, A.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-20343>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 15.03.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Principes d'établissement de tables de solutions optimales
de ponts en poutres métalliques préfléchies

Grundsätze für die Aufstellung der Tabellen der optimalen Lösungen
für Brücken mit vorgebogenen Stahlträgern

Principles for establishing Tables of optimum Solutions
for Bridges with Preflexed Steel Beams

A. WINAND

Ingénieur Principal Adjoint à la S.N.C.B.
Professeur à l'Université de Bruxelles
(Belgique)

AVANT-PROPOS

Dans une précédente étude (✕) nous nous étions attachés à l'établissement de tables de solutions économiquement optimales pour les ponts en béton précontraint à poutres préfabriquées. Nous avons vu quel en était le champ d'application déjà très étendu.

Néanmoins, sur le terrain encore plus vaste des nécessités de la pratique, il arrive souvent que la hauteur d'encombrement admissible pour le tablier soit plus petite que celle réalisable en poutres préfabriquées en béton précontraint, ou encore, que la portée exigée soit trop grande pour permettre une solution rentable en poutres préfabriquées en béton précontraint (✕✕).

On peut alors rechercher des solutions en poutres métalliques préfléchies et enrobées de béton, lesquelles répondent économiquement aux conditions de contraintes et de flèches maxima admissibles grâce à leur grande raideur en regard des superstructures métalliques nues. D'autre part, l'enrobage par le béton permet d'éviter les fréquents et coûteux travaux d'entretien des surfaces métalliques en contact avec l'atmosphère.

En conséquence, la présente étude constitue la prolongation logique du travail relatif aux ponts isostatiques en béton précontraint à poutres préfabriquées.

(✕) A. WINAND et A. SOETE : "La Recherche de l'économie dans la conception, le calcul et l'exécution des tabliers de ponts isostatiques en béton précontraint.-Etablissement de Tables de Solutions optimales au moyen d'un ordinateur".Revue C - n° 2 et 3 de 1966 (Université de Gand - Belgique).

(✕✕) Les fig. 6 et 7 renseignent les domaines d'application des deux systèmes de construction.

Tout comme précédemment, il poursuit essentiellement les buts pratiques suivants :

- 1° Eliminer pour l'auteur de projet les longs et fastidieux calculs qui résultent des inévitables approximations successives dans la recherche d'une solution acceptable des points de vue des contraintes et flèches admissibles.
- 2° Rechercher pour chaque cas (portée, hauteur de construction, etc...) la solution donnant l'économie optimum (nombre minimum de poutres, profil le mieux adapté de celles-ci, etc...).

De plus, on sait qu'il est souvent demandé de fournir des renseignements d'avant-projet, lesquels ont notamment leur incidence sur le profil en long d'une ligne de chemin de fer ou d'une route enjambant les voies ferrées. Faute de pouvoir effectuer les calculs complets, les données émises sont sujettes à modifications ultérieures, et partant, sont susceptibles d'entraîner de fâcheuses perturbations lors de la rédaction du projet définitif. Ces inconvénients ne subsisteront plus pour tous les cas qui relèvent de la présente étude sur les ponts en poutres préfléchies, ainsi que de la précédente sur les ponts en béton précontraint à poutres préfabriquées, ces deux études comportant en fait la majorité des cas de la pratique, les ponts à travées égales dont la continuité est réalisée pour les surcharges par la dalle de tablier pouvant également être traités par les tables qui résultent des deux études présentes.

Enfin, nous attirons l'attention sur le grand avantage pratique que présente un catalogue donnant les caractéristiques statiques de poutres métalliques laminées et renforcées par des plats. Ce catalogue dressé dans le cadre du présent travail sur les ponts en poutres préfléchies est d'un grand intérêt pour tous ceux qui font de la construction métallique en général, c'est-à-dire aussi bien des bâtiments (industriels ou non) à ossature métallique que des ponts à superstructure entièrement métallique.

RAPPEL DES PRINCIPES ET AVANTAGES PRINCIPAUX DE LA PREFLEXION DES POUTRES METALLIQUES A ENROBER DE BETON (13).

Depuis de nombreuses années déjà, l'industrie sidérurgique produit des aciers laminés de qualités supérieures à celle de l'acier doux ordinaire.

C'est notamment le cas de l'acier désigné AE 36 dont la limite d'élasticité et la tension de rupture par traction sont 1,5 fois plus grandes que celles de l'acier AE 24.

Toutefois, l'usage des aciers de cette qualité, ou similaire, ne s'était guère répandu, notamment parce que, dans la plupart des cas de pratique, il n'était guère possible de tirer profit de ces aciers c'est-à-dire de les faire travailler à des contraintes en rapport avec leur haute limite élastique et leur haute résistance à la rupture, soit par la limitation en raideur des ouvrages métalliques nus, soit par la fissuration du béton dans les poutres métalliques enrobés.

La poutre métallique préfléchie et enrobée de béton (système "PREFLEX")

élimine ces inconvénients grâce à la "préflexion" c'est-à-dire une flexion artificielle très intense de la poutre métallique nue, dans le même sens que la flexion prévue en service et précédant l'enrobage par du béton de la seule partie tendue de la poutre (béton de première phase).

L'état de préflexion n'est relâché que lorsque ce béton a durci et adhère à l'acier. Ce relâchement ou "déblocage" provoque alors une forte précompression de ce béton et une flèche "de retour" due au déblocage, sensiblement plus petite en valeur absolue que la flèche de préflexion.

On comprend qu'une nouvelle mise en charge de la poutre (par ex. en service),

- 1° décomprime ce béton et ne le soumet donc pas ou très peu à traction : donc pas de fissures;
- 2° provoque une nouvelle flèche de l'ordre de celle de déblocage et non de celle de préflexion, d'où raidissement de la poutre.

Ce raidissement est encore fortement accentué par l'enrobage complémentaire des parties de la poutre métallique non enrobées dans l'intervalle compris entre la préflexion et le déblocage. Cet enrobage complémentaire (béton de deuxième phase) comprend en ordre principal, la dalle de tablier.

Les principaux avantages du procédé peuvent alors se résumer comme suit :

- a) Economie de matière grâce au fait que la tension de sécurité de l'AE 36 peut raisonnablement être portée à 0,8 de la limite élastique, soit environ 28,8 kg/mm² (et non 0,6 de cette limite, soit 21 kg/mm²) pour deux raisons :
 - par le processus même de fabrication, chaque poutre métallique est, à l'état nu, essayée à une charge maximum de service prévue, c'est-à-dire à une charge produisant à la fibre la plus tendue une tension égale à la tension de sécurité admise;
 - la marge de fluctuation des tensions de l'acier, sous l'effet des charges mobiles, est considérablement réduite d'où sécurité accrue quant à la rupture par fatigue.
 Il est à noter aussi que le béton de la semelle précomprimée est soumis à un essai identique lors de l'opération de déblocage.
- b) Sécurité remarquable : en effet, quand on charge une telle poutre à outrance, on arrive en général à une charge ultime au-delà de laquelle des suppléments très faibles produisent de très fortes augmentations de flèche. On arrive ainsi à des flèches exagérées avec comme seul élément rompu le béton mais la poutre métallique reste toujours présente et elle est apte à elle seule à porter toute la charge prévue (elle travaillerait alors en général à une tension de l'ordre de 10% supérieure à la tension admise) mais avec des flèches techniquement inadmissibles.
- c) Possibilités constructives nouvelles et importantes : la poutre Preflex peut franchir des portées imposées, avec des surcharges utiles et des conditions de flèche imposées, avec des hauteurs d'encombrement minima, irréalisables par d'autres modes de construction. La réduction du poids ou de la hauteur d'encombrement d'un pont se répercute souvent par des économies et améliorations complémentaires telles que :

- Réduction de la longueur et des déclivités des voies d'accès des ouvrages;
- Réduction des charges totales sur les piles et fondations.

d) Préfabrication en série :

Ce problème a été résolu d'une manière satisfaisante grâce, notamment, au procédé de poutres accouplées, préfléchies simultanément, chacune des poutres formant bâti pour l'autre.

NOTATIONS ET DEFINITIONS GENERALES.

Nous conviendrons d'appeler :

- Poutre primaire : la poutre en acier nue.
- Poutre secondaire : la poutre en acier + le béton de préflexion (semelle inférieure).
- Poutre tertiaire : la poutre en acier + la table supérieure en béton.
- Poutre quaternaire : la poutre en acier + le béton de préflexion + la table supérieure en béton + béton d'enrobage de l'âme.

Toutes les grandeurs relatives à ces poutres seront respectivement affectées des indices I, II, III et IV.

Nous désignerons par :

- L = longueur totale d'une poutre, mesurée dans son axe
- l = portée
- H = hauteur totale résistante du tablier (correspond à la hauteur de la poutre quaternaire)
- P = le profilé laminé de base
- A, B, C, D, E, F = les plats de renfort suivant l'ordre de leur présentation (cf. fig 1)
- h_p = hauteur du profilé laminé de base
- h_I = hauteur de la poutre primaire
- v (v') = distance entre la fibre la plus tendue (comprimée) à la fibre moyenne
- e_A, e_B, \dots, e_F = épaisseur du plat A, B, F
- b_A, b_B, \dots, b_F = largeur du plat A, B, F
- b_j (b_S) = la plus grande largeur de la semelle inférieure (supérieure) de la poutre primaire
- I = moment d'inertie
- S = surface d'une section transversale de poutre
- e_{II} = épaisseur de la semelle de béton de préflexion
- b_{II} = largeur de la semelle de béton de préflexion
- n = nombre de poutres
- e_{III} = l'épaisseur de la table supérieure de béton

- b_{III} = largeur standard de la table supérieure de béton des poutres
- p = charges de première phase (en kg par cm de poutre)
- q = charges de seconde phase (en kg par cm de poutre)
(q_1 = surcharges fixes; q_2 = surcharges mobiles)
- ρ = facteur de répartition transversale
- φ = coefficient de majoration dynamique
- L_c = largeur de la chaussée d'un pont-route
- L_t = largeur totale d'un pont-route
- N = nombre de bandes de circulation sur un tablier
- b = largeur d'une bande de circulation
- $f_{max.}$ = flèche instantanée maximum de flexion
- σ = contrainte normale
- τ = contrainte tangentielle
- B_s = nombre de butées du type courant (2,1 t) pour la reprise de l'effort rasant à la semelle supérieure (par m. courant de poutre)
- B_i = nombre de butées (2,1 t) à la semelle inférieure (par m)
- R_l = réaction d'appui due aux charges agissant lentement
- R_i = réaction d'appui due aux charges instantanées

1. Principes d'établissement d'un catalogue donnant les caractéristiques statiques de poutres métalliques laminées et renforcées par des plats soudés en vue du calcul par ordinateur des ponts en poutres préfléchies.

1.1 Standardisation et désignation des poutres laminées avec plat de renfort.

Soit une poutre métallique laminée P. A celle-ci, nous considérons que nous pouvons associer par soudure de 1 à 6 plats de renfort. Nous appelons la combinaison ainsi obtenue Poutre Primaire.

Les poutres P envisagées sont celles désignées conformément aux récentes Euronormes.

Quant aux plats de renfort, nous n'avons retenu que deux épaisseurs : 15 et 25 mm. Il est toujours loisible à l'utilisateur, en cas de nécessité, de remplacer un plat d'une épaisseur déterminée par un plat ayant une autre épaisseur mais de même section, la modification qui en résulte sur le plan des moments d'inertie et modules de flexion étant en effet négligeable.

Conférant à chaque poutrelle et à chaque plat un numéro de code, une poutre quelconque avec ses plats de renfort peut être représentée par un nombre qui la définira entièrement.

1.2 Critères d'élimination et critères de choix.

Si nous nous abstenions de tout critère d'élimination ou de choix, nous serions en présence de plusieurs millions de combinaisons théoriquement possibles. Nous avons dès lors décidé d'appliquer ici les critères qui devront de toute manière être appliqués pour les poutres préfléchies mais en retenant néanmoins tous les profils symétriques compatibles avec la pratique.

a) Critères d'élimination.

Eu égard à la destination de ce catalogue, les combinaisons suivantes ont été éliminées :

- celles qui ne se prêtent pas au soudage;
- celles qui correspondent à des dispositions irréalisables ou peu pratiques;
- toutes les combinaisons pour lesquelles $v'/v > 1,10$
- toutes les combinaisons pour lesquelles $v'/v < 1,00$ ce qui serait défavorable au point de vue économique;
- les combinaisons où les épaisseurs des plats ne seraient pas décroissantes vers l'extérieur de la poutre.

b) Critères de choix.

Dans les combinaisons restantes, on procède à un choix répondant aux deux critères suivants :

- 1°) En partant du même profilé P, on choisit celles où, à sections égales à 2 % près, la différence entre les largeurs des plats consécutifs est minimum, c'est-à-dire donnant le I/v le plus grand. En effet, ceci permet d'avoir les poutres les plus économiques.
- 2°) En partant toujours du même profilé laminé P, à I/v égaux à 2 % près, on choisit la combinaison présentant le nombre de plats minimum.
On comprendra aisément qu'elle correspond au nombre minimum de soudures à réaliser.
- 3°) Les conditions ci-dessus étant satisfaites, on ne retient que les profils qui, à hauteurs égales et à I/v égaux à 1 % près (en classes de 1 % de

$(I/v)_{\max}$ à $(I/v)_{\min}$ donnent le poids d'acier p minimum (ou la section S minimum) le premier I/v examiné étant le maximum.

1.3 Présentation du Catalogue.

Pour la facilité de l'utilisateur, nous avons présenté les données suivant les quatre classifications suivantes répondant chacune à une préoccupation distincte.

Présentation par modules de flexion I/v croissants.

"Connaissant le module de flexion nécessaire, on cherche le profil le plus économique pouvant s'inscrire dans le gabarit imposé ou choisi".

Présentation par moments d'inertie I croissants.

"Connaissant les caractéristiques d'une combinaison donnant satisfaction au point de vue de la résistance mais non au point de vue de la flèche, on cherche la combinaison de remplacement la plus économique, satisfaisant tous les critères du projet".

Présentation par hauteurs H croissantes.

"Etant donné la hauteur retenue pour un tablier ou un hourdis, on cherche les caractéristiques du profil le plus avantageux qui pourrait être inscrit dans ce gabarit".

Présentation par ordre séquentiel de disposition des plats.

"Etant donné la composition d'un profil, on cherche les caractéristiques de la section".

x

x x

2. Analyse du calcul des Ponts en poutres préfléchies en vue de la constitution par ordinateur de tables de solutions optimales.

2.1 Dimensionnement des semelles de béton précomprimé.

Les dimensions de la semelle de béton précomprimé est évidemment fonction du coefficient d'équivalence acier-béton $m = E_a/E_b$ et partant, de la section de la membrure inférieure de la poutre en acier de départ. Il semblerait donc à première vue que le problème soit simple à résoudre. Toutefois, diverses implications technologiques telles que par exemple la présence d'armatures plus ou moins importantes dans cette semelle, la proximité éventuelle des poutres, la nécessité d'un moment d'inertie suffisant au point de vue de la raideur, font que nous avons décidé d'opérer un relevé statistique des dimensions de ces semelles pour les ponts-route d'une part et les ponts-rails d'autre part. Nous disposons d'une population confortable de 154 ponts-route (aujourd'hui largement dépassée), moins importante toutefois pour les ponts-rails où nous ne disposons que de 15 ouvrages (X). Nous avons ainsi dressé un tableau des variables principales : rapport section de béton de préflexion S_b sur la section d'acier S_a de la semelle inférieure de la poutre en acier de base, cette section S_a seule, la portée de l'ouvrage l , la hau-

(X) A l'heure où nous écrivons ces lignes, la S.N.C.B. a construit quelque 40 ponts-rails en poutres métalliques préfléchies.

teur résistante du tablier H , l'élanement l/H .

Nous avons alors recherché les lois de corrélation statistique qui pouvaient exister entre ces éléments.

Nous avons ainsi trouvé :

- pour les ponts-rails : une corrélation "très significative" (coefficient 0,89) du rapport S_b/S_a en fonction de S_a et une corrélation "significative" (coefficient 0,72) entre le rapport S_b/S_a et l'élanement l/H (cf fig 1).
- pour les ponts-route : une corrélation "significative" (coefficient 0,67) entre le rapport S_b/S_a et la valeur de S_a , (cf fig 2) cependant que la corrélation n'était que "faible" (coefficient 0,43) entre S_b/S_a et l'élanement l/H , ce qui se comprend car, les surcharges étant moins importantes qu'en ponts-rails, la raideur ne pose pratiquement pas de problème en ponts-route.

Ayant ainsi établi les expressions mathématiques des droites de régression correspondante, nous avons arrêté le processus logique suivant :

PROCESSUS LOGIQUE.

En ponts-rails

- On calcule les valeurs de S_b qui répondent à chacune des deux relations suivantes :

$$\left(\frac{S_b}{S_a}\right) = 13,737 - (0,0199 \times S_a)$$

$$\left(\frac{S_b}{S_a}\right) = 17,897 - \left(0,419 \times \frac{l}{H}\right)$$

- On retient la valeur calculée ainsi pour S_b qui est la plus grande.
On a ainsi : $e_{II} \times b_{II} = S_b$
- On commence par imposer à e_{II} la valeur la plus petite qui répond aux deux conditions suivantes :

$$1) e_{II} \geq 10 + (e_P + e_A + e_C + e_E) ; \quad 2) 20 \leq e_{II} \leq 35$$

La plus petite valeur de e_{II} obtenue ainsi, est arrondie au multiple de 5 cm supérieur (pour des raisons de standardisation de coffrage).

On a ainsi le $(e_{II})_{\text{min.pratique}}$.

- On calcule alors $b_{II} = \frac{S_b}{(e_{II})_{\text{min.}}}$ et on arrondit au multiple de 5 cm supérieur.

Il faut alors distinguer les cas suivants :

$$1^\circ) \quad b_{II} \geq (b_{II})_{\text{min.}} = b_j + 15 \text{ cm}$$

où b_j est la largeur la plus grande de la semelle inférieure de la poutre primaire

et $b_{II} \leq (b_{II})_{\text{max.}} = t - 5 \text{ cm}$, avec en plus $(b_{II})_{\text{max.max}} = 100 \text{ cm}$

où t est l'entre-axes des poutres, exprimé en cm.

FIGURE 1

PONTS-RAILS EN POUTRES PREFLECHIES

Dimensionnement de la semelle de béton précomprimé

Relevés statistiques pour 15 ouvrages

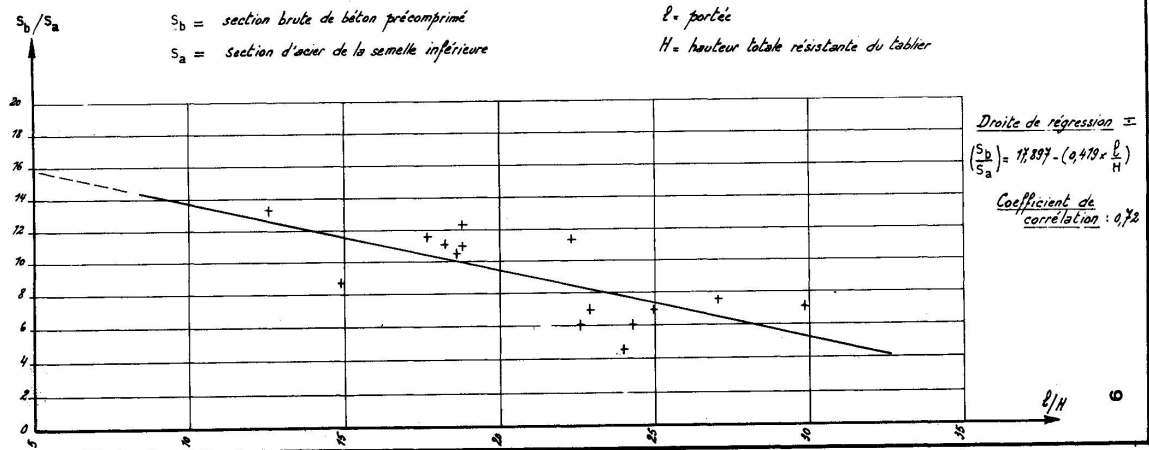
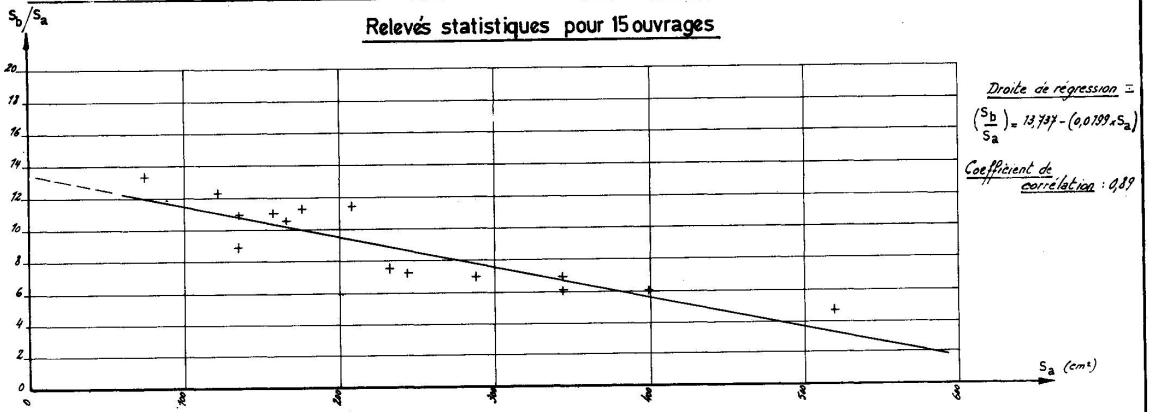
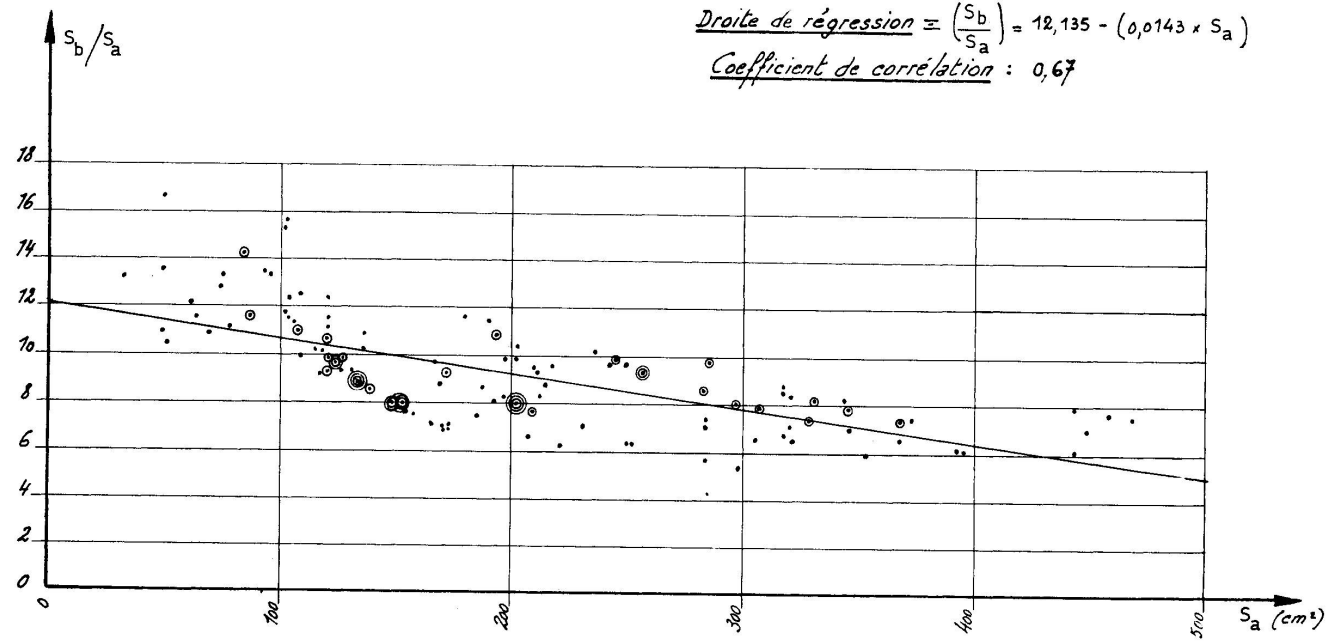


FIGURE 2
PONTS-ROUTE EN POUTRES PREFLECHIES

Dimensionnement de la semelle en
béton précomprimé.

Relevés statistiques pour 154 ouvrages

Droite de régression $\equiv \left(\frac{S_b}{S_a}\right) = 12,135 - (0,0143 \times S_a)$
Coefficient de corrélation : 0,67



Dans ces conditions, les valeurs obtenues (et arrondies au multiple de 5 cm supérieur) constituent les dimensions du béton de préflexion.

$$2^{\circ}) b_{II} \geq (b_{II})_{\min.} \quad \text{mais } b_{II} > (b_{II})_{\max.} \begin{cases} \text{soit } t - 5 \text{ cm} \\ \text{soit } 100 \text{ cm} \end{cases}$$

Alors, il faut prendre :

- Si $t - 5 \leq 100 \text{ cm}$: $b_{II} = (t - 5) \text{ cm}$
(arrondi au multiple de 5 cm supérieur)
- Si $t - 5 > 100 \text{ cm}$: $b_{II} = 100 \text{ cm}$

Avec cette valeur de b_{II} , on recalcule un nouveau e_{II} par : $e_{II} = \frac{S_b}{b_{II}}$
et on arrondit au multiple de 5 cm supérieur.

Si e_{II} ainsi obtenu est supérieur à 35 cm, on prendra : $e_{II} = 35 \text{ cm}$

$$3^{\circ}) b_{II} < (b_{II})_{\min.} = b_j + 15 \text{ cm}$$

On prend $b_{II} = (b_{II})_{\min.}$ que l'on arrondit au multiple de 5 cm supérieur.

En ponts-route.

On calcule S_b par une seule relation :

$$\frac{S_b}{S_a} = 12,135 - (0,0143 \times S_a)$$

A partir de la valeur de S_b ainsi calculée, toute la suite du calcul de e_{II} et b_{II} est identique au cas des ponts-rails.

2.2 Valeurs standardisées de l'épaisseur e_{III} de la dalle de tablier.

2.2.1 Ponts-rails.

Si n est le nombre de poutres par tablier de 4,50 m de largeur et b_{III} l'entre-axe de ces poutres, on a adopté le tableau 1 suivant qui résulte des calculs de nombreux cas et donc de l'expérience acquise.

n	b_{III} (en cm)	e_{III} (en cm)	
		pour voie ballastée	pour voie à pose directe
2	225	22	24
3	150	20	22
4	112,5	18	20
5	90	16	18
6 ^(X)	75	14	16

Tableau 1 : Dimensions standardisées de la dalle du tablier des ponts-rails.

(X) Le cas $n = 6$ n'est possible que si la largeur b_{II} de la semelle de préflexion ne dépasse pas 75 cm; il faut donc dans ce cas : $b_{II} \leq 75 \text{ cm}$

2.2.2 Ponts-route.

Si n_{10} est le nombre de poutres par tablier de 10 m de largeur (cf. l'analogie avec notre étude sur les ponts isostatiques en béton précontraint), on aura le tableau 2 suivant :

n_{10}	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12 ^(*)
b_{III} (cm)	333	250	200	166,6	142,8	125	111	100	90,8	83,3
e_{III} (cm)	19	16	15	14	13	12	12	12	12	12

Tableau 2 : Dimensions standardisées de la dalle de tablier des ponts-route.

(*) Le cas $n=12$ n'est possible que si $b_{II} \leq 83,3$ cm.

2.3 Définitions des poutres secondaires, tertiaires et quaternaires.

La figure 3 montre clairement ce que nous entendons par ces définitions.

2.4 Charges considérées.

Il y aura lieu de faire une distinction entre :

- les charges de première phase qui, du point de vue des contraintes dans l'acier, peuvent être considérées comme agissant sur la poutre primaire; il s'agira, en première approximation, du poids mort du tablier plus le poids des coffrages;
- les charges de seconde phase constituées des surcharges fixes et mobiles, qui devront être considérées comme agissant sur la poutre tertiaire pour le calcul des contraintes de traction dans l'acier.

2.4.1 Ponts-rails.

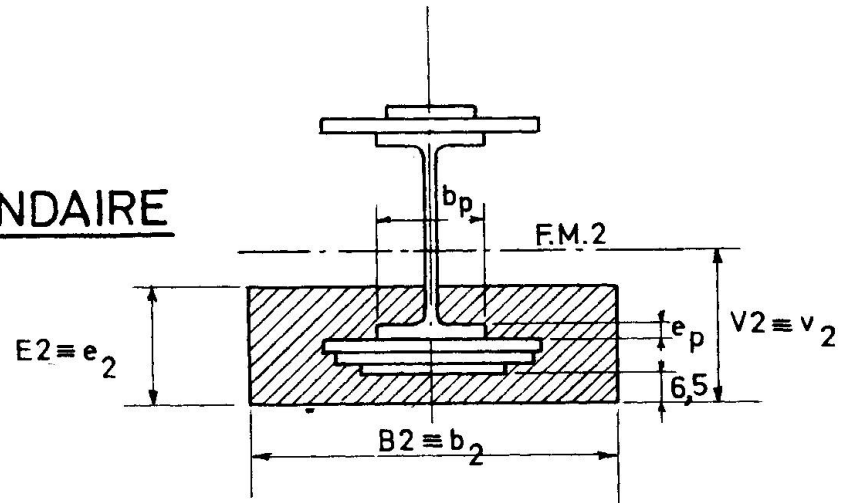
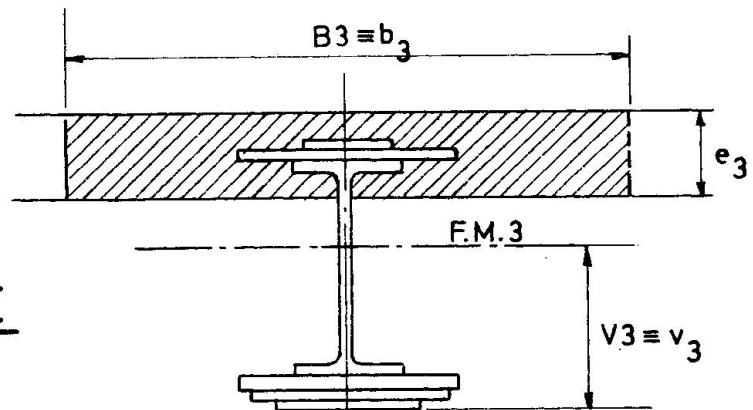
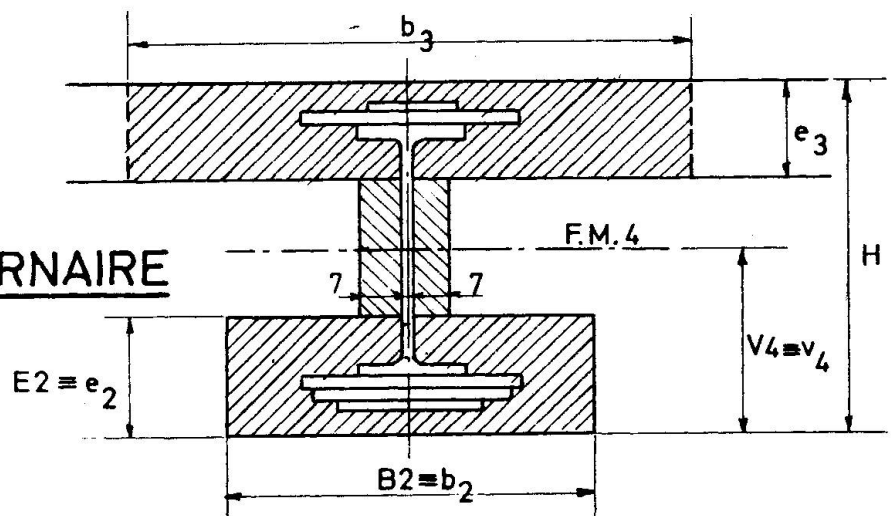
a) Ponts-rails à voie ballastée.

Charges de première phase (en kg par cm de poutre)

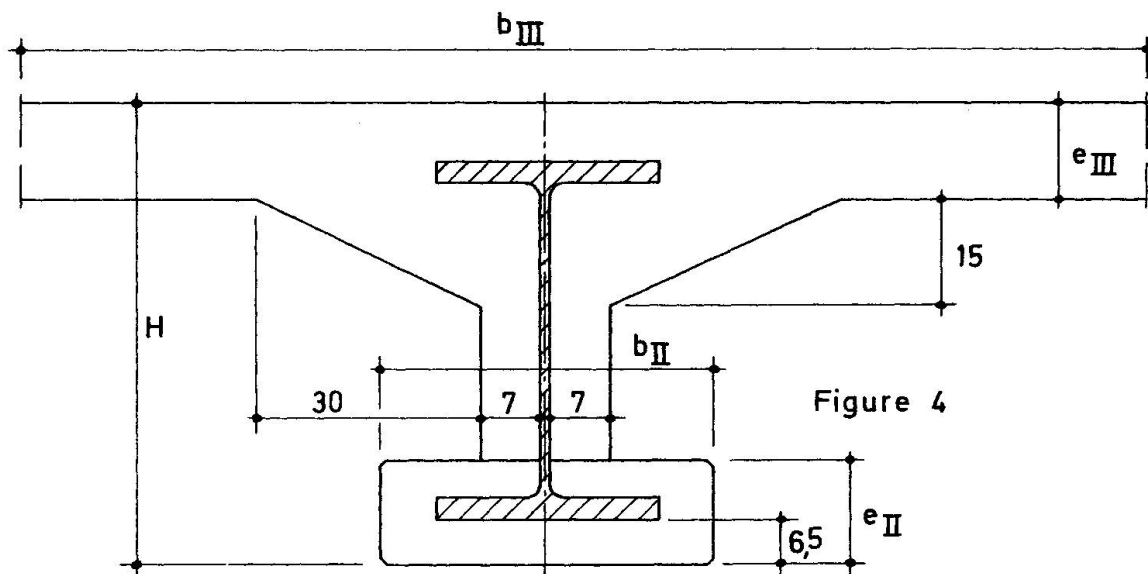
- Poutre primaire : $S_I \times 7,85 \cdot 10^{-3} \times \left(\frac{7,85-2,5}{7,85} \right) \text{ Kg/cm}$ ⁽¹⁾ soit $S_I \times 5,35 \times 10^{-3}$
- Béton de préflexion : $e_{II} \times b_{II} \times 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ kg/cm}$
- Dalle : $(e_{III}+3)b_{III} \times 2,5 \cdot 10^{-3}$ (tient compte du porte-à-faux avec une réduction fictive due au fait que l'accroissement de résistance qui en résulte est négligé).
- Goussets et enrobage de l'âme : $[(15 \times 30) + 14 \times (H - e_{II} - e_{III})] \times 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ kg/cm}$

Nous avons standardisé les goussets et les épaisseurs d'enrobage

(1) Le facteur $(7,85-2,5/7,85)$ permet de tenir compte du poids du béton déplacé par l'acier incorporé.

FIGURE 3POUTRES PREFLECHIESPOUTRE SECONDAIREPOUTRE TERTIAIREPOUTRE QUATERNAIRE

conformément aux indications de la fig. 4 ci-dessous :



- Entretoises : Nous considérons que leur poids correspond à 80 kg/m² de tablier. Donc, on aura par poutre : $b_{III} \times 0,8 \cdot 10^{-2}$ kg/cm
- Coffrage : Nous considérons que le poids de coffrage nécessaire à la réalisation de la dalle est de 100 kg/m² de tablier. D'où, on aura également par poutre : $b_{III} \times 10^{-2}$ kg/cm

En conséquence, les charges de première phase pour les ponts-rails à voie ballastée valent :

$$p = \left\{ 0,535 S_I + 0,25 [e_{II} b_{II} + (e_{III} + 3) b_{III}] + 1,8 b_{III} + 0,25 [(15 \times 30) + 14 (H - e_{II} - e_{III})] \right\} \cdot 10^{-2} \quad \text{kg/cm}$$

Charges q de seconde phase.

1. Par tablier comportant une voie, les surcharges fixes comprenant le béton de profilage, la chape d'étanchéité, le ballast, la voie équipée, les porte-à-faux avec tablette et garde-corps métallique ainsi que le retrait des coffrages, peut s'exprimer par cm de longueur de poutre par :

$$q_1 = \frac{46,58}{n} \quad \text{kg/cm}$$

2. Quant aux surcharges mobiles, si q_M désigne la charge répartie équivalente au point de vue des moments fléchissants au convoi-

type de la S.N.C.B. (*) exprimée en kg/cm de voie, la surcharge mobile par cm de poutre vaut :

$$q_2 = \frac{1}{n} \cdot \varphi \cdot \rho \cdot q_M \quad \text{kg/cm}$$

où

φ = coefficient dynamique pris égal à 1,2

ρ = un facteur de majoration qui peut provenir soit de l'effet de la répartition transversale dans le cas d'un ouvrage comportant plusieurs voies, soit de l'effet de la force centrifuge dans le cas où la voie est en courbe sur le pont.

Nous retiendrons 5 valeurs de ρ : 1; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4.

Les charges de seconde phase pour les ponts-rails à voie ballastée valent donc :

$$q = q_1 + q_2 = \frac{1}{n} (46,58 + 1,2 \cdot \rho \cdot q_M) \quad \text{kg/cm}$$

b) Ponts-rails à voie à pose directe

Ce type d'ouvrage présente un intérêt incontestable par la réduction de la hauteur d'encombrement de la superstructure.

α) Charges ρ de première phase :

La relation est identique à celle établie dans le cas de la voie ballastée mais les valeurs de e_{III} à considérer dans les formules sont différentes.

β) Charges q' de seconde phase :

En supprimant le poids du ballast et en portant la majoration dynamique à 1,25 (au lieu de 1,20 pour les ponts ballastés), on aura :

$$q' = q'_1 + q'_2 = \frac{1}{n} (12,83 + 1,25 \cdot \rho \cdot q_M) \quad \text{kg/cm}$$

2.4.2 Ponts-route.

Tout comme pour les ponts isostatiques en béton précontraint, nous établirons la table pour une famille de ponts-route de référence dont la largeur de tablier L_t est égale à 10 mètres (cf. fig 5). Nous examinerons en 2.4.2 b) et c) comment les solutions relatives à cette famille de "Ponts 10" sont applicables aux ponts de largeur quelconque. Nous affecterons d'un indice "10" toutes les grandeurs relatives aux "Ponts 10".

a) Ponts-route de référence.

α) Charges ρ de première phase

La relation établie en 2.4.1 devient présentement : (il faut prêter attention au fait que les valeurs de e_{III} et b_{III} sont celles définies pour les ponts-route en 2.1)

(*) Il est à noter que le convoi-type de la S.N.C.B. donne des valeurs de q_M très voisines et jamais inférieures à celles obtenues avec le convoi-type nouvellement proposé par l'Union Internationale des Chemins de fer.

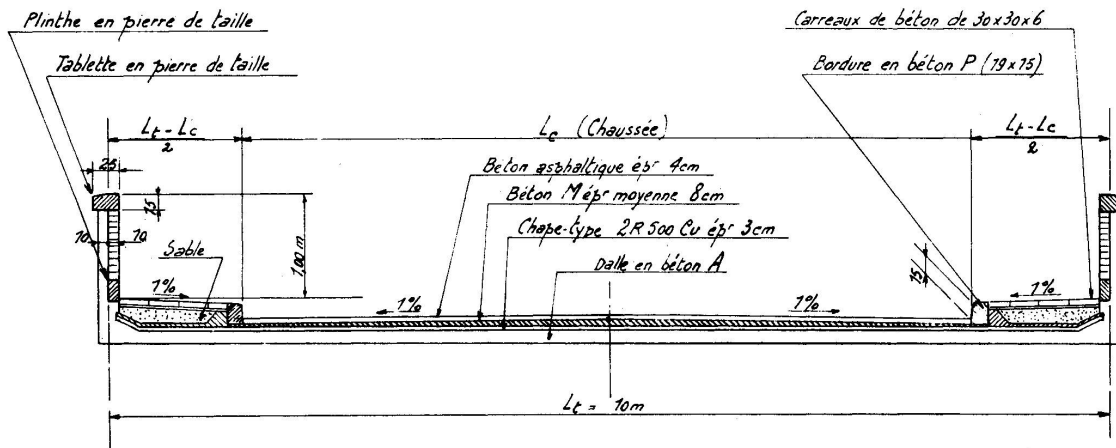
FIGURE 5

PONTS-ROUTE DE REFERENCE

PONTS "10,"

COUPE TRANSVERSALE

Echelle 1/50



$$p = \left\{ 0,535 S_I + 0,25 (e_{II} b_{II} + e_{III} b_{III}) + 0,25 [(15 \times 30) + 14 (H - e_{II} - e_{III})] + 1,8 b_{III} \right\} \cdot 10^{-2} \text{ kg/cm}$$

β) Charges de seconde phase.

β 1. Surcharges fixes.

De cette manière, si L_c (en cm) représente la largeur de chaussée, nous aurons en nous basant sur la fig. 7 :

$$q_1 = \frac{1}{n} \left[17 + 6,66 \left(\frac{L_t - L_c}{100} \right) + 3,54 \frac{L_c}{100} - \frac{L_t}{100} \right] \text{ kg/cm}$$

soit pour un pont "10" :

$$(q_1)_{10} = \frac{1}{n_{10}} \left[73,6 - 3,12 \frac{(L_c)_{10}}{100} \right] \text{ kg/cm}$$

β 2. Surcharges mobiles.

Désignons par q_M la charge répartie équivalente, au point de vue des moments fléchissants, à un convoi-type de 32 tonnes des Ponts et Chaussées (de Belgique) agissant dans une bande de 250 cm de largeur, cette charge étant exprimée en kg par cm de longueur de pont et pour une bande de 250 cm de large.

Outre les convois, conformément à la Norme belge NBN 5, nous envisageons une charge répartie de 400 kg/m² à laquelle nous appliquons également un coefficient dynamique de 1,2.

Dès lors, la surcharge mobile $(q_2)_{10}$ exprimée en kg par cm de poutre peut s'écrire :

$$(q_2)_{10} = \frac{1}{n_{10}} \left\{ \left[4 \cdot 10^{-2} \times 1,2 \times (L_t)_{10} \right] + \left[q_M \times 1,2 \times \frac{P_{10} \cdot (L_c)_{10}}{250} \right] \right\} \text{ kg/cm}$$

soit encore :

$$(q_2)_{10} = \frac{1}{n_{10}} \left[48 + 1,2 q_M \cdot \frac{P_{10} \cdot (L_c)_{10}}{250} \right] \text{ kg/cm}$$

Dans ces relations, P_{10} est le facteur de répartition transversale qui tient compte de l'inégale répartition possible des charges de convoi et pour lesquelles on envisagera différentes valeurs.

Ce facteur n'a pas été considéré pour la charge répartie de 400 kg/m²; ce fait est généralement admis actuellement car il conduit dans les ponts fort larges (pour autoroutes par exemple) à des sollicitations trop pessimistes.

b) Ponts-route de largeur quelconque à bandes de circulation de 2,50 m de largeur.

Dans l'étude relative aux ponts en béton précontraint, nous avons montré, et ces conclusions restent d'application, que le rapport L_c/L_t est une constante caractéristique à condition que :

1°) pour le pont réel, le nombre de poutres soit égal à : $n = \frac{L_t}{(L_t)_{10}} \cdot n_{10}$

2°) que le facteur de répartition transversale à considérer dans la table soit égal à :

- d'une manière rigoureuse :

$$P_{f_1} = P - (\Delta P)_1 = P \frac{\left(\frac{L_t}{(L_t)_{10}} - 1\right)}{1,2q_M \cdot \frac{L_c}{250}}$$

où P est le facteur de répartition transversale pour le pont réel

- d'une manière approchée : P (on néglige la correction $(\Delta P)_1$)

REMARQUE IMPORTANTE.

On a vu que la largeur de la table supérieure en béton de la poutre tertiaire vaut :

$$t = \frac{1000}{n_{10}} \text{ (en cm)}$$

Dès lors, si on désire avoir des poutres tertiaires toutes identiques, on doit s'imposer des largeurs de ponts qui sont des multiples de t . Nous reviendrons plus loin sur cette notion de largeur standardisée $(L_t)_S$

Toutefois, lorsque la largeur imposée de l'ouvrage est différente de celles standardisées, (que nous noterons " $n_{\text{théorique}}$ ") la valeur de " n " sera généralement un nombre non entier. Dans ce cas, on pourra procéder de deux façons :

- 1°) arrondir la valeur de " $n_{\text{théor.}}$ " au nombre entier " $n_{\text{réel}}$ " immédiatement supérieur,
- 2°) arrondir la valeur de " $n_{\text{théor.}}$ " au nombre entier " $n_{\text{réel}}$ " immédiatement inférieur,

et afin d'éviter une surabondance d'acier dans le premier cas ou une insuffisance d'acier dans le second cas, remplacer le profil métallique trouvé par un profil pour lequel :

$$\left(\frac{I_I}{v_I}\right)_{\text{réel}} = \left(\frac{I_I}{v_I}\right)_{\text{théor.}} \times \frac{n_{\text{th.}}}{n_{\text{réel}}}$$

ce qui est très facile avec le catalogue établi suivant 1. plus haut.

Il appartient au calculateur de juger ensuite si, au point de vue de la limitation de la flèche, la différence entre $(I_I)_{\text{réel}}$ et $(I_I)_{\text{théor.}}$ justifie une vérification autre que celle prévue dans la table. La répercussion de cette différence ne peut se traduire que par une diminution de 5 % au maximum sur la valeur de I_{IV} .

On verra donc immédiatement d'après la valeur de l/f_{max} figurant dans la table pour la poutre théorique si le profil ainsi choisi peut être retenu ou non.

c) Ponts de la largeur quelconque à bandes de circulation de largeur "b" quelconque.

Soit un pont de largeur totale L_t , dont la chaussée de largeur L_c est composée de N bandes de circulation de largeur b quelconque, et que nous désirions n'envisager qu'un seul convoi par bande. Nous allons montrer que ce pont a également son "pont 10" de référence.

La charge équivalente q_M qui concernait un convoi occupant une bande de 250 cm, devient à présent :

$$q'_M = \frac{250}{b} q_M \quad (b \text{ étant exprimé en cm})$$

Considérons une largeur de chaussée fictive $(L_c)_f$ composée du même nombre N de bandes de circulation mais d'une largeur de 250 cm et la valeur K_f du rapport :

$$\frac{(L_c)_f}{L_t} = \frac{N \times 250}{L_t} = K_f$$

Si nous nous référons au pont "10" de même portée ℓ et hauteur h mais correspondant au rapport K_f , nous avons

1°) les surcharges mobiles q_2 sont inchangées;

en effet, on a bien :

$$\frac{(L_c)_f}{250} = \frac{L_c}{b} = N$$

d'où aussi

$$q_M \times 1,2 \times P \times \frac{(L_c)_f}{250} = q_M \times 1,2 \times P \times N$$

$$\text{et } q'_M \times 1,2 \times P \times \frac{L_c}{250} = q_M \times \frac{250}{b} \times 1,2 \times P \times \frac{L_c}{250} = q_M \times 1,2 \times P \times N$$

2°) les surcharges fixes q_1 sont entachées d'une erreur par excès du fait que l'on a attribué aux trottoirs une trop grande largeur $L_t - (L_c)_f$ au lieu de $L_t - L_c$

Cette erreur est égale à :

$$\Delta q_1 = \left\{ \frac{1}{N} \left[17 \frac{L_t}{(L_t)_{10}} + 6,66 \times \frac{L_t - (N \times 250)}{100} + 3,54 \cdot \frac{N \times 250}{100} \right] - \frac{1}{N} \cdot \left[17 \frac{L_t}{(L_t)_{10}} + 6,66 \times \frac{L_t - (N \times b)}{100} + 3,54 \cdot \frac{N \times b}{100} \right] \right\}$$

soit :

$$\Delta q_1 = \frac{1}{N} \left[\frac{3,12 \cdot N \cdot (b - 250)}{100} \right]$$

Elle peut être compensée par une nouvelle correction $(\Delta P)_2$ sur le facteur de répartition transversale. Cette correction sera telle que

$$\frac{1}{N} \left[q_M \times 1,2 \times (\Delta P)_2 \times N \right] = \frac{1}{N} \left[\frac{3,12 \times N (b-250)}{100} \right]$$

d'où

$$(\Delta P)_2 = \frac{2,6}{q_M} \times \frac{b-250}{100}$$

En conséquence, le calcul exact du pont de largeur totale L_t dont la chaussée de largeur L_c est composée de N bandes de circulation de largeur b quelconque ne comportant qu'un convoi par bande se fait en se référant dans la table au "pont 10" de même portée L et hauteur H de tablier mais en considérant :

- une valeur fictive K_f du rapport L_c/L_t égale à :

$$\frac{(L_c)_f}{L_t} = \frac{N \times 250}{L_t} = K_f$$

- une valeur fictive P_f du facteur de répartition transversale égale à :

$$P_f = P - (\Delta P)_1 - (\Delta P)_2$$

soit explicitement :

$$P_f = P - \frac{17 \left[\frac{L_t}{(L_t)_{10}} - 1 \right]}{1,2 q_M \frac{L_c}{250}} - \frac{2,6 \times (b-250)}{100 \times q_M} \quad (\text{unités : kg et cm})$$

en rappelant que P est le facteur de répartition transversale se rapportant au pont réel.

Cas spéciaux : Il peut se présenter exceptionnellement que soit la valeur de K_f soit celle de P_f sorte des limites que nous nous sommes fixées pour la table. Dans ce cas, on peut toujours procéder au calcul à l'ordinateur suivant le même programme, en attribuant à q_M la valeur réduite :

$$q'_M = \frac{250}{b} \cdot q_M$$

De cette manière, il n'y a alors pas lieu de se référer à la valeur fictive K_f mais bien au rapport L_c/L_t réel. De même, il ne faudra pas faire intervenir la correction $(\Delta P)_2$ sur le facteur de répartition transversale.

2.5 Conditions mathématiques d'établissement et de contrôle.

Nous retenons les deux conditions suivantes :

- Limitation de la contrainte de traction σ_a dans l'acier

$$\text{Il faut : } 2.400 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_a \leq 2.880 \text{ kg/cm}^2$$

La valeur de 2.880 kg/cm² correspond au 0,8 de la limite élastique de l'acier AE 36 prise égale à 3.600 kg/cm².

La valeur de 2.400 kg/cm² correspond au taux de travail minimum économique de la préflexion par rapport aux poutrelles enrobées ordinaires.

- Limitation de la flèche instantanée maximum f_{\max} .

Les dispositions prévues par la nouvelle Norme belge NBN 5 autorisent un rapport f_{\max}/l égal à 1/700. D'autre part, il est toléré dans les calculs une imprécision de 3 %.

On peut donc tabler sur une valeur limite de l/f_{\max} égale à :

$$700 - \left(\frac{3}{100} \times 700 \right) = 679 \approx 680.$$

- Nous ne retiendrons pas la condition de la limitation de la contrainte σ'_b dans le béton de la dalle.

En effet, nous sommes ici dans le cas de poutres composites acier-béton où la face supérieure du béton est relativement voisine de la face supérieure de l'acier et le critère à respecter est en fait un critère de déformation, celui de contrainte perdant ici de son sens.

Montrons que le critère de déformation du béton de la dalle est toujours vérifié dans le cas présent.

On sait que le raccourcissement unitaire minimum du béton à la rupture est de 3,5 ‰ (cf. Recommandations du C.E.B.).

D'autre part, nous avons considéré que la contrainte maximum admissible de traction dans l'acier est de 2.880 kg/cm², soit du côté compression $1,1 \times 2.880 = 3.165$ kg/cm² puisque nous avons limité le rapport v'_I / v_I à 1,1. Cette contrainte correspond à une déformation unitaire de

$$\frac{3.165}{2,1 \cdot 10^6} = 1,508 \text{ ‰}.$$

Ce serait aussi le raccourcissement unitaire maximum de la dalle si celle-ci devait supporter tant les charges de première phase que de seconde phase. Or, en fait, elle ignore les charges de première phase qui représentent au minimum les 20 % (✕) de la charge totale. Dès lors, le raccourcissement unitaire maximum maximum que le béton de la dalle pourrait subir est de $0,8 \times 1,508 \approx 1,2$ ‰ (✕✕) ce qui nous assure une large sécurité par rapport à la déformation minimum de rupture du béton qui est de 3,5 ‰.

Signalons encore que le calcul effectué suivant la méthode C.E.B., dans des cas très défavorables de charge, nous a toujours conduit à la sécurité.

Rappelons que cette méthode consiste à envisager un moment de calcul M (✕) égal à 1,4 fois le moment de seconde phase. En désignant par :

B = section de la dalle en béton collaborant à la résistance de la poutre

z = la distance de son centre de gravité à celui de la semelle d'acier tendu

σ_{bk} = la résistance caractéristique du béton,

il faut avoir : $\frac{M}{z B} < \frac{\sigma_{bk}}{1,5}$

(✕) 20 % pour les ponts-rails; dans le cas des ponts-route, on a environ 35 %.

(✕✕) cela en supposant que le béton de la dalle n'intervient pas du tout dans la résistance de la section, ce qui est évidemment une fiction trop pessimiste. On peut donc être assuré d'une sécurité minimum de l'ordre de 3,5.

Enfin, pour clore ces considérations, notons que l'auteur du projet aura toujours toute facilité pour calculer, s'il le désire, la contrainte fictive régnant dans la dalle puisque la table renseignera les caractéristiques statiques de la poutre tertiaire. Mais ce calcul, nous l'avons vu, est sans grande signification.

2.6 Limites d'investigation.

Les limites dans lesquelles nous effectuons les calculs sont précisées à la fig. 6 pour les ponts-rails et à la fig. 7 pour les ponts-route.

Remarquons que nous considérons des portées comprises entre 10 et 50 m, que la hauteur maximum de tablier correspondant au profil de poutre le plus fort envisagé est de 140 cm et la hauteur minimum correspondant au profil le moins haut est de 45 cm.

De plus, nous considérons un élancement l/H maximum de 45. Enfin, nous prévoyons une bande de recouvrement avec la zone qui a fait l'objet des tables de ponts en béton précontraint mais en la limitant dans la région où les solutions en béton précontraint nous ont renseigné un nombre élevé de poutres, c'est-à-dire où il est indispensable d'effectuer la comparaison avec les solutions en poutres préfléchies.

Il y a lieu de noter ici que notre étude a été basée sur les possibilités constructives de poutrelles comportant au maximum 6 plats de renfort, ce qui répond à la plupart des cas de la pratique. Toutefois, certains ouvrages ont été construits avec un nombre plus élevé de plats de renfort et/ou avec des câbles de précontrainte incorporés dans la semelle en béton. De cette manière, les possibilités techniques dépassent les limites indiquées aux fig. 6 et 7.

2.7 Présentation de la table des ponts en poutres préfléchies. Recueil des Résultats.

Nous reproduisons à la fig. 8 la présentation de la table "Ponts-route". On remarquera que toutes les données nécessaires au projet sont données, notamment jusqu'aux butées de reprise des efforts rasants entre acier et béton ainsi que les réactions d'appui scindées en réactions dues aux charges statiques et celles dues aux charges dynamiques, ce qui est utile dans le dimensionnement des appuis en néoprène par exemple.

2.8 Processus logique (voir ordinogramme - Résumé fig. 9)

2.8.1 Ponts-rails

a. Chemin direct

On procèdera par portées l croissantes de 50 en 50 cm.

Pour chaque portée, on envisagera des hauteurs H de tabliers croissantes de 5 en 5 cm (ceci dans les limites fixées en 2.6). On retiendra 5 valeurs pour le facteur P de répartition transversale : 1; 1,1; 1,2; 1,3 et 1,4.

Dans ce facteur P , on peut également inclure l'éventuelle majoration de la surcharge mobile due à un effet de force centrifuge.

A chaque couple de valeur ($l ; H$), il peut correspondre plusieurs profils de poutre primaire. Ces profils devront avoir une hauteur h_1 telle que :

$$H - 6,5 - r_{III_{\max}} \leq h_1 \leq H - 6,5 - r_{III_{\min}}$$

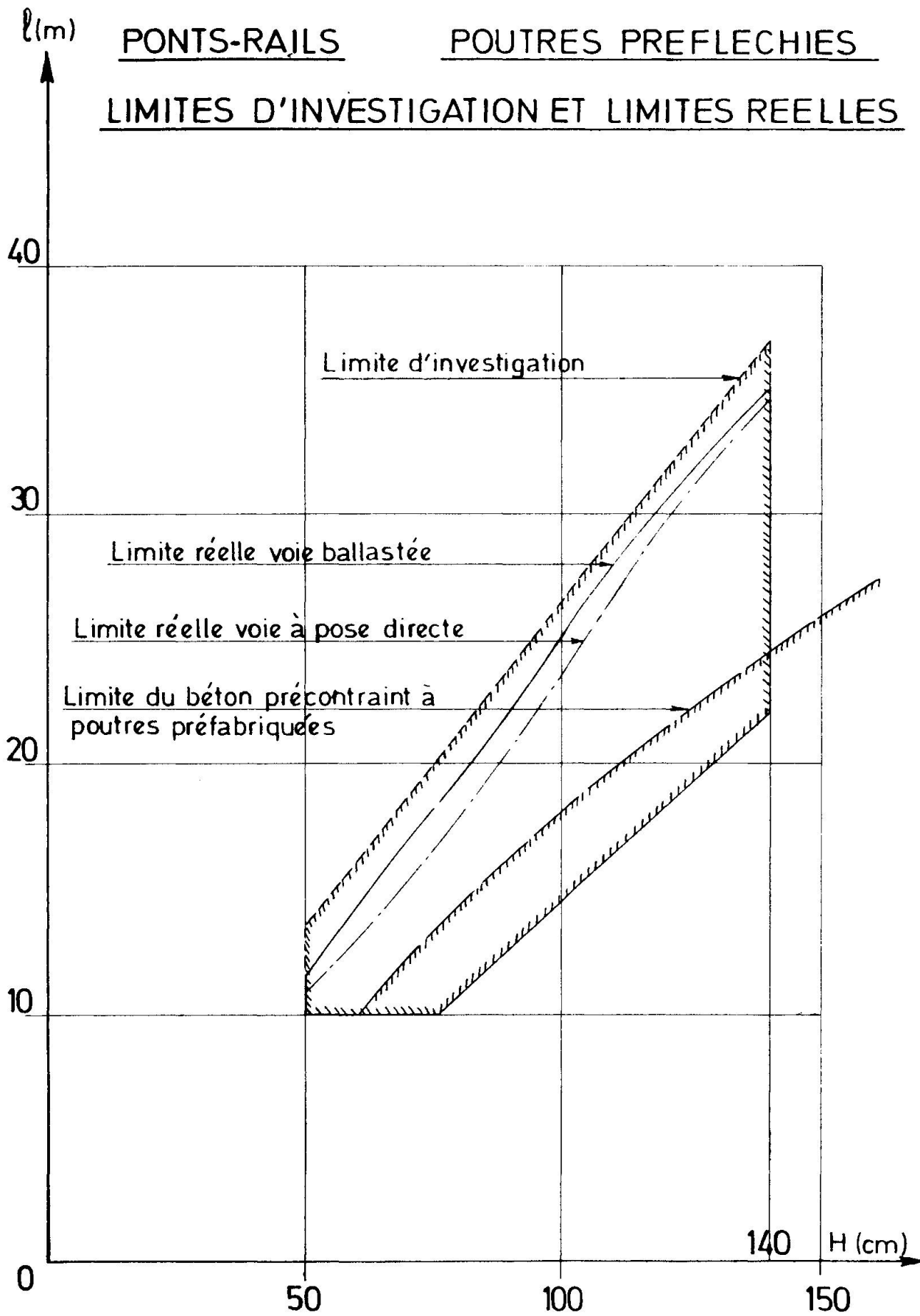


FIGURE 7

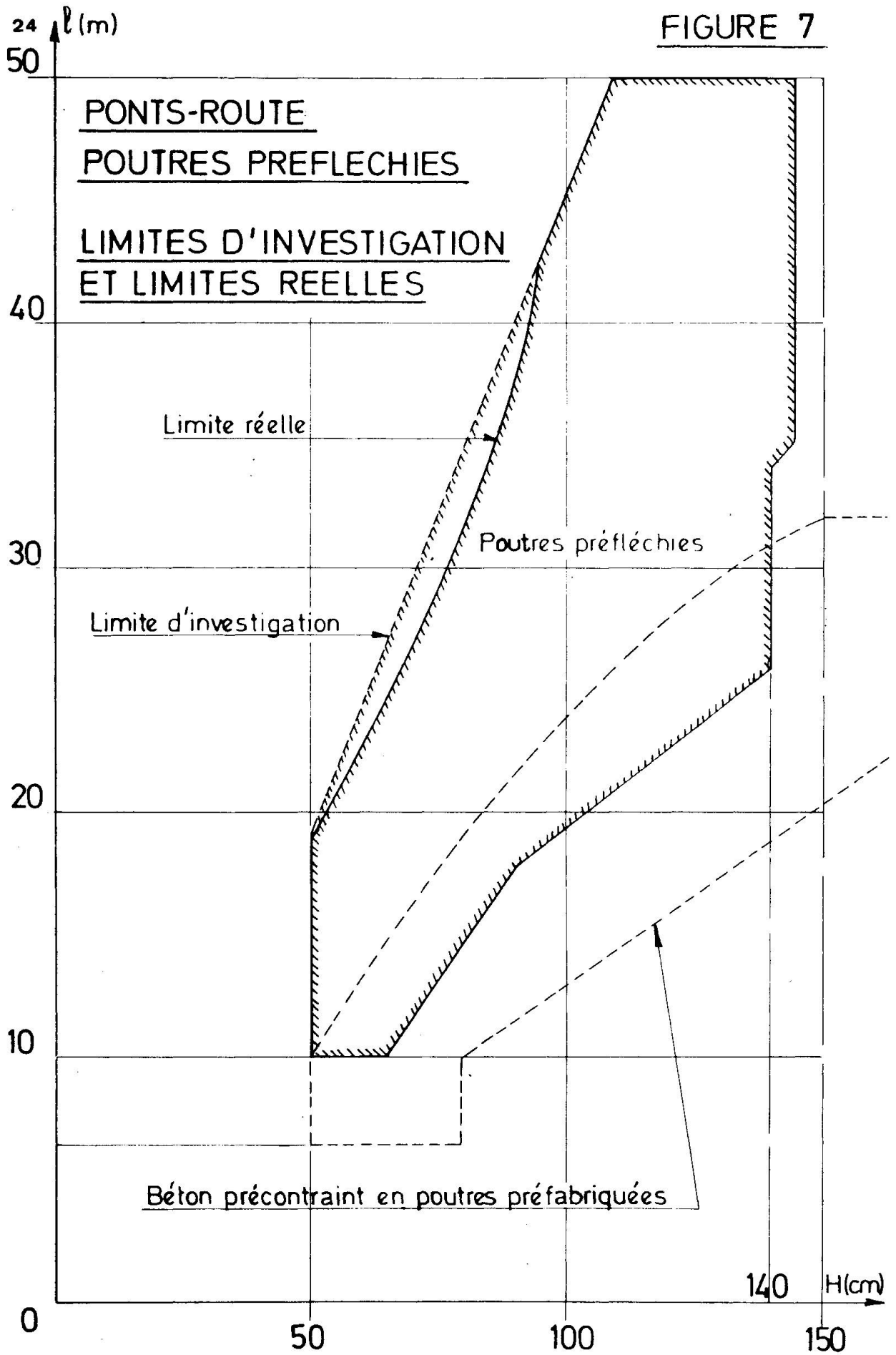
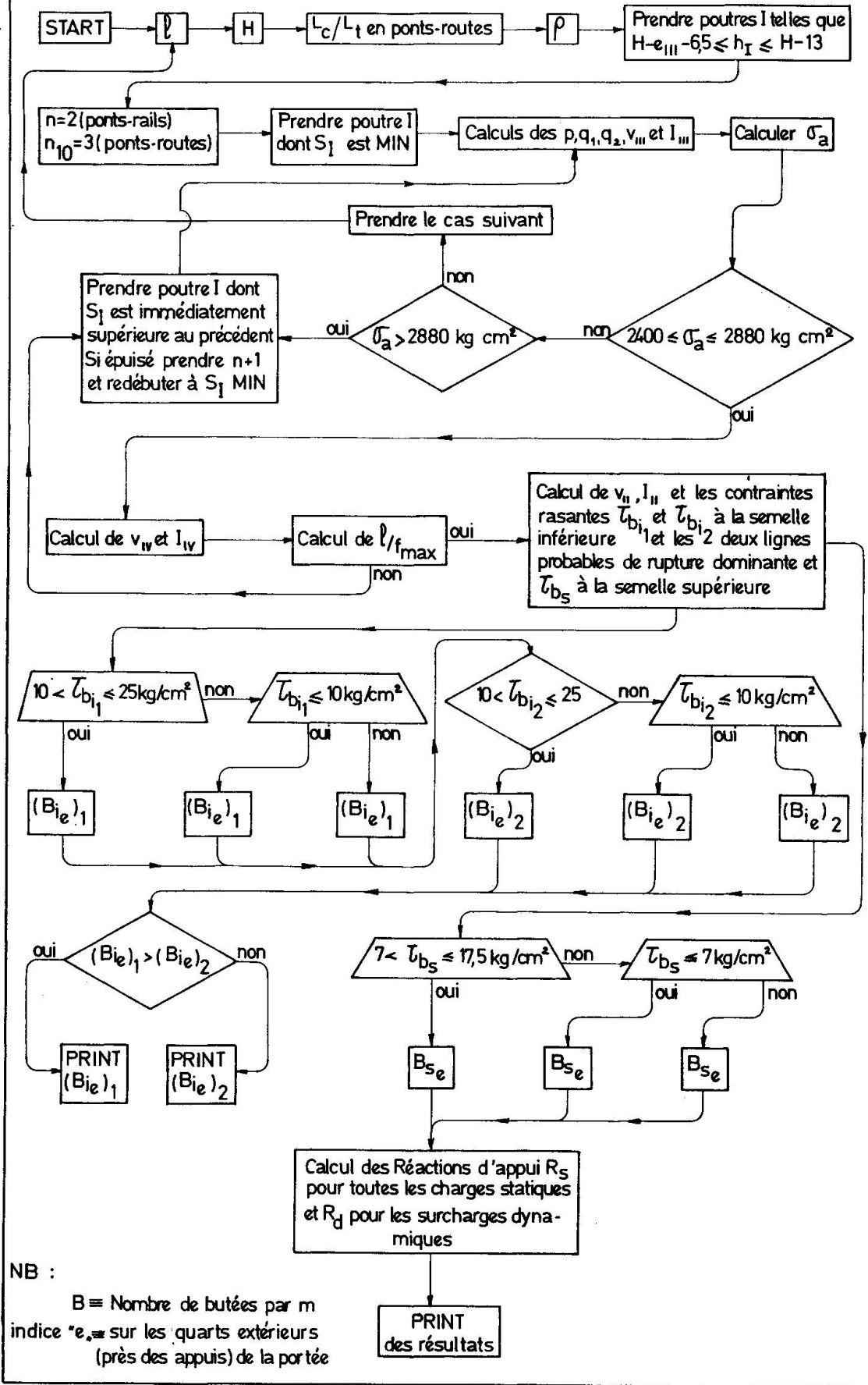


FIGURE 8 SIGNIFICATION DES GRANDEURS DONNEES DANS LES TABLES

L	H	LC LT	RO	N	P	A	B	C	D	E	F	E2	B2	S	V1	V'1	V"1	V2	V'2	V"2	V3	V4	SIG	L/F	BSE	BIER	RS	RD	
cm	cm	10 ⁻²										cm	cm	cm ²	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	kg/cm ²				T	T		
Portée		Hauteur de tablier		Rapport entre la largeur de chaussée LC - ou largeur de chaussée fictive (LC) _f = "i" bandes de circulation de 2,50 m de largeur - et la largeur totale LT du tablier		Facteur de répartition transversale		Nombre de poutres pour le pont "10" de référence (= N ₁₀)		Code de la poutrelle de base		Code du premier plat éventuel		Code du deuxième plat éventuel		Code du troisième plat éventuel		Code du quatrième plat éventuel		Code du cinquième plat éventuel		Code du sixième plat éventuel		Epaisseur de la semelle de béton précomprimé		Largeur de la semelle de béton précomprimé		Section (d'acier) de la poutre primaire	
Avec plat(s) E ou E + F éventuels		Ne comportant pas (ou plus) de plats en E et F		Ne comportant pas (ou plus) de plats en C, D, E et F		m = 8,1 pour le calcul des contraintes au déblocage.		m = 10 pour le calcul de la flèche de déblocage.		m = 5,42 pour le calcul de la flèche sous chariots.		Poutre tertiaire (acier + dalle supérieure) - V = PM par rapport à la fibre inférieure de l'acier. - J = Moment d'inertie rapporté à l'acier.		Poutre quaternaire (acier + béton complet) - m = 5,42 pour le calcul de la flèche		Contrainte maximum de traction dans l'acier		Rapport de la portée à la flèche instantanée sous les surcharges mobiles		Nombre de butées courantes par mètre sur les quarts extrêmes de la semelle supérieure des poutres		Nombre de butées courantes par mètre sur les quarts extrêmes de la semelle inférieure des poutres		Réactions d'appui dues aux charges "statiques"		Réactions d'appui dues aux charges "dynamiques"			
Poutre primaire : Acier seul.		V = position de la fibre moyenne par rapport à la fibre inférieure.		I = moment d'inertie.		Poutre secondaire : Acier + béton précomprimé.		V = position de la fibre moyenne par rapport à la fibre inférieure du béton.		I = moment d'inertie rapporté à l'acier.		- V = PM par rapport à la fibre inférieure du béton.		- I = Moment d'inertie rapporté à l'acier.		- m = 5,42 pour le béton précomprimé.		- m _{dalle} = 6,15 avec R _{br} = 350 kg/cm ² .		- Pour les lignes précédées d'un *, m _{dalle} = 5,72 avec R _{br} = 420 kg/cm ² .									



NB :

B ≡ Nombre de butées par m
indice "e" sur les quarts extérieurs
(près des appuis) de la portée

où r_{III} est le recouvrement de béton à la semelle supérieure (on sait que le recouvrement de béton à la semelle inférieure a été fixé plus haut à 6,5 cm).

On peut donc adopter : $r_{III \min} = 6,5 \text{ cm}$ et $r_{III \max} = e_{III}$

D'où, il faut : $H - e_{III} - 6,5 \leq h_I \leq H - 13$

Ceci nous fixe un nombre limité de profils probables pour les poutres primaires.

On commence alors par le nombre minimum n_{\min} de poutres, ainsi que par le profil de poutre primaire dont la section S_I est la plus faible (minimum d'acier).

On calcule : $p, q_1, q_2, I_{III}, v_{III}, \sigma_a$ et l'on teste :
 $2.400 \leq \sigma_a \leq 2.880 \text{ kg/cm}^2$

Si oui, on calcule I_{IV} et l'on teste :

$$\frac{\rho}{f_{\max}} \geq 680$$

Si cette condition est également satisfaite, on calcule alors toutes les autres grandeurs désirées dans la table, à savoir :

$$I'_{II}, v'_{II}, I''_{II}, v''_{II}, B_s, B_i, R_\rho \text{ et } R_i$$

b. Chemins indirects

α) La condition σ_a n'est pas satisfaite, $\sigma_a > 2.880 \text{ kg/cm}^2$.

Tout en conservant n_{\min} , il faut prendre le profil de poutre primaire (toujours parmi ceux remplissant la condition relative à h_I) qui présente la section S_I immédiatement supérieure au profil précédent. On recalcule alors σ_a jusqu'au moment où la condition σ_a est satisfaite et cela jusqu'à épuisement des profils disponibles dont h_I convient.

Si on n'y arrive pas avec le n_{\min} , on prendra un nombre de poutres ($n_{\min} + 1$) et on repartira du profil de poutres primaires présentant le S_I minimum et ainsi de suite.

Si $\sigma_a < 2.400 \text{ kg/cm}^2$, on peut passer au cas suivant.

β) La condition de raideur ρ/f_{\max} n'est pas satisfaite pour la première solution satisfaisante au point de vue du σ_a .

Il faut alors continuer à prendre le profil de poutres primaires présentant le S_I immédiatement supérieur au précédent et calculer chaque fois le rapport ρ/f_{\max} jusqu'au moment où celui-ci est ≥ 680 .

Si, lorsqu'on atteint $\sigma_a = 2.400 \text{ kg/cm}^2$, on n'a toujours pas pu satisfaire la condition de raideur, il n'y a pas lieu de chercher plus loin car

alors les solutions ne seraient plus économiques.

2.8.2 Ponts-route

Ce qui précède reste dans l'ensemble valable pour les ponts-route. Les portées considérées varient de 50 en 50 cm de 10 m à 25 m et de mètre en mètre de 25 à 50 m. Il convient toutefois d'ajouter la variable L_c/L_t , pour laquelle on envisagera des valeurs comprises entre 0,5 et 1 par sauts de 0,05, ainsi que celle ρ à laquelle on attribuera des valeurs comprises entre 0,80 et 1,30, également par sauts de 0,05.

2.9 Largeurs standardisées de ponts.

a. Ponts-rails.

Nous rappelons présentement que nous avons considéré par voie une largeur de dalle de 450 cm.

Dès lors, la largeur de la table supérieure de chaque poutre vaut :

$$b_{II} = \frac{450}{n} \quad (\text{cm})$$

b. Ponts-route.

Si n_{10} est le nombre minimum de poutres nécessaires pour les "ponts 10", la largeur standardisée de la table supérieure des poutres vaut :

$$(b_{III})_s = \frac{1.000}{n_{10}} \quad (\text{cm})$$

Pour un pont dont la largeur totale L_t est différente de 10 mètres, pour avoir des poutres tertiaires et quaternaires identiques à celles du pont de référence, il faut s'imposer des largeurs de ponts qui sont des multiples de $(b_{III})_s$. Ce sont les largeurs standardisées de ponts-route.

Dans ces conditions, le nombre effectif n de poutres pour le pont de largeur standardisée $(L_t)_s$, présentant les mêmes valeurs de $\rho, H, L_c/L_t$ que le "pont 10" correspondant, est tel que :

$$\frac{n}{n_{10}} = \frac{(L_t)_s}{(L_t)_{10}}$$

Dans les cas où il serait indispensable d'avoir une largeur effective L_t différente de celles standardisées, il y aura également lieu de prendre un nombre effectif de poutres tel que :

$$\frac{n}{n_{10}} = \frac{(L_t)_s}{(L_t)_{10}}$$

où $(L_t)_s$ est la largeur standardisée immédiatement supérieure au L_t imposé et correspondant au nombre n de poutres.

Ceci implique une adaptation de la table supérieure des poutres en lui conférant d'une part, la largeur hors standard L_t/n et d'autre part, l'épaisseur nécessaire à la conservation du moment d'inertie des poutres tertiaires et quaternaires. Cette épaisseur se détermine facilement en considérant que

la surface de la table supérieure et son centre de gravité doivent rester les mêmes.

S'il s'avérait désirable de conserver l'entredistance standard $(b_{III})_S$, l'adaptation de la table supérieure ne concernera que les poutres de rive avec, bien sûr, le souci constant de la conservation des I_{III} et I_{IV} .

Dans certains cas, lorsque la différence $(L_t) - (L_t)_S$ est importante, il peut y avoir intérêt à procéder à un calcul avec $(n-1)$ poutres dont la table supérieure a une largeur hors standard égale à $L_t/n-1$. Ce calcul est bien sûr largement facilité par le catalogue des caractéristiques statiques des poutrelles laminées renforcées par plats soudés dont il a été question plus haut.

x

x

x

EN CONCLUSION . . .

Optimisation, standardisation et industrialisation des ponts.

Il nous semble qu'il manquerait quelque chose de fondamental à notre exposé si nous ne nous efforcions pas de dégager de notre travail l'orientation qu'il tente de représenter en matière de construction d'ouvrages d'art.

De ces dernières années, le recours aux ordinateurs pour le calcul de structures plus ou moins complexes est devenu de plus en plus courant. A chaque ouvrage, l'auteur de projet présente en quelque sorte son problème à l'ordinateur qui effectue souvent la partie la plus lourde des calculs. C'est déjà là un beau résultat !

Il est cependant des cas qui se reproduisent un tellement grand nombre de fois, et il en est ainsi pour la plupart des ponts, qu'il est alors bien plus avantageux encore de posséder des tables telles que celles que nous préconisons, donnant immédiatement les éléments nécessaires à la construction du pont.

Cette conception des choses permet :

1. une incontestable facilité par la lecture directe dans les tables, donc sans calcul, des données principales des projets.
2. une réduction évidente des délais d'étude.
3. une réduction des délais d'exécution grâce à la rationalisation, la préfabrication et la standardisation d'éléments d'ouvrages d'art, voire de ponts entiers.
4. une plus grande sécurité. On peut en effet suivre dans les tables une suite logique dans les résultats.
5. d'importantes économies grâce à la standardisation dont question ci-dessus, à la réduction des délais d'étude et d'exécution et à l'optimisation des sections de béton et d'acier.

Nous avons bien là, la perspective d'une véritable industrialisation pour une part importante du marché de la construction des ponts.

Tout cela signifie en clair construire plus en moins temps et à moins prix.

Cette rationalisation est à présent un fait dans le cadre de la Société Nationale des Chemins de fer Belges.

Elle est en cours sur le plan national. Mais nous comprendrions mal qu'un pont doive nécessairement être calculé et conçu de façon différente parce qu'on a franchi une frontière ! Aussi, nous voulons croire qu'à l'heure des grands organismes internationaux, il est possible de mettre nos efforts en commun pour que la rationalisation que nous préconisons devienne un jour une réalité internationale.

x

x x

REMERCIEMENTS.

Nous tenons à exprimer présentement nos remerciements à Monsieur L. FRANSSSEN, Ingénieur en Chef du Service des Ouvrages d'Art de la S.N.C.B., qui nous a autorisé à publier la présente étude.

Notre gratitude va également au Centre C.E.P.O.C. de l'Université de Liège où se sont effectués les calculs à l'ordinateur.

x

x x

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

- (1) A. WINAND : Contribution à l'étude du phénomène de déformation ondulatoire de la surface de roulement des rails de chemin de fer - Revue Transport, numéros 1 et 2 de 1962.
- (2) Y. GUYON : Béton Précontraint - Etude théorique et expérimentale (TOME I).
- (3) BRUGGELING : Theorie en praktijk van het voorgespannen beton.
- (4) Norme NBN 5 : Règlement pour la Construction des Ponts métalliques.
- (5) Bulletin n° 21 (juillet 1965) de l'O.R.E. (Office de Recherches et Etudes de l'Union Internationale des Chemins de fer) - Effets dynamiques sur les ponts.
- (6) A. WINAND : Effets dynamiques sur les tabliers des ponts. Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes - Zurich 1969.
- (7) Norme NBN 15 : Ouvrages en béton (6ème Edition).
- (8) G. MAGNEL : Le Béton Précontraint - Ed. Fecheyr - Gand.
- (9) A. PADUART : Cours de Béton Précontraint professé à l'Université Libre de Bruxelles.
- (10) A. SOETE : Berekening van het beton met voorspanning - Annales des Travaux Publics de Belgique - octobre 1942.
- (11) Ch. MASSONNET : Contribution au calcul des Ponts à poutres multiples - Annales des Travaux Publics de Belgique - juin, octobre et décembre 1950.
- (12) A. PADUART : Sollicitations et Déformations des Constructions - (Tome II).
- (13) Communication n° C-II-1 au quatrième Congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes tenu à Cambridge et à Londres, en août-septembre 1952, sous le titre: La poutre "PREFLEX" (Perfectionnement, par flexion préalable, de la poutre métallique enrobée de béton).
-

SOMMAIRE.

L'auteur décrit les principes qui sont à la base de l'établissement des tables qui permettent, tant pour les ponts-rails que pour les ponts-route, de déterminer, avec une économie optimale, à partir des données du problème, le nombre minimum de poutres préfléchies nécessaires, les caractéristiques géométriques et statiques optimisées de l'acier et du béton et tous les éléments principaux et secondaires nécessaires au projet (contraintes, réactions d'appui, butées d'adhérence etc...).

ZUSAMMENFASSUNG.

Der Verfasser hat neue Tabellen für Brücken mit vorgebogenen Metallträgern aufgestellt. Er beschreibt nunmehr die Prinzipien, auf denen diese Arbeiten beruhen, mit deren Hilfe sowohl für die Eisenbahn- als auch für die Strassenbrücken entsprechend den gegebenen Daten unverzüglich die Mindestanzahl der erforderlichen Träger, die optimalen geometrischen und statischen Eigenschaften des Stahles und Betons sowie alle wesentlichen Zahlen des Vorhabens gefunden werden können (Spannungen, Durchbiegungen, Auflagerdrücke, Dübel usw...).

SUMMARY.

The author has established tables relating to rail and road-bridges built with preflexed steel beams. He describes the principles which lead to the most economical design, based on the project data. Both for rail and road-bridges, the tables give minimum number of beams, the optimum characteristics of the steel core and the concrete casing and all other necessary information (stresses, deflections, connectors, bearing-reactions etc...).
