



Ministère
de l'Équipement,
des Transports
et du Logement



Portiques en béton armé

Programme PIPO 74

(mise à jour 1991)

Notice d'emploi

1981

Réimpression 2002

Page laissée blanche intentionnellement

Portiques en béton armé

Programme PIPO 74

(mise à jour 1991)

Notice d'emploi

1981
Réimpression 2002



Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes

Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art
46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
Téléphone : 33 (0)1 46 11 31 31 - Télécopie : 33 (0)1 46 11 31 69
Internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>

Page laissée blanche intentionnellement

NOTE D'INFORMATION

MISE À JOUR DES DOSSIERS P.I.C.F.67 ET P.I.P.O.74

OBJET : Mise au BAEL des programmes P.I.C.F.67 et P.I.P.O.74.

Dès maintenant, il est possible de demander le calcul des passages inférieurs en cadre fermé (P.I.C.F.) et des passages inférieurs en portique ouvert (P.I.P.O.) selon les nouvelles règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites, fascicule spécial 79-46bis, règles appelées plus communément règles BAEL80.

Les anciennes versions P.I.P.O. et P.I.C.F. sont toutefois conservées et peuvent toujours être demandées en utilisant alors l'ancien bordereau des données.

I - Modification du bordereau des données

Les bordereaux de données P.I.P.O. et P.I.C.F. restent inchangés dans leur forme générale ; seule une case supplémentaire est ajoutée en "CARTE 1" pour tenir compte de la fissuration :

	peu nuisible	: FIP = 0
Fissuration	préjudiciable	: FIP = 1
	très préjudiciable	: FIP = 2

(Cf. les bordereaux joints)

REMARQUE : Le béton armé étant normalement le siège d'une fissuration très fine, cette fissuration est déclarée peu nuisible quand le risque d'introduction d'agents agressifs susceptibles de réduire la capacité portante est faible. Elle est préjudiciable ou très préjudiciable dans les cas contraires laissés à l'appréciation du Maître d'Oeuvre.

Dans le cas des P.I.C.F. et P.I.P.O. dont les projets résulteront des calculs effectués suivant les présents programmes, on pourra considérer la fissuration peu nuisible sous le climat métropolitain et en site normal. C'est de cette façon que les P.I.C.F. et P.I.P.O. ont été calculés au S.E.T.R.A. jusqu'à ce jour.

En outre, pour le bordereau de données P.I.P.O., nous profitons de cette modification pour rajouter une deuxième case en "CARTE 1",

Page laissée blanche intentionnellement

entre la case PSH2 et la nouvelle case FIP :

FIXSEM = 0 : le programme optimise la largeur et l'excentrement des semelles à partir des valeurs données au bordereau en "CARTE 2" ; si ces dernières se révèlent surabondantes, le programme les conserve.

FIXSEM = 1 : la largeur et l'excentrement donnés en "CARTE 2" sont conservés : cette possibilité n'existait pas jusqu'ici.

La nouvelle "CARTE 1" des bordereaux P.I.P.O. et P.I.C.F. se présente ainsi :

P.I.C.F.

	CLASSE	STATUT	LU	EXCENTR	DALTRA	SUREMB	LIGNINF	POUST	PERM	TROT	A	BC	BT	MC	ME	EXCEP	MOMENT	EFTRAN	MOTRAN	PRESS	SUITE 2	ARBEI	FERTRAN	METRE	LIDDIM	DESSIN	FIP
CARTE 1																											

P.I.P.O.

	CLASSE	STATUT	LU	EXCENTR	DALTRA	SUREMB	LIGNINF	POUST	PERM	TROT	A	BC	BT	MC	ME	EXCEP	MOMENT	EFTRAN	MOTRAN	PRESS	SUITE 2	ARBEI	FERTRAN	FPIER	METRE	LIDDIM	DESSIN	MRB	PSH 2	FIXSEM	FIP
CARTE 1																															

Les autres cartes des bordereaux P.I.P.O. et P.I.C.F. restent inchangées.

REMARQUE : Valeur de " $\overline{\sigma}'_{bflex}$ " :

Il est à noter que la valeur de " $\overline{\sigma}'_{bflex}$ " des bordereaux P.I.P.O. et P.I.C.F. (en CARTE 6) correspond maintenant à la valeur limite admissible de la contrainte de compression du béton à l'état limite de service, notée ~~représentativement~~ $\overline{\sigma}_{bc}$, égale à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{cj}$$

donc, par rapport aux anciennes notations, nous aurons :

$$\overline{\sigma}'_{bflex} (= \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{cj}) = 0,6 * (0,9 * \sigma'_{28})$$

Page laissée blanche intentionnellement

II - Note de calcul

Le principe de présentation de la note de calcul n'est pas modifiée. Les modifications du calcul proprement dit sont les suivantes :

a) Optimisation

L'optimisation des épaisseurs se fait à l'état limite de service.

b) Efforts de la RDM

Les moments fléchissants sont calculés à l'état limite de service et à l'état limite ultime (au lieu de 1er genre et 2ème genre/1.5). Les efforts tranchants sont calculés uniquement à l'état limite ultime.

c) Ferraillage

Les sections d'acier sont calculées :

A l'état limite ultime et à l'état limite de service (on conserve la plus grande des sections).

REMARQUE : A l'état limite de service, on fait travailler le béton à sa limite de compression si la fissuration est jugée peu nuisible et les aciers à leur contrainte limite si la fissuration est jugée préjudiciable ou très préjudiciable.

d) Épure d'arrêt des barres

Les arrêts de barre sont calculés :

- . A l'état limite ultime si la fissuration est jugée peu nuisible.
- . A l'état limite de service si la fissuration est jugée préjudiciable ou très préjudiciable.

e) Étriers

Les étriers du P.I.P.C. sont calculés à l'état limite ultime.

Page laissée blanche intentionnellement



Ministère
de l'Équipement,
des Transports
et du Logement,

Commande de calcul automatique

à retourner au SETRA - CTOA/DML - Arrondissement Ouvrages Courants
46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux (France)
Téléphone : 01 46 11 32 33 - **Télécopie** : 01 46 11 33 52

(Envoyer le bordereau de données et ce bon de commande en **un seul** exemplaire)
Ne pas confirmer par voie postale si la commande a été faite par télécopie



Service d'Études
Techniques
des Routes
et Autoroutes

PROGRAMME UTILISÉ :

.....

Cadre réservé au SETRA

Niveau

OUVRAGE

Identité de l'ouvrage :
Commune : Département :
Voie portée :
Voie franchie :
Pièces jointes et remarques :

ORGANISME DEMANDEUR

Raison sociale :
Adresse :
Code Postal : Commune :
Personne responsable :
Téléphone : Télécopie :

ENVOI

- Organisme demandeur
- A tenir à disposition à l'accueil du SETRA
- Organisme désigné ci-dessous :
Raison sociale :
Adresse :
Code Postal : Commune :
A l'attention de :
Téléphone : Télécopie :
- Envoi par internet :
(Adresse e-mail)

Nombre de photoréductions supplémentaires demandé :

FACTURATION

- Organisme demandeur
- Organisme destinataire
- Organisme désigné ci-dessous :
Raison sociale :
Adresse :
Code Postal : Commune :
A l'attention de :
Téléphone : Télécopie :

Fait à : le

(Signature du demandeur, répétée en lettres majuscules pour lisibilité)

.....

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

PIPO 74



Pièce **2.1**

PRESENTATION

Décembre 1974

SOMMAIRE DE LA PIECE 2.1.

PRESENTATION DU CALCUL ET DU DESSIN AUTOMATIQUES

	Page
1. - PRESENTATION DES PROGRAMMES.	1
2. - PRESENTATION DES DONNEES DU PROGRAMME DE CALCUL.	1
2.1. - Le bordereau des données.	2
2.2. - Les données intégrées au programme de calcul.	3
3. - PRESENTATION DU PROGRAMME DE CALCUL.	5
3.1. - Dimensionnement.	5
3.2. - Courbes enveloppes d'efforts.	7
3.3. - Ferrailage.	10
4. - UTILISATION DES PROGRAMMES.	17

1. - PRESENTATION DES PROGRAMMES.

Pour automatiser l'étude de l'ouvrage type décrit au sous-dossier 1 nous disposons de deux programmes :

- un programme de calcul
- un programme de dessin de ferrailage

1.1. - Le programme de calcul.

Il réalise la note de calcul d'un portique dont la fondation est soit encastrée (GENRE = 1), soit articulée (GENRE = 3, par exemple au point de convergence de deux files de pieux inclinés), soit encastrée élastiquement (GENRE = 2, semelle sur terrain meuble).

Les données nécessaires à l'exécution de la note de calcul sont rassemblées dans un bordereau que le lecteur trouvera en pièce 2.3. Des commentaires relatifs à chaque donnée sont inclus dans cette même pièce ainsi que dans la pièce 2.2.

Le programme de calcul utilise normalement le règlement de charges défini au Fascicule 61 Titre II (de 1971); cependant il a été prévu de pouvoir définir des charges différentes (par exemple engins lourds de terrassements, ou convois exceptionnels différents des convois D et E).

La note de calcul, dont un exemple commenté constitue la pièce 2.4., donne les efforts et le ferrailage nécessaire dans différentes sections ainsi que l'épure d'arrêt des barres. Dans son principe ce programme peut être qualifié de projeteur : en effet il dimensionne les semelles et augmente, si besoin est, les épaisseurs de béton indiquées au bordereau des données pour la traverse et les piédroits.

1.2. - Le programme de dessin de ferrailage.

Il permet de tracer automatiquement le ferrailage à disposer dans l'ouvrage conformément aux résultats de la note de calcul. Ce dessin (cf. pièce 2.6.) est réalisé sur papier calque. Il s'est avéré très utile comme base de travail pour faire ou contrôler les dessins d'exécution.

Ce programme de dessin ne nécessite pas de données particulières. Il reprend celles du programme de calcul ainsi que ses résultats. Le dessin automatique est donc réalisé après la note de calcul et seulement si celle-ci a été exécutée correctement.

2. - PRESENTATION DES DONNEES DU PROGRAMME DE CALCUL.

Les données nécessaires au fonctionnement de ce programme sont très nombreuses. Il a donc été nécessaire de ne retenir au bordereau des données que celles qui sont caractéristiques de l'ouvrage projeté; les autres ont été intégrées au programme.

2.1. - Le bordereau des données.

Le bordereau peut se décomposer en deux parties :

2.1.1. - Organisation et données du calcul (cartes 1 à 8).

Cette première partie, qui sera la plus fréquemment utilisée, permet de définir la géométrie de l'ouvrage, les caractéristiques des matériaux, et celles des charges réglementaires (civiles, militaires, exceptionnelles) qui sont à considérer par le calcul.

CARTE 1 - Définition de la classe de l'ouvrage, choix des charges à appliquer et des calculs à effectuer.

CARTE 2 - Définition de la géométrie de l'ouvrage.

CARTE 3 - Définition de la voie portée (autoroutière ou non), et de certains éléments annexes (remblai supérieur, dalle de transition, chaussée ...)

CARTE 4 - Définition des caractéristiques du sol, des charges permanentes et de la densité de charge des remblais et des trottoirs.

CARTE 5 - Définition de coefficients permettant éventuellement de modifier les charges du règlement français de 1971; définition des coefficients de répartition transversale à prendre en compte, dans le cas où le projeteur ne voudrait pas utiliser la méthode de MM. GUYON et MASSONNET.

CARTE 6 - Définition des caractéristiques des matériaux.

CARTES 7 et 8 - Titre.

Ces cartes seront suffisantes pour un calcul effectué selon le programme de charges du Fascicule 61 - Titre II de 1971. Dans le cas où il sera envisagé une (ou plusieurs) charge (s) différente (s) (essentiellement cas d'engins de terrassement lourds), il sera nécessaire de remplir également la seconde partie.

2.1.2. - Définition de charges généralisées (cartes S0 à S4).

Dans ces cartes nous avons choisi d'offrir la possibilité de traiter des charges différentes des charges réglementaires, à savoir :

- une "charge répartie", de type charge A, applicable sur un nombre quelconque de voies, de densité fonction de la longueur d'application, et munie de coefficients de pondération fonction du nombre de voies chargées;
- une "charge d'essieux", de type P_c , munie également de coefficients de pondération fonction du nombre de voies chargées par le véhicule (ou la file de véhicules);

- une "charge à effet réparti", de type M_c , comportant deux rectangles uniformément chargés, éventuellement confondus en un seul rectangle.

Lorsque l'une de ces charges généralisées est demandée au calcul, elle remplace automatiquement la (ou l'une des) charge(s) réglementaire (s) du même type (la "charge répartie" remplace la charge A, la "charge d'essieux" remplace Bc ou M_E , la "charge à effet réparti" remplace MC).

Nous conseillons, vu les particularités de l'utilisation de ces charges généralisées, de consulter le gestionnaire avant de les définir.

CARTE S0 - Définition des modalités d'application de la "charge répartie" et/ou de la "charge d'essieux"

CARTE S1 - Définition de la "charge répartie".

CARTE S2 et S3 - Définition de la "charge d'essieux"

CARTE S4 - Définition de la "charge à effet réparti".

2.2. - Les données intégrées au programme de calcul.

2.2.1. - Les charges.

a) - La définition de la géométrie et des poids des charges du règlement français de 1971 est intégrée au programme.

b) - Pour l'application des charges sur les dalles de transition nous avons admis les hypothèses simplificatrices suivantes :

- Le coefficient de répartition transversale est le même, pour chaque type de charge, sur la dalle que sur l'ouvrage. La charge est appliquée sur toute la largeur de la dalle égale à celle de la chaussée augmentée de 1 m. de chaque côté (cf. JADE 68).

- Les lignes d'influence sont prolongées sur les dalles de transition à partir des valeurs aux angles pour s'annuler linéairement aux extrémités de celles-ci (ceci n'a d'effet que lorsque l'ouvrage est fondé sur semelles non centrées).

2.2.2. - Pondération des charges.

La pondération des charges civiles s'effectue suivant les prescriptions du fascicule 61 titre VI du C.P.C. (d'Octobre 1970).

- Sollicitation du 1er genre :

$$S_1 = \text{Charge Permanente} + \text{Retrait Température} + \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \times \text{charge A ou B} \\ \text{charge militaire} \\ \text{charge exceptionnelle.} \end{array} \right.$$

- Sollicitation du 2ème genre :

Le programme donne les efforts divisés par 1,5 pour qu'ils soient immédiatement comparables aux efforts du 1er genre et aux contraintes admissibles.

$$\frac{S_2 - 1}{1,5 \cdot 1,5} \text{ (Charge Permanente + Retrait Température + 1,5 x charge A ou B)}$$

2.2.3. - Efforts tranchants résistants :

On tient compte, dans le calcul, de la présence du gousset d'angle en supposant que celui-ci est un noeud indéformable, mais sans considérer les variations d'inertie et de section qu'il provoque. Les efforts tranchants résistants ainsi calculés sont donc inférieurs, aux angles, à leur valeur réelle.

Ils sont calculés sur les bases suivantes :

- Résistance du béton à l'adhérence : $3,75 \bar{\sigma}_b$ (en supposant $\psi_d = 1,5$)

- Résistance du béton au cisaillement : $2,5 \bar{\sigma}_b$

La formule réglementaire étant $\bar{\sigma}_b \leq (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}_b$ lorsque $\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$ nous avons supposé que $\sigma'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0}$ ainsi seule la valeur $\bar{\sigma}_b$ est demandée au bordereau des données.

Au cas où, dans la note de calcul, la contrainte de cisaillement serait supérieure à $2,5 \bar{\sigma}_b$, il faudra procéder à un calcul exact de vérification à partir des valeurs de $\bar{\sigma}'_b$ et $\bar{\sigma}'_{b0}$.

2.2.4. - Enrobage des armatures.

L'enrobage de toutes les armatures est pris égal à 25 mm, valeur supérieure au minimum prescrit par le C.P.C. et qui tient compte du fait que l'ouvrage est partiellement enterré. Les aciers longitudinaux sont placés à l'intérieur par rapport aux aciers transversaux (cf. pièce 1.1.1 § 2.7). Pour calculer la distance de l'armature à la paroi (pour connaître la hauteur utile en béton armé) on a admis que le diamètre d'encombrement des aciers est supérieur de 20 % à leur diamètre nominal. Ce chiffre enveloppe les valeurs réelles pour les aciers à haute adhérence homologués.

2.2.5. - Optimisation des dimensions.

a) - Lorsque le prédimensionnement des épaisseurs de piédroits et traverse introduit au bordereau des données se révèle insuffisant, le programme augmente les épaisseurs de béton insuffisantes par paliers de 2 cm. Cette optimisation n'est réalisée que si elle a été expressément demandée (donnée LIBDIM, carte 1 du bordereau de données); sinon il n'est pas fait de test sur les contraintes dans le béton, et le projeteur devra donc s'assurer dans ce cas que celles-ci sont admissibles.

b) - Pour la largeur et l'excentrement des semelles, le programme procède différemment : les valeurs entrées peuvent être modifiées en augmentation ou en diminution. Il n'est d'autre part pas possible, actuellement, de bloquer le dimensionnement des semelles.

3. - PRESENTATION DU PROGRAMME DE CALCUL.

Dans ce paragraphe il ne sera pas fait allusion aux justifications réglementaires, physiques et mathématiques de la méthode. Pour cela le lecteur pourra se reporter à la pièce 2.5. Les commentaires sur le détail des calculs et les valeurs calculées sont d'autre part contenus dans la pièce 2.4

Le programme peut être décomposé en trois parties suivant la fonction principale de chacune :

- dimensionnement
- courbes enveloppes d'efforts
- ferrailage.

3.1. - Dimensionnement.

3.1.1. - Dimensionnement des semelles.

Dans le cas d'un ouvrage de genre 2 (sur semelle) le calcul commence par la détermination de la largeur et de l'excentrement de la semelle, détermination faite dans l'hypothèse suivante par Monsieur G. MONNERET, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, en Avril 1963 :

- L'ouvrage placé à température moyenne, retrait effectué, supporte la charge A disposée de la manière la plus défavorable sur la traverse et une ou deux dalles de transition éventuelles.

- Largeur et excentrement de la semelle sont déterminés de façon que la pression sous la semelle soit uniforme et égale à $0,85 \text{ PREMAX}$ ou, si cette condition ne peut pas être satisfaite, que la pression maximale pour une répartition trapézoïdale ne dépasse pas $(\text{PREMAX} - 2) \text{ t/m}^2$.

- Le calcul se fait dans le premier cas par approximations successives, dans le second cas par itérations. Par mesure de simplicité la largeur de la semelle est arrondie à la valeur multiple de 10 cm immédiatement supérieure à la valeur calculée.

3.1.2. - Choix des points caractéristiques.

Ce calcul fait, on passe pour les 3 genres d'ouvrage au calcul des moments extrêmes dans les sections déterminantes.

Le dimensionnement est itératif, et pour le réduire au strict minimum on ne calcule les efforts qu'aux points de la structure que l'on sait a priori être les plus sollicités : ce sont l'angle supérieur, l'angle inférieur et le milieu de la traverse supérieure.

3.1.3. - Calcul des moments extrêmes.

On procède à un calcul des lignes d'influence des moments considérés, puis on fait appel à tout ou partie des sous-programmes de calcul d'efforts qui sont divisés en deux catégories :

- quatre d'efforts permanents : charge permanente; poussée des terres; dalle de transition; retrait et température;

- cinq de charges : charge sur les remblais d'accès; charge A et trottoirs; charges B; charges militaires; charges exceptionnelles.

Il est alors procédé à une combinaison des efforts afin de déterminer pour chaque section la valeur de la sollicitation la plus défavorable.

3.1.4. - Comparaison des moments calculés aux moments admissibles.

Dans chaque section on compare le moment extrême (en valeur absolue) calculé avec le moment "optimal" de cette section. On sait en effet que, pour une section rectangulaire de béton armé, de hauteur donnée, il existe un taux de ferrailage, dit ferrailage optimal, pour lequel le moment résistant de l'acier est égal au moment résistant du béton. C'est cette valeur commune que l'on appelle moment optimal de la section (sans que le mot "optimal" ait de signification sur le plan économique).

- Si le moment appliqué est supérieur au moment optimal de la section, on augmente l'épaisseur de cette section de 0,02 m. et on recommence le calcul. Dans le cas de l'ouvrage de genre 2, on doit alors recommencer auparavant la détermination de la largeur et de l'excentrement de la semelle.

- Si le moment appliqué est inférieur ou égal au moment optimal de la section, on considère le dimensionnement comme valable.

Ainsi, le dimensionnement terminé, on sait que dans chaque section le ferrailage nécessaire sera au plus égal au ferrailage optimal. On peut donc ensuite calculer le ferrailage au plus juste, sans se préoccuper de la contrainte dans le béton, que l'on sait être au plus égale à la contrainte admissible.

3.1.5. - Présentation des résultats.

La note de calcul imprimée ne tient compte que du résultat définitif du dimensionnement car on n'a pas jugé bon de sortir des résultats intermédiaires qui alourdiraient inutilement la présentation.

- Caractéristiques de l'ouvrage. On y rappelle toutes les valeurs numériques fournies sur le bordereau des données et on peut ainsi vérifier que les données ont été correctement introduites. On donne sous la rubrique "Caractéristiques optimisées" les dimensions déterminées par le programme au terme de l'itération, en particulier les épaisseurs E3 et E2 de la traverse et du piédroit, et l'épaisseur E1 de la semelle. E1 dépend uniquement de la valeur de E2 : si E2 est inférieure à 0,60 m., E1 est prise égale à 0,60 m; si E2 est supérieure à 0,60 m, E1 est prise égale à E2.

() On trouve également la largeur droite de la semelle et son excentrement (mesurés perpendiculairement au piédroit). L'excentrement est compté positivement si le centre de la semelle est à l'intérieur du portique, négativement dans le cas contraire.

- Définition des charges: On y rappelle les charges retenues pour effectuer le calcul des efforts.

- Lignes d'influence des moments longitudinaux, pour une charge se déplaçant sur la traverse supérieure, à partir de l'angle, en des points espacés du pas choisi (0,50 ou 0,25 m. suivant la valeur de LU). Même si la portée n'est pas égale à un nombre entier de pas, les ordonnées des lignes d'influence de l'extrémité de la portée sont fournies. En fait, quoique l'impression n'en soit faite en aucun cas, le programme prend en compte en outre le prolongement de ces lignes d'influence sur les dalles de transition dans la recherche des effets les plus défavorables; ce prolongement est tout simplement une décroissance linéaire à partir de la valeur à l'angle jusqu'à zéro à l'extrémité des dalles de transition.

- Moments permanents. On calcule les quatre composantes (charge permanente, dalle de transition, poussée des terres, hauteur supplémentaire de remblai) dont le total est celui fourni en première colonne du tableau récapitulatif.

- Coefficients de majoration dynamique.

- Paramètre d'entretoisement et coefficient de répartition transversale des moments longitudinaux, calcul fait par la méthode de GUYON-MASSONNET de manière à donner les résultats pour la fibre la plus défavorable.

- Moments fléchissants extrêmes dans les sections déterminantes : on y récapitule les résultats des moments de charge permanente et des divers moments de charges d'exploitation.

3.2. - Courbes enveloppes d'efforts.

3.2.1. - Calcul des enveloppes des moments fléchissants longitudinaux sur la traverse et le piédroit.

Le calcul comporte pour chaque point la détermination de la ligne d'influence; puis on fait appel dans les mêmes conditions que pour le dimensionnement, aux sous-programmes de calcul d'efforts. Ce calcul est effectué pour tous les points d'un piédroit et d'une demi traverse espacés du pas de calcul choisi (0,50 ou 0,25 m. suivant la valeur de LU).

Pour chaque charge retenue il est imprimé un tableau qui donne le détail des calculs (position la plus défavorable de la charge ou longueur chargée, somme des ordonnées de la ligne d'influence, moment non pondéré).

Pour la traverse et le piédroit on procède à la recherche en chaque point de l'enveloppe des moments longitudinaux par combinaison des moments de charges permanentes avec les moments des charges d'exploitation pondérées.

3.2.2. - Moment transversal sur la traverse :

Le moment transversal fait l'objet d'un calcul séparé. Comme on

doit donner, pour des raisons évidentes de simplicité, un ferrailage transversal uniforme au portique ouvert il n'a été nécessaire de calculer que le moment transversal maximal (il se produit au centre de la traverse supérieure). La méthode employée est celle de MM. GUYON et MASSONNET avec le développement en série de FOURIER de la fonction $\mu(\alpha, \beta, \theta, \varphi)$ (les variables sont données sous leur dénomination habituelle). Comme le développement en série de FOURIER de μ converge lentement, il a été nécessaire, pour avoir une précision convenable du résultat, de calculer les cinq premiers harmoniques.

Le calcul est effectué uniquement au centre de la dalle. Les deux pages imprimées fournissent les dimensions de la plaque équivalente (largeur, longueur ℓ et paramètre d'entretoisement θ) et une série de tableaux relatifs à chaque type de charges. (On trouvera la formule du moment transversal pièce 2.5. § 3.2.). La signification des différentes colonnes de résultats est donnée dans la note de calcul commentée.

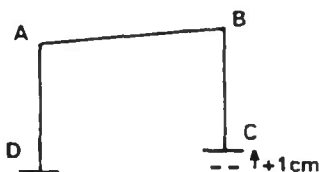
Le programme considère successivement toutes les charges retenues par le projeteur dans leur disposition la plus défavorable. Pour les charges composées d'essieux le programme prend en compte le groupe longitudinal le plus défavorable (ainsi pour B_c il ne retient que les deux essieux arrières du véhicule).

Lorsque chaque moment transversal M_y de charge est calculé, on lui ajoute le produit du facteur $(\nu + \cos^2 \varphi)$ par le moment longitudinal M_x , somme des effets de la charge permanente et de la charge correspondante (le coefficient de Poisson ν est, dans le programme, pris égal à 0,15 et φ désigne le biais géométrique de l'ouvrage). On recherche ensuite le moment maximal parmi les $(M_y + (\nu + \cos^2 \varphi) M_x)$ donnés pour chaque cas de charge et ce moment maximal sert à déterminer le ferrailage transversal.

3.2.3. - Déplacements d'appui.

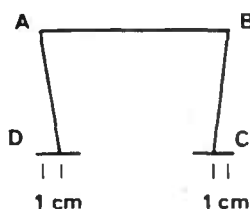
Ce calcul n'intervient pas directement dans la note de calcul, ni pour le dimensionnement ni pour le ferrailage. Il est cependant utile, lorsque l'ouvrage est construit et que l'on a pu constater et mesurer des tassements, de chiffrer les conséquences que cela implique pour les efforts dans l'ouvrage. Pour l'établissement des dessins de ferrailage on ne s'en servira qu'exceptionnellement car les épures d'arrêt des barres ont été fixées de manière à procurer une large surabondance à la base des piédroits.

Les mouvements éventuels sont décomposés en quatre composantes :



a - mouvement vertical :

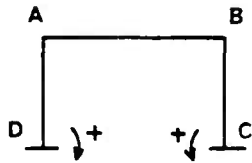
Pour un soulèvement de 1 cm de l'appui de droite on donne l'effet hyperstatique aux angles A et D. Comme l'effet est antisymétrique le moment hyperstatique au centre de l'ouvrage est nul.



b - mouvement horizontal :

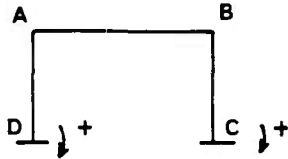
Pour un déplacement horizontal de 1 cm de chaque appui vers l'intérieur (rapprochement de 2 cm des appuis) on donne l'effet hyperstatique aux angles A et D qui, par symétrie, sont respectivement égaux aux effets en B et C. Le moment au centre de l'ouvrage est égal au moment en A.

c - rotation symétrique :



Pour une rotation symétrique des semelles de $1/100$ radian ayant le sens indiqué ci-contre on donne les moments en A et D (respectivement égaux aux moments en B et C). Le moment au centre de l'ouvrage est égal au moment en A.

d - rotation anti-symétrique :



Pour cet effet antisymétrique, le moment au centre de l'ouvrage est nul. On donne les moments en A et D pour une rotation de $1/100$ radian ayant le sens indiqué sur le schéma ci-contre.

Par combinaison linéaire et homogène de ces quatre composantes on peut trouver l'effet hyperstatique, en un point quelconque de l'ouvrage, de tout déplacement ou rotation des appuis.

3.2.4. - Efforts tranchants sur la traverse et le piédroit.

La présentation des résultats est identique à celles des courbes enveloppes de moment fléchissant longitudinal. En application du fascicule 61 - Titre VI du C.P.C. (article 24 § 3 - commentaires), seuls sont calculés et imprimés les efforts pondérés du 1er genre.

3.2.5. - Fondation.

Suivant le type de fondation, les calculs sont menés de façon différente.

- Portique articulé à la base : il est d'abord fait un calcul des lignes d'influence des réactions horizontales et verticales. On détermine ensuite les réactions horizontales (maximales et minimales) et les verticales correspondantes puis les réactions verticales (maximales et minimales) et les horizontales correspondantes. Ces réactions sont calculées pour 1 ml de largeur de piédroit (les réactions horizontales pouvant être considérées comme perpendiculaires aux piédroits dans le cas d'un ouvrage biais). L'ensemble des lignes d'influence et des réactions est imprimé dans la note de calcul.

- Portique sur semelle : il est procédé au calcul des lignes d'influence des réactions (verticales et horizontales), des pressions sur les bords (extérieur et intérieur) de la semelle, et des moments d'encastrement de la semelle sur le piédroit (côté extérieur et côté intérieur). Ces courbes permettent le calcul des moments et efforts tranchants en des points placés à l'encastrement, au quart, au milieu et au trois quarts de la semelle. Il est ensuite calculé les pressions maximales et minimales sur les bords de la semelle. Dans ce dernier calcul l'effet des charges d'exploitation est pondéré mais n'est pas affecté de la majoration dynamique.

L'attention des utilisateurs est appelée sur le fait que, si certaines pressions minimales sont négatives, il conviendra de recommencer le calcul en fixant une valeur moins élevée à la pression maximale admissible du sol de fondation.

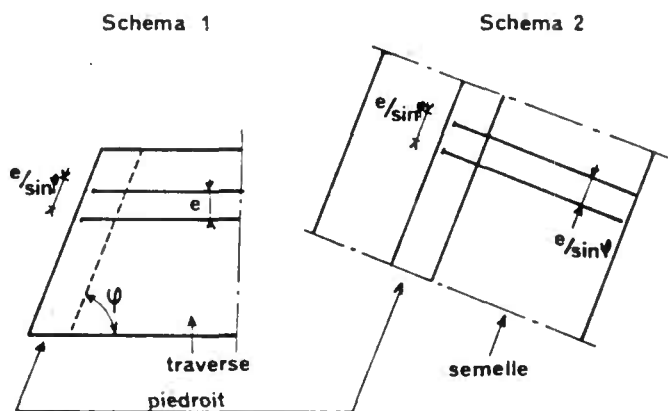
L'usage des abaques de prédimensionnement figurant en pièce 1.2 permet normalement d'éviter cette difficulté.

- Portique encasturé : il n'est pas donné d'autres informations que le moment fléchissant et l'effort tranchant à la base du piédroit pour les différents cas de charge. L'utilisateur aura à vérifier que ces efforts sont compatibles avec l'hypothèse faite (encastrement), et à dimensionner et ferrailer la semelle de fondation en conséquence.

3.3. - Ferraillage des sections.

3.3.1. - Principes.

Le ferraillage du portique est assez complexe du fait de la multiplicité des nappes d'armatures et du fait que ces nappes peuvent jouer plusieurs rôles en appartenant à des parties différentes de l'ouvrage (semelle et piédroit, ou piédroit et traverse). Il est compliqué encore par le problème du biais. On a dit que pour les ouvrages de biais modéré concernés par ce programme de calcul électronique, la traverse serait ferrillée suivant la portée biaise. On voit sur le schéma 1 ci-dessous que des mêmes armatures ont un espacement e dans la traverse (vue en plan) et un espacement $e/\sin \varphi$ dans le piédroit (vu debout). Supposons que la même nappe (schéma 2) se poursuive dans le piédroit et aille s'ancrer dans la semelle intérieure. Comme la semelle est ferrillée perpendiculairement au piédroit (c'est la direction dans laquelle on a calculé les efforts) la nappe garde dans la semelle le même espacement $e/\sin \varphi$. Toutes les sections d'acier calculées ci-après s'appliquent à une bande de un mètre de largeur parallèle à la direction de l'armature considérée, c'est-à-dire parallèle à la portée biaise sur la traverse supérieure, verticale sur le piédroit, et perpendiculaire au piédroit sur la semelle. De même, les distances entre fers sont mesurées perpendiculairement à leur direction. De ces hypothèses, on peut déduire que lorsque l'ouvrage est biais une même nappe d'armatures change de section et d'espacement lorsque l'on passe de la traverse au piédroit.



3.3.2. - Calcul du ferrailage minimal.

La première étape consiste en la recherche du ferrailage minimal nécessaire en chacun des points de la structure que l'on sait être déterminants. Ces points sont dans le cas du portique genre 2 sur semelle :

- 1) - l'angle supérieur (moments négatifs)
- 2) - le milieu de la traverse supérieure (moments positifs)
- 3) - le point, non connu a priori, du piédroit ayant le moment positif le plus grand
- 4) - la base du piédroit (moments négatifs)
- 5) - l'encastrement de la semelle côté intérieur
- 6) - l'encastrement de la semelle côté extérieur.

Dans le cas d'un portique de genre 1 (encastré sur fondations) et dans le cas d'un portique de genre 3 (articulé sur fondations) les points 5 et 6 disparaissent. L'exposé, fait dans le cas d'un portique de genre 2, s'adapte donc aisément aux autres cas qui n'introduisent que des suppressions de certaines nappes d'armatures.

3.3.3. - Ferrailage réel adopté.

3.3.3.1. - Principe de la méthode.

Le ferrailage minimal calculé peut difficilement être mis en oeuvre car pour pouvoir mettre en place les étriers dans la traverse et les piédroits, les barres des nappes en regard doivent être au même espacement, ou à des espacements multiples les uns des autres. Il convient donc de déterminer pour tout le ferrailage une maille de base qui sera reconduite sur tout l'ouvrage. Cette maille est obtenue dans la section la plus sollicitée de la traverse supérieure (angle ou milieu de traverse selon le cas) pour laquelle on conserve le ferrailage minimal calculé, que nous appellerons Ω_x . Comme dans cette section on emploie le plus gros des aciers (diamètre PHI 1) la maille de base sera donc dans la traverse :

$$d = \frac{\pi (\text{PHI } 1)^2}{4 \Omega_x}$$

Si on appelle ψ l'angle du biais, la maille de base dans le piédroit et dans la semelle sera $d/\sin \psi$. Dans ces parties de l'ouvrage le ferrailage devra être choisi dans la gamme d'espacements;

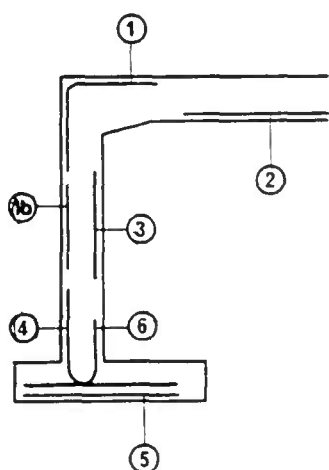
$$\frac{d}{\sin \psi} \quad , \quad \frac{2d}{\sin \psi} \quad , \quad \frac{4d}{\sin \psi}$$

On ne va pas au delà pour des raisons constructives, pour que les aciers ne soient pas trop espacés. Les valeurs $4d$ sur la traverse, $4d/\sin \psi$ sur piédroit et semelles sont aussi, on le verra, les espacements maximaux retenus pour l'épure d'arrêt des barres. Les sections d'acier retenues dépendent aussi du diamètre d'acier retenu soit PHI 1 soit PHI 2. Ainsi dans le piédroit et la semelle on pourra choisir pour chaque nappe les sections d'acier $\Omega_x \sin \psi$, $\Omega_x \sin \psi \left(\frac{\text{PHI } 2}{\text{PHI } 1}\right)^2$, et la moitié et le quart de ces deux valeurs. La machine détermine automatiquement pour chaque nappe le diamètre d'acier et l'espacement à adopter de façon que la différence entre le ferrailage adopté et le ferrailage minimal soit aussi faible que possible.

.../...

Pour les différentes nappes la machine calcule donc l'espacement moyen des barres qui est égal à l'espacement réel quand elles sont réparties de façon équidistante. En général, pour les nappes dont la densité est importante, il y a lieu de réaliser ensuite, lors du dessin, des groupages de barres par deux, et l'espacement entre deux groupes de barres qui est indiqué sur les dessins de ferrailage est le double de l'espacement des barres fourni par la note de calcul électronique. Cette adaptation se fait bien entendu sans calcul et on trouvera un exemple dans le sous-dossier 3 qui fait l'application de la pièce 2.4. du présent sous-dossier.

3.3.3.2. - Détermination des nappes d'armatures.



1) - la nappe 1 reprend les efforts de l'angle supérieur. La section d'acier à l'angle est Ω_x sur la traverse, $\Omega_x \sin \varphi$ sur le piédroit.

2) - la nappe 2 reprend les moments positifs de la traverse. La section d'acier est Ω_x en milieu de traverse.

3) - La nappe 3 reprend les moments positifs du piédroit. Section d'acier et diamètre employé sont déterminés automatiquement.

4) - la nappe 4 reprend les moments négatifs à la base du piédroit. Section d'acier et diamètre employé sont déterminés automatiquement. La nappe 4 continue dans la semelle intérieure.

5) - dans la semelle côté intérieur on dispose comme ferrailage de la nappe 4. Si cette section est insuffisante pour reprendre les moments d'encastrement, on rajoute la nappe 5 dont la section est déterminée automatiquement. La nappe 5 se prolonge dans le côté extérieur de la semelle.

6) - à l'encastrement de la semelle côté extérieur, si la nappe 5 n'existe pas, ou si la section est insuffisante on rajoute la nappe 6 qui ira s'ancrer dans le piédroit du côté de la face intérieure.

Les dispositions de ces six nappes d'armatures sont figurées schématiquement ci-contre. Le nombre des nappes est au minimum égal à 5 puisque les nappes 5 et 6 peuvent disparaître mais pas simultanément. Dans un portique de genre 1 (encasté) on ne calcule que les nappes 1, 2, 3, et 4, dans un portique de genre 3 on ne calcule que les nappes 1, 2, et 3.

La nappe 1 bis n'intervient que dans certains cas bien particuliers que nous expliquerons lors de l'étude de l'épure d'arrêt des barres.

3.3.4. - Présentation des résultats de ferrailage.

Une page reproduit les résultats du "ferrailage minimal nécessaire dans les sections déterminantes".

Les résultats de ferrailage réel adopté sont présentés pour chacune des sections déterminantes. Dans chacun des cas on rappelle l'épaisseur de la section, pour les aciers on donne le diamètre utilisé, la section d'acier et l'espacement des armatures pour chacune des nappes qui composent le ferrailage de la section. Puis viennent les caractéristiques mécaniques :

- Y = hauteur de béton comprimé
- Z = bras de levier du couple élastique
- moment résistant acier
- moment résistant béton
- effort tranchant résistant acier
- effort tranchant résistant béton
- contraintes de l'acier et du béton sous le moment maximal subi par la section.

Nous appelons moment résistant acier le produit de la section d'acier par sa contrainte de traction admissible et par le bras de levier du couple élastique. Pour le moment résistant béton la définition est analogue. Ces moments résistants dépendent donc du taux de ferrailage de la section; seul le plus petit des deux est à considérer car pour cette valeur le premier matériau atteint sa contrainte limite admissible.

Les efforts tranchants résistants acier et béton donnent, compte tenu du bras de levier du couple élastique, respectivement l'effort tranchant limite pour la résistance à l'adhérence des armatures principales et sur la base d'une contrainte limite $2,5 \sigma_b$ (cf. § 2.2.3. ci-dessus) pour la résistance au cisaillement du béton; l'effort tranchant résistant des étriers n'est pas considéré ici.

Pour le ferrailage transversal positif de la traverse, des résultats analogues sont fournis sur une feuille séparée.

Il est à noter que les sections données dans cette page sont théoriques. Elles résultent du produit de l'espacement par la section d'une barre retenue pour ferrailer ce point. Il se peut que dans certaines sections l'épure d'arrêt des barres modifie le nombre de barres réellement mis en place en arrêtant une barre avant la section considérée, ou en donnant à une barre une longueur nulle.

3.3.5. - Epure d'arrêt des barres.

La précision de l'épure est égale au pas car on ne vérifie que les points où l'on a calculé les courbes enveloppes. La longueur fournie tient compte du décalage de Z/2 de cette courbe enveloppe et de la longueur d'ancrage des barres. Pour procurer une sécurité par rapport aux charges exceptionnelles et aux tassements éventuels, le projeteur pourra néanmoins avantageusement prolonger quelques barres du ferrailage intérieur un peu au delà des points où la machine les arrête.

L'épure se fait par quart du ferrailage de chaque nappe c'est-à-dire qu'à partir du point le plus sollicité, on arrête successivement une barre sur quatre, puis une barre sur trois..... etc.

Cette épure est réalisée pour les nappes 1, 2, et 4, et éventuellement pour la nappe 5.

Pour la nappe 3, l'épure se fait pour la moitié des aciers seulement de façon à disposer d'un ferrailage sur toute la hauteur du piédroit.

La nappe 1 bis qui reprend les moments négatifs dans le centre du piédroit est mise en place lorsqu'on réalise l'épure d'arrêt des barres. Elle ne peut apparaître que dans les conditions suivantes :

- 1) - La nappe 1 (angle supérieur) utilise de l'acier de diamètre PHI 1.
- 2) - La nappe 4 (base du piédroit) utilise de l'acier de diamètre PHI 1.
- 3) - Les moments négatifs extrêmes dans la zone médiane du piédroit sont très faibles ou inexistantes.

Dans ce cas la mise en place de la nappe 1 bis, en acier de diamètre PHI 2 sert de solution de continuité entre les nappes 1 et 4 et permet de réduire le tonnage d'acier utilisé.

Pour le calcul de la longueur des barres pliées on tient compte de ce que ces barres sont excentrées par rapport à la fibre moyenne.

3.3.6. - Présentation des résultats d'arrêts de barres.

Pour chaque nappe d'armatures, on fournit huit abscisses (4 origines et 4 extrémités) et quatre longueurs. Le projeteur devra adapter ces résultats pour tenir compte de ce que les piédroits sont généralement de hauteur variable (l'ouvrage est calculé pour la hauteur moyenne) et il lui faudra prévoir les recouvrements réels des barres de piédroits pour les points où la hauteur est plus grande*. Au vu des résultats numériques le projeteur pourra faire en sorte que la nomenclature des longueurs soit plus réduite, si le tonnage en est peu modifié.

3.3.7. - Nomenclature des aciers auxiliaires.

Sur la page de résultats ainsi intitulée dans les notes de calcul électronique, sont répertoriés tous les aciers de diamètre PHI 2 qui ne font pas l'objet d'un calcul de résistance de matériaux et qui sont évalués soit directement, soit par déduction à partir de nappes existantes.

- Dans la traverse supérieure on trouve les aciers longitudinaux qui assurent le prolongement d'une barre sur deux du ferrailage longitudinal (intérieur et extérieur). Ils se déduisent donc directement du calcul du ferrailage principal. Transversalement, sur la face supérieure, on place systématiquement un ferrailage moitié (c'est-à-dire à l'espacement double) du ferrailage transversal calculé pour la face intérieure de la traverse.

- Dans les goussets on place longitudinalement des fers de 1,80 m. de long (longueur évaluée à partir de la dimension normale du gousset), à un espacement double de celui du ferrailage principal de la traverse; transversalement on place un ferrailage de principe (8 barres par gousset).

* Il est prévu d'automatiser cette adaptation dans une version ultérieure du programme de dessin.

- Dans les piédroits on place transversalement sur chacune des deux faces des fers espacés de 0,40 m.; toutefois, sur les deux premiers mètres à partir de la reprise de bétonnage de la base, pour éviter des fissures de retrait différentiel, les fers sont espacés de 0,20 m. sur chaque face.

- Dans les semelles, on place longitudinalement sur la face supérieure des aciers à l'espacement double de l'espacement du ferrailage principal du piédroit; dans certains cas, ces aciers peuvent avoir à supporter des efforts effectifs et on aura à vérifier manuellement leur convenance. Ces cas se présenteront lorsque la note de calcul électronique fera apparaître des moments fléchissants "positifs" non négligeables dans les semelles. Transversalement on place des aciers espacés de 0,20 m. sur la face inférieure et 0,40 m. sur la face supérieure.

3.3.8. - Epure de répartition des étriers.

Le problème de la programmation de l'épure d'étriers est délicat en raison du grand nombre de paramètres que l'on peut faire varier : diamètre des étriers, nombre d'étriers par cours, espacement des cours d'étriers. On n'a pu résoudre le problème qu'en le faisant dégénérer. Nous allons étudier ses trois aspects :

- le diamètre d'étrier utilisé est unique et fixé par le bordereau des données (PHI 3) ainsi que la qualité de cet acier ($\sigma_{en 3}$).

- sur le nombre d'étriers par cours, c'est-à-dire sur l'espacement transversal des étriers, nous allons particulièrement insister car il s'agit d'un point délicat et il convient d'éviter des erreurs d'interprétation du simple au double lors de l'exploitation de la note de calcul électronique. Les étriers seront portés par les barres du ferrailage principal; l'espacement transversal des étriers sera le même tout le long de la traverse (ou du piédroit); dans chaque rangée (ou cours) on accroche un étrier à une barre sur quatre du ferrailage principal tel qu'il est calculé à l'angle supérieur : quand on s'éloigne de l'angle et que l'on réalise l'épure d'arrêt des barres, il est clair que l'espacement transversal des étriers restant constant, il y a des étriers sur plus d'une barre sur quatre du ferrailage principal; la règle n'est donc valable que lorsque le ferrailage principal est complet. La note de calcul donne l'espacement des aciers à l'angle supérieur: d sur la traverse, $d/\sin \varphi$ sur le piédroit. L'espacement transversal des deux étriers consécutifs d'un même cours (ou rangée) sera donc $4 d/\sin \varphi$ (mesuré selon le cours), soit $4 d$ (mesuré selon la largeur droite) sur la traverse et $4 d/\sin \varphi$ sur le piédroit. La section d'étrier par cours au ml de largeur droite de traverse sera donc :

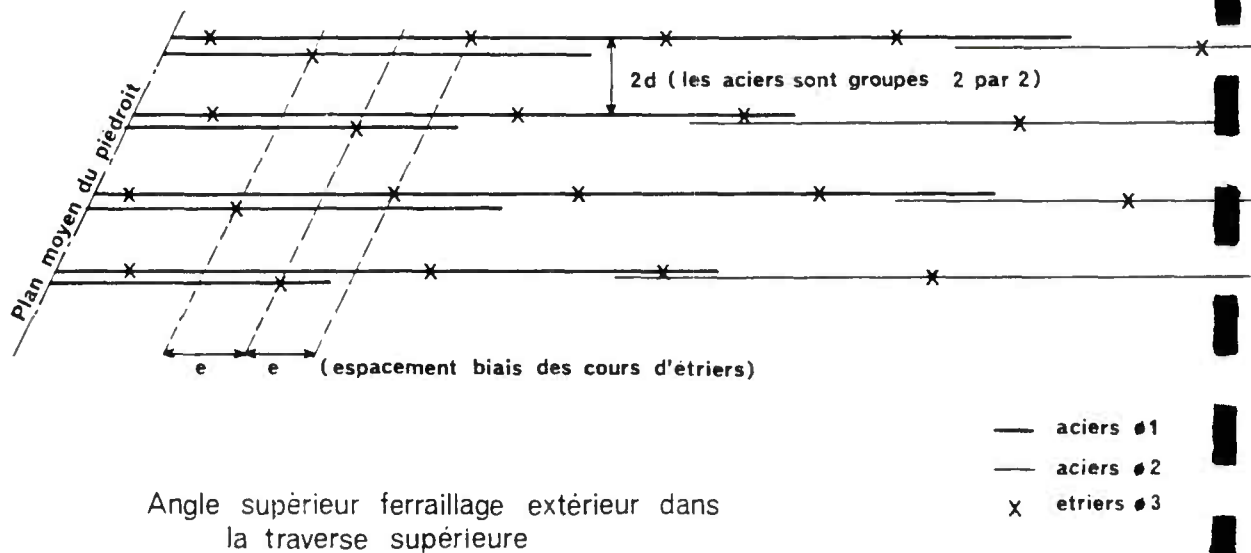
$$A_t = 2 \cdot \underbrace{\frac{\pi(\text{PHI}3)^2}{4}}_{\text{Section d'un étrier}} \times \underbrace{\frac{1}{4d}}_{\text{espacement}} = \frac{\pi(\text{PHI}3)^2}{8d}$$

et $\frac{\pi(\text{PHI}3)^2}{8d} \sin \varphi$ au ml de piédroit ou de la semelle.

- Quant à l'espacement longitudinal des cours d'étriers, noté e sur le schéma ci-après, il est choisi dans la série suivante, exprimée en centimètres : 6 - 8 - 10 - 12 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40 - et 50. Cela n'a pas été fait au hasard, mais en raison des propriétés mathématiques de cette suite, pour les mêmes motifs que ceux qui l'on fait choisir comme gamme de diamètres normalisés d'acier.

() Au cas très exceptionnel où l'espacement de 6 cm serait donné par la note de calcul électronique, il conviendra de vérifier que cette valeur est suffisante.

Dans la plage centrale de la traverse supérieure l'espacement des cours d'étriers n'est pas choisi dans cette gamme mais de façon que le nombre d'étriers soit un entier.



Ayant défini la section des aciers par cours, selon les principes exposés, on peut déterminer en chaque point où l'on a calculé l'effort tranchant, la valeur minimale de l'espacement longitudinal des étriers qui est la plus petite des valeurs données par les formules suivantes :

$$\bar{t} = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_0 = \frac{At \bar{\sigma}_{at}}{G_b} \quad (1) \\ \bar{t}_1 = h (1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}) \quad (2) \end{array} \right.$$

Les notations de ces formules sont définies à l'article 25 du fascicule 61 - Titre VI du C.P.C. En pratique, il n'y a pas lieu de faire intervenir la deuxième valeur limite $\bar{t}_2 = 0,2$ h prévue par l'article 25, car pour une dalle le cisaillement \bar{t}_b reste limité, et on a toujours $\bar{t}_1 > \bar{t}_2$.

3.3.9. - Avant-métré récapitulatif.

Celui-ci est établi pour l'ouvrage décrit dans le bordereau des données (qui pourra être un demi-ouvrage dans le cas de P.I. autoroutier). Il ne tient pas compte des éléments annexes : têtes, corniches, corbeaux, dalles de transition, masques, murettes, ni pour les ouvrages encastrés ou articulés des bétons, coffrages et ferraillements situés sous le point considéré comme base du piédroit. Il tient compte de tous les ferraillements énumérés ci-dessus y compris des aciers auxiliaires (cf. § 3.3.7.).

Cet avant-métré ne fait donc que reprendre les résultats acquis après le calcul d'optimisation de la géométrie et du ferraillement, pour calculer :

- le volume de béton : volume du "tube" ouvert que l'on a défini auquel est ajouté le volume des goussets d'angle dont la section est 1 m x 0,30 m.,
- la surface de coffrage qui s'en déduit immédiatement;
- le poids des armatures de diamètre PHI 1 (qui font toutes l'objet d'un calcul justificatif),
- le poids des armatures de diamètre PHI 2 qui comprennent les armatures justifiées dans le calcul et les armatures auxiliaires récapitulées dans une page de la note de calcul (cf. § 3.3.7. de la présente pièce),
- le poids des armatures de diamètre PHI 3 (étriers).

Le poids des étriers de la traverse, des piédroits et des semelles est exactement calculé à partir des épures de répartition.

- le poids total des armatures définies ci-dessus rapporté au m³ de béton mis en oeuvre. Ce chiffre permet une vérification rapide du taux de ferraillement de l'ouvrage. Couramment pour un ouvrage sur semelles, il est de 0,090 à 0,110 T/m³.

4. - UTILISATION DES PROGRAMMES.

En premier lieu nous attirons à nouveau l'attention du lecteur sur le fait que la commande d'une note de calcul électronique et d'un dessin automatique se situe dans le déroulement général des études au niveau de l'appel d'offre ou de l'étude d'exécution. Il n'est pas nécessaire de réaliser cette opération plus tôt car elle pourrait s'avérer inutile en cas de modifications ultérieures du projet. D'autre part, au moment de passer la commande, il est souhaitable que tous les éléments nécessaires à la définition des données soient réunis et principalement ceux relatifs au sol de fondation. Une reconnaissance de sol constituée de carottages et d'essais pressiométriques évitera pour un coût modique des difficultés à l'exécution.

Le bordereau des données sera envoyé en double exemplaire avec une lettre de commande en triple exemplaire à Monsieur l'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Chef de la D.O.A.-B, à l'attention de Monsieur l'Ingénieur des ponts et chaussées chargé du 7ème Arrondissement du S.E.T.R.A. B.P. 100 - BAGNEUX 92220. Les calques de ces pièces sont inclus dans le présent dossier.

Pour les calculs automatiques associés à celui d'un portique (MUR 73, MRB-BA 70, PSH 2) la commande sera effectuée de la façon suivante :

- Programme MUR 73 : le bordereau des données peut faire l'objet d'un envoi séparé à l'attention du 5ème Arrondissement ou être joint à l'envoi du bordereau du PI-PO 74 à l'attention du 7ème Arrondissement qui le fera suivre.

- Programme MRB-BA 70 ou PSH 2 : le bordereau est à adresser à l'attention du 7ème Arrondissement après réception de la note de calcul PI-PO 74 car certains résultats de celle-ci sont indispensables pour préparer les données.

Dès réception au S.E.T.R.A. l'ordre de grandeur des données est vérifié par le gestionnaire avant exécution de la note de calcul. Nous rappelons toutefois que le client prend la responsabilité des données figurant au bordereau.

Après exécution de la note de calcul, le gestionnaire vérifie que le programme s'est bien déroulé. La note de calcul est alors expédiée au client sous forme d'un original sur papier d'imprimante et de deux photoréductions de format proche de 21 x 29,7 cm (des exemplaires supplémentaires peuvent être demandés et ils seront facturés en plus).

Lorsque le dessin automatique a été demandé le gestionnaire procède à son exécution après vérification du bon déroulement de la note de calcul. Le dessin est expédié sous forme du calque original et d'un contre calque. Afin de ne pas retarder l'expédition de la note de calcul le dessin automatique fait l'objet d'un envoi séparé et ultérieur.

La facturation est établie conformément au barème des prestations de la Division de l'Informatique du S.E.T.R.A. Le niveau normal de facturation sera le niveau B défini dans ce barème.

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

PIPO 74



Pièce **2.2**

**DETERMINATION DE
QSUP , QDT , ESOL ET PSREMB**

Décembre 1974

SOMMAIRE DE LA PIECE 2.2.

	Page
1. - REACTION DE LA DALLE DE TRANSITION.	1
2. - POIDS DES SUPERSTRUCTURES.	3
3. - MODULE D'ELASTICITE DIFFERE DU SOL DE FONDATION.	6
4. - DENSITE DES SURCHARGES SUR LES REMBLAIS.	9

I REACTION DUE A LA DALLE DE TRANSITION.

On pourra se reporter au dossier-pilote JADE 68 (pièce 4) donnant toutes dispositions concernant les dalles de transition.

1 - GENERALITES.

Le passage inférieur forme une discontinuité dans les terrassements généraux. Les remblais au contact de l'ouvrage sont difficilement compactables, et sont donc susceptibles de tasser. Les dalles de transition permettent de diminuer les inconvénients des dénivellations pouvant apparaître entre remblai et ouvrage, en les répartissant sur une certaine longueur.

Deux facteurs sont à déterminer lorsque ce dispositif a été retenu : la position verticale de la dalle et sa longueur.

La position verticale de la dalle de transition, qui conditionne la position de son corbeau d'appui sur l'ouvrage, dépend de la nature de la chaussée dont on veut assurer la continuité :

- quand la chaussée est souple, la dalle est profonde : elle supporte les diverses couches de la chaussée ; elle est généralement plongeante vers le remblai car il est souhaitable, pour simplifier le coffrage et le bétonnage de l'ouvrage, de placer le plan supérieur du corbeau dans le plan de la reprise de bétonnage à la base du gousset de l'angle supérieur.

- quand la chaussée est rigide, la dalle est superficielle. Elle ne supporte que la couche de roulement en béton bitumineux.

La longueur de la dalle de transition dépend des mêmes facteurs que le choix de cet équipement ; on pourra retenir les valeurs suivantes :

- 3 à 6 m pour les ouvrages autoroutiers, en se limitant en général à 5 m

- 1,5 à 3 m pour les ouvrages sous Route Nationale, et jusqu'à 5 m lorsque des tassements des remblais sont à craindre.

Pour le calcul de la réaction due à la dalle de transition on assimile celle-ci à une travée indépendante appuyée à une extrémité sur l'ouvrage, par l'intermédiaire du corbeau, et à l'autre sur le remblai.

Le symbole QDT du bordereau des données est la valeur de la réaction d'appui de la dalle sur le piédroit, ramenée au mètre linéaire de largeur droite de l'ouvrage.

Notations

$$QDT = \frac{R}{2b}$$

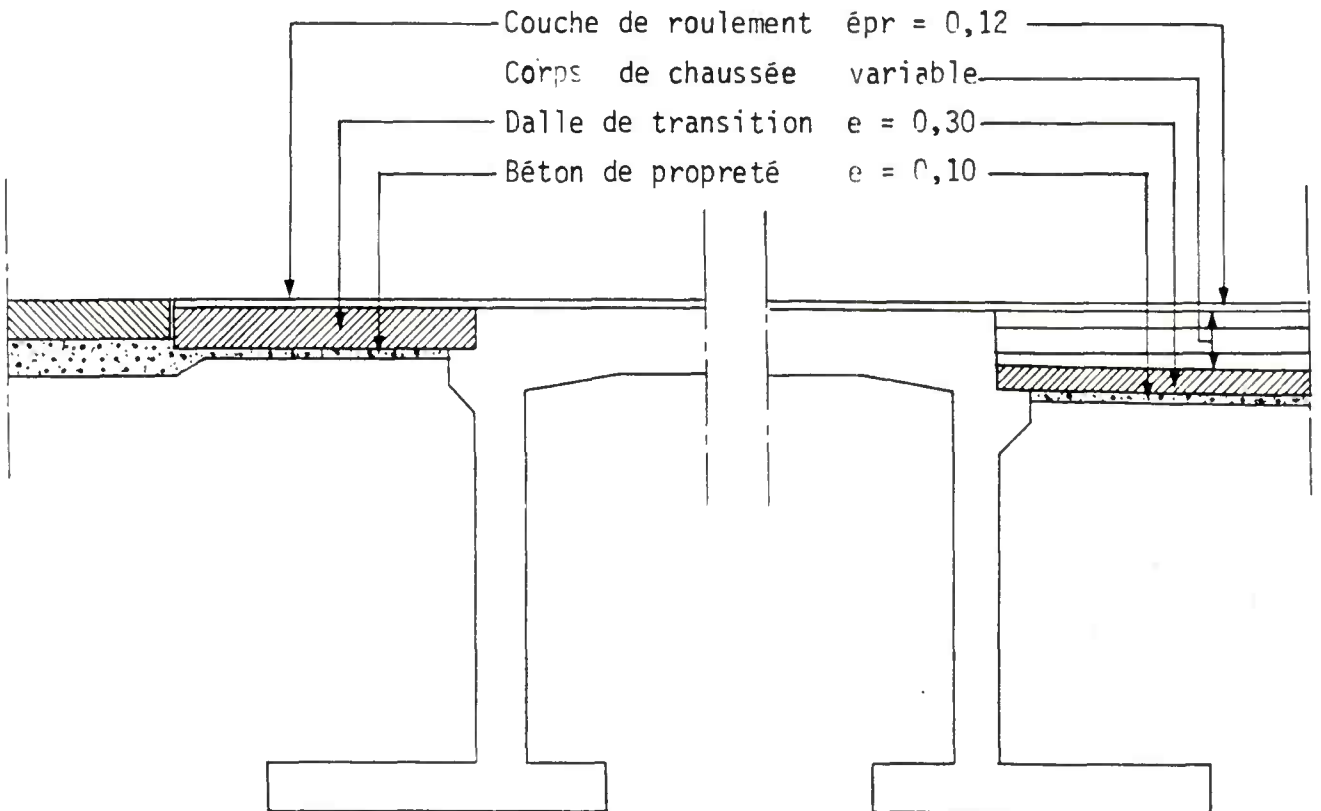
R = réaction d'appui = $\frac{1}{2}$ poids total
2b = largeur droite de l'ouvrage
D = longueur biaise de la dalle de transition
d = largeur droite de la dalle de transition
LDALT = longueur droite de la dalle de transition

2 - DISPOSITIONS GENERALES.

2.1 - Dalle superficielle

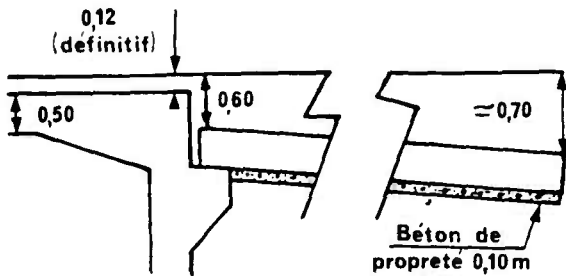
2.2 - Dalle profonde

Dans ce cas on
fera si poss
en sorte que
niveau supérieu
du corbeau s
dans le plan
la reprise de t
tonnage en t
du piédroit.



3 - EXEMPLE DE CALCUL.

Pour l'exemple d'application sur semelle (PI 1280/123) le calcul de QDT a été ainsi réalisé : (d désigne la largeur droite de la dalle)



Dalle	$2,5 \times 0,30 \times Dd$	$= 0,75 Dd$
béton de propreté	$2,5 \times 0,10 \times Dd$	$= 0,25 Dd$
couche de roulement	$2,2 \times 0,12 \times Dd$	$= 0,26 Dd$
couches intermédiaires	$2,0 \times \frac{0,48+0,58}{2} \times Dd$	$= 1,06 Dd$
		$2 R = 2,32 Dd$

$$QDT = 1,16 \times \frac{Dd}{2b} = 1,16 \times \frac{5,26 \times 12,5}{16,00} = 4,76 t$$

4 - CADRE DE CALCUL.

	Superficielle	Profonde
dalle	$2,5 \times \text{épaisseur} \times Dd$	$2,5 \times \text{épaisseur} \times Dd$
béton de propreté	$2,5 \times 0,10 \times Dd$	$2,5 \times 0,10 \times Dd$
couche de roulement	$2,2 \times \text{épaisseur} \times Dd$ finale	$2,2 \times \text{épaisseur} \times Dd$ finale
couches intermédiaires		$2,0 \times \text{épaisseur} \times Dd$ moyenne
Total 2 R =		
QDT = R/2b		

II POIDS DES SUPERSTRUCTURES.

On pourra se reporter aux dossiers-pilotes GC et STER 74.

1 - GENERALITES.

Le symbole QSUP (carte 4 du bordereau de données) désigne le poids des superstructures rapporté au m² de tablier. Il exprime une densité dont l'unité est la t/m².

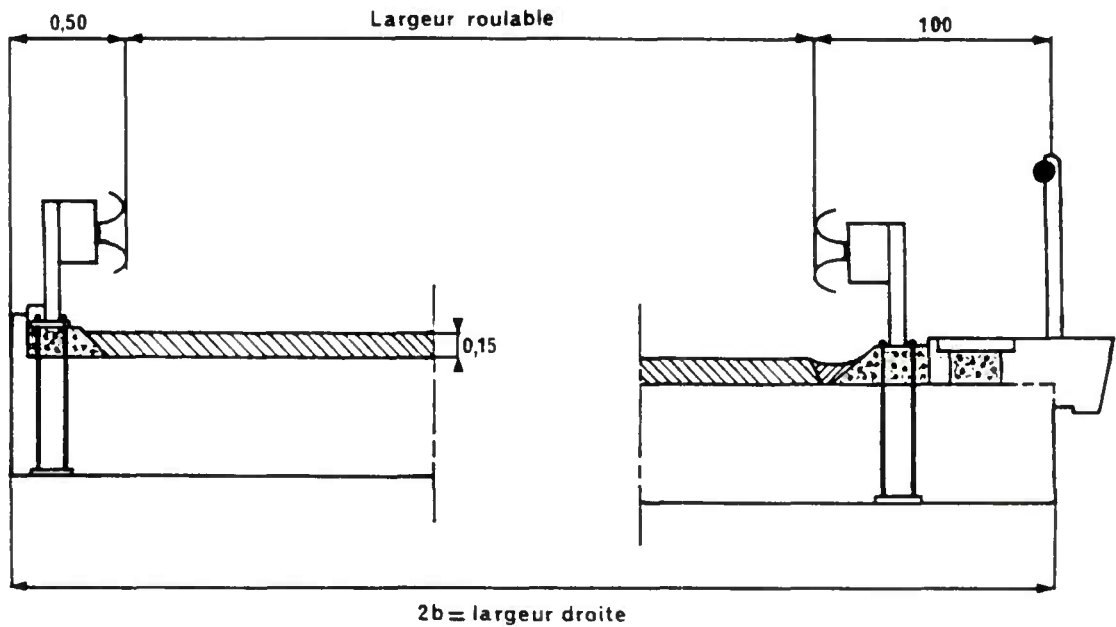
Dans les superstructures on peut distinguer deux types d'éléments :

a) les éléments linéaires : Exp. garde-corps, corniche, glissière
remplissage des trottoirs

Leur poids est indépendant de la largeur de l'ouvrage.

b) les éléments de surface : Exp. la chape, la couche de roulement
éventuellement le remblai s'il en existe sur l'ouvrage.

Ils ne règnent pas systématiquement sur toute la largeur de l'ouvrage.



2 - CADRE DE CALCUL.

a) Eléments linéaires.

désignation	nombre	section (m ²)	poids unitaire	poids de l'élément
garde-corps		x//////////x	t/ml =	t/ml
glissière		x//////////x	t/ml =	t/ml
corniche	x		x 2,5 t/m ³ =	t/ml
murette (1) porte grille	x		x 2,5 t/m ³ =	t/ml
trottoir	x		x 2,5 t/m ³ =	t/ml
Poids total = Pe1 =				t/ml

(1) la murette n'existe que pour les profils autoroutiers.

b) Eléments de surface.

désignation	épaisseur	largeur	densité	poids de l'élément
chape (2)		x	x 2,2 t/m ³ =	t/ml
revêtement (y compris reprofilages)		x	x 2,2 t/m ³ =	t/ml
remblai		x	x 2 t/m ³ =	t/ml
Poids total = Pes =				t/ml

(2) la chape peut être considérée comme s'étendant sur toute la largeur de l'ouvrage.

$$Q_{SUP} = \frac{Pe1 + Pes}{2b} = \quad t/m^2$$

3 - EXEMPLE DE CALCUL. (modèle d'application PI 2180/123 sur semelles)

a) Eléments linéaires.

désignation	nombre	section (m ²)	poids unitaire	poids de l'élément
garde-corps	1	x//////////x	0,05 t/ml =	0,05 t/ml
glissière	2	x//////////x	0,02 t/ml =	0,04 t/ml
corniche	1	x 0,100	x 2,5 t/m ³ =	0,25 t/ml
murette porte-grille	1	x 0,024	x 2,5 t/m ³ =	0,06 t/ml
trottoir	1	x 0,120	x 2,5 t/m ³ =	0,30 t/ml
Poids total = Pe1 =				0,70 t/ml

b) Eléments de surface.

désignation	épaisseur	largeur	densité	poids de l'élément
chape	0,03	x 16	x 2,2 t/m ³ =	1,05 t/ml
revêtement (y compris reprofilages)	0,12	x 14,5	x 2,2 t/m ³ =	3,83 t/ml
remblai	0	x 0	x 2 t/m ³ =	0 t/ml
Poids total = Pes =				4,88 t/ml

$$Q_{SUP} = \frac{Pe1 + Pes}{2b} = \frac{0,70 + 4,88}{16} = 0,350 \text{ t/m}^2.$$

III | MODULE D'ELASTICITE DIFFERE DU SOL DE FONDATION.

On pourra se reporter au dossier FOND 72 fascicule 4 § 4.2.4.

Le programme de calcul fait intervenir le module d'élasticité différé ESOL qui est issu de la formule simplifiée :

$$W = \frac{4.P.R}{ESOL}$$

où W est le tassement
P la pression appliquée
R la demi-largeur de la semelle.

En introduisant le module de réaction du sol K, défini par la relation $W = \frac{P}{K}$, la détermination de ESOL se ramène à celle de K par :

$$ESOL \text{ (T/m}^2\text{)} = 4 K \text{ (T/m}^3\text{)} \cdot R \text{ (m)}$$

a) Le module de réaction K peut être déterminé à partir du module pressiométrique E_p ; nous proposons deux méthodes d'évaluation :

Méthode MENARD. Ce module de réaction K est une fonction de E_p , du coefficient "rhéologique" α , et des coefficients de forme λ_2 et λ_3 soit :

$$(1) \frac{1}{K} = \frac{1,33}{3 E_B} \times R_0 \times \left(\lambda_2 \times \frac{R_0}{R} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{4,5 E_A} \times \lambda_3 \times R$$

On trouvera au paragraphe 5.2.1 du dossier FOND 72 tous les éléments nécessaires pour le déterminer.

Evaluation de K par TERZAGHI et PECK.

TERZAGHI et PECK ont proposé une évaluation de K à partir du module de compression E_c soit :

$$K = \frac{E_c}{4 \cdot R_0} \left(\frac{2R + 0,30}{4R} \right)^2 ; \text{ si l'on considère que } E_c = \frac{E_p}{\alpha} \text{ on a :}$$

$$(2) K = \frac{E_p}{4 \alpha \cdot R_0} \left(\frac{2R + 0,30}{4R} \right)^2 \text{ en T/m}^3 \text{ également en fonction de } E_p$$

avec

E_p module pressiométrique moyen de la couche porteuse

R_0 rayon de référence égal à 0,16 m

α coefficient de structure du sol :

sable et graviers $\alpha = \frac{1}{3}$

limons, argiles sableuses
et sables argileux $\alpha = \frac{1}{2}$

argiles normalement
consolidées $\alpha = \frac{2}{3}$

terrains surconsolidés $\alpha = 1$.

Cette formule a été mise sous forme d'abaque (voir page 8).

b) Il n'est pas recommandé d'évaluer ESOL à partir de l'essai oedométrique.

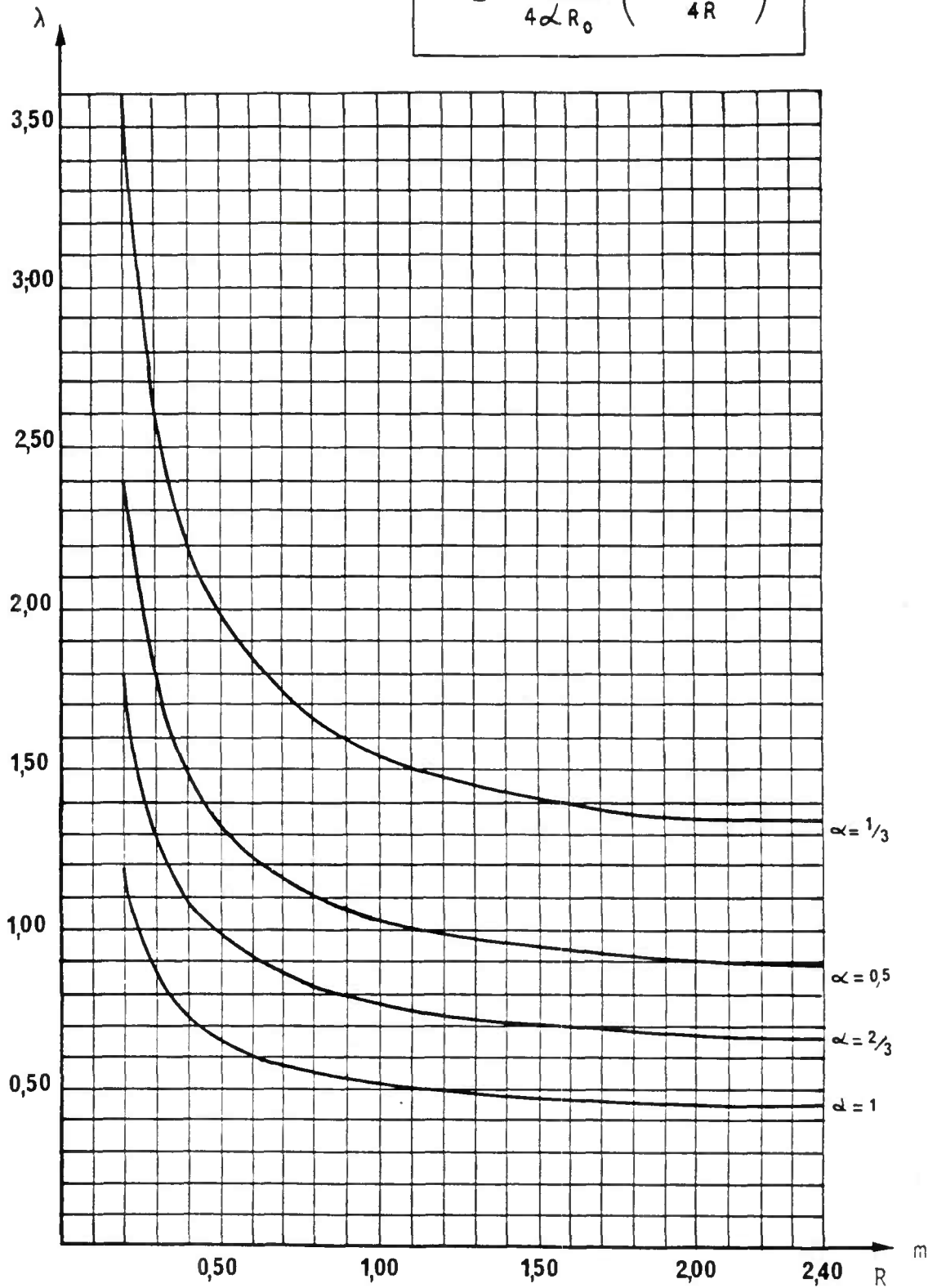
A titre indicatif nous donnons l'ordre de grandeur du module ESOL en t/m² :

Type de sol	Argile	Limon	Sable	Sable et gravier
sur consolidé ou très serré	8000	7000	18000	30000
normalement consolidé ou serré	5500	5000	15000	17000
sous consolidé, altéré et remanié ou lâche	3000	1500	3000	

Roche	ESOL
très peu fracturée	160000
normale	110000
très fracturée	80000
très altérée	16000

Calcul du module de réaction du sol K
 à partir du module pressiométrique E_p
 (d'après Terzaghi et Peck)

$$\lambda = \frac{1}{4\alpha R_0} \left(\frac{2R + 0,3}{4R} \right)^2$$



$$K = E_p \times \lambda$$

(T/m^3) (T/m^2) ($1/m$)

$$ESOL = 4.K.R$$

R rayon ou $\frac{1}{2}$ largeur de la semelle
 $R_0 = 0,16$ m
 α = coefficient de structure du sol
 E_p = module pressiométrique
 K = module de réaction du sol

IV DENSITE DE SURCHARGE SUR LES REMBLAIS.

Lorsqu'il n'y a pas de dalle de transition l'effet de ces charges se transmet à la structure sous la forme d'une poussée exercée sur les piédroits par l'intermédiaire des remblais situés de part et d'autre de l'ouvrage. Réglementairement, cette action est prise en compte comme une charge uniformément répartie sur les remblais et de densité :

$$PSREMB = 1 \text{ T/m}^2$$

Cependant, au cas où l'ouvrage est situé sur un itinéraire emprunté par des convois exceptionnels, ou s'il est soumis au passage d'engins lourds de terrassement, cette valeur s'avère insuffisante. Il est alors nécessaire d'évaluer l'effet réellement subi par le piédroit. Un calcul précis demande de tenir compte de la diffusion des pressions à l'intérieur du remblai, puis d'un effet de répartition transversale dans le piédroit. (voir dossier-pilote MUR 73, pièce 2.1 § 1.6 et 3.2.).

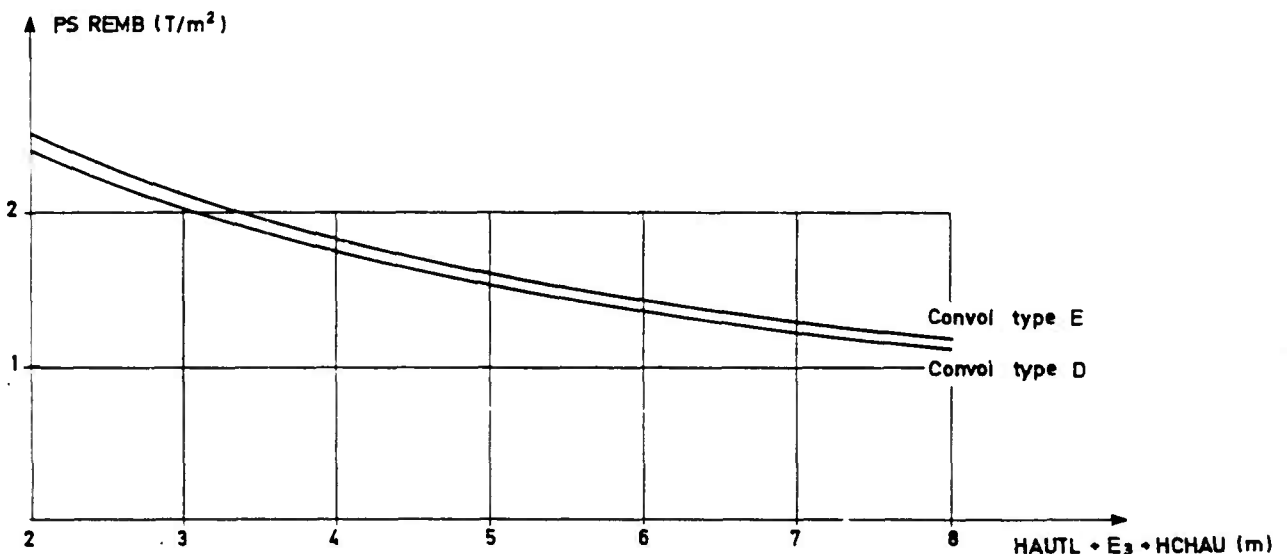
Un tel calcul étant complexe, nous proposons d'admettre par simplification que l'effet d'une surcharge appliquée sur un rectangle de largeur b_0 au niveau de la chaussée se transmet uniformément sur le piédroit sur une largeur b_1 définie par :

$$b_1 = b_0 + HAUTL + E_3 + HCHAU$$

Si p , en T/m^2 , désigne la pression exercée par le convoi sur son rectangle d'impact, on prendra donc :

$$PSREMB = p \times \frac{b_0}{b_1} = p \times \frac{1}{1 + \frac{HAUTL + E_3 + HCHAU}{b_0}}$$

Les graphiques ci-après donnent, en fonction de la quantité $(HAUTL + E_3 + HCHAU)$ la valeur correspondante de PSREMB pour les convois exceptionnels D et E.



Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement

PIPO 74



Pièce **2.3**

BORDEREAU DES DONNEES

Décembre 1974

Page laissée blanche intentionnellement

1. - ORGANISATION ET DONNEES DU CALCUL.

E 1	
CLASSE	<p>Classe de l'ouvrage définie au Fascicule 61 - Titre II (Décembre 1971)</p> <p>- Chapitre 1 - Article 3 -</p> <p>Porter : 1 - si l'ouvrage est de première classe 2 - si l'ouvrage est de deuxième classe 3 - si l'ouvrage est de troisième classe 0 - si l'on veut modifier la largeur de la voie nominale (v_0 de l'article 4,22) ou les coefficients de pondération transversale des charges de types A et B_c (cf. Article 4,21 et 5,22 du Règlement)</p> <p>Si CLASSE = 0 remplir la carte S0</p>
STATUT	<p>Définition des charges à prendre en compte -</p> <p>- <u>Charges disposées successivement</u></p> <p>Porter : 1 - charges A et P_c du Fascicule 61 2 - charge A du Fascicule 61 et une charge de type B_c (à définir en cartes S2 et S3) 3 - charge de type A (à définir en carte S1) et une charge de type B_c (à définir en cartes S2 et S3)</p> <p>- <u>Charges disposées simultanément</u></p> <p>Porter 4 - les effets des charges de type A et de type B_c (à définir en cartes S1, S2 et S3) sont <u>cumulés</u></p> <p>{ En plus de ces charges, le programme traite également les charges B_t, M_c, M_e et exceptionnelle (si elles sont demandées - cf. plus loin dans la même carte)</p>
LU	<p>Facteur de précision des calculs.</p> <p>Porter : 1 - pas de 0,50 m. 2 - pas de 0,25 m.</p> <p>Pour des portées supérieures à 13 m., on prendra obligatoirement LU = 1 (recommandé également à partir de 10 m).</p>
EXCENTR	<p>Définition du mode de calcul des coefficients de répartition transversale des moments longitudinaux.</p> <p>Porter : 0 - Les coefficients sont calculés par le projeteur et donnés en carte 5 1 - Le calcul des coefficients est fait automatiquement selon la théorie de MM. GUYON et MASSONNET 2 - Pour obtenir en plus des coefficients de répartition transversale, les lignes d'influence de cette répartition.</p>
DALTRA	<p>{ Calcul des efforts dus à une dalle de transition ou une charge sur les remblais</p> <p>Porter : DALTRA = 1 { s'il existe des dalles de transition (cas normal pour les passages inférieurs autoroutiers)</p> <p>SUREMB = 0 {</p>

SUREMB	<p>Porter : DALTRA = 0</p> <p>SUREMB = 1</p>	<p>s'il n'existe pas de dalle de transition; la densité de charge sur les remblais adjacents est définie en carte 5 (PSREMP)</p>
LIGNINF	<p>Calcul des lignes d'influence des moments longitudinaux aux cinq points principaux de la structure et du moment transversal au centre de la traverse supérieure</p> <p>Porter : 1 - pour obtenir les lignes d'influence des moments longitudinaux</p> <p>2 - pour obtenir les lignes d'influence des moments longitudinaux et transversal (pour ce dernier, il s'agit plus précisément des harmoniques 1, 3 et 5 du coefficient μ de la théorie de GUYON et MASSONNET)</p>	
POUST	<p>Calcul des efforts dus à la poussée des terres</p> <p>Porter normalement 1</p>	
PERM	<p>Calcul des efforts dus aux charges permanentes</p> <p>Porter normalement 1</p>	
TROT ⁽¹⁾	<p>Calcul des efforts dus à la charge de trottoir (de densité PSTROT en carte 4)</p>	<p>Porter 1 lorsque cette charge est à considérer, et</p> <p>Porter 0 dans le cas contraire</p>
A	<p>Calcul des efforts dus à la charge <u>A</u> ou du type <u>A</u></p>	
BC	<p>Calcul des efforts dus à la charge <u>B_c</u> ou du type <u>B_c</u></p>	
BT	<p>Calcul des efforts dus à la charge <u>B_t</u> ou du type <u>B_t</u></p>	
MC ⁽²⁾	<p>Calcul des efforts dus à la charge <u>M_c</u> ou du type <u>M_c</u></p> <p>Porter : 0 - la charge de ce type n'est pas à considérer</p> <p>3 - charge militaire M_c - STANAG 80</p> <p>4 - charge militaire M_c - STANAG 120</p> <p>5 - charge généralisée semblable au type M_c (à définir en carte S4)</p>	
ME ⁽²⁾	<p>Calcul des efforts dus à la charge <u>M_e</u> ou à la charge généralisée "à essieux"</p> <p>Porter : 0 - la charge de ce type n'est pas à considérer</p> <p>3 - charge militaire M_e - STANAG 80</p> <p>4 - charge militaire M_e - STANAG 120</p> <p>5 - charge généralisée - (à définir en cartes S2 et S3)</p> <p>On ne pourra mettre 5 que si STATUT = 1</p>	

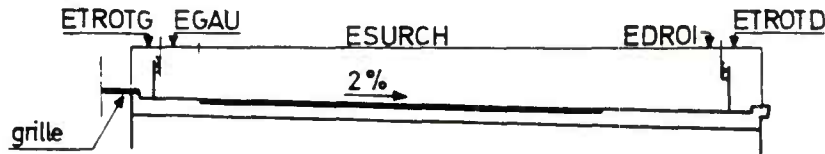
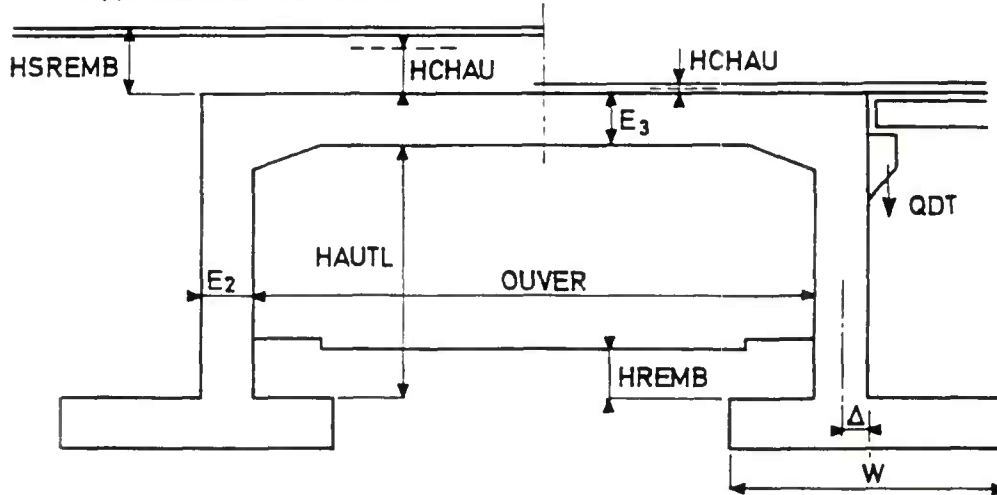
(1) - La charge de trottoir est cumulée automatiquement avec les charges civiles et militaires mais n'est pas cumulée avec les charges exceptionnelles.

(2) - Nota bene : dans le cas où l'on définira des charges généralisées par MC ou ME = 5, seront considérées comme militaires, donc ne seront pas pondérées par le programme

EXCEP	Calcul des efforts dus à une <u>charge exceptionnelle</u> Porter : 0 - la charge de ce type n'est pas à considérer 1 - charge exceptionnelle du type D 2 - charge exceptionnelle du type E	
MOMENT	Calcul des courbes enveloppes des moments longitudinaux	} Porter normalement 1
EFTRAN	Calcul des courbes enveloppes des efforts tranchants	
MOTRAN	Calcul du moment transversal maximal	
PRESS	Calcul des pressions sur le sol (porter 0 pour les portiques encastres, cas GENRE=1)	
SUITE 2	Calcul du ferrailage dans les sections les plus sollicitées Porter : 1 - si l'on veut que ce calcul soit fait 0 - si l'on ne veut pas le calcul du ferrailage	
ARBEI	Calcul des épures d'arrêt des barres	} Porter normalement 1 } Porter 0 si l'on a noté : } Suite 2 = 0
FERTRAN	Calcul du ferrailage transversal	
ETRIER	Détermination complète de la distribution des étriers sur la traverse et le piédroit	
METRE	Calcul de l'avant métré récapitulatif	
LIBDIM	Libération du dimensionnement de E_2 et E_3 Porter : 1 - si l'on veut que le dimensionnement se fasse automatiquement à partir des épaisseurs données 0 - si l'on veut que le dimensionnement donné soit conservé	
DESSIN	Commande du dessin automatique Porter : 1 - si l'on désire que le dessin soit fait	
MRB	Ouvrage droit ou peu biais : porter 0 Ouvrage de biais prononcé : porter 1. Il sera alors procédé au calcul de l'ouvrage droit fictif servant de base à un calcul par le programme M.R.B. L'attention est attirée sur le fait que la note de calcul PIPO ne permet pas dans ce cas de définir le ferrailage de la traverse, et que la note de calcul M.R.B. devra obligatoirement être exécutée ensuite. Voir sous-dossier 5.	
PSH 2	- Ouvrage fondé sur pieux ou puits <u>verticaux</u> : porter 1. Porter dans ce cas GENRE = 1 en carte 2. Il sera procédé au calcul de certaines données nécessaires à l'exécution d'un calcul par le programme PSH 2. Voir sous-dossier 4. - Ouvrage ayant un autre type de fondation : porter 0.	
CARTE 2	HAUTL	- Cas du portique parfaitement encasté : Distance verticale moyenne entre le nu intérieur de la traverse supérieure et la section d'encastrement - Cas du portique sur semelles : Distance verticale moyenne entre les nus intérieurs de la traverse et de la semelle - Cas du portique articulé : Distance verticale moyenne entre le nu intérieur de la traverse supérieure et le point d'articulation

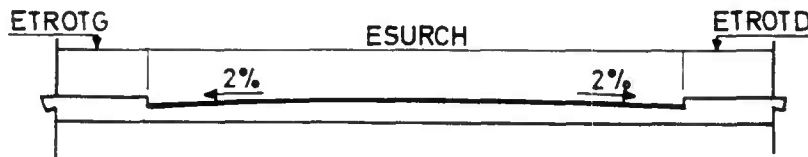
Ouvrage avec une hauteur
supplémentaire de remblai

Ouvrage normal



GAUCHE

DROITE

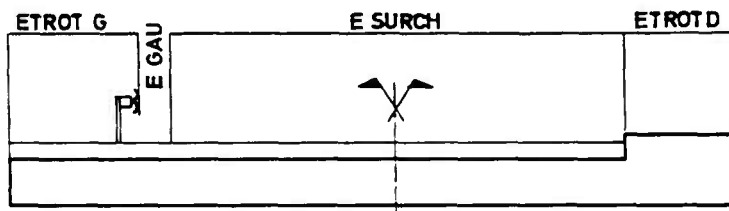


HREMB	Hauteur moyenne de remblai sur les semelles intérieures
OUVER	Distance droite entre parements intérieurs des piédroits.
BIAIS	Angle en grades du biais géométrique de l'ouvrage (pour un ouvrage droit porter 100,00)
E2	Epaisseur de départ du piédroit
E3	Epaisseur de départ de la traverse supérieure
W	Largeur droite de la semelle
Δ	Excentrement de la semelle (compté positivement si le centre de la semelle est vers l'intérieur du portique)

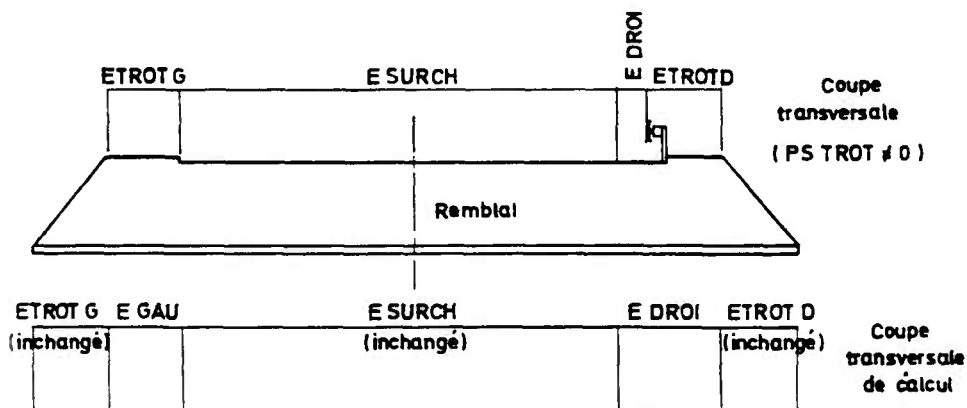
} valeurs qui seront optimisées si l'on a porté LIBDIM = 1; valeurs qui seront conservées si LIBDIM =

- Ces valeurs servent de départ à un dimensionnement par le programme : elles peuvent éventuellement être modifiées en plus ou en moins
 - Pour obtenir un dimensionnement entièrement automatique de la semelle, porter 0 dans ces deux grandeurs

- GENRE Porter : 1 - dans le cas d'un portique parfaitement encastré
 2 - dans le cas d'un portique sur semelles
 3 - dans le cas d'un portique articulé
 si GENRE \neq 2 porter $W = 0$ et $\Delta = 0$
- EHELLE Echelle du dessin automatique; indiquer 0,050 si celui-ci est commandé
- ARTÉ 3 ETROTG Pour un ouvrage autoroutier : largeur droite de la bande non chargeable située à gauche de la glissière de sécurité de gauche (glissière côté terre-plein central).
Pour la voirie ordinaire : largeur du trottoir de gauche.
- EGAU Largeur non chargeable située à gauche, entre la largeur chargeable de la chaussée et le dispositif de sécurité.
 En général, porter : 0,50 m s'il y a un dispositif de sécurité à gauche
 0,00 m s'il n'y a pas de dispositif de sécurité
- ESURCH Largeur droite chargeable (cf. article 2 du règlement)
- EDROI Largeur non chargeable située à droite, entre la largeur chargeable et le dispositif de sécurité
 En général, porter : 0,50 m s'il y a un dispositif de sécurité à droite
 0,00 m s'il n'y a pas de dispositif de sécurité
- ETROTD Pour un ouvrage autoroutier : largeur droite de la bande non chargée située à droite de la glissière de sécurité de droite.
Pour la voirie ordinaire : largeur du trottoir de droite.



Remarque - Pour un ouvrage sous remblai, le programme reste utilisable à condition d'augmenter les largeurs non chargeables. L'usage du programme dans ce cas nécessite toutefois des précautions, l'une des plus importantes étant une attention particulière à porter aux vérifications de résistance aux efforts tranchants.



CARTE 4

SENS	Sens de circulation des véhicules sur l'ouvrage Porter : 1 - pour les ouvrages autoroutiers (circulation unidirectionnelle) 2 - pour les ouvrages de voirie ordinaire (circulation bidirectionnelle)
PVOIE	Nombre de voies, au sens du règlement de charges; ce nombre est la partie entière du quotient par 3 de la largeur chargeable (ESURCH)
HCHAU	Epaisseur de béton équivalent à la chape, à la hauteur de remblai supplémentaire éventuellement, et de la chaussée (voir fascicule 61, titre VI, § 39.5.1.). Cette donnée n'intervient que pour le calcul de l'étalement des charges et la sécurité consiste à la sous-estimer.
HSREMB	Hauteur supplémentaire de remblai au dessus du niveau de la face supérieure de la traverse. Elle n'intervient que dans le calcul de la poussée des terres sur les piédroits. Porter normalement 0 s'il y a une dalle de transition (c'est-à-dire si DALTRA = 1)
LDALT	Portée droite de la dalle de transition (voir pièce pilote 2.2 chapitre I ou dossier JADE).
RANK 1	Valeur minimale du coefficient de poussée des terres de RANKINE
RANK 2	Valeur maximale du coefficient de poussée des terres de RANKINE
ESOL	Module d'élasticité différé du sol de fondations en t/m ² . Ce module d'élasticité ESOL (t/m ²) n'est pas à confondre avec le module de réaction K (t/m ³), ni avec le module pressiométrique E _p (t/m ²) (voir les relations reliant ces différents modules pièce 2.2 chapitre III)
PREMAX	Pression admissible sur le sol de fondation en t/m ² (voir notice 1.1.1 § 2.5.1.).
SPEC	Poids spécifique des terres en remblai; prendre normalement 2,0
QSUP	Poids des superstructures rapporté au mètre carré de tablier - voir pièce pilote 2.2 chapitre II (il comprend le poids des terres si l'ouvrage est sous remblai)
QDT	Réaction permanente de la dalle de transition rapportée au mètre de largeur droite d'ouvrage - voir pièce pilote 2.2. chapitre I
PSREMB	Densité de charge sur les remblais - Indiquer 0 s'il existe une dalle de transition (c'est-à-dire si DALTRA = 1); indiquer normalement 1 t/m ² dans le cas contraire (si on admet le convoi D ou en cas de passage d'engins lourds de terrassement, voir pièce pilote 2.2 chapitre IV).

PSTROT Densité de charge des trottoirs - Indiquer 0 dans le cas d'une plateforme autoroutière, indiquer 0,150 t/m² dans le cas de voirie ordinaire.

RETRAI Valeur en t/m² du produit de la variation relative de longueur de la traverse par le module de déformation (αE) sous l'effet du retrait - Voir fascicule 61 Titre VI - Article 4 § 2

TEMP Valeur en t/m² du produit de la variation relative de longueur de la traverse par le module de déformation (αE) sous l'effet de la température par rapport à la moyenne - Voir fascicule 61 Titre VI - Article 4 § 1

ARTE 5

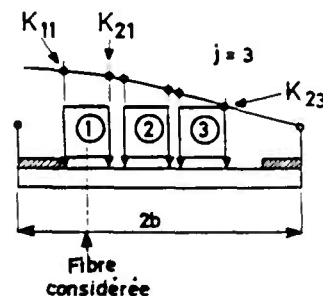
COEFA { Coefficients de majoration ou de minoration éventuelle (1) des charges réglementaires (A, B_c et B_t, militaires, exceptionnelles).
COEFB {
COEFM { Ces coefficients ne jouent pas sur les charges généralisées.
COEFEX { Porter 1,00 (sauf usages exceptionnels)

KTROT { Coefficients de répartition transversale des moments longitudinaux relatifs aux charges de trottoir et de type A, B_c, B_t, M_c, M_e exceptionnelle.
KA {
KBC { Si EXCENTR = 1 ou 2 : ne pas remplir ces cases (cas normal)
KBT { Si EXCENTR = 0 : le projeteur ne désire pas que les coefficients de répartition transversale des moments longitudinaux soient calculés par la méthode de M. GUYON; indiquer dans ce cas les valeurs à prendre en compte pour ceux-ci. Le programme ne considère qu'une seule valeur par type de charge, valable pour l'ensemble de l'ouvrage.
KMC {
KME {
KEXCEP {

Pour A et B_c, ces coefficients doivent tenir compte non seulement de la majoration due à l'excentrement des charges, mais aussi des coefficients a₁ et b_c fonction du nombre de voies chargées donnant l'effet le plus défavorable.

Plus précisément, dans le programme, la valeur KBC est la plus grande valeur de l'expression.

$$\frac{1}{2b} b_c(j) \sum_{i=1}^j \left[\frac{K_{1i} + K_{2i}}{2} \right]$$



à ne pas confondre avec les coefficients de pondération (1, 1,2 et 1,5 du règlement de béton armé), ni avec les coefficients a₁ a₂ b_c et b_t fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

où { 2b est la largeur droite de l'ouvrage.
j le nombre de files de véhicules considérées
 $b_c(j)$ le coefficient de dégressivité transversale correspondant à j voies chargées
 K_{1j} et K_{2j} les ordonnées de la ligne d'influence du coefficient K de la théorie de GUYON-MASSONNET correspondant aux 2 lignes de roues de la ie file de véhicules (dans la position où les j files ont un effet maximum)

..... lorsque l'on fait varier le nombre des files de véhicules, et que l'on examine successivement toutes les fibres de la section médiane.

CARTE 6

PHI 1 Diamètre des armatures principales en mètre (dans la gamme normalisée, voir notice 1.1.1 § 2.6.2.

PHI 2 Diamètre des armatures de répartition en mètre (armatures intérieures des piédroits, armatures transversales etc), voir notice 1.1.1 § 2.6.2.

PHI 3 Diamètre des armatures de couture en mètre, voir notice 1.1.1 § 2.

$\sigma_{en 1}$ Limite d'élasticité nominale de l'acier PHI 1 en traction { voir fascicule 61
 $\sigma_{en 2}$ Limite d'élasticité nominale de l'acier PHI 2 en traction { Titre VI
 $\sigma_{en 3}$ Limite d'élasticité nominale de l'acier PHI 3 en traction { article 1 et fascicule 4 - Titre I

$\bar{\sigma}'_{b Flex}$ Contrainte de compression admissible du béton à la flexion { voir fascicule 61
Titre VI - article 9 - Voir Notice 1.1.1 § 2.6.1.

$\bar{\sigma}_b$ Contrainte de traction de référence du béton

CARTES 7 et 8

Texte du titre qui doit comprendre au plus 120 caractères y compris les blancs séparant les mots (60 caractères par carte). Y seront mentionnés : le numéro de la route ou de l'autoroute, les noms du département, de la commune et de l'obstacle franchi.

2. - DEFINITION DES CHARGES GENERALISEES

Ces cartes ne sont à remplir que si les charges à considérer, ou les valeurs de coefficients d'application de celles-ci sont différentes de celles définies au règlement français de charges routières de Décembre 1971.

CARTE S0

Modification de la largeur V_0 de la voie nominale et des coefficients de pondération transversale.

Ne remplir cette carte que si CLASSE = 0

LVOIE

Largeur nominale d'une voie V_0

CDTA (i)

Coefficient a_1 relatif à la charge de type A correspondant à i voies chargées

CDTB (i)

Coefficient b_c relatif à la charge de type P_c correspondant à i files de véhicules

CARTE S1

Charge généralisée de type A (l)

Ne remplir cette carte que si STATUT = 3 ou 4 (carte 1)

A1

A0

{ Cette charge est considérée comme une fonction linéaire de la longueur chargée de la forme $A(l) = A1 \times l + A0$
Porter les valeurs respectives de A1 (t/m3) et A0 (t/m2)
(Si la fonction de l est décroissante, A1 est négatif et on indiquera le signe -)

exemple

-	0	0	1	0	0
---	---	---	---	---	---

 si A1 = - 0,10 t/m3

CARTE S2

Charge généralisée mobile de type P (véhicules à essieux)

Ne remplir les cartes S2 et S3 que si STATUT = 2,3 ou 4, ou si ME = 5 (carte 1)

NVOIE

Nombre de voies de circulation pour les charges mobiles généralisées (cette valeur peut être différente de PVOIE en carte 3).

NCAM

Nombre de véhicules par voie de circulation (ce nombre doit être inférieur ou égal à 3).

NES

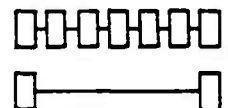
Nombre d'essieux par véhicule (ce nombre doit être inférieur ou égal à 6).

TYPE

Type d'essieux du véhicule (tous les essieux doivent être du même type).

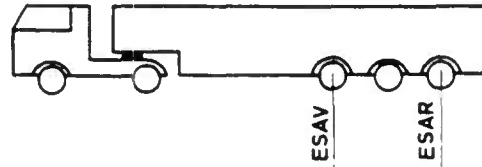
Porter : 0 - essieu du genre rouleau

1 - essieu composé de deux roues



ESAV
ESAR

Numéros des essieux extrêmes à prendre en compte pour le calcul de la flexion transversale. On retiendra normalement le gros essieu le plus lourd et le plus concentré.



LONGENC

Longueur d'encombrement d'un véhicule.

LARGENC

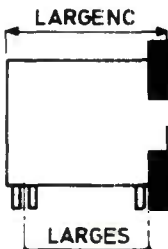
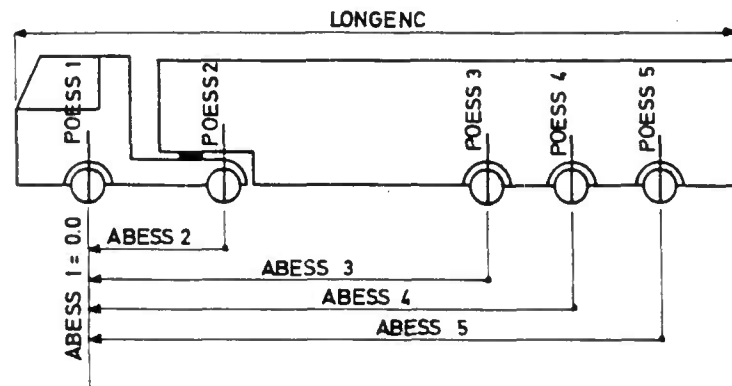
Largeur d'encombrement d'un véhicule.

LARGES

Largeur de l'essieu du genre rouleau (si TYPE = 0) ou distance entre axes des roues (si TYPE = 1)

DYNAB

Coefficient de majoration dynamique applicable au véhicule considéré



CARTE S3

ABESS (i)

La carte S3 définit longitudinalement le véhicule en précisant les abscisses et poids de chaque essieu par rapport à une origine donnée.

POESS (i)

On prendra l'essieu avant du véhicule comme essieu d'origine, soit $ABESS(1) = 0$; les essieux seront numérotés dans l'ordre et on fournira pour chacun d'eux son abscisse ($ABESS_i$) par rapport à l'essieu origine et son poids ($POESS_i$)

Remarque: si STATUT = 2,3 ou 4 la charge sera considérée comme civile, donc sera pondérée par le programme.

si ME = 5 la charge sera considérée comme militaire, donc ne sera pas pondérée par le programme.

CARTE S4

Charge généralisée mobile de type Mc (véhicule à chenille ou à action répartie)

Ne remplir cette carte que si MC = 5 (carte 1)

DYCHA

Valeur du coefficient de majoration dynamique applicable à cette charge.

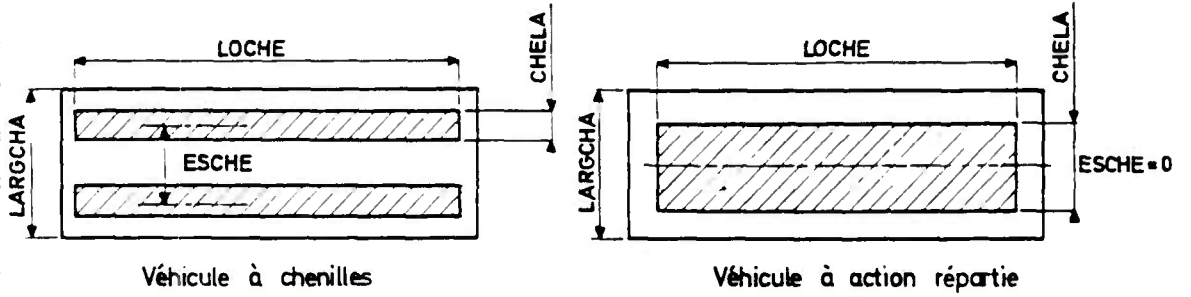
POICHA

Masse totale de cette charge.

LARGCHA

Largeur d'encombrement de cette charge.

- LOCHE Longueur d'une chenille (ou de la zone d'action de la charge)
- CHELA Largeur d'une chenille (ou de la zone d'action de la charge)
- ESCHE Distance entre axe des chenilles (mettre 0 dans le cas d'une charge répartie sur une seule zone).



Page laissée blanche intentionnellement

PIPO 74



Pièce **2.4**

NOTE DE CALCUL COMMENTEE

Décembre 1974

Page laissée blanche intentionnellement

* *
SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES , DIVISION DES OUVRAGES D'ART 8
46 AVENUE ARISTIDE BRIAND (B.P. 1001) 92 - BAGNEUX

M. HUET , INGENIEUR GENERAL , DIRECTEUR DU SERVICE
H. MATHIEU , INGENIEUR EN CHEF , CHEF DE LA DIVISION DES OUVRAGES D'ART 8

* *
NOTE DE CALCUL DE PASSAGE INFÉRIEUR EN PORTIQUE OUVERT DE BETON APME

PI PO 74

PAR

J. DURAND , INGENIEUR DES PONTS ET CHAUSSEES
M. RIMBOEUF , INGENIEUR DES TPE.

*
MODELE D APPLICATION PI 2180\123

OUVRAGE SUR SEMELLES

LA REMISE A L'ENTREPRENEUR DE LA PRESENTE NOTE DE CALCUL N'ATTENUE EN RIEN LA RESPONSABILITE
DE CELUI-CI ET NE LE DISPENSE PAS NOTAMMENT DES OBLIGATIONS QUI LUI INCOMBENT EN VERTU DE
L'ARTICLE 6 DU FASCICULE 1 DU CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES

SURCHARGE REPARTIE TYPE A
 SURCHARGE AIL) DU FASCICULE 61 TITRE II (1971)

SURCHARGE MOBILE TYPE BC
 SURCHARGE 9C DU FASCICULE 61 TITRE II (1971)

SURCHARGE MOBILE BT
 SURCHARGE BT DU FASCICULE 61 TITRE II (1971)

SURCHARGE MILITAIRE
 MC STANAG 120
 ME STANAG 120

SURCHARGE EXCEPTIONNELLE DU FASCICULE 61 TITRE II (1971)
 TYPE E

← rappel des surcharges définies au bordereau des données.
 - Pour les charges généralisées il est rappelé ici leur description faite dans les cartes supplémentaires.

- La classe de l'ouvrage n'est pas rappelée sur la note de calcul.

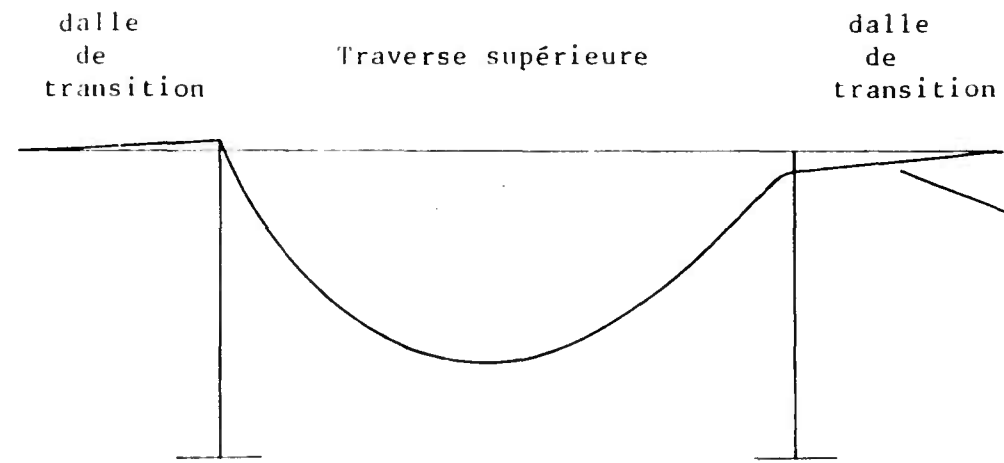
* LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS LONGITUDINAUX *
 CHARGE UNITE SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE

	ABSCISSE	ANGLE INFÉRIEUR Gauche	ANGLE SUPÉRIEUR Gauche	MILIEU TRAVERSE SUPERIEURE
angle supérieur gauche (cf. page 10) ←	0.0	0.0311	0.0073	-0.0028
	0.50	0.0261	-0.2127	0.0648
	1.00	0.0264	-0.4112	0.1452
	1.50	0.0317	-0.5902	0.2385
	2.00	0.0413	-0.7498	0.3446
	2.50	0.0546	-0.8906	0.4636
	3.00	0.0711	-1.0130	0.5954
	3.50	0.0903	-1.1177	0.7400
	4.00	0.1115	-1.2053	0.8976
	4.50	0.1342	-1.2762	1.0679
	5.00	0.1579	-1.3310	1.2511
	5.50	0.1819	-1.3704	1.4472
	6.00	0.2058	-1.3949	1.6560
	6.50	0.2289	-1.4050	1.8778
	7.00	0.2508	-1.4013	2.1124
	7.50	0.2707	-1.3843	2.2095
	8.00	0.2883	-1.3547	1.9698
	8.50	0.3028	-1.3129	1.7430
	9.00	0.3138	-1.2596	1.5289
	9.50	0.3207	-1.1953	1.3278
	10.00	0.3229	-1.1206	1.1394
	10.50	0.3199	-1.0360	0.9640
	11.00	0.3111	-0.9421	0.8013
	11.50	0.2959	-0.8395	0.6516
	12.00	0.2738	-0.7286	0.5146
	12.50	0.2442	-0.6102	0.3905

Toutes les valeurs de moments longitudinaux sont calculées à partir de la portée biaise et rapportées à 1 ml de largeur droite du pont droit équivalent.

13.00	0.2066	-0.4847	0.2793
13.50	0.1603	-0.3526	0.1809
14.00	0.1049	-0.2147	0.0954
14.50	0.0398	-0.0714	0.0227
14.70	0.0110	-0.0128	-0.0028

l'angle supérieur droit ne correspond pas, en général, à un multiple du pas de calcul.



ligne d'influence sur dalle de transition.
Voir pièce 2.1 § 3.1.5.

Exemple : ligne d'influence des moments longitudinaux à l'angle supérieur.

M O M E N T S P E R M A N E N T S

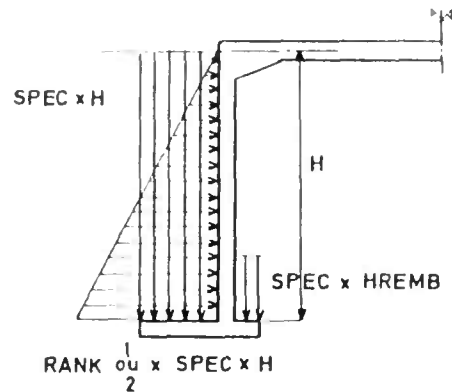
* * *

		CHARGE PERMANENTE (Poids traverse + QSUP)	DALLE TRANSITION (QDT)	EFFET TERRES (Poids + Poussée)	HAUTEUR SUPPLEM DE REMBLAI	EFFORT TOTAL
ANGLE INFERIEUR	MAX	4.35	0.20	-11.25	0.0	-6.69
	MIN	4.35	0.20	-16.58	0.0	-12.03
ANGLE SUPERIEUR	MAX	-22.00	-0.03	-2.36	0.0	-24.39
	MIN	-22.00	-0.03	-5.50	0.0	-27.53
1/2 TRAVERSE SUP	MAX	21.55	-0.03	-2.36	0.0	19.16
	MIN	21.55	-0.03	-5.50	0.0	16.02

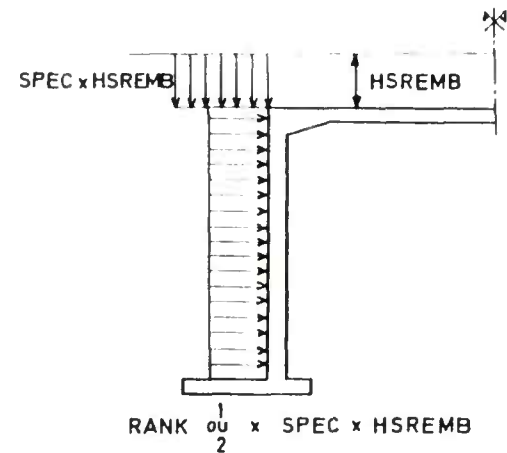
Ces chiffres servent à vérifier que le ferrailage extérieur du piédroit est suffisant lorsque l'ouvrage vient d'être décintré et que les remblais ne sont pas réalisés (cas non retenu dans la note de calcul). Cf. page 6 bis

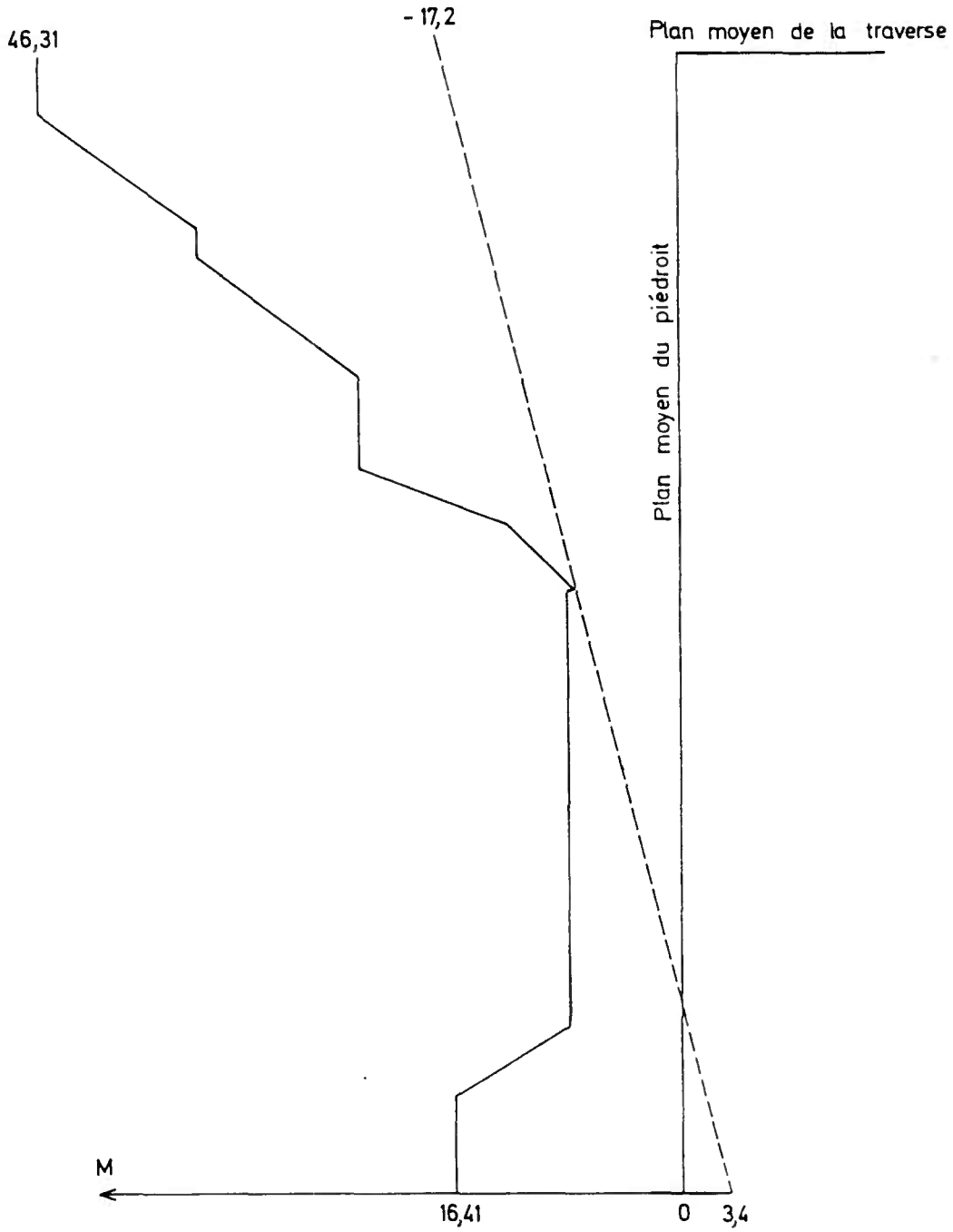
Ce sont les deux valeurs possibles de la poussée des terres qui, dans l'ensemble de la note de calcul, entraînent deux valeurs extrêmes des effets de charge permanente.

EFFET DES TERRES



HAUTEUR SUPPLÉMENTAIRE DE REMBLAI



M^t RésistantM^t FléchissantÉpure d'arrêt
des barres
(théorique)

Vérification du ferrailage extérieur du piédroit lorsque l'ancrage vient d'être décintré.

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

INFORMATIQUE

*

TYPE	SURCHARGE	COEF MAJDYN	
BC	216. T.	1.176] Le coefficient de majoration dynamique est le même pour ces deux systèmes de charge B conformément à l'article 5.5. du fascicule 61 Titre II.
BT	64. T.	1.176	
MC	110. T.	1.142] idem article 9.6 du fascicule 61 Titre II.
ME	66. T.	1.142	

LIGNES D'INFLUENCE DE LA REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS LONGITUDINAUX

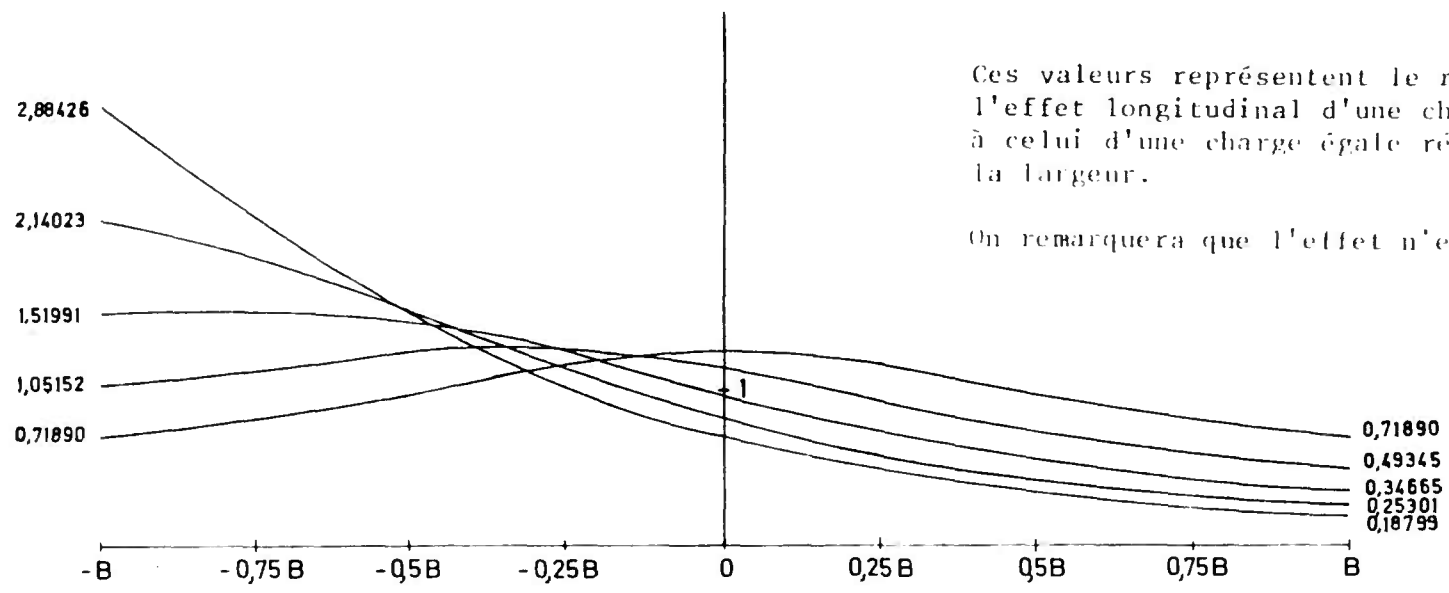
LARGEUR DROITE DE L'OUVRAGE B = 16.000

FIBRE D'ETUDE

- 8.0000
- 6.0000
- 4.0000
- 2.0000
- 0.0
- 2.0000
- 4.0000
- 6.0000
- 8.0000

	VALEUR DES LIGNES D'INFLUENCE DANS LES SECTIONS								
	-B	-0,75 B	-0,5 B	-0,25 B	0	0,25 B	0,5 B	0,75 B	B
-8.0000	2.88426	2.14023	1.51991	1.05152	0.71890	0.49345	0.34665	0.25301	0.18799
-6.0000	2.14023	1.90688	1.54170	1.15844	0.83930	0.60184	0.43784	0.32944	0.25301
-4.0000	1.51991	1.54170	1.49793	1.27412	0.99354	0.74863	0.56489	0.43784	0.34665
-2.0000	1.05152	1.15844	1.27412	1.31725	1.16633	0.94524	0.74863	0.60184	0.49345
0.0	0.71890	0.83930	0.99354	1.16633	1.26523	1.16633	0.99354	0.83930	0.71890
2.0000	0.49345	0.60184	0.74863	0.94524	1.16633	1.31725	1.27412	1.15844	1.05152
4.0000	0.34665	0.43784	0.56489	0.74863	0.99354	1.27412	1.49793	1.54170	1.51991
6.0000	0.25301	0.32944	0.43784	0.60184	0.83930	1.15844	1.54170	1.90688	2.14023
8.0000	0.18799	0.25301	0.34665	0.49345	0.71890	1.05152	1.51991	2.14023	2.88426

⊙ B — demi-largeur droite de l'ouvrage



Ces valeurs représentent le rapport de l'effet longitudinal d'une charge ponctuelle à celui d'une charge égale répartie sur toute la largeur.
On remarquera que l'effet n'est jamais négatif.

COEFFICIENTS K DE REPARTITION TRANSVERSALE
DES MOMENTS LONGITUDINAUX

(cf. pièce 2.5 § 2.5.2)

PORTÉE FICTIVE 11.65
LARGEUR DROITE 16.00
PARAMÈTRE D'ENTRETOISEMENT TETA = 0.687 (LONGITUDINAL)

Le modèle de calcul est la dalle droite sur appui simple qui a pour largeur la largeur droite, et pour portée la portée équivalente à la portée biaise (même flèche sous surcharge uniforme).

COEFFICIENTS RELATIFS AUX SURCHARGES (selon la théorie de Guyon Massonnet)

NOMBRE DE VOIES	A	BC	BT	MC	ME	EXCEPTIONNELLE	TROTTOIR	Coefficients K
1	0.4083	0.1295	0.1243	0.1146	0.1273	0.0792	0.0	
2	0.6326	0.2136	0.1976	pour 1 essieu pour les 2 chenilles (charge totale)	pour 1 essieu pour la charge totale	pour la charge totale	0.0	
3	0.7606	0.2664						
4	0.8812	0.3026						

pour 1 essieu
par voie

Ces coefficients relatifs aux charges sont rapportés au ml de largeur droite de l'ouvrage

COEFFICIENTS RÉGLEMENTAIRES

NOMBRE DE VOIES	A1	A2	BC	BT
1	1.000	1.037	1.200	1.000
2	1.000		1.100	
3	0.900		0.950	
4	0.750		0.800	

- $A(\ell)$: $K = \frac{1}{2B} \times$ surface de la partie de ligne d'influence de K chargée

- B_c, B_t : relatif au poids d'un essieu
j = nombre de voies chargées

$$K = \frac{1}{2B} \times \sum_{i=1}^j \frac{K_{1i} + K_{2i}}{2}$$

K_{1i} et K_{2i} = ordonnées correspondant aux deux roues du ième camion.

- M_e : relatif au poids d'un essieu

$$K = \frac{1}{2B} \frac{\text{aire de la ligne d'influence de K chargée}}{\text{largeur du rouleau}}$$

- M_c ou charge exceptionnelle: déterminé pour la charge totale.

$$K = \frac{1}{2B} \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{\text{surface de la partie de la ligne d'influence chargé par 1 chenille}}{\text{largeur d'une chenille}}$$

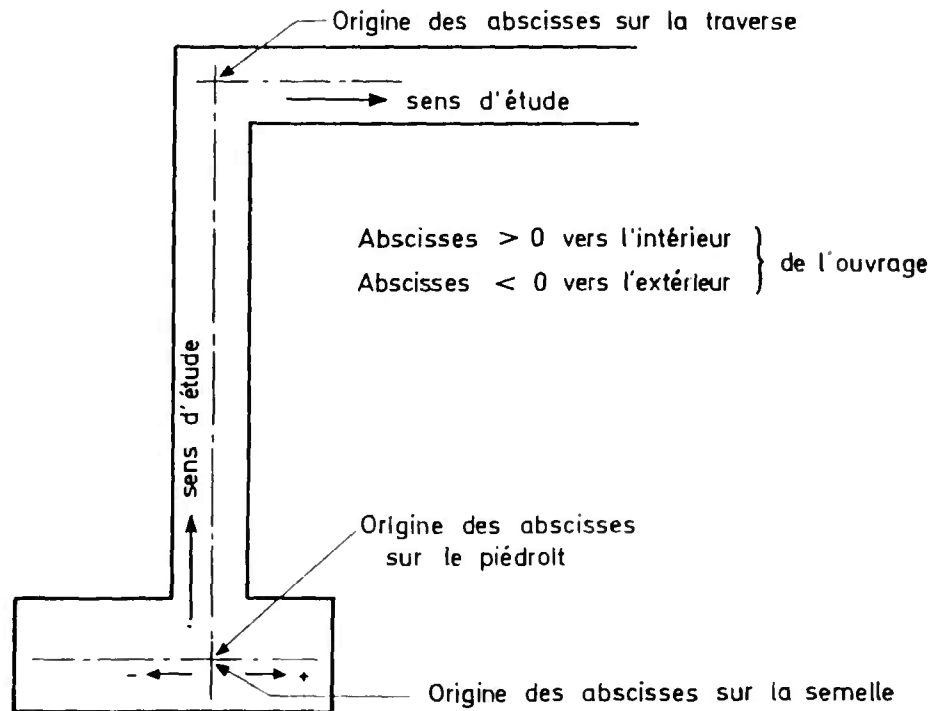
avec n = nombre de chenilles (= 2 ou 1)

0,7099 = 0,7606x0,900x1,037
représente la combinaison la plus défavorable des produits des coefficients de Guyon-Massonnet par les coefficients réglementaires.
0,2530 = 0,2664x0,950

MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX

- Ils sont calculés suivant la portée biaise pour 1 m de largeur droite du pont droit équivalent (cf. pièce 2.5. § 1.3.).

- Dans les pages suivantes les abscisses des sections étudiées sont déterminées par rapport au repère ci-contre.



Les abscisses des sections étudiées sont des multiples du pas de calcul (0,25 m ou 0,50 m). La section située à l'extrémité de la traverse (à une distance de l'origine égale à la portée) ne coïncide généralement pas avec un multiple du pas de calcul. Il est donc fait une étude particulière pour ce point ainsi que pour le milieu de la traverse.

- Conventions de signe : Dans le piedroit et la traverse un moment > 0 tend la fibre située à l'intérieur de l'ouvrage.

- Remarque : Dans cet exemple nous n'avons pas considéré la charge sur les trottoirs. Les résultats, lorsque celle-ci est retenue dans les calculs, se présentent comme ceux de la surcharge A (l).

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES
DANS LES SECTIONS DETERMINANTES

		CHARGE PERMAN	EFFET			NON BT	PONDERE		DES EX	SURCHARGES			MOMENTS TOTAUX		
			A	BC			CM	ME		TROT	REMB	RETR	TEMP	PONDERES 1ER GENRE	PONDERES 2EME GENRE/1,5
ANGLE SUPERIEUR	MAX	-24.39	0.03	0.04	0.05	0.04	0.06	0.02	0.0	0.0	0.34	-0.23	-23.97	-15.91	
	MIN	-27.53	-15.28	-12.18	-10.36	-18.00	-13.26	-13.75	0.0	0.0	0.34	-0.23	-45.74	-33.55	
ANGLE INFERIEUR	MAX	-6.69	3.02	2.73	2.36	3.95	3.02	2.74	0.0	0.0	-0.44	0.30	-2.89	-1.54	
	MIN	-12.03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.44	0.30	-12.62	-8.41	
MILIEU TRAVERSE SUPERIEURE	MAX	19.16	14.62	15.15	14.59	21.44	17.98	13.47	0.0	0.0	0.34	-0.23	41.07	28.23	
	MIN	16.02	-0.03	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.01	0.0	0.0	0.34	-0.23	16.10	10.73	

Exceptionnelle

Pour les moments fléchissants dus à ces phénomènes on retient la plus défavorable des combinaisons suivantes

Retrait seul	0,34 tm
Retrait + augmentation de Température	0,34 - 0,23 = 0,11 tm
Retrait + (diminution de Température - 100)	0,34 + 0,115 = 0,455 tm

1° genre
 Max 41,07 = 19,16(CP) + 21,44(CM) + 0,455(Ret.Temp)
 Min 16,10 = 16,02(CP) - 0,03(A) x 1,2 + 0,11(Ret.Temp)

2° genre
 Max 28,23 = $\frac{1}{1,5}$ 19,16(CP) + 0,455(Ret.Temp) + 15,15(BC) x 1,5
 min 10,73 = $\frac{1}{1,5}$ 16,02(CP) + 0,11(Ret.Temp) - 0,03(A) x 1,5

L'effet de la charge A sur les dalles de transition est pris en compte s'il est plus défavorable que l'effet de la charge A sur la traverse seule (cf. pièce 2.5. § 2.4.7.).

La longueur chargée indiquée est celle qui donne la plus grande valeur au produit : Aire de la ligne d'influence x A (Longueur chargée).

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE A
SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L ANGLE (gauche)

AKXA = 0,7099 (cf page 9)

	ABSCISSE SECTION	LONGUEURS CHARGÉES	AIRES XA(L)	EFFORTS DUS A A (SANS PONDERATION)
MAX	0.0	5.27	0.05	0.03
MIN		14.68	-21.52 x 0,7099 =	-15.28
MAX	0.50	1.15	0.47	0.33
MIN		13.55	-16.77	-11.91
MAX	1.00	2.37	1.67	1.18
MIN		12.33	-12.63	-8.96
MAX	1.50	3.67	3.40	2.41
MIN		11.03	-9.10	-6.46
MAX	2.00	5.05	5.49	3.90
MIN		9.65	-6.20	-4.40
MAX	2.50	6.50	7.76	5.51
MIN		8.20	-3.92	-2.78
MAX	3.00	8.02	10.06	7.14
MIN		6.68	-2.24	-1.59
MAX	3.50	9.56	12.24	8.69
MIN		5.14	-1.10	-0.78
MAX	4.00	11.10	14.20	10.08
MIN		3.60	-0.43	-0.30
MAX	4.50	12.57	15.87	11.27
MIN		7.39	-0.12	-0.09
MAX	5.00	13.87	17.23	12.23
MIN		6.09	-0.05	-0.03
MAX	5.50	14.47	18.56	13.17
MIN		5.48	-0.04	-0.03
MAX	6.00	15.35	19.29	13.69
MIN		4.60	-0.04	-0.03
MAX	6.50	15.43	20.09	14.26
MIN		9.78	-0.04	-0.03
MAX	7.00	15.45	20.54	14.58
MIN		9.76	-0.04	-0.03

Cette colonne n'est remplie que dans le cas d'une charge généralisée dont une file est composée de 3 véhicules.

La colonne "somme des ordonnées" fournit la somme des produits : poids de l'essieu x ordonnée de la ligne d'influence.

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE BC
SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE (gauche)

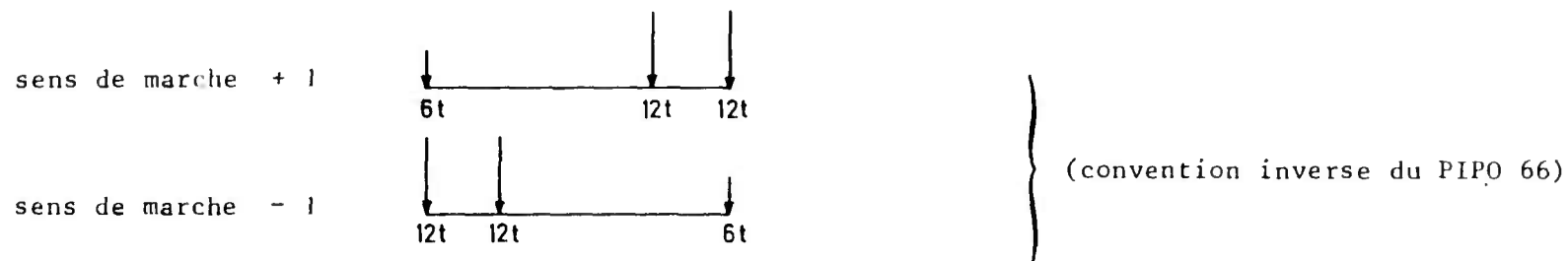
$AKXBC = 0.2530$ $DELTA BC = 1.176$

	ABSCISSE SECTION	ABSCISSE DES CAMIONS NO 1	ABSCISSE DES CAMIONS NO 2	ABSCISSE DES CAMIONS NO 3	SENS DE MARCHÉ	SOMMES DES ORDONNEES	EFFORTS DUS A BC (SANS PONDERATION)
MAX	0.0	-6.00	0.0	0.0	1	0.151	0.04
MIN		2.50	13.00	0.0	1	-40.910 x 0,253 x 1,176 = -12.18	
MAX	0.50	-5.50	0.0	0.0	1	3.336	0.99
MIN		2.50	13.00	0.0	1	-31.687	-9.43
MAX	1.00	-5.00	0.0	0.0	1	6.408	1.91
MIN		6.50	17.00	0.0	-1	-23.890	-7.11
MAX	1.50	-3.00	0.0	0.0	1	11.722	3.49
MIN		7.00	17.50	0.0	-1	-17.671	-5.26
MAX	2.00	-2.50	0.0	0.0	1	17.284	5.14
MIN		8.00	18.50	0.0	-1	-12.316	-3.67
MAX	2.50	-2.00	0.0	0.0	1	22.443	6.68
MIN		9.50	0.0	0.0	-1	-8.280	-2.46
MAX	3.00	-1.50	0.0	0.0	1	27.167	8.09
MIN		10.50	0.0	0.0	-1	-5.322	-1.58
MAX	3.50	3.50	-7.00	0.0	-1	31.463	9.36
MIN		11.50	0.0	0.0	-1	-3.924	-0.90
MAX	4.00	4.00	-6.50	0.0	-1	35.850	10.67
MIN		12.00	0.0	0.0	-1	-1.386	-0.41
MAX	4.50	4.50	-6.00	0.0	-1	39.580	11.78
MIN		13.50	0.0	0.0	-1	-0.386	-0.11
MAX	5.00	5.00	-5.50	0.0	-1	43.447	12.93
MIN		14.50	0.0	0.0	-1	-0.140	-0.04
MAX	5.50	1.00	11.50	0.0	1	46.471	13.83
MIN		15.00	-6.00	0.0	-1	-0.099	-0.03
MAX	6.00	1.50	12.00	0.0	1	48.802	14.53
MIN		15.00	-6.00	0.0	-1	-0.091	-0.03
MAX	6.50	2.00	12.50	0.0	1	50.332	14.98
MIN		15.00	-6.00	0.0	-1	-0.084	-0.03
MAX	7.00	2.50	13.00	0.0	1	51.054	15.20

Σ ordonnées = Poids d'un essieu x ordonnée de la ligne d'influence à la position de cet essieu.

$$\text{Moment (tm/m)} = \Sigma \text{ ordonnées} \times \text{AKX BC} \times \text{DELTA BC}$$

↑ cf. page 9 ↑ cf. page 7



↑ L'essieu de gauche du véhicule sert à repérer l'abscisse de celui-ci.

Remarque : L'abscisse des véhicules figurant au tableau ci-dessus est toujours égale à un multiple du pas de calcul. Lorsque l'effet maximum est obtenu pour l'angle supérieur droit (cf. p. 4 et 5), le programme effectue le calcul exact par interpolation, mais l'abscisse imprimée est le multiple du pas de calcul juste inférieur à la portée.

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE BT
SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE

*

essieu arrière

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE (gauche)

	ABSCISSE SECTION	ABSCISSE DU TANDEM	SOMME DES ORDONNEES	EFFORTS DUS AU TANDEM (SANS PONDERATION)
MAX	0.0	-1.50	0.198	0.05
MIN		6.00	$-44.548 \times 0,1976 \times 1,176 =$	-10.36
MAX	0.50	-1.00	3.171	0.74
MIN		6.50	-36.092	-8.39
MAX	1.00	1.00	8.544	1.99
MIN		7.50	-28.490	-6.62
MAX	1.50	1.50	16.440	3.82
MIN		8.00	-21.754	-5.06
MAX	2.00	2.00	23.856	5.55
MIN		9.00	-15.948	-3.71
MAX	2.50	2.50	30.742	7.15
MIN		10.00	-11.027	-2.56
MAX	3.00	3.00	37.052	8.61
MIN		10.50	-7.100	-1.65
MAX	3.50	3.50	42.747	9.94
MIN		11.50	-4.066	-0.95
MAX	4.00	4.00	47.791	11.11
MIN		12.50	-1.862	-0.43
MAX	4.50	4.50	52.154	12.12
MIN		13.50	-0.549	-0.13
MAX	5.00	5.00	55.811	12.97
MIN		14.50	-0.190	-0.04
MAX	5.50	5.50	58.742	13.65
MIN		15.00	-0.132	-0.03
MAX	6.00	6.00	60.930	14.16
MIN		15.00	-0.115	-0.03
MAX	6.50	6.50	62.365	14.50
MIN		15.00	-0.097	-0.02
MAX	7.00	7.00	63.041	14.65
MIN		15.00	-0.080	-0.02

La signification des valeurs des différentes colonnes est la même que pour la charge Bc (cf. pages 13 et 14).

La charge Me pouvant être remplacée par une surcharge généralisée il est prévu les colonnes pour repérer les positions de 3 véhicules.

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE ME
SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L ANGLE (gauche)

AKXME = 0.1273 DELTA ME = 1.142

	ABSCISSE SECTION	ABSCISSE DES CAMIONS			SOMME DES ORDONNEES	EFFORTS DUS A ME (SANS PONOERATION)
		NO 1	NO 2	NO 3		
MAX	0.0	-2.00	0.0	0.0	0.380	0.06
MIN		6.00	0.0	0.0	-91.224 x 0.1273 x 1.142 = -13.26	
MAX	0.50	-1.00	0.0	0.0	5.643	0.82
MIN		6.50	0.0	0.0	-73.940	-10.75
MAX	1.00	-0.50	0.0	0.0	14.151	2.06
MIN		7.00	0.0	0.0	-58.222	-8.46
MAX	1.50	1.50	0.0	0.0	29.627	4.31
MIN		8.00	0.0	0.0	-44.420	-6.46
MAX	2.00	2.00	0.0	0.0	44.902	6.53
MIN		9.00	0.0	0.0	-32.357	-4.70
MAX	2.50	2.50	0.0	0.0	59.057	8.58
MIN		9.50	0.0	0.0	-22.367	-3.25
MAX	3.00	3.00	0.0	0.0	72.002	10.47
MIN		10.50	0.0	0.0	-14.226	-2.07
MAX	3.50	3.50	0.0	0.0	83.658	12.16
MIN		11.50	0.0	0.0	-7.891	-1.15
MAX	4.00	4.00	0.0	0.0	93.955	13.66
MIN		12.00	0.0	0.0	-3.502	-0.51
MAX	4.50	4.50	0.0	0.0	102.834	14.95
MIN		13.50	0.0	0.0	-1.046	-0.15
MAX	5.00	5.00	0.0	0.0	110.245	16.02
MIN		14.50	0.0	0.0	-0.376	-0.05
MAX	5.50	5.50	0.0	0.0	116.149	16.88
MIN		15.00	0.0	0.0	-0.258	-0.04
MAX	6.00	6.00	0.0	0.0	120.518	17.52
MIN		15.00	0.0	0.0	-0.225	-0.03
MAX	6.50	6.50	0.0	0.0	123.331	17.93
MIN		15.00	0.0	0.0	-0.191	-0.03
MAX	7.00	7.00	0.0	0.0	124.581	18.11
MIN		15.00	0.0	0.0	-0.158	-0.02

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE MC
SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE

*

LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE (gauche)

AKXMC = 0,1146 DELTA MC = 1,142

	ABSCISSE	ABSCISSE DU CM	AIRE	EFFORT DU A MC (SANS PONDERATION)	
MAX	0.0	-6.50	0.019	0.04	= - 8,50x0,1146x1,142xdensité de charge
MIN		3.50	-8.505	-18.00	
MAX	0.50	-5.50	0.170	0.36	densité de charge du MC
MIN		4.00	-6.815	-14.43	
MAX	1.00	-4.00	0.620	1.31	= $\frac{\text{Poids charge}}{\text{longueur chargée}}$
MIN		5.00	-5.304	-11.23	
MAX	1.50	-3.00	1.353	2.86	longueur chargée = longueur de la chenille + 2 HCHAU + E ₃
MIN		5.50	-3.957	-8.38	
MAX	2.00	-1.50	2.351	4.98	
MIN		6.50	-2.801	-5.93	
MAX	2.50	0.0	3.569	7.55	
MIN		7.50	-1.821	-3.85	
MAX	3.00	0.50	4.823	10.21	
MIN		8.00	-1.033	-2.19	
MAX	3.50	1.00	5.955	12.61	
MIN		9.50	-0.478	-1.01	
MAX	4.00	1.50	6.957	14.73	
MIN		11.00	-0.180	-0.38	
MAX	4.50	2.00	7.823	16.56	
MIN		12.50	-0.054	-0.11	
MAX	5.00	2.00	8.563	18.12	
MIN		14.00	-0.018	-0.04	
MAX	5.50	2.50	9.172	19.41	
MIN		14.50	-0.014	-0.03	
MAX	6.00	3.00	9.635	20.40	
MIN		14.50	-0.012	-0.03	
MAX	6.50	3.50	9.950	21.06	
MIN		14.50	-0.011	-0.02	
MAX	7.00	4.00	10.114	21.41	
MIN		14.50	-0.009	-0.02	

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE EX
SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L' ANGLE gauche

AKXEX = 0.0792

	ABSCISSE	ABSCISSE DU CAMION	AIRE	EFFORTS DUS AU TANDEM (SANS PONDERATION)
MAX	0.0	-15.50	0.019	0.02
MIN		0.0	-13.629	-13.75
MAX	0.50	-14.50	0.170	0.17
MIN		1.00	-10.240	-10.33
MAX	1.00	-13.00	0.621	0.63
MIN		2.50	-7.401	-7.47
MAX	1.50	-12.00	1.356	1.37
MIN		3.50	-5.089	-5.13
MAX	2.00	-10.50	2.357	2.38
MIN		5.00	-3.293	-3.32
MAX	2.50	-9.00	3.579	3.61
MIN		6.50	-1.966	-1.98
MAX	3.00	-7.50	4.968	5.01
MIN		8.00	-1.055	-1.06
MAX	3.50	-6.00	6.450	6.51
MIN		9.50	-0.489	-0.49
MAX	4.00	-4.50	7.944	8.01
MIN		11.00	-0.184	-0.19
MAX	4.50	-3.00	9.363	9.45
MIN		12.50	-0.054	-0.05
MAX	5.00	-1.50	10.626	10.72
MIN		14.00	-0.018	-0.02
MAX	5.50	-1.00	11.672	11.78
MIN		14.50	-0.014	-0.01
MAX	6.00	-1.00	12.471	12.58
MIN		14.50	-0.012	-0.01
MAX	6.50	-1.00	13.019	13.13
MIN		14.50	-0.011	-0.01
MAX	7.00	-1.00	13.318	13.44
MIN		14.50	-0.009	-0.01

La signification des valeurs des différentes colonnes est la même que pour la charge MC (cf. page 17).

Remarque : Si la longueur chargée est supérieure à la portée de l'ouvrage, la densité de charge est

$\frac{\text{Poids de la charge}}{\text{longueur de la charge}}$
(il n'y a pas étalement de la charge).

Les moments longitudinaux sont calculés pour un mètre de largeur droite du pont droit équivalent.

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES
SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE

*

LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L' ANGLE

ABSCIS SECTION	CHARGE PERMAN	EFFET A	NON BC	PONDERE BT	DES CM	SURCHARGES ME	EX	TR	REMB	RETR	TEMP	MOMENTS TOTAUX PONDERES		
												1ER GENRE	2EME GENRE/1.5	
MAX	0.0	-24.39	0.03	0.04	0.05	0.04	0.06	0.02	0.0	0.0	0.34	-0.23	-23.87	-15.91
MIN		-27.53	-15.28 x 1,2	-12.18	-10.36	-18.00	-13.26	-13.75	0.0	0.0	0.34	-0.23	-45.74	-33.55
cf page 11														
MAX	0.50	-18.66	0.33	0.99	0.74	0.36	0.82	0.17	0.0	0.0	0.34	-0.23	-17.01	-11.14
MIN		-21.80	-11.91	-9.43	-8.39	-14.43	-10.75	-10.33	0.0	0.0	0.34	-0.23	-36.11	-26.37
MAX	1.00	-13.34	1.18	1.91	1.99	1.31	2.06	0.63	0.0	0.0	0.34	-0.23	-10.50	-6.60
MIN		-16.48	-8.96	-7.11	-6.62	-11.23	-8.46	-7.47	0.0	0.0	0.34	-0.23	-27.59	-19.87
MAX	1.50	-8.43	2.41	3.49	3.82	2.86	4.31	1.37	0.0	0.0	0.34	-0.23	-3.38	-1.49
MIN		-11.56	-6.46	-5.26	-5.06	-8.38	-6.46	-5.13	0.0	0.0	0.34	-0.23	-19.83	-14.09
MAX	2.00	-3.91	3.90	5.14	5.55	4.98	6.53	2.38	0.0	0.0	0.34	-0.23	3.20	3.24
MIN		-7.05	-4.40	-3.67	-3.71	-5.93	-4.70	-3.32	0.0	0.0	0.34	-0.23	-12.87	-9.02
MAX	2.50	0.20	5.51	6.68	7.15	7.55	8.58	3.61	0.0	0.0	0.34	-0.23	9.24	7.59
MIN		-2.94	-2.78	-2.46	-2.56	-3.85	-3.25	-1.98	0.0	0.0	0.34	-0.23	-6.68	-4.66
MAX	3.00	3.91	7.14	8.09	8.61	10.21	10.47	5.01	0.0	0.0	0.34	-0.23	14.83	11.53
MIN		0.77	-1.59	-1.58	-1.65	-2.19	-2.07	-1.06	0.0	0.0	0.34	-0.23	-1.30	-1.06
MAX	3.50	7.21	8.69	9.36	9.94	12.61	12.16	6.51	0.0	0.0	0.34	-0.23	20.28	15.05
MIN		4.08	-0.78	-0.90	-0.95	-1.01	-1.15	-0.49	0.0	0.0	0.34	-0.23	3.04	1.85
MAX	4.00	10.12	10.08	10.67	11.11	14.73	13.66	8.01	0.0	0.0	0.34	-0.23	25.30	18.16
MIN		6.98	-0.30	-0.41	-0.43	-0.38	-0.51	-0.19	0.0	0.0	0.34	-0.23	6.57	4.30
MAX	4.50	12.62	11.27	11.78	12.12	16.56	14.95	9.45	0.0	0.0	0.34	-0.23	29.63	20.84
MIN		9.48	-0.09	-0.11	-0.13	-0.11	-0.15	-0.05	0.0	0.0	0.34	-0.23	9.44	6.27
MAX	5.00	14.71	12.23	12.93	12.97	18.12	16.02	10.72	0.0	0.0	0.34	-0.23	33.30	23.09
MIN		11.57	-0.03	-0.04	-0.04	-0.04	-0.05	-0.02	0.0	0.0	0.34	-0.23	11.63	7.75
MAX	5.50	16.40	13.17	13.83	13.65	19.41	16.88	11.78	0.0	0.0	0.34	-0.23	36.28	25.08
MIN		13.27	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.04	-0.01	0.0	0.0	0.34	-0.23	13.34	8.89
MAX	6.00	17.69	13.69	14.53	14.16	20.40	17.52	12.58	0.0	0.0	0.34	-0.23	38.55	26.63
MIN		14.56	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.01	0.0	0.0	0.34	-0.23	14.64	9.75
MAX	6.50	18.58	14.26	14.98	14.50	21.06	17.93	13.13	0.0	0.0	0.34	-0.23	40.10	27.68
MIN		15.44	-0.03	-0.03	-0.02	-0.02	-0.03	-0.01	0.0	0.0	0.34	-0.23	15.52	10.34
MAX	7.00	19.06	14.58	15.20	14.65	21.41	18.11	13.44	0.0	0.0	0.34	-0.23	40.93	28.21
MIN		15.93	-0.03	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.01	0.0	0.0	0.34	-0.23	16.00	10.66

Calculés pour 1 ml de largeur droite
du pont droit équivalent, ces moments
intéressent donc 1 ml biais de piédroit.

M O M E N T S D U S A L A S U R C H A R G E A
S U R L E P I E D R O I T

cf. page 12

Un moment négatif dans le piédroit est
un moment qui tend la face extérieure
du piédroit.

*
LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE LA BASE. (du piédroit) c'est-à-dire du niveau
situé à mi épaisseur de
la semelle).

AKXA= 0.7099

	ABSCISSE SECTION	LONGUEURS CHARGÉES	AIRES XA(LI)	EFFORTS DUS A A (SANS PONDERATION)
MAX	0.0	14.70	4.26	3.02
MIN		0.0	0.0	0.0
MAX	0.50	17.20	2.54	1.80
MIN		1.79	-0.03	-0.02
MAX	1.00	14.15	1.51	1.07
MIN		5.36	-0.52	-0.37
MAX	1.50	11.50	0.72	0.51
MIN		8.16	-1.43	-1.01
MAX	2.00	14.42	0.33	0.23
MIN		10.79	-2.62	-1.86
MAX	2.50	11.94	0.20	0.14
MIN		13.28	-3.94	-2.79
MAX	3.00	10.44	0.18	0.13
MIN		14.77	-5.34	-3.79
MAX	3.50	10.02	0.17	0.12
MIN		15.19	-6.84	-4.86
MAX	4.00	9.91	0.16	0.12
MIN		15.31	-8.39	-5.96
MAX	4.50	9.85	0.15	0.11
MIN		15.36	-9.95	-7.06
MAX	5.00	9.81	0.14	0.10
MIN		15.40	-11.51	-8.17
MAX	5.50	9.79	0.13	0.09
MIN		15.43	-13.07	-9.28
MAX	6.00	9.77	0.12	0.09
MIN		15.44	-14.63	-10.38
MAX	6.50	9.75	0.11	0.08
MIN		15.46	-16.19	-11.49
MAX	7.00	9.74	0.10	0.07
MIN		15.47	-17.75	-12.60



MAX	7.50	5.28	0.06	0.04
MIN		14.68	-19.76	-14.03
MAX	8.00	5.27	0.05	0.03
MIN		14.68	-21.36	-15.16

absisse située à 5 cm de l'angle supérieur. Elle correspond au dernier point avant l'angle supérieur dont la distance à l'origine est un multiple du pas de calcul.

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE BC
SUR LE PIEDROIT

cf. pages 13 et 14.

*

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE LA BASE (du piédroit)

AKXBC = 0.2530 DELTA BC = 1.176

	ABSCISSE SECTION	ABSCISSE DES NO 1	CAMIONS NO 2	NO 3	SENS DE MARCHE	SOMMES DES DONNEES	EFFORTS DUS A BC (SANS PONDERATION)
MAX	0.0	-6.00	4.50	0.0	1	9.169	2.73
MIN		0.0	0.0	0.0	1	0.0	0.0
MAX	0.50	5.50	-6.00	0.0	1	6.627	1.97
MIN		0.0	0.0	0.0	1	0.0	0.0
MAX	1.00	6.50	-6.00	0.0	1	4.257	1.27
MIN		-2.50	0.0	0.0	1	-1.313	-0.39
MAX	1.50	11.00	-6.00	0.0	-1	2.178	0.65
MIN		2.50	0.0	0.0	-1	-3.054	-0.91
MAX	2.00	12.00	-6.00	0.0	-1	0.897	0.27
MIN		3.00	0.0	0.0	-1	-5.436	-1.62
MAX	2.50	-6.00	14.00	0.0	1	0.533	0.16
MIN		3.50	0.0	0.0	-1	-7.974	-2.37
MAX	3.00	-6.00	15.00	0.0	1	0.471	0.14
MIN		1.50	12.00	0.0	1	-10.617	-3.16
MAX	3.50	-6.00	15.00	0.0	1	0.431	0.13
MIN		1.00	11.50	0.0	1	-13.475	-4.01
MAX	4.00	-6.00	0.0	0.0	1	0.397	0.12
MIN		2.00	12.50	0.0	1	-16.534	-4.92
MAX	4.50	-6.00	0.0	0.0	1	0.367	0.11
MIN		2.00	12.50	0.0	1	-19.603	-5.83
MAX	5.00	-6.00	0.0	0.0	1	0.336	0.10
MIN		2.00	12.50	0.0	1	-22.672	-6.75
MAX	5.50	-6.00	0.0	0.0	1	0.306	0.09
MIN		1.50	12.00	0.0	1	-25.420	-7.57
MAX	6.00	-6.00	0.0	0.0	1	0.276	0.08
MIN		1.50	12.00	0.0	1	-28.410	-8.46
MAX	6.50	-6.00	0.0	0.0	1	0.245	0.07
MIN		2.50	13.00	0.0	1	-31.438	-9.36
MAX	7.00	-6.00	0.0	0.0	1	0.215	0.06



INFORMATIQUE

MIN		2.50	13.00	0.0	1	-34.493	-10.27
MAX	7.50	-6.00	0.0	0.0	1	0.184	0.05
MIN		2.50	13.00	0.0	1	-37.549	-11.18
MAX	8.00	-6.00	0.0	0.0	1	0.154	0.05
MIN		2.50	13.00	0.0	1	-40.604	-12.09

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE BT
SUR LE PIEDROIT

cf. page 15.

*

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE LA BASE (du piédroit)

AKXBT = 0.1976

DELTA BT = 1.176

	ABSCISSE SECTION	ABSCISSE DU TANDEM	SOMME DES ORDONNEES	EFFORTS DUS AU TANDEM (SANS PONDERATION)
MAX	0.0	9.00	10.154	2.36
MIN		20.00	0.0	0.0
MAX	0.50	10.00	7.376	1.71
MIN		1.00	-0.096	-0.02
MAX	1.00	10.50	4.838	1.12
MIN		2.00	-1.887	-0.44
MAX	1.50	11.50	2.628	0.61
MIN		3.00	-4.177	-0.97
MAX	2.00	12.50	0.955	0.22
MIN		3.50	-6.771	-1.57
MAX	2.50	-1.50	0.640	0.15
MIN		4.00	-9.583	-2.23
MAX	3.00	-1.50	0.601	0.14
MIN		4.50	-12.542	-2.92
MAX	3.50	-1.50	0.561	0.13
MIN		5.00	-15.577	-3.62
MAX	4.00	-1.50	0.521	0.12
MIN		5.00	-18.670	-4.34
MAX	4.50	-1.50	0.481	0.11
MIN		5.50	-21.793	-5.07
MAX	5.00	-1.50	0.441	0.10
MIN		5.50	-24.973	-5.81
MAX	5.50	-1.50	0.401	0.09
MIN		5.50	-28.152	-6.54
MAX	6.00	-1.50	0.361	0.08
MIN		5.50	-31.331	-7.28
MAX	6.50	-1.50	0.321	0.07
MIN		6.00	-34.521	-8.02
MAX	7.00	-1.50	0.281	0.07
MIN		6.00	-37.756	-8.78



MAX	7.50	-1.50	0.242	0.06
MIN		6.00	-40.990	-9.53
MAX	8.00	-1.50	0.202	0.05
MIN		6.00	-44.225	-10.28

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE ME
SUR LE PIEDROIT

cf. page 16.

*

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE LA BASE (du piédroit)

AKXME = 0.1273 DELTA ME = 1.142

	ABSCISSE SECTION	ABSCISSE NO 1	ABSCISSE NO 2	ABSCISSE NO 3	SOMME DES ORDONNEES	EFFORTS DUS A ME (SANS PONDERATION)
MAX	0.0	9.00	0.0	0.0	20.767	3.02
MIN		20.00	0.0	0.0	0.0	0.0
MAX	0.50	9.50	0.0	0.0	15.043	2.19
MIN		1.00	0.0	0.0	-0.030	-0.00
MAX	1.00	10.00	0.0	0.0	9.757	1.42
MIN		2.00	0.0	0.0	-3.728	-0.54
MAX	1.50	11.00	0.0	0.0	5.245	0.76
MIN		3.00	0.0	0.0	-8.415	-1.22
MAX	2.00	12.00	0.0	0.0	1.780	0.26
MIN		3.50	0.0	0.0	-13.786	-2.00
MAX	2.50	-2.00	0.0	0.0	1.232	0.18
MIN		4.00	0.0	0.0	-19.575	-2.85
MAX	3.00	-2.00	0.0	0.0	1.155	0.17
MIN		4.50	0.0	0.0	-25.633	-3.73
MAX	3.50	-2.00	0.0	0.0	1.078	0.16
MIN		4.50	0.0	0.0	-31.839	-4.63
MAX	4.00	-2.00	0.0	0.0	1.001	0.15
MIN		5.00	0.0	0.0	-38.231	-5.56
MAX	4.50	-2.00	0.0	0.0	0.925	0.13
MIN		5.00	0.0	0.0	-44.650	-6.49
MAX	5.00	-2.00	0.0	0.0	0.848	0.12
MIN		5.50	0.0	0.0	-51.103	-7.43
MAX	5.50	-2.00	0.0	0.0	0.771	0.11
MIN		5.50	0.0	0.0	-57.674	-8.38
MAX	6.00	-2.00	0.0	0.0	0.695	0.10
MIN		5.50	0.0	0.0	-64.245	-9.34
MAX	6.50	-2.00	0.0	0.0	0.618	0.09
MIN		5.50	0.0	0.0	-70.816	-10.29
MAX	7.00	-2.00	0.0	0.0	0.541	0.08
MIN		5.50	0.0	0.0	-77.387	-11.25



INFORMATIQUE

MAX	7.50	-2.00	0.0	0.0	0.465	0.07
MIN		5.50	0.0	0.0	-83.958	-12.20
MAX	8.00	-2.00	0.0	0.0	0.389	0.06
MIN		6.00	0.0	0.0	-90.559	-13.16

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE
SUR LE PIEDROIT

cf. page 17.

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE LA BASE (du piedroit)

AKXMC = 0.1146 DELTA MC = 1.142

	ABSCISSE	ABSCISSE DU CM	AIRE	EFFORT OU A MC (SANS PONDERATION)
MAX	0.0	6.50	1.866	3.95
MIN		0.0	0.0	0.0
MAX	0.50	7.00	1.316	2.78
MIN		0.0	0.0	0.0
MAX	1.00	7.50	0.806	1.71
MIN		0.0	-0.209	-0.44
MAX	1.50	8.50	0.361	0.77
MIN		1.00	-0.669	-1.42
MAX	2.00	11.00	0.098	0.21
MIN		1.50	-1.191	-2.52
MAX	2.50	-6.50	0.063	0.13
MIN		2.00	-1.747	-3.70
MAX	3.00	-6.50	0.059	0.12
MIN		2.50	-2.324	-4.92
MAX	3.50	-6.50	0.055	0.12
MIN		2.50	-2.917	-6.18
MAX	4.00	-6.50	0.051	0.11
MIN		3.00	-3.516	-7.44
MAX	4.50	-6.50	0.047	0.10
MIN		3.00	-4.126	-8.73
MAX	5.00	-6.50	0.043	0.09
MIN		3.00	-4.736	-10.03
MAX	5.50	-6.50	0.039	0.08
MIN		3.00	-5.346	-11.32
MAX	6.00	-6.50	0.035	0.07
MIN		3.50	-5.960	-12.62
MAX	6.50	-6.50	0.031	0.07
MIN		3.50	-6.581	-13.93
MAX	7.00	-6.50	0.027	0.06
MIN		3.50	-7.202	-15.24



MAX	7.50	-6.50	0.024	0.05
MIN		3.50	-7.822	-16.56
MAX	9.00	-6.50	0.020	0.04
MIN		3.50	-8.443	-17.87

MOMENTS DUS A LA SURCHARGE E X | cf. page 18.
SUR LE PIE DROIT

*
LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L A BASE (du piédroit)

AKXEX = 0.0792

	ABSCISSE	ABSCISSE DU CAMION	AIRE	EFFORTS DUS AU TANDEM (SANS PONDERATION)
MAX	0.0	-1.00	2.720	2.74
MIN		0.0	0.0	0.0
MAX	0.50	-1.00	1.706	1.72
MIN		0.0	0.0	0.0
MAX	1.00	6.00	0.906	0.91
MIN		-9.50	-0.143	-0.14
MAX	1.50	8.50	0.375	0.38
MIN		-7.00	-0.633	-0.64
MAX	2.00	11.00	0.100	0.10
MIN		-4.50	-1.380	-1.39
MAX	2.50	-15.50	0.063	0.06
MIN		0.0	-2.368	-2.39
MAX	3.00	-15.50	0.059	0.06
MIN		0.0	-3.382	-3.41
MAX	3.50	-15.50	0.055	0.06
MIN		0.0	-4.396	-4.44
MAX	4.00	-15.50	0.051	0.05
MIN		0.0	-5.411	-5.46
MAX	4.50	-15.50	0.047	0.05
MIN		0.0	-6.425	-6.48
MAX	5.00	-15.50	0.043	0.04
MIN		0.0	-7.439	-7.51
MAX	5.50	-15.50	0.039	0.04
MIN		0.0	-8.453	-8.53
MAX	6.00	-15.50	0.035	0.04
MIN		0.0	-9.468	-9.55
MAX	6.50	-15.50	0.031	0.03
MIN		0.0	-10.482	-10.57
MAX	7.00	-15.50	0.027	0.03
MIN		0.0	-11.496	-11.60



INFORMATIQUE

MAX	7.50	-15.50	0.024	0.02
MIN		0.0	-12.510	-12.62
MAX	8.00	-15.50	0.020	0.02
MIN		0.0	-13.525	-13.64

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES

SUR LE PIEDROIT

(OUVRAGE FINI)

cf. page 19.

*

LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE LA BASE (du piedroit)

	ABSCIS SECTION	CHARGE PERMAN	EFFET A	NON BC	PONDERF BT	DES CM	SURCHARGES		TR	REMB	RETR	TEMP	MOMENTS TOTAUX	
							ME	EX					PONDERES 1ER GENRE	PONDERES 2EME GENRE/1.5
MAX	0.0	-6.69	3.02	2.73	2.36	3.95	3.02	2.74	0.0	0.0	-0.44	0.30	-2.89	-1.54
MIN		-12.03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.44	0.30	-12.62	-8.41
MAX	0.50	-2.89	1.80	1.97	1.71	2.78	2.19	1.72	0.0	0.0	-0.40	0.26	-0.23	-0.04
MIN		-3.17	-0.02	0.0	-0.02	0.0	-0.00	0.0	0.0	0.0	-0.40	0.26	-3.73	-2.49
MAX	1.00	3.79	1.07	1.27	1.12	1.71	1.42	0.91	0.0	0.0	-0.35	0.23	5.38	3.72
MIN		-0.02	-0.37	-0.39	-0.44	-0.44	-0.54	-0.14	0.0	0.0	-0.35	0.23	-1.03	-0.76
MAX	1.50	8.99	0.51	0.65	0.61	0.77	0.76	0.38	0.0	0.0	-0.30	0.20	9.67	6.58
MIN		1.96	-1.01	-0.91	-0.97	-1.42	-1.22	-0.64	0.0	0.0	-0.30	0.20	0.15	0.03
MAX	2.00	12.56	0.23	0.27	0.22	0.21	0.26	0.10	0.0	0.0	-0.25	0.17	12.79	8.58
MIN		3.13	-1.86	-1.62	-1.57	-2.52	-2.00	-1.39	0.0	0.0	-0.25	0.17	0.27	0.00
MAX	2.50	14.61	0.14	0.16	0.15	0.13	0.18	0.06	0.0	0.0	-0.20	0.13	14.73	9.85
MIN		3.54	-2.79	-2.37	-2.23	-3.70	-2.85	-2.39	0.0	0.0	-0.20	0.13	-0.43	-0.61
MAX	3.00	15.27	0.13	0.14	0.14	0.12	0.17	0.06	0.0	0.0	-0.15	0.10	15.39	10.29
MIN		3.25	-3.79	-3.16	-2.92	-4.92	-3.73	-3.41	0.0	0.0	-0.15	0.10	-1.87	-1.75
MAX	3.50	14.68	0.12	0.13	0.13	0.12	0.16	0.06	0.0	0.0	-0.10	0.07	14.80	9.89
MIN		2.33	-4.86	-4.01	-3.62	-6.18	-4.63	-4.44	0.0	0.0	-0.10	0.07	-3.98	-3.39
MAX	4.00	12.94	0.12	0.12	0.12	0.11	0.15	0.05	0.0	0.0	-0.05	0.04	13.07	8.74
MIN		0.85	-5.96	-4.92	-4.34	-7.44	-5.56	-5.46	0.0	0.0	-0.05	0.04	-6.66	-5.44
MAX	4.50	10.19	0.11	0.11	0.11	0.10	0.13	0.05	0.0	0.0	-0.00	0.00	10.33	6.91
MIN		-1.14	-7.06	-5.83	-5.07	-8.73	-6.49	-6.48	0.0	0.0	-0.00	0.00	-9.88	-7.83
MAX	5.00	6.56	0.10	0.10	0.10	0.09	0.12	0.04	0.0	0.0	0.05	-0.03	6.74	4.51
MIN		-3.58	-8.17	-6.75	-5.81	-10.03	-7.43	-7.51	0.0	0.0	0.05	-0.03	-13.59	-10.54
MAX	5.50	2.16	0.09	0.09	0.09	0.08	0.11	0.04	0.0	0.0	0.09	-0.06	2.40	1.62
MIN		-6.39	-9.28	-7.57	-6.54	-11.32	-8.38	-8.53	0.0	0.0	0.09	-0.06	-17.68	-13.52
MAX	6.00	-2.88	0.09	0.08	0.08	0.07	0.10	0.04	0.0	0.0	0.14	-0.10	-2.58	-1.70
MIN		-9.53	-10.38	-8.46	-7.28	-12.62	-9.34	-9.55	0.0	0.0	0.14	-0.10	-22.10	-16.70
MAX	6.50	-8.42	0.08	0.07	0.07	0.07	0.09	0.03	0.0	0.0	0.19	-0.13	-8.07	-5.37
MIN		-12.92	-11.49	-9.36	-8.02	-13.93	-10.29	-10.57	0.0	0.0	0.19	-0.13	-26.79	-20.06
MAX	7.00	-14.36	0.07	0.06	0.07	0.06	0.08	0.03	0.0	0.0	0.24	-0.16	-13.95	-9.29
MIN		-16.51	-12.60	-10.27	-8.78	-15.24	-11.25	-11.60	0.0	0.0	0.24	-0.16	-31.67	-23.55
MAX	7.50	-20.22	0.04	0.05	0.06	0.05	0.07	0.02	0.0	0.0	0.29	-0.19	-19.77	-13.17

MIN	-20.56	-14.03	-11.18	-9.53	-16.56	-12.20	-12.62	0.0	0.0	0.29	-0.19	-37.29	-27.67	<i>INFORMATIQUE</i>
MAX	8.00	-24.01	0.03	0.05	0.05	0.04	0.06	0.02	0.0	0.0	0.34	-0.23	-23.50	-15.66
MIN		-26.89	-15.16	-12.09	-10.28	-17.87	-13.16	-13.64	0.0	0.0	0.34	-0.23	-44.97	-33.01

MOMENT FLECHISSANT TRANSVERSAL

- Le calcul n'est effectué qu'au centre de la traverse supérieure.
- Le modèle de calcul est la dalle droite qui a pour portée la portée droite réelle de l'ouvrage, et pour largeur la largeur biaise.
- Le calcul est conduit conformément à la théorie de Guyon et Massonnet (cf. Pièce 2.5. chapitre 3).
- La signification des différentes colonnes est la suivante :

"facteur 1" c'est la valeur du terme $\sin \frac{m \pi c}{l}$ avec $m =$ rang de l'harmonique
 $c =$ demi-étalement longitudinal de la charge
 $l =$ largeur de la plaque équivalente

"facteur 2" c'est la valeur du terme $\frac{1}{m} \sin \frac{m \pi d}{l} \sin \frac{m \pi x}{l} = \frac{1}{m} \sin^2 \frac{m \pi}{2} = \begin{cases} \frac{1}{m} & \text{si } m \text{ impair} \\ 0 & \text{si } m \text{ pair.} \end{cases}$

"fibre..." ce sont les valeurs ($\times 10^4$) de la ligne d'influence de μ au droit des charges.

"facteur 3" c'est le rapport de la surface de la ligne d'influence de μ à la largeur de la charge pour les charges dont l'effet est réparti transversalement, et la somme des ordonnées pour les charges à effet ponctuel.

"Moment" moment pour chaque harmonique m .

$$\text{Moment (m)} = \text{Facteur 1 (m)} \times \text{Facteur 2 (m)} \times \text{Facteur 3 (m)} \times \frac{4}{\pi} \frac{P}{2C} b$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} P = \text{poids de la charge} \\ b = \text{demi-largeur biaise de l'ouvrage} \\ 2c = \text{étalement longitudinal de la charge.} \end{array} \right.$

MOMENT TRANSVERSAL PRINCIPAL

AU POINT DE COORDONNEES 0. 0. COMPTEES A PARTIR DU CENTRE DE LA GALLE

DIMENSIONS DE LA PLAQUE RECTANGULAIRE EQUIVALENTE SUR APPUIS SIMPLES
 LARGEUR = 16.823 M. LONGUEUR = 13.980 M. TETA = 0.602 (TRANSVERSAL)

portée droite (cf pièce 25 § 32)

MOMENTS DUS AU CHAR		CHENILLE1		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000						
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4	FIBRE	FACTEUR 3	MOMENT	
1	0.6919	1.0000	728.180	728.180	941.123	941.123	1188.106	946.796	5.674	
2	0.9991	0.0000	258.964	258.964	426.710	426.710	655.752	436.926	0.000	
3	0.7509	0.3333	95.702	95.702	227.712	227.712	440.654	241.200	0.523	
4	0.0853	0.0000	29.108	29.108	132.377	132.377	330.633	148.708	0.000	
5	-0.6277	0.2000	-0.408	-0.408	79.711	79.711	264.512	97.158	-0.106	

pour 1 ml
dans le sens de la portée

MOMENTS DUS AU CHAR		CHENILLE2		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000						
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3			FACTEUR 3	MOMENT	
1	0.6919	1.0000	-174.443	160.974	-31.691			-23.372	-0.140	
2	0.9991	0.0000	-102.278	-40.701	-87.784			-82.353	-0.000	
3	0.7509	0.3333	-46.222	-57.626	-57.588			-55.700	-0.121	
4	0.0853	0.0000	-19.209	-42.959	-31.013			-31.037	-0.000	
5	-0.6277	0.2000	-7.671	-27.726	-15.543			-16.262	0.019	

TOTAL AFFECTE DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.142 6.680 = (6,091 - 0,243) x 1.142 -0.243

MOMENTS DUS AU CONVOI EXCEPTIONNEL		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000							
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3			FACTEUR 3	MOMENT
1	1.0000	1.0000	113.561	737.617	356.015			379.206	2.708
2	0.0000	0.0000	-72.305	351.005	37.775			71.633	0.000
3	-1.0000	0.3333	-63.833	188.831	-32.357			-0.739	0.002
4	-0.0000	0.0000	-39.341	108.789	-41.803			-16.294	0.000
5	1.0000	0.2000	-22.225	63.437	-36.618			-17.544	-0.025

TOTAL POUR LE CONVOI 6.763

MOMENTS DUS A BC		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000							
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4		FACTEUR 3	MOMENT
1	0.2718	1.0000	147.950	901.208	1188.106	289.311		2526.574	3.963
2	0.5232	0.0000	-44.833	393.126	655.752	7.000		1011.045	0.000
3	0.7351	0.3333	-58.301	199.465	440.654	-44.960		536.858	0.759
4	0.8917	0.0000	-42.449	108.706	330.633	-44.474		352.416	0.000
5	0.9812	0.2000	-26.951	59.969	264.512	-33.941		263.589	0.298

TOTAL AFFECTE DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.176 5.906

= Maximum de
(fibre 3 + fibre 4)
x b_c (1)
ou $\sum_{i=1}^4$ fibre i x bc(2)
i=1

MOMENTS DUS A BT		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000							
HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4		FACTEUR 3	MOMENT
1	0.2556	1.0000	29.752	660.297	1188.106	289.311		2167.465	4.127
2	0.4941	0.0000	-76.101	211.518	655.752	7.000		798.168	0.000
3	0.6999	0.3333	-59.798	62.945	440.654	-44.960		398.841	0.693
4	0.8592	0.0000	-35.654	7.041	330.633	-44.474		257.547	0.000
5	0.9614	0.2000	-19.444	-14.725	264.512	-33.941		196.401	0.281

TOTAL AFFECTE DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.176 6.001

MOMENTS DUS A ME

HARMONIQUE	FACTEUR		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000					FACTEUR 3	MOMENT
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4	FIBRE		
1	0.2880	1.0000	187.734	197.734	585.513	585.513	1188.106	619.649	2.426
2	0.5516	0.0000	-31.796	-31.796	162.726	162.726	655.752	212.476	0.000
3	0.7684	0.3333	-55.899	-55.899	31.793	31.793	440.654	85.315	0.297
4	0.9202	0.0000	-43.823	-43.823	-12.047	-12.047	330.633	39.770	0.000
5	0.9939	0.2000	-29.257	-29.257	-25.621	-25.621	264.512	22.129	0.767

TOTAL AFFECTE DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.142 3.178

MOMENTS DUS A BR

HARMONIQUE	FACTEUR		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000					FACTEUR 3	MOMENT
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4	FIBRE		
1	0.1121	1.0000					1188.106	1.427	
2	0.2228	0.0000					655.752	0.000	
3	0.3307	0.3333					440.654	0.520	
4	0.4345	0.0000					330.633	0.000	
5	0.5327	0.2000					264.512	0.302	

TOTAL AFFECTE DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.176 2.645

MOMENTS DUS A A(1) VOIE 1

HARMONIQUE	FACTEUR		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000			FACTEUR 3	MOMENT
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3		
1	1.0000	1.0000	-454.246	-91.302	-314.574	-300.641	-1.756
2	0.0000	0.0000	-84.070	-96.018	-99.257	-96.186	-0.000
3	-1.0000	0.3333	-15.860	-53.778	-30.080	-31.660	0.062
4	-0.0000	0.0000	-2.977	-26.136	-9.959	-10.925	0.000
5	1.0000	0.2000	-0.559	-11.991	-2.642	-3.853	-0.005

M(1) = -1,699

MOMENTS DUS A A(2) VOIE 2

HARMONIQUE	FACTEUR		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000			FACTEUR 3	MOMENT
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3		
1	1.0000	1.0000	-91.302	1038.428	308.828	363.740	2.124
2	0.0000	0.0000	-96.018	512.622	15.340	79.661	0.000
3	-1.0000	0.3333	-53.778	303.623	-42.025	13.624	-0.027
4	-0.0000	0.0000	-26.136	199.368	-44.048	-0.494	0.000
5	1.0000	0.2000	-11.991	138.721	-34.562	-1.920	-0.002

M(2) = 2,095

MOMENTS DUS A A(3) VOIE 3

HARMONIQUE	FACTEUR		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000				FACTEUR 3	MOMENT	
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3	FIBRE 4			FIBRE
1	1.0000	1.0000	1038.428	3.353	1111.646	435.536	1188.106	800.559	4.675
2	0.0000	0.0000	512.622	-81.513	580.993	76.196	655.752	364.281	0.000
3	-1.0000	0.3333	303.623	-59.078	367.524	-15.953	440.654	211.011	-0.411
4	-0.0000	0.0000	199.368	-33.725	259.080	-36.013	330.633	143.265	-0.000
5	1.0000	0.2000	138.721	-17.749	194.496	-35.327	264.512	107.222	0.125

M(3) = 4,389

MOMENTS DUS A A(4) VOIE 4

HARMONIQUE	FACTEUR		PARAMETRES DE REPARTITION TRANSVERSAUX*10000			FACTEUR 3	MOMENT
	1	2	FIBRE 1	FIBRE 2	FIBRE 3		
1	1.0000	1.0000	3.353	-417.645	-260.492	-242.710	-1.417
2	0.0000	0.0000	-81.513	-88.521	-102.345	-96.569	-0.000
3	-1.0000	0.3333	-59.078	-18.934	-36.536	-37.360	0.073
4	-0.0000	0.0000	-33.725	-4.038	-12.550	-14.660	0.000
5	1.0000	0.2000	-17.749	-0.865	-4.219	-5.915	-0.007

M(4) = -1,351

TOTAL PAR LA COMBINAISON LA PLUS DEFAYORABLE DES VOIES 6.724 = (M(2) + M(3)) a₁(2). a₂

MOMENT TRANSVERSAL PRINCIPAL

MOMENT TRANSVERSAL PRINCIPAL DE SURCHARGE SANS TENIR COMPTE DU COEFFICIENT DE POISSON

6.680 = My

MOMENT COMPLÉMENTAIRE PONDERÉ DE CHARGE PERMANENTE ET DE SURCHARGE
DU AU COEFFICIENT DE POISSON ET AU BIAIS

9.969 = Mx (0,15 + Cos² ψ)

MOMENT TRANSVERSAL PRINCIPAL TOTAL COMPTE TENU DU COEFFICIENT DE POISSON
ET DU BIAIS

16.648 = Mt

$$M_L = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} My (A(L)) \times 1,2 + [Mx (CP) + 1,2 Mx (A(L))] (0,15 + \cos^2 \psi) \\ My (B) \times 1,2 + [Mx (CP) + 1,2 Mx (B)] (0,15 + \cos^2 \psi) \text{ pour } Bc, Bt, Br \text{ } \textcircled{1} \\ My (M) + [Mx (CP) + Mx (M)] (0,15 + \cos^2 \psi) \text{ pour } Mc \text{ et } Me. \\ My (Ex) + [Mx (CP) + Mx (Ex)] (0,15 + \cos^2 \psi) \end{array} \right.$$

$\textcircled{1}$ Pour la charge Br le moment longitudinal n'étant pas calculé on obtient le moment transversal total par l'expression suivante $M_t = My (Br) \times 1,2 + [Mx (CP) + 1,2 Mx (Bc)] (0,15 + \cos^2 \psi)$.

LIGNES D INFLUENCE DU COEFFICIENT MU

INFORMATIQUE

AU POINT DE COORDONNEES C. C. COMPTES A PARTIR DU CENTRE DE LA DALLE

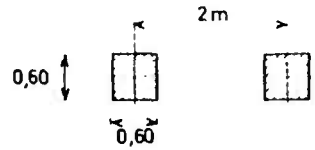
HARMONIQUE	-B	-0,75 B	0,5 B	-0,25 B	0	0,25 B	0,5 B	0,75 B	B
1	-0.05498	-0.04028	-0.01824	0.02581	0.11881	0.02581	-0.01824	-0.04028	-0.05498
3	-0.00099	-0.00203	-0.00454	-0.00491	0.04407	-0.00491	-0.00454	-0.00203	-0.00099
5	-0.00002	-0.00010	-0.00073	-0.00327	0.02645	-0.00327	-0.00073	-0.00010	-0.00002

Les lignes d'influence du coefficient μ ne sont données que pour les harmoniques impairs. Pour les harmoniques pairs le "facteur 2" étant nul (cas d'une étude au centre de la dalle) il n'est pas utile d'avoir les valeurs de μ .

Voir définitions et usage
page 38 bis.

Page laissée blanche intentionnellement

Exp : on considère une charge constituée d'un essieu de 70 t d'un engin de chantier (cf. Delta 70 engin de 23 m³)



$$2C = 0,6 + 2 \times 0,10 + 0,50 = 1,30 \text{ m}$$

$$\frac{4}{\pi} \frac{P}{2C} b = 288$$

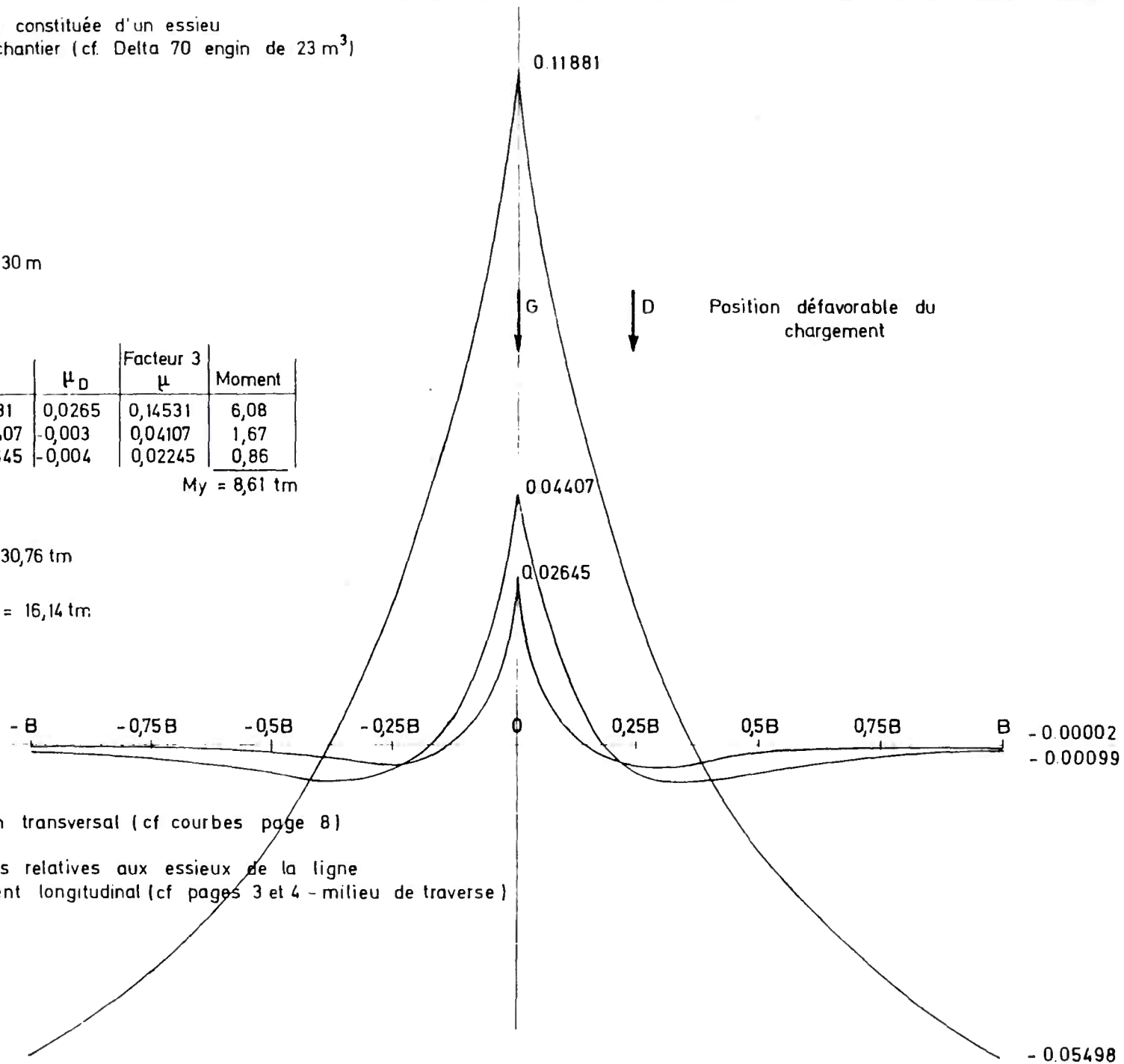
Harmo- nique	Facteur 1	Facteur 2	μ_G	μ_D	Facteur 3 μ	Moment
1	0,1454	1,000	0,11881	0,0265	0,14531	6,08
3	0,4240	0,333	0,04407	-0,003	0,04107	1,67
5	0,6668	0,200	0,02645	-0,004	0,02245	0,86

$$M_y = 8,61 \text{ tm}$$

$$M_x = M_{CP} + M_x \text{ (charge)}$$

$$M_x = 19,16 + 70 \times 0,0756 \times 2,20 = 30,76 \text{ tm}$$

$$M_t = 8,61 + (0,15 + \cos^2 \varphi) 30,76 = 16,14 \text{ tm}$$



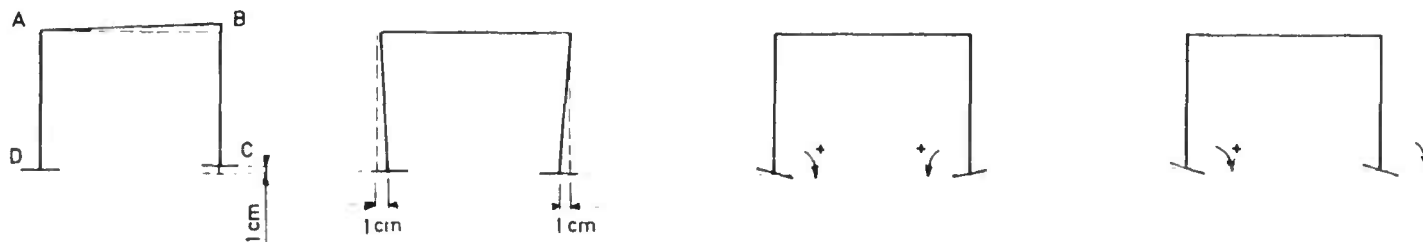
K = coefficient de répartition transversal (cf courbes page 8)

$\sum L_i$ = somme des ordonnées relatives aux essieux de la ligne d'influence du moment longitudinal (cf pages 3 et 4 - milieu de traverse)

Moments calculés pour 1 ml de largeur droite du pont droit équivalent.

MOMENTS DUS A DES DEPLACEMENTS
OU A DES ROTATIONS DES APPUIS

	SOULEVEMENT APPUI DE 1 CM	RAPPROCHEMENT APPUIS DE 1 CM	ROTATIONS SYMETRIQUES DE 0.01 RADIAN	ROTATIONS ANTISYMETRIQUES DE 0.01 RADIAN	
ANGLE SUPERIEUR	$M_A = 0.555 = -M_B$	$M_A = -1.852 = M_B$	$M_A = -2.228 = M_B$	$M_A = 4.184 = -M_B$	
BASE DU PIEDROIT	$M_D = 0.502 = -M_C$	$M_D = 2.162 = M_C$	$M_D = 15.385 = M_C$	$M_D = 3.785 = -M_C$	
1/2 TRAVERSE SUP	0.0	-1.852	-2.228	0.0	
au nu du piédroit	ENCASTREMENT SEMELLE INT.	-0.194	-0.853	-6.072	-1.464
	ENCASTREMENT SEMELLE EXT.	0.152	0.705	5.018	1.145



Les résultats de cette page n'interviennent pas dans les différentes vérifications du calcul automatique. Ils sont à utiliser dans un calcul manuel pour une correction éventuelle (cf. pièce 3.6.).

Les résultats sont donnés
suivant les mêmes hypothèses
que pour les moments fléchis-
sants (cf. page 10).

INFORMATIQUE

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES

TRAVERSE SUPERIEURE

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L-ANGLE (gauche)

La pondération des efforts tran-
chants dus aux différentes char-
ges se fait de la même façon que
pour les moments fléchissants
(cf. page 11).

	ABSCISSE SECTION	CHARGE PERMAN	A	EFFET BC	NOM BT	PONDERE MC	MF	DES EX	SURCHARGES TROTTOIR	REMBLAI	RETRAI	TEMPE	EFFORT TOTAL PONDERES IER GENRE
MAX	0.0	11.85	8.23	9.46	7.13	10.86	9.07	7.67	0.0	0.0	0.0	0.0	23.20
MIN		11.85	0.0	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	11.84
MAX	0.50	11.05	7.95	8.93	6.90	10.39	8.78	7.16	0.0	0.0	0.0	0.0	21.77
MIN		11.05	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	11.03
MAX	1.00	10.24	7.53	8.41	6.67	9.92	8.48	6.67	0.0	0.0	0.0	0.0	20.33
MIN		10.24	-0.02	-0.11	-0.08	-0.02	-0.08	-0.01	0.0	0.0	0.0	0.0	10.10
MAX	1.50	9.43	7.11	7.88	6.43	9.44	8.16	6.19	0.0	0.0	0.0	0.0	18.89
MIN		9.43	-0.07	-0.22	-0.20	-0.07	-0.22	-0.03	0.0	0.0	0.0	0.0	9.17
MAX	2.00	8.63	6.69	7.35	6.19	8.95	7.85	5.72	0.0	0.0	0.0	0.0	17.58
MIN		8.63	-0.14	-0.33	-0.31	-0.15	-0.37	-0.07	0.0	0.0	0.0	0.0	8.23
MAX	2.50	7.82	6.27	6.82	5.94	8.46	7.52	5.27	0.0	0.0	0.0	0.0	16.28
MIN		7.82	-0.25	-0.55	-0.54	-0.27	-0.52	-0.13	0.0	0.0	0.0	0.0	7.16
MAX	3.00	7.01	5.87	6.36	5.68	7.77	7.19	4.84	0.0	0.0	0.0	0.0	14.98
MIN		7.01	-0.38	-0.77	-0.77	-0.41	-0.81	-0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	6.09
MAX	3.50	6.21	5.47	5.94	5.42	7.48	6.86	4.42	0.0	0.0	0.0	0.0	13.68
MIN		6.21	-0.53	-1.00	-1.01	-0.60	-1.12	-0.28	0.0	0.0	0.0	0.0	5.00
MAX	4.00	5.40	5.07	5.52	5.16	6.98	6.52	4.02	0.0	0.0	0.0	0.0	12.38
MIN		5.40	-0.71	-1.24	-1.25	-0.81	-1.43	-0.39	0.0	0.0	0.0	0.0	3.90
MAX	4.50	4.60	4.69	5.16	4.90	6.48	6.17	3.64	0.0	0.0	0.0	0.0	11.08
MIN		4.60	-0.91	-1.48	-1.50	-1.07	-1.75	-0.51	0.0	0.0	0.0	0.0	2.79
MAX	5.00	3.79	4.31	4.84	4.63	5.99	5.83	3.27	0.0	0.0	0.0	0.0	9.77
MIN		3.79	-1.12	-1.73	-1.76	-1.36	-2.07	-0.65	0.0	0.0	0.0	0.0	1.68
MAX	5.50	2.98	3.95	4.51	4.36	5.49	5.48	2.92	0.0	0.0	0.0	0.0	8.47
MIN		2.98	-1.36	-1.98	-2.01	-1.69	-2.40	-0.81	0.0	0.0	0.0	0.0	0.56
MAX	6.00	2.13	3.59	4.19	4.09	5.00	5.13	2.59	0.0	0.0	0.0	0.0	7.31
MIN		2.18	-1.61	-2.23	-2.28	-2.05	-2.74	-0.98	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.56
MAX	6.50	1.37	3.25	3.87	3.81	4.51	4.78	2.28	0.0	0.0	0.0	0.0	6.15
MIN		1.37	-1.88	-2.48	-2.54	-2.46	-3.08	-1.17	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.71
MAX	7.00	0.56	2.91	3.55	3.54	4.03	4.43	1.99	0.0	0.0	0.0	0.0	4.99
MIN		0.56	-2.17	-2.79	-2.81	-2.90	-3.42	-1.39	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.86

Voir commentaires p. 20

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES

SUR PIEDROIT

LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE LA BASE (du piedroit)

	ABSCISSE SECTION	CHARGE PERMAN	A	EFFET BC	NON BT	PONDERE MC	ME	DES EX	SURCHARGES TROTTOIR	REMBLAI	RETRAI	TEMPE	EFFORT TOTAL PONDERES IER GENRE
MAX	0.0	19.68	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	19.82
MIN		8.60	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	3.75
MAX	0.50	15.78	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	15.92
MIN		6.65	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	1.80
MAX	1.00	12.13	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	12.27
MIN		4.83	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-0.03
MAX	1.50	8.73	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	8.87
MIN		3.13	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-1.73
MAX	2.00	5.58	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	5.72
MIN		1.55	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-3.30
MAX	2.50	2.68	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	2.82
MIN		0.10	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-4.75
MAX	3.00	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	0.17
MIN		-1.22	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-6.08
MAX	3.50	-2.37	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	-2.23
MIN		-2.42	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-7.28
MAX	4.00	-3.50	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	-3.35
MIN		-4.52	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-9.38
MAX	4.50	-4.45	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	-4.30
MIN		-6.42	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-11.28
MAX	5.00	-5.27	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	-5.12
MIN		-8.07	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-12.93
MAX	5.50	-5.97	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	-5.82
MIN		-9.47	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-14.33
MAX	6.00	-6.55	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	-6.40
MIN		-10.62	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-15.48
MAX	6.50	-7.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	-6.85
MIN		-11.52	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-16.38
MAX	7.00	-7.32	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	-7.17
MIN		-12.17	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-17.03
MAX	7.50	-7.52	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	-7.37

INFORMATIQUE

MIN		-12.57	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-17.45
MAX	8.00	-7.60	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.0	0.0	0.10	-0.07	-7.45
MIN		-12.72	-3.67	-3.41	-3.09	-4.89	-3.88	-3.38	0.0	0.0	0.10	-0.07	-17.58

INFORMATIQUE

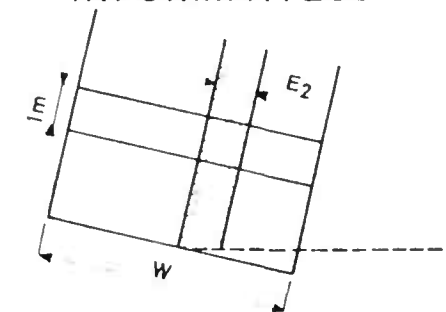
Charge unitaire appliquée
à 1 tranche d'ouvrage large de 1 m.

S E M E L L E S

Du fait du biais, 1 ml de
semelle porte seulement $\sin \varphi$
ml d'ouvrage

POUR UNE TRANCHE DE 1M. DE SEMELLE PRISE PERPENDICULAIREMENT AU PIEDROIT

LIGNES D'INFLUENCE SOUS CHARGE APPLIQUÉE A LA TRAVERSE DES



ABSCISSE	R E A C T I O N S		P R E S S I O N S		M O M E N T S D'ENCASTREMENT	
	VERTICALE	HORIZONTALE	BORD EXTERIEUR	BORD INTERIEUR	SEMELLE EXT.	SEMELLE INT. (aux nus du piédroit)
0.0	0.94982	-0.00266	0.34937	0.39770	-0.21104	-0.18584
0.50	0.92227	-0.02800	0.33574	0.38965	-0.20344	-0.18169
1.00	0.89372	-0.05156	0.32634	0.37660	-0.19757	-0.17571
1.50	0.86425	-0.07333	0.32072	0.35964	-0.19323	-0.16810
2.00	0.83393	-0.09331	0.31843	0.33749	-0.19024	-0.15904
2.50	0.80283	-0.11151	0.31903	0.31242	-0.18843	-0.14870
3.00	0.77103	-0.12793	0.32207	0.28436	-0.18760	-0.13727
3.50	0.73859	-0.14256	0.32711	0.25382	-0.18758	-0.12492
4.00	0.70559	-0.15541	0.33368	0.22128	-0.18817	-0.11185
4.50	0.67211	-0.16648	0.34136	0.18727	-0.18919	-0.09823
5.00	0.63821	-0.17575	0.34969	0.15228	-0.19047	-0.08425
5.50	0.60397	-0.18325	0.35823	0.11681	-0.19180	-0.07008
6.00	0.56946	-0.18896	0.36652	0.08137	-0.19302	-0.05591
6.50	0.53475	-0.19288	0.37413	0.04647	-0.19393	-0.04192
7.00	0.49992	-0.19502	0.38060	0.01261	-0.19436	-0.02829
7.50	0.46504	-0.19538	0.38549	-0.01971	-0.19411	-0.01521
8.00	0.43019	-0.19395	0.38834	-0.04999	-0.19300	-0.00285
8.50	0.39542	-0.19074	0.38873	-0.07772	-0.19085	0.00861
9.00	0.36083	-0.18574	0.38619	-0.10239	-0.18747	0.01898
9.50	0.32647	-0.17896	0.38028	-0.12350	-0.18269	0.02808
10.00	0.29242	-0.17039	0.37055	-0.14055	-0.17631	0.03573
10.50	0.25877	-0.16004	0.35656	-0.15303	-0.16815	0.04174

Le point de passage des réactions peut être obtenu à partir de la ligne d'influence du moment à l'angle inférieur cf. page 4.

Convention de signe :
Un moment positif dans la semelle tend sa face supérieure. Cette convention est l'inverse de celle en usage pour les semelles non solidaires du tablier.

INFORMATIQUE

11.00	0.22557	-0.14790	0.33786	-0.16044	-0.15802	0.04595
11.50	0.19290	-0.13398	0.31400	-0.16228	-0.14575	0.04815
12.00	0.16083	-0.11828	0.28453	-0.15803	-0.13114	0.04818
12.50	-0.12944	-0.10079	0.24902	-0.14721	-0.11402	0.04585
13.00	0.09880	-0.08151	0.20701	-0.12930	-0.09420	0.04098
13.50	0.06898	-0.06045	0.15805	-0.10379	-0.07149	0.03339
14.00	0.04006	-0.03761	0.10170	-0.07019	-0.04572	0.02290
14.50	0.01210	-0.01298	0.03751	-0.02799	-0.01668	0.00932
14.70	0.00124	-0.00266	0.00962	-0.00865	-0.00415	0.00300

MOMENTS DANS LA SEMELLE

Pour l'ml de semelle

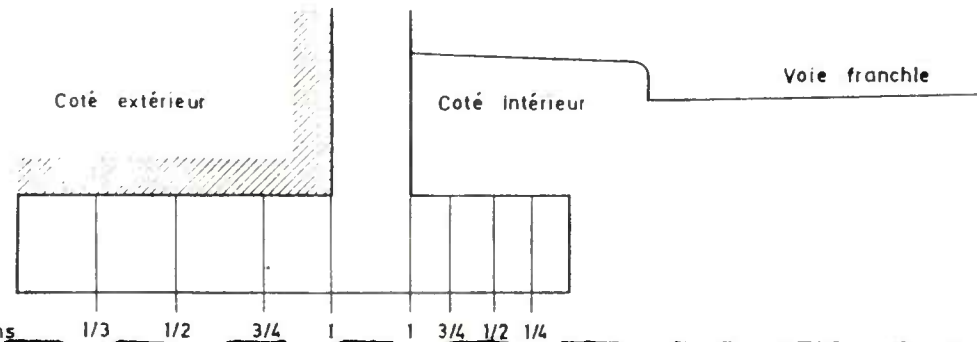
La pondération des moments dans la semelle se fait de la même façon que pour les moments fléchissants dans l'ouvrage (cf. page 11).

COTE EXTERIEUR

		CHARGE PERMAN	EFFET A	NON BC	PONDERE BT	DES ME	SURCHARGES CM	EX	TP	REMBLAI	RETRAIT TEMPERA	MOMENTS TOTAUX PONDERES 1ER GENRE	2E GENRE
SECTION 1 (ENCASTREMENT)	MAX	-0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.01	-0.21	-0.14
	MIN	-2.10	-2.91	-2.86	-1.51	-2.66	-1.93	-2.77	0.0	0.0	-0.12	-5.71	-4.39
SECTION 3/4	MAX	-0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.01	-0.03	-0.02
	MIN	-1.19	-1.68	-1.65	-0.84	-1.52	-1.09	-1.60	0.0	0.0	-0.09	-3.30	-2.54
SECTION 1/2	MAX	0.03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.00	0.03	0.02
	MIN	-0.54	-0.77	-0.75	-0.39	-0.70	-0.50	-0.73	0.0	0.0	-0.06	-1.52	-1.17
SECTION 1/4	MAX	0.02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.00	0.02	0.01
	MIN	-0.14	-0.20	-0.19	-0.10	-0.18	-0.13	-0.19	0.0	0.0	-0.03	-0.40	-0.31

COTE INTERIEUR

SECTION 1 (ENCASTREMENT)	MAX	-6.06	0.33	0.33	0.34	0.45	0.43	0.22	0.0	0.0	-0.01	-5.62	-3.70
	MIN	-7.64	-1.61	-1.41	-1.32	-2.07	-1.68	-1.35	0.0	0.0	-0.11	-9.82	-6.77
SECTION 3/4	MAX	-3.40	0.22	0.21	0.22	0.30	0.28	0.15	0.0	0.0	-0.01	-3.10	-2.05
	MIN	-4.36	-0.90	-0.79	-0.75	-1.16	-0.95	-0.75	0.0	0.0	-0.08	-5.61	-3.87
SECTION 1/2	MAX	-1.51	0.11	0.11	0.11	0.15	0.14	0.08	0.0	0.0	-0.00	-1.36	-0.90
	MIN	-1.97	-0.40	-0.35	-0.33	-0.52	-0.42	-0.33	0.0	0.0	-0.06	-2.55	-1.75
SECTION 1/4	MAX	-0.38	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.02	0.0	0.0	-0.00	-0.33	-0.22
	MIN	-0.50	-0.10	-0.09	-0.08	-0.13	-0.11	-0.08	0.0	0.0	-0.03	-0.66	-0.45



EFFORTS TRANCHANTS
DANS LA SEMELLE

La pondération des efforts tranchants dans la semelle se fait de la même façon que pour les moments fléchissants (cf. page 11).

COTE EXTÉRIEUR

		CHARGE PERMAN	EFFET A	NON BC	NON BT	PONDÈRE ME	DES CM	SURCHARGES EX	TR	REMBLAI	RETRAIT TEMPÈRA	TOTAUX PONDÈRES 1ER GENRE
SECTION 1 (ENCASTREMENT)	MAX	-0.98	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.31	-0.67
	MIN	-3.77	-5.08	-4.98	-2.80	-3.58	-4.83	-4.83	0.0	0.0	0.08	-9.79
SECTION 3/4	MAX	-0.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.28	-0.12
	MIN	-2.87	-3.96	-3.89	-2.08	-2.67	-3.65	-3.77	0.0	0.0	0.07	-7.56
SECTION 1/2	MAX	-0.03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.21	0.18
	MIN	-1.95	-2.75	-2.70	-1.38	-1.77	-2.49	-2.61	0.0	0.0	0.05	-5.19
SECTION 1/4	MAX	0.10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.12	0.22
	MIN	-0.99	-1.42	-1.40	-0.73	-0.94	-1.31	-1.35	0.0	0.0	0.03	-2.67

COTE INTÉRIEUR

SECTION 1 (ENCASTREMENT)	MAX	-12.50	0.45	0.48	0.50	0.62	0.60	0.29	0.0	0.0	-0.07	-11.95
	MIN	-15.19	-3.31	-2.91	-2.70	-3.42	-4.24	-2.84	0.0	0.0	-0.30	-19.73
SECTION 3/4	MAX	-9.34	0.46	0.47	0.49	0.61	0.63	0.31	0.0	0.0	-0.06	-8.78
	MIN	-11.67	-2.47	-2.18	-2.04	-2.58	-3.18	-2.09	0.0	0.0	-0.26	-15.11
SECTION 1/2	MAX	-6.20	0.39	0.39	0.41	0.51	0.55	0.27	0.0	0.0	-0.05	-5.70
	MIN	-7.96	-1.65	-1.45	-1.37	-1.73	-2.12	-1.37	0.0	0.0	-0.20	-10.28
SECTION 1/4	MAX	-3.09	0.24	0.23	0.24	0.31	0.34	0.17	0.0	0.0	-0.03	-2.78
	MIN	-4.07	-0.82	-0.72	-0.69	-0.87	-1.06	-0.67	0.0	0.0	-0.11	-5.25

valeur maximale
utilisée page 62

cf.
page 45

S E M E L L E
R E P A R T I T I O N D E L A P R E S S I O N S U R L E S O I

BORD EXTÉRIEUR

	CHARGE PERMAN	EFFET A	NON RC	PONDERE BT	DES ME	SURCHARGES CM	EX	TR	REMBLAT	RETRAIT TEMPERA	PRESSION TOTALE
MAX	20.19	5.42	5.33	2.87	3.69	5.11	5.15	0.0	0.0	-0.12	25.49
MIN	15.71	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.58	15.22

BORD INTÉRIEUR

MAX	23.60	3.37	2.95	2.83	3.58	4.38	2.73	0.0	0.0	0.50	27.75
MIN	19.13	-1.19	-1.12	-1.16	-1.47	-1.66	-0.83	0.0	0.0	0.12	19.25

- Dans le calcul des pressions totales, les effets des charges sont pondérés.
- Dans le calcul de l'effet des charges il n'est pas tenu compte de la majoration dynamique.

Il y a lieu de vérifier que la pression maximale ne dépasse pas la valeur admise (PREMAX est égale ici à 30 t/m²). Toutefois un certain dépassement pourrait être admis lorsqu'il correspond à une résultante excentrée, car ici on a considéré la pression au bord de la semelle, ce qui est défavorable (voir FOND 72 chapitre 5.3).

FERRAILLAGE

- (- Dans les pages suivantes il est donné le ferrailage minimal nécessaire et un ferrailage réel adopté dans)
(les sections déterminantes. Les règles de passage de l'un à l'autre sont précisées dans la pièce 2.1 § 3.3.)
- (- Il apparaît généralement à la base du piedroit, un ferrailage réel adopté nettement surabondant. Ceci est)
(justifié par le fait que les efforts dus à des déplacements d'appui, qui ne sont pas considérés pour le cal-)
(cul du ferrailage, sollicitent assez fortement cette section (cf. pièce 3.2.). Il ne convient pas de le réduire)
(au minimum nécessaire selon les calculs.)
- (- Les espacements des fers de flexion sont toujours mesurés perpendiculairement à ceux-ci.)
()
- (- L'effort tranchant résistant du béton au cisaillement donné dans les tableaux du ferrailage réel adopté est cal-)
(culé pour la valeur $\bar{\sigma}_b = 2,5 \bar{\sigma}_b$ cf. pièce 2.1 § 2.2.3.)

FERRAILLAGE MINIMAL NÉCESSAIRE
I SECTIONS DÉTERMINANTES I

FERRAILLAGE INTÉRIEUR (MOMENTS POSITIFS)

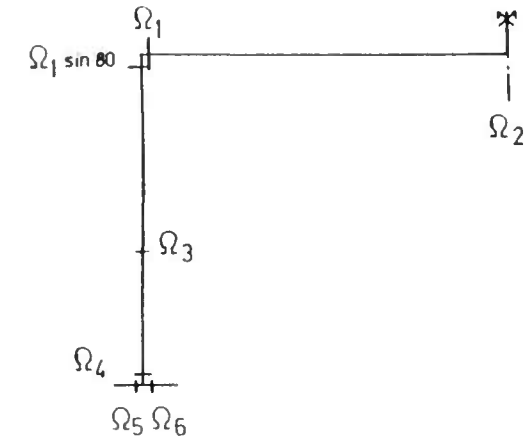
TRVERSE SUPÉRIEURE	M I L I E U	0.004001 M2	ACIER PH11	Ω_2
PIÉDROIT	SECTION COURANTE DÉTERMINANTE	0.001488 M2	ACIER PH11	Ω_3

FERRAILLAGE EXTERIEUR (MOMENTS NEGATIFS)

TRVERSE SUPÉRIEURE	ANGLE SUPÉRIEUR	0.004490 M2	ACIER PH11	Ω_1	} pour 1 ml de piédroit (cf. pièce 2.1 § 3.3.1.)
PIÉDROIT	ANGLE SUPÉRIEUR	0.004271 M2	ACIER PH11	$\Omega_1 \sin 80$	
	B A S E	0.001041 M2	ACIER PH12	Ω_4	

FERRAILLAGE DE LA SEMELLE (face inférieure, correspondant aux moments "négatifs" cf. p. 43. Voir pièce 2.1 § 3.3.7 ce qui est dit concernant la résistance aux moments "positifs").

ENCASTREMENT COTE EXTERIEUR	0.000579 M2	ACIER PH12	Ω_5	} pour 1 ml de semelle (cf. pièce 2.1 § 3.3.1.)
ENCASTREMENT COTE INTERIEUR	0.000689 M2	ACIER PH12	Ω_6	



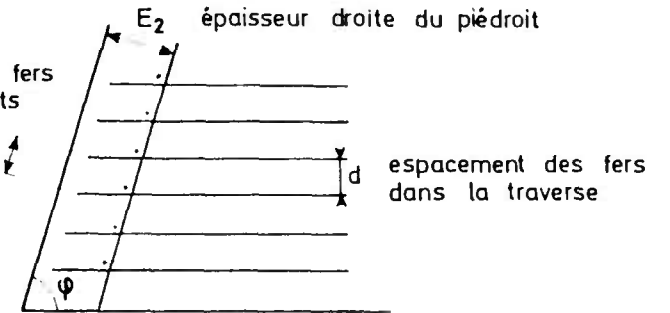
Pour les ouvrages de genre 1 (encastres sur fondations) et de genre 3 (articulés sur fondations) les sections Ω_5 et Ω_6 ne sont pas calculées.

FERRAILLAGE REEL ADOPTE
(SECTIONS DETERMINANTES)

FERRAILLAGE INTERIEUR

espacement des fers
dans les piedroits

$d/\sin\varphi$



TRAVERSE SUPERIEURE

en milieu
de
travée

- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES
- CARACTERISTIQUES DES ACIERS
- CARACTERISTIQUES MECANQUES
- MOMENTS RESISTANTS
- EFFORTS TRANCHANTS RESISTANTS
- CONTRAINTES MAXIMALES PONDEREES

ÉPAISSEUR E3 = 0.50 M

SECTION = 0.004490 M² = Ω_{2R} ESPACEMENT = $\frac{d}{\sin\varphi}$ DIAMETRE = 0.025 M

Y = 0.19 M

Z = 0.38 M

ACIER = 45.80 TM

BETON = 46.36 TM

ACIER = 72.13 T

BETON = 66.92 T

ACIER = 23914. T/M²

BETON = 1152. T/M²

PIEDROIT SECTION COURANTE DETERMINANTE

- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES
- CARACTERISTIQUES DES ACIERS
- CARACTERISTIQUES MECANQUES
- MOMENTS RESISTANTS
- EFFORTS TRANCHANTS RESISTANTS
- CONTRAINTES MAXIMALES PONDEREES

ÉPAISSEUR E2 = 0.48 M

SECTION = 0.002135 M² = Ω_{3R} ESPACEMENT = $\frac{2d}{\sin\varphi}$ DIAMETRE = 0.025 M

Y = 0.14 M

Z = 0.40 M

ACIER = 22.92 TM

BETON = 36.78 TM

ACIER = 36.09 T

BETON = 70.42 T

ACIER = 17912. T/M²

BETON = 544. T/M²

Résistance à l'adhérence cf. pièce 2.1 § 3.3.4 c

$\Omega_{2R} = \Omega_1$ (maximum des sections minimales nécessaires cf. page 48)

$\Omega_{3R} = \frac{\Omega_1}{2} \sin\varphi$

Le choix des sections réelles adoptées est expliqué dans la pièce 2.1 § 3.3.3.

FERRAILLAGE REEL ADOPTÉ
(SECTIONS DÉTERMINANTES)

FERRAILLAGE EXTÉRIEUR

TRAVERSE SUPÉRIEURE - ANGLE SUPÉRIEUR

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	EPAISSEUR E3 = 0.50 M		
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	SECTION = 0.004490 M ² = Ω_1	ESPACEMENT = $\frac{d}{0.109}$ M	DIAMETRE = 0.025 M
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	Y = 0.19 M	Z = 0.38 M	
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 45.80 TM	BETON = 46.36 TM	
EFFORTS TRANCHANTS RESISTANTS	ACIER = 72.13 T	BETON = 66.72 T	
CONTRAINTES MAXIMALES PONDEREES	ACIER = 26637. T/M ²	BETON = 1283. T/M ²	

Contraintes réelles très proches des limites admises.

PIEDROIT - ANGLE SUPÉRIEUR

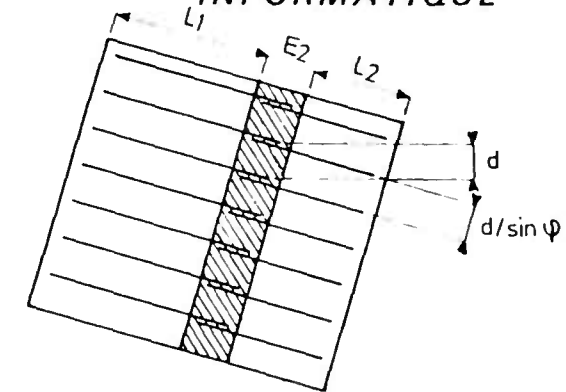
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	EPAISSEUR E2 = 0.49 M		
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	SECTION = 0.004271 M ² = $\Omega_1 \sin \psi$	ESPACEMENT = $\frac{d/\sin \psi}{0.115}$ M	DIAMETRE = 0.025 M
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	Y = 0.19 M	Z = 0.39 M	
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 46.31 TM	BETON = 47.19 TM	
EFFORTS TRANCHANTS RESISTANTS	ACIER = 72.94 T	BETON = 67.67 T	
CONTRAINTES MAXIMALES PONDEREES	ACIER = 26341. T/M ²	BETON = 1260. T/M ²	

PIEDROIT - B A S E

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	EPAISSEUR E2 = 0.48 M		
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	SECTION = 0.001408 M ² = Ω_{4R}	ESPACEMENT = $\frac{d/\sin \psi}{0.115}$ M	DIAMETRE = 0.014 M
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	Y = 0.12 M = $\Omega_1 \sin \psi \left(\frac{\Omega_2}{\Omega_1}\right)^2$	Z = 0.42 M	
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 16.41 TM	BETON = 32.26 TM	
EFFORTS TRANCHANTS RESISTANTS	ACIER = 43.95 T	BETON = 72.83 T	
CONTRAINTES MAXIMALES PONDEREES	ACIER = 21534. T/M ²	BETON = 509. T/M ²	

FERRAILLAGE REEL ADOPTE
(SECTIONS DETERMINANTES)

FERRAILLAGE DE LA SEMELLE



* SEMELLE INTERIEURE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	EPAISSEUR $E_1 = 0.60 \text{ M}$	LARGEUR = $0.97 \text{ M} = L_2$	
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	SECTION SOLIDARISANT PIEDROIT ET SEMELLE	= 0.001408 M^2	$= \Omega_{4R}$ DIAMETRE 0.014 M
	SECTION FILANTE SUPPLEMENTAIRE	= 0.0	M^2 DIAMETRE 0.0 M
	SECTION TOTALE AU ML	= 0.001408 M^2	$= \Omega_{6R}$
	ESPACEMENT $0.115 \text{ M} = d / \sin \phi$		
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	$Y = 0.13 \text{ M}$		$Z = 0.51 \text{ M}$
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 19.99 TM		BETON = 43.80 TM
CONTRAINTES MAXIMALES PONDEREES	ACIER = $13753. \text{ T/M}^2$		BETON = $291. \text{ T/M}^2$

* SEMELLE EXTERIEURE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	EPAISSEUR $E_1 = 0.60 \text{ M}$	LARGEUR = $1.09 \text{ M} = L_1$	
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	SECTION FILANTE DANS LA SEMELLE	= 0.0	M^2 DIAMETRE 0.0 M
	SECTION SOLIDARISANT PIEDROIT ET SEMELLE	= 0.001408 M^2	DIAMETRE 0.014 M
	SECTION TOTALE AU ML	= 0.001408 M^2	$= \Omega_{5R}$
	ESPACEMENT $0.115 \text{ M} = d / \sin \phi$		
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	$Y = 0.13 \text{ M}$		$Z = 0.51 \text{ M}$
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 19.99 TM		BETON = 42.80 TM
CONTRAINTES MAXIMALES PONDEREES	ACIER = <u>$7991. \text{ T/M}^2$</u>		BETON = $169. \text{ T/M}^2$

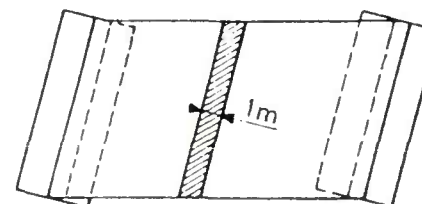
C'est volontairement qu'on n'a pas doublé l'espacement afin de ne pas parvenir à un pourcentage d'acier trop faible.

FERRAILLAGE TRANSVERSAL

(FACE INTERIEURE DE LA TRAVERSE)

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	EPAISSEUR $E_3 = 0.50$ M	
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	<u>SECTION = 0.001381 M²</u>	ESPACEMENT DROIT = 0.111 M DIAMETRE = 0.014 M
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	Y = 0.12 M	Z = 0.44 M
MOMENTS RESISTANTS	ACIER = 16.85 TM	BETON = 34.35 TM
CONTRAINTES MAXIMALES	ACIER = 27664. T/M ²	BETON = 630. T/M ²

pour 1 ml de portée droite



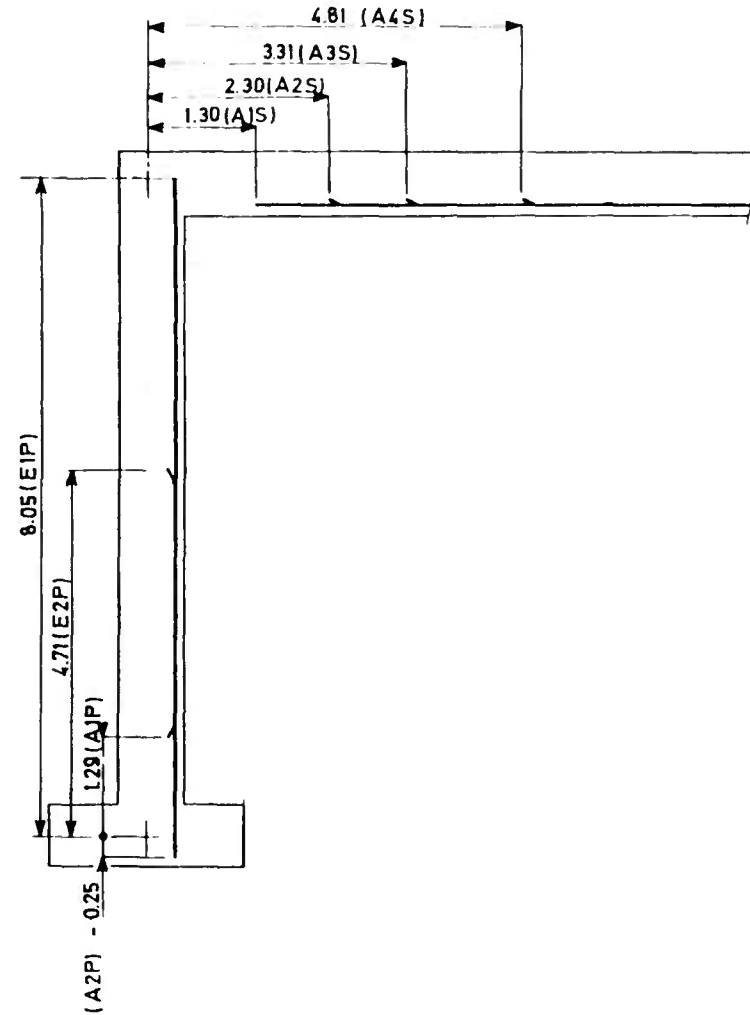
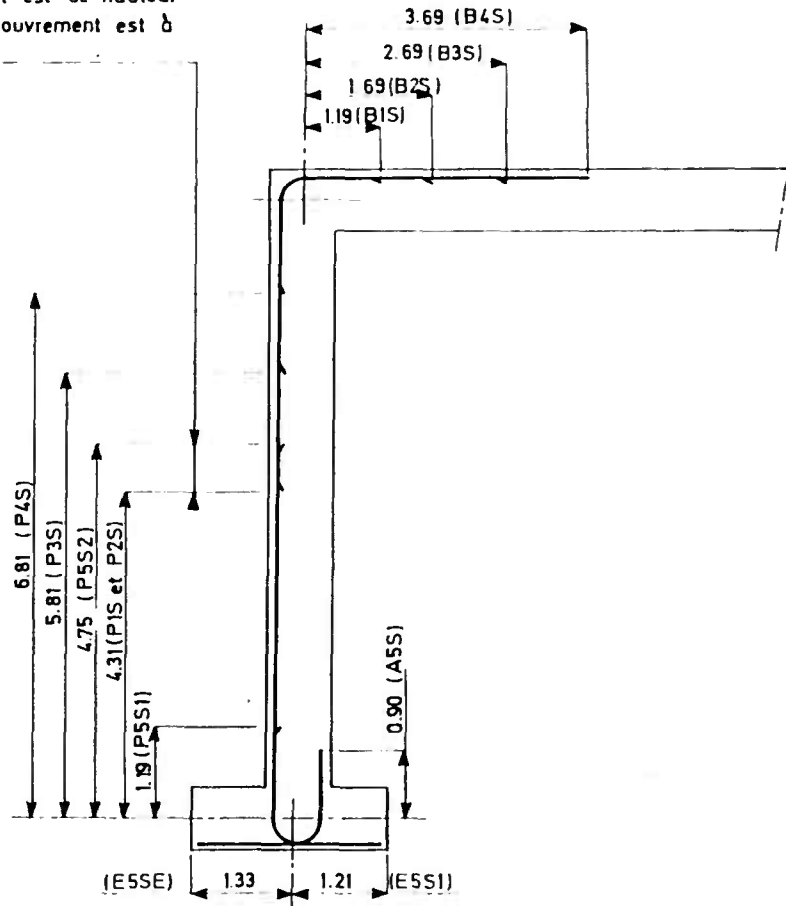
ARREI DES BARRES

Représentation schématique

ARMATURES EXTÉRIEURES

ARMATURES INTÉRIEURES

Si le piedroit est de hauteur variable le recouvrement est à conserver



E P U R E D A R R E T D E S B A R R E S

* * *

F E R R A I L L A G E I N T E R I E U R

LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

Supérieur pour la traverse
Inférieur pour le piedroit

T R A V E R S E S U P E R I E U R E

SECTION D'ACIER 0.004490 M²
ACIER PHI = 0.025 M

	ABSCISSE ORIGINE	ABSCISSE EXTREMITÉ	LONGUEUR
BARRE 1	A1S = 1.30	E1S = 9.89	A1SI = 8.60
BARRE 2	A4S = 4.81	E4S = 13.40	A4SI = 8.60
BARRE 3	A2S = 2.30	E2S = 11.39	A2SI = 9.09
BARRE 4	A3S = 3.31	E3S = 12.40	A3SI = 9.09

P I E D R O I T

SECTION D'ACIER 0.002135 M²
ACIER PHI = 0.025 M

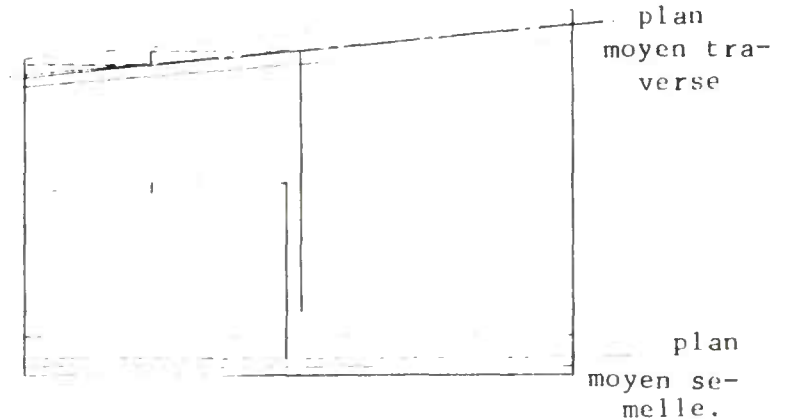
MOITIE 1	A1P = 1.29	E1P = 8.05	A1PI = 6.76
MOITIE 2	A2P = -0.25	E2P = 4.71	A2PI = 4.96

représentée p. 54

Si le piédroit est de hauteur variable ces longueurs sont à adapter.

l'adaptation des extrémités des barres se fera par plages horizontales enveloppant la droite théorique.

E1P
E2P
A1P
A2P



E P U R E D A R R E T D E S B A R R E S

F E R R A I L L A G E E X T E R I E U R

LES ABSCISSES SONT COMPTEES SUR LE PIEDROIT A PARTIR DE LA BASE

Sortie de contrôle

BEPCAS = 12 0

A N G L E S U P E R I E U R

SECTION 0.004490 M2
ACIER PHI = 0.025 M

BARRE 1
BARRE 2

ABSCISSE ORIGINE
SUR LE PIEDROIT

P3S = 5.81
P1S = 4.31

ABSCISSE EXTREME
SUR LA TRAVERSE

B3S = 2.69
B1S = 1.19

LONGUEUR

B3SE = 5.44
B1SE = 5.44

BARRE 3
BARRE 4

P4S = 6.81
P2S = 4.31

B4S = 3.69
B2S = 1.69

B4SE = 5.44
B2SE = 5.94

l'épure peut devoir être modifiée par la vérification de l'ouvrage décentré (cf. page 6).
(Vérification manuelle nécessaire)

lorsque la hauteur du piedroit est variable ces deux cotes sont à adapter pour assurer le recouvrement.

B A S E D U P I E D R O I T E T S E M E L L E

SEMELLE INTERIEURE
SECTION = 0.001408 M2
ACIER PHI = 0.014 M

FERS SOLIDARISANT
SEMELLE ET PIEDROIT

ABSCISSE ORIGINE
SUR LE PIEDROIT

MOITIE1 P5S1 = 1.19
MOITIE2 P5S2 = 4.72

ABSCISSE EXTREME
DANS LA SEMELLE

ESS1 = 1.21
ESS2 = 1.21

LONGUEUR

L5S11 = 2.95
L5S12 = 6.50

SEMELLE EXTERIEURE
SECTION = 0.001339 M2
ACIER PHI = 0.014 M

FERS SOLIDARISANT
SEMELLE ET PIEDROIT

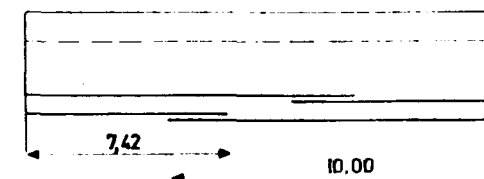
A5S = 0.90

ESSE = -1.33

L5SE = 2.77

valeur forfaitaire

NOMENCLATURE DES ACIERS AUXILIAIRES
(DIAMÈTRE Φ 2)



- TRAVERSE SUPÉRIEURE

ACIERS LONGITUDINAUX

PROLONGEMENT DES ACIERS DU FERRAILLAGE EXTÉRIEUR ESPACEMENT 0.22 M - LONGUEUR 9.52 M

PROLONGEMENT DES ACIERS DU FERRAILLAGE INTÉRIEUR ESPACEMENT 0.22 M - LONGUEURS 1.90 M ET 2.90 M

ACIERS TRANSVERSAUX

FACE EXTÉRIEURE ESPACEMENT 0.22 M - LONGUEUR 10 M + 7.42 M (TÊTE-BECHE)

- G O U S S E T S

ACIERS LONGITUDINAUX ESPACEMENT 0.23 M - LONGUEUR 1.80 M = longueur du gousset + 2 longueurs d'ancrage.

ACIERS TRANSVERSAUX 8 FERS FILANTS - LONGUEUR 10 M + 7.42 M (TÊTE-BECHE)

- P I E D R O I T S

ACIERS TRANSVERSAUX SUR CHACUNE DES 2 FACES
(ESPACEMENT 0.20 M SUR 2 M À PARTIR DE LA BASE
(ESPACEMENT 0.40 M SUR LE RESTE DE LA HAUTEUR
(LONGUEUR 10 M + 7.42 M (TÊTE-BECHE)

Ces fers sont disposés forfaitairement à l'espacement $2d/\sin\phi$. Il faut vérifier qu'ils peuvent reprendre les moments positifs qui peuvent apparaître dans les semelles (cf. page 49).

- S E M E L L E S

ACIERS LONGITUDINAUX FACE SUPÉRIEURE ESPACEMENT 0.23 M - LONGUEUR 2.54 M

ACIERS TRANSVERSAUX FACE SUPÉRIEURE ESPACEMENT 0.40 M - LONGUEUR 10 M + 7.42 M (TÊTE-BECHE)

FACE INFÉRIEURE ESPACEMENT 0.20 M - LONGUEUR 10 M + 7.42 M (TÊTE-BECHE)

ETRIERS DE LA TRAVERSE SUPERIEURE

SECTION D'ACIER PAR COURS D'ETRIERS AU ML $\sqrt{0.000230M^2}$ — soit 2Ø8 tous les 4 d = 4 x 0,109 m

TRANSVERSALEMENT ON DISPOSE UN ETRIER DE DIAMETRE PH13 SUR UNE BARRE SUR QUATRE DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL

ABSCISSE	EFFORT TRANCHANT MAXIMAL (RAPPEL)	CISAILLEMENT MAXIMAL	CONTRAINTE ADMISSIBLE DE L'ACIER	ESPACEMENT MINIMAL DES COURS	
				TS1	TS2
0.0	23.20	60.67	36904.	0.14	0.33
0.50	21.77	56.91	37219.	0.15	0.34
1.00	20.33	53.15	37535.	0.16	0.34
1.50	18.89	49.39	37852.	0.18	0.35
2.00	17.58	45.97	38139.	0.19	0.36
2.50	16.28	42.58	38423.	0.21	0.36
3.00	14.98	39.18	38709.	0.23	0.37
3.50	13.68	35.78	38995.	0.25	0.38
4.00	12.38	32.37	39281.	0.28	0.38
4.50	11.08	28.96	39567.	0.31	0.39
5.00	9.77	25.56	39853.	0.36	0.40
5.50	8.47	22.16	40139.	0.42	0.40
6.00	7.31	19.10	40395.	0.49	0.41
6.50	6.15	16.08	40649.	0.58	0.41
7.00	4.99	13.05	40904.	0.72	0.42

$\tau_b = \frac{T}{Z}$
le Z utilisé est celui de la section déterminante.

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_h}\right) \sigma_{en 3}$$

$$TS 1 = \frac{\bar{\sigma}_{at} A' t}{\tau_b}$$

$$TS 2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)$$

ETRIERS DE LA TRAVERSE SUPERIEURE

cf. pièce 2.1 § 3.3.8.

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

ABSCISSE DE DEPART	ESPACEMENTS	NOMBRE D'ETRIERS	PLAGE COUVERTE
0.			
	0.120	1	0.12
0.12			
	0.160	14	2.24
2.36			
	0.200	6	1.20
3.56			
	0.250	5	1.25
4.81			
	0.320	3	0.96
5.77			
	0.395	8	3.16
8.93			
	0.320	3	0.96
9.99			
	0.250	5	1.25
11.14			
	0.200	6	1.20
12.34			
	0.160	14	2.24
14.58			
	0.120	1	0.12
14.70			

ETRIERS DU PIEDROIT

SECTION D'ACIER PAR COURS D'ETRIERS AU ML $\sqrt{0.000219M^2}$ de piédroit — soit 208 tous les 4 d/sin $\Psi = 4 \times 0,115$ m

TRANSVERSALEMENT ON DISPOSE UN ETRIER DE DIAMETRE $\Phi 13$ SUR UNE BARRE SUR QUATRE DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL

ABSCISSE	EFFORT TRANCHANT MAXIMAL (RAPPEL)	CISAILLEMENT MAXIMAL	CONTRAINTE ADMISSIBLE DE L'ACIER	ESPACEMENT MINIMAL DES COURS	
				TS3	TS4
0.0	19.82	51.83	37646.	0.16	0.33
0.50	15.92	41.64	38503.	0.20	0.35
1.00	12.27	32.09	39304.	0.27	0.37
1.50	8.87	23.20	40051.	0.38	0.38
2.00	5.72	14.97	40743.	0.60	0.40
2.50	4.75	12.43	40956.	0.72	0.40
3.00	6.08	15.90	40665.	0.56	0.40
3.50	7.28	19.03	40401.	0.46	0.39
4.00	9.38	24.53	39939.	0.36	0.38
4.50	11.28	29.50	39522.	0.29	0.37
5.00	12.93	33.81	39160.	0.25	0.36
5.50	14.33	37.47	38852.	0.23	0.36
6.00	15.48	40.48	38600.	0.21	0.35
6.50	16.38	42.83	38402.	0.20	0.35
7.00	17.03	44.53	38259.	0.19	0.34
7.50	17.43	45.58	38171.	0.18	0.34
8.00	17.58	45.97	38138.	0.18	0.34

(TS 1) (TS 2)

cf. page 58.

E T R I E R S D U P I E D R O I T
 LES ABSCISSES SONT COMPTÉES À PARTIR DE LA BASE

cf. pièce 2.1 § 3.3.8.

ABSCISSE DE DEPART	ESPACEMENTS	NOMBRE D ETRIERS	PLAGE COUVERTE
0.0			
	0.120	1	0.12
0.12			
	0.160	3	0.48
0.60			
	0.200	2	0.40
1.00			
	0.250	1	0.25
1.25			
	0.320	4	1.28
2.53			
	0.240	2	0.48
3.01			
	0.320	6	1.92
4.93			
	0.250	4	1.00
5.93			
	0.200	5	1.00
6.93			
	0.160	7	1.12
8.05			
	0.120	0	0.0
8.05			

E T R I E R S D E L A S E M E L L E

SECTION D ACIER PAR COURS D ETRIERS AU ML ^{de semelle} $\sqrt{0.000219 \text{ M}^2}$

* COTE EXTERIEUR

	EFFORT TRANCHANT MAXIMAL (RAPPEL)	CISAILLEMENT MAXIMAL	CONTRAINTES ADMISSIBLE DE L ACIER	ESPACEMENT MINIMAL DES COURS	
SECTION 1 ENCASTREMENT	9.79	19.27	40381.	0.46	0.50
SECTION 3/4	7.56	14.89	40749.	0.60	0.51
SECTION 1/2	5.19	10.21	41142.	0.88	0.52
SECTION 1/4	2.67	5.25	41559.	1.73	0.53

* COTE INTERIEUR

SECTION 1 ENCASTREMENT	19.73	38.92	38731.	0.22	0.45
SECTION 3/4	15.11	29.80	39496.	0.29	0.48
SECTION 1/2	10.28	20.29	40296.	0.43	0.50
SECTION 1/4	5.25	10.35	41130.	0.87	0.52
				(TS 1)	(TS 2)

cf. page 58.

E T R I E R S D E L A S E M E L L E

LES ABSCISSES SONT COMPTEES SUR LA SEMELLE A PARTIR DE LA BASE DU PIEDROIT

cf. pièce 2.1 § 3.3.8.

* COTE EXTERIEUR

ABSCISSE DE DEPART	ESPACEMENTS	NOMBRE D ETRIERS	PLAGE COUVERTE
--------------------	-------------	------------------	----------------

0.

0.460

2

0.92

-0.92

0.520

0

0.0

* COTE INTERIEUR

0.

0.220

3

0.66

0.66

0.430

1

0.43

AVANT METRE RECAPITULATIF

pour l'ouvrage décrit
au bordereau des données

1/2 ouvrage type autoroutier
(ou sous voie à deux
chaussées).

1 ouvrage sous voie à chaus-
sée unique.

B E T O N S

BETON POUR BA 295 M3
COFFRAGES 785 M2

A C I E R S

ACIER PH11 = 14.57 T
ACIER PH12 = 11.52 T
ACIER PH13 = 2.42 T

TOTAL = 28.50 T

POIDS D'ACIER
PAR M3 DE BETON = 0.097 T/M3

↓
valeur normalement
comprise entre
0,090 et 0,110 T/m3.
x x

NON COMPRIS :

Corbeaux
corniches
murs de tête
dalle de transition
masque
murette porte-caillebotis

] pour ouvrage autoroutier
seulement.

Page laissée blanche intentionnellement

PIPO 74

SETRA

DIVISION
DES
OUVRAGES D'ART B

Pièce **2.5**

METHODE DE CALCUL

(et abaques de flexion simple)

Décembre 1974

SOMMAIRE DE LA PIECE 2.5

INTRODUCTION

Chapitre 1 - BASES DE CALCUL.

A - REGLEMENTS.

B - PRINCIPES GENERAUX ET REFERENCES.

1.1. - Calcul des efforts.

1.2. - Limites de contraintes.

1.3. - Cas d'un ouvrage biais.

Chapitre 2 - EFFORTS DANS LE SENS LONGITUDINAL.

A - DEFINITION DE LA STRUCTURE.

B - ELEMENTS DU CALCUL - FORMULAIRE.

2.1. - Lignes d'influence.

2.2. - Expressions des moments fléchissants et des efforts tranchants pour les cas de charge courants.

2.3. - Expressions des réactions horizontales et verticales à la base du portique sous divers cas de charge.

2.4. - Charges appliquées.

2.5. - Répartition transversale.

2.6. - Moments fléchissants.

2.7. - Efforts tranchants.

2.8. - Réactions horizontales et verticales à la base du portique.

Chapitre 3 - EFFORTS DANS LE SENS TRANSVERSAL.

Chapitre 4 - FERRAILLAGE.

4.1. - Ferrailage de flexion.

4.2. - Etriers.

Le but de la présente pièce est d'indiquer les formules mathématiques et les hypothèses physiques qui servent de base au calcul électronique.

CHAPITRE 1

B A S E S D U C A L C U L

A. - REGLEMENTS.

1° - Règlement de charge : fascicule 61, titre II, du Cahier des Prescriptions Communes (C.P.C.) de Décembre 1971.

2° - Règlement de béton armé : fascicule 61, titre VI du C.P.C. de Juin 1970 (modifiant le texte d'Avril 1968).

B. - PRINCIPES GENERAUX ET REFERENCES.

1.1. - Calcul des efforts.

1.1.1. - Sens longitudinal.

Utilisation des résultats de l'étude faite par le Service Spécial des Autoroutes (Mai 1962) sur les Passages Inférieurs en Ponts cadres ouverts ou fermés ("Analyse théorique des structures en portiques et cadres" - "Détermination des semelles sur terrain meuble").

On trouvera au chapitre 2 ci-après les expressions des ordonnées des lignes d'influence des moments fléchissants et des efforts tranchants relatives aux différentes sections du portique dans le cas d'une charge unité se déplaçant sur la traverse, ainsi que l'expression directe des moments fléchissants, des efforts tranchants et des réactions horizontales et verticales à la base du portique, produits par des cas de charge courants.

Tous les efforts sont calculés pour une tranche de 1 m de largeur.

1.1.2. - Sens transversal (perpendiculairement à la section droite du portique)

Le calcul est conduit suivant la méthode GUYON - MASSONNET : méthode exposée par M. GUYON dans les Annales des Ponts et Chaussées de 1949, p. 555 à 589 et p. 683 à 718, - complétée par les tables de M. MASSONNET.

1.2. - Limites de contraintes.

Le calcul des sections de béton armé est conduit en flexion simple, en prenant pour coefficient d'équivalence acier - béton la valeur $n = 15$, et en négligeant les armatures comprimées.

Le programme calcule les limites de contraintes pour l'acier et le béton à partir des données introduites au bordereau, conformément au fascicule 61 titre VI du Cahier des Prescriptions Communes.

1.3. - Calcul d'un ouvrage de biais modéré ($65 \leq \varphi \leq 100$ gr).

La méthode générale de calcul des structures en portique ouvert, évoquée au § 1.1 ci-dessus et développée dans les chapitres 2 à 4 ci-après, est conçue pour des ouvrages droits.

On peut néanmoins utiliser cette méthode de calcul pour des ouvrages de biais modéré (angle de biais φ compris entre 100 et 65 grades environ) ; c'est ce que fait le programme de calcul en procédant comme il est indiqué ci-après.

Dans une structure en dalle biaise encastrée sur ses appuis, l'obliquité de ces derniers par rapport à l'axe longitudinal a pour effet d'opérer une redistribution des efforts en tout point. En particulier, au voisinage des bords libres de la dalle les efforts s'exercent suivant une direction sensiblement parallèle à ceux-ci, pour prendre dans la zone centrale une direction oblique dont l'inclinaison varie suivant l'abscisse de la section transversale considérée (cette inclinaison dépend à la fois de l'importance du biais et du "coefficient de forme" = $\frac{\text{largeur}}{\text{portée}}$; voir définition du "biais mécanique" dans le sous-dossier 5).

Pour les ouvrages de biais modéré, et dans un but de simplification, il est justifié de disposer le ferrailage principal de la traverse parallèlement aux bords libres de l'ouvrage ; on se trouve donc amené à calculer les efforts principaux suivant cette même direction, cette manière de faire conduisant à des résultats majorants pour la zone centrale.

() Le programme de calcul a été adapté en conséquence, et permet donc normalement le calcul d'ouvrages de biais modéré. Dans le cas d'ouvrages de biais important ($\varphi < 65$ gr), d'autres types de ferrillages deviennent plus avantageux, et il y a lieu de se reporter au sous-dossier 5.

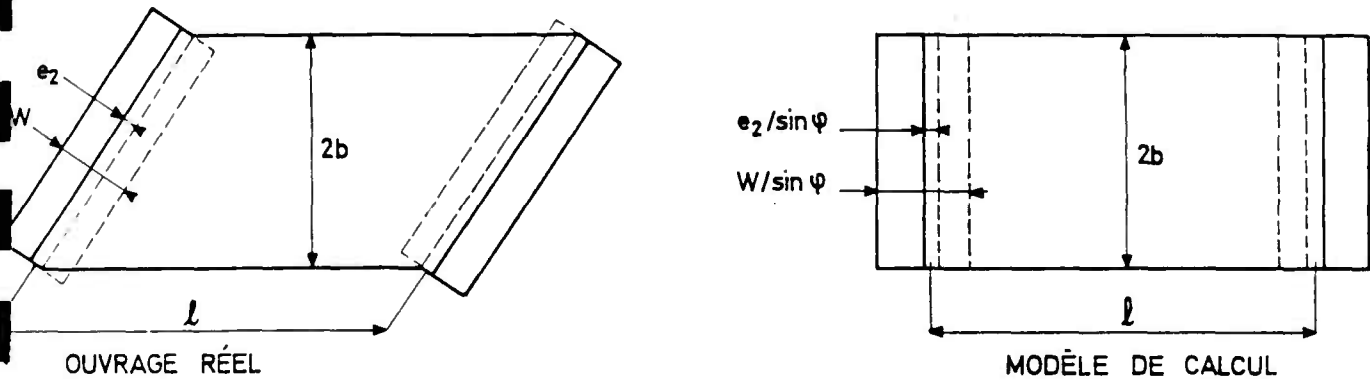
1.3.1. - Efforts dans le sens longitudinal :

a) Modèle de calcul.

On admet que l'ouvrage biais de largeur droite $2b$ et de portée biaise est équivalent, pour le calcul des efforts dans le sens longitudinal, à l'ouvrage droit associé qui a pour largeur la largeur droite $2b$, et pour portée la portée biaise l .

Pour la répartition transversale des efforts, le calcul est mené par la méthode de GUYON et MASSONNET en fonction du paramètre d'entretoisement Θ défini à partir de l'ouvrage droit associé : $\Theta = \frac{b}{\lambda}$ (λ portée équivalente, définie à partir de la portée l , cf. § 2.5.2.)

b) Coffrage : la transposition se fait suivant le schéma ci-dessous.



soient $\left\{ \begin{array}{l} W = \text{Largeur des semelles} \\ e_2 = \text{épaisseur des piédroits} \\ e_3 = \text{épaisseur de la traverse} \end{array} \right\}$ de l'ouvrage biais réel (valeurs à introduire au bordereau des données).

Les dimensions correspondantes de l'ouvrage droit associé servant de modèle de calcul pour la détermination des efforts longitudinaux seront :

$\left. \begin{array}{l} - \text{largeur des semelles} = W/\sin \varphi \\ - \text{épaisseur des piédroits} = e_2/\sin \varphi \\ - \text{épaisseur de la traverse} = e_3 \end{array} \right\}$ (ces valeurs sont automatiquement générées par le programme de calcul).

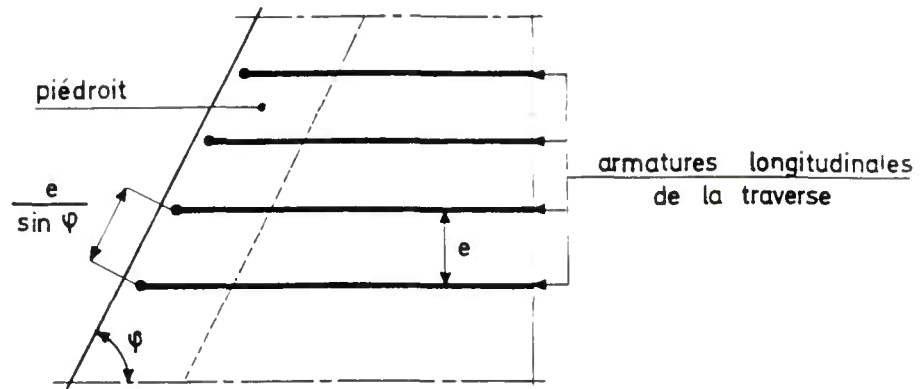
Cette transposition conserve la surface totale des semelles.

c) Ferraillage.

Les armatures longitudinales de la traverse seront disposées parallèlement à l'axe de la voie portée, c'est-à-dire suivant le biais, ce qui élimine tout problème le long des bords libres.

Leur espacement, en coupe transversale droite, sera celui qu'on a déterminé pour le modèle de calcul.

Les armatures principales d'angle à l'encastrement de la traverse seront celles qu'on a déterminées au droit de cette section pour le modèle de calcul, comme les armatures qui précèdent, et retournées dans le piédroit où leur espacement, mesuré suivant le piédroit, se trouve multiplié par $1/\sin \varphi$.



Les armatures verticales intérieures des piédroits ont surtout pour rôle de résister à la poussée des terres, qui s'exerce perpendiculairement au piédroit. En conséquence, si Ω_3 est la section calculée pour le modèle de calcul, le programme retient comme section minimale nécessaire $\Omega_3/\sin \psi$ (par ml de piédroit) pour équilibrer un moment unitaire égal à celui du modèle.

A la base des piédroits, les armatures verticales d'encastrement sur la semelle devront pouvoir résister, par mètre linéaire de piédroit, à un moment égal à $M_4 \sin^2 \psi$, M_4 étant le moment calculé pour le modèle de calcul (dont la largeur de semelle est $W/\sin \psi$ au lieu de W pour l'ouvrage réel). Le programme considère d'autre part l'épaisseur droite réelle du piédroit, soit E_2 au lieu de $E_2/\sin \psi$ du modèle de calcul. Au total, si Ω_4 est la section calculée pour le modèle de calcul, le programme retient pour section minimale nécessaire $\Omega_4 \times \sin \psi$ (par ml de piédroit).

De même pour déterminer les efforts dans les semelles, le programme considère la semelle réelle (largeur W , ferrailage perpendiculaire au piédroit) soumise au moment $M_4 \sin^2 \psi$ (par ml de semelle).

1.3.2. - Efforts dans le sens transversal.

Les calculs sont menés d'après la théorie de MM. GUYON et MASSONNET, adaptée pour tenir compte du coefficient de Poisson et du biais de la dalle (cf. § 3.1).

a) Modèle de calcul.

La théorie de MM. GUYON et MASSONNET s'applique strictement au cas d'une dalle droite, sur appuis simples. Par analogie avec ce qui a été fait pour le calcul des moments longitudinaux, et pour se placer dans le sens de la sécurité, le programme prend en compte un ouvrage droit associé qui a pour largeur la largeur biaise $2b/\sin \psi$ et pour portée la portée droite $l \sin \psi$.

D'autre part, les calculs faits par la méthode des réflexions biharmoniques comme les résultats d'essais sur modèles exposés dans la revue "Beton und Stahlbetonbau" d'Octobre 1962 par MM. MEHMEL et WEISE ont montré que la notion de portée fictive équivalente n'avait pas de sens pour les moments transversaux et que ceux-ci ne sont pratiquement pas sensibles à un encastrement partiel. Donc pour le calcul des moments transversaux nous prendrons en compte la portée droite réelle de l'ouvrage, le paramètre d'entretoisement Θ étant défini par :

$$\Theta = \frac{b/\sin \varphi}{l \sin \varphi} = \frac{b}{l \sin^2 \varphi}$$

b) Ferraillage :

Les efforts ayant une direction sensiblement parallèle aux appuis, on disposera les armatures inférieures parallèlement à ces derniers. L'espacement des armatures, déterminé par le programme à partir du moment transversal total calculé, sera l'espacement mesuré perpendiculairement à la ligne d'appui.

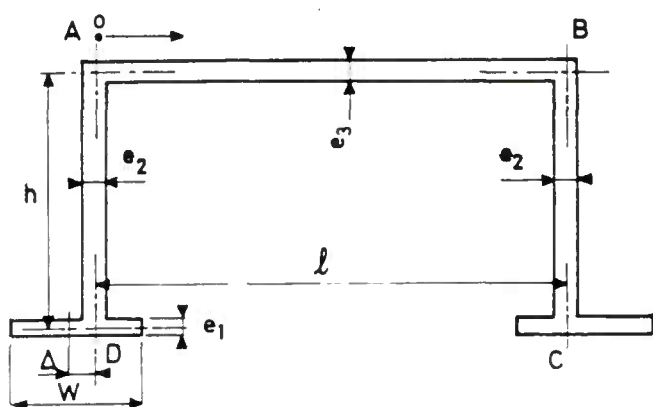
Pour les armatures transversales supérieures de la traverse, on adoptera un ferraillage moitié du ferraillage transversal calculé (armatures inférieures).

NOTA - L'ensemble des règles qui précèdent doit détourner l'utilisateur du présent dossier d'une application à des ouvrages d'un biais plus prononcé que 65 grades, d'autres types de ferraillage devenant en ce cas plus avantageux (voir sous-dossier 5).

CHAPITRE 2

EFFORTS DANS LE SENS LONGITUDINALA. - DEFINITION DE LA STRUCTURE.

La présente note de calcul s'applique à un portique droit, partiellement encastré sur ses appuis.



Portée l (entre plans moyens des piédroits : origine des abscisses en A, sens positif vers B).

Hauteur h (entre plans moyens de la traverse et des semelles).

Largeur $2b$

Semelles - Largeur W
- excentrement Δ (compté positivement si le centre de la semelle est à l'intérieur du portique, négativement dans le cas contraire).

$$\delta = \frac{\Delta}{l}$$

E : module d'élasticité du béton) Sous charge de la

$ESOL$: module d'élasticité du terrain.) que dure d'application.

Pour E on adoptera la valeur du module différé donnée par le titre VI du fascicule 61 du CPC (E_V).

Coefficients :

$$k = \left(\frac{e_3}{e_2} \right)^3 \times \frac{h}{l} \qquad k' = 12 \frac{E}{ESOL} \times \frac{e_3^3}{l W^2}$$

NOTA

1 - cas d'un portique parfaitement encastré sur ses appuis :
 $k' = 0$

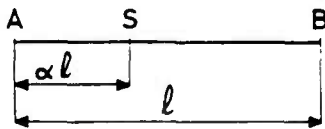
2 - cas d'un portique articulé sur ses appuis : $\delta = 0$
et $k' \rightarrow \infty$.

B. - ELEMENTS DU CALCUL-FORMULAIRE.

2.1. - Lignes d'influence des moments fléchissants et des efforts tranchants.

2.1.1. - Généralités.

On rappelle que dans une barre A B partiellement encastrée à chacune de ses extrémités et soumise à l'action d'un système de charges quelconque, le moment fléchissant et l'effort tranchant dans une section S située à l'abscisse αl ont pour expressions respectives.



$$M = \mu + M_A (1 - \alpha) + M_B \alpha$$

$$T = \tau + \frac{M_B - M_A}{l}$$

- M_A et M_B sont les moments d'encastrement en A et B

- μ et τ sont respectivement le moment fléchissant et l'effort tranchant produits en S par le système de charges dans la barre supposée sur appuis simples.

Si aucune charge n'est appliquée directement à la barre, on a :

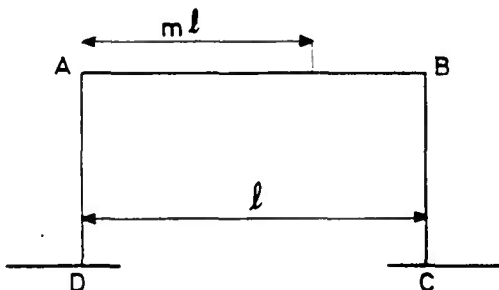
$$M = M_A (1 - \alpha) + M_B \alpha$$

$$T = \frac{M_B - M_A}{l}$$

Convention de signe : Les moments fléchissants sont comptés positivement s'ils tendent la face intérieure du portique. Les charges appliquées sont comptées positivement si elles agissent sur les faces extérieures du portique.

C'est la convention usuelle de la Résistance des matériaux appliquée à la poutre développée D A B C.

2.1.2. - Expressions des ordonnées des lignes d'influence relatives aux sections A, B, C, D (charge sur la traverse).



Les expressions donnant les valeurs des ordonnées de ligne d'influence des moments fléchissants en A, B, C, D, produits par une charge unité située sur la traverse sont données ci-après.

Valeurs fixes.

$$\begin{aligned} N_1 &= (2k+3)(2k+k') - k^2 \\ N_2 &= 6k+k'+1 - 2k'\delta \end{aligned}$$

$$M_A = -l \left[\frac{3(2k+k')m(1-m) - k k' \delta}{2N_1} + \frac{(1-2m)[k'\delta + m(1-m)]}{2N_2} \right]$$

$$M_B = -l \left[\frac{3(2k+k')m(1-m) - k k' \delta}{2N_1} - \frac{(1-2m)[k'\delta + m(1-m)]}{2N_2} \right]$$

$$M_C = +l \left[\frac{3km(1-m) - (2k+3)k'\delta}{2N_1} + \frac{(1-2m)[k'\delta + m(1-m)]}{2N_2} \right]$$

$$M_D = +l \left[\frac{3km(1-m) - (2k+3)k'\delta}{2N_1} - \frac{(1-2m)[k'\delta + m(1-m)]}{2N_2} \right]$$

- Les aires correspondantes ont pour expressions :

$$\text{aire } M_A = \text{aire } M_B = -l^2 \frac{(2k+k') - 2kk'\delta}{4N_1}$$

$$\text{aire } M_C = \text{aire } M_D = +l^2 \frac{k - 2(2k+3)k'\delta}{4N_1}$$

2.1.3. - Expressions des ordonnées des lignes d'influence relatives à une section quelconque du portique.

(charge sur la traverse)

a - Section dans la traverse.

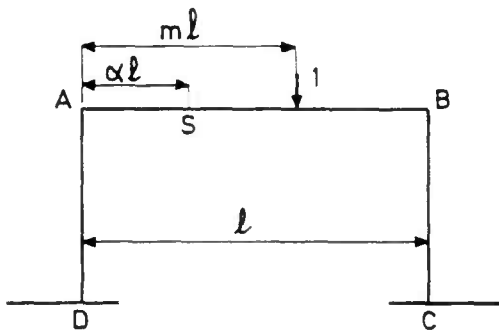
Moment fléchissant produit dans la section S d'abscisse αl par une charge unité située à l'abscisse ml .

Charge située entre A et S :

$$M_S = l m (1 - \alpha) + M_A (1 - \alpha) + M_B \alpha$$

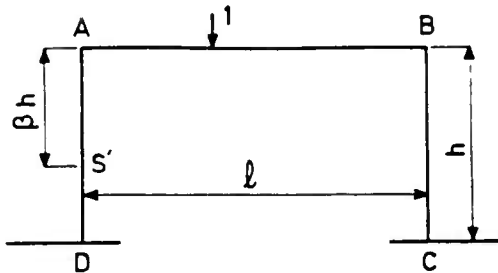
Charge située entre B et S :

$$M_S = l (1 - m) \alpha + M_A (1 - \alpha) + M_B \alpha$$



Aire de la ligne d'influence :

$$l^2 \left[\frac{\alpha(1-\alpha)}{2} - \frac{(2k+k') - 2kk'\delta}{4N_1} \right]$$



b - Section dans les piédroits.

Moment fléchissant produit dans la section S' située à la profondeur βh comptée positivement à partir de A, par une charge unité située en un point quelconque de la traverse.

$$M_{S'} = M_A(1-\beta) + M_D\beta$$

Aire de la ligne d'influence :

$$- l^2 \frac{2k+k' - 2kk'\delta - \beta [3k+k' - 6k'\delta(k+1)]}{4N_1}$$

2.1.4. - Expressions des ordonnées de la ligne d'influence de l'effort tranchant dans la section A (charge sur la traverse à l'abscisse $m l$).

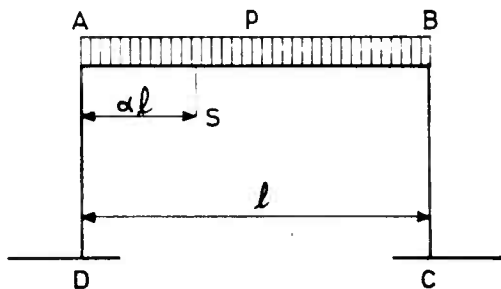
$$T_A = 1 - m + \frac{M_B - M_A}{l}$$

$$T_A = 1 - m + \frac{(1-2m) [k'\delta + m(1-m)]}{N_2}$$

2.2. - Expressions des moments fléchissants et des efforts tranchants.

On donne ci-après les expressions des moments fléchissants et des efforts tranchants pour les cas de charge courants.

2.2.1. - Moments fléchissants.

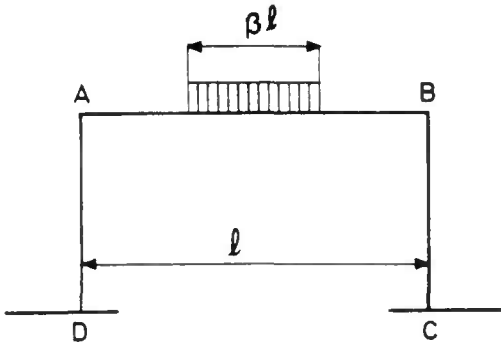


a - Charge uniformément répartie sur la traverse

aux anodes : $M_A = M_B = -p l^2 \frac{2k+k' - 2kk'\delta}{4N_1}$

$$M_C = M_D = p l^2 \frac{k - 2(2k+3)k'\delta}{4N_1}$$

en travée : $M_S = p l^2 \left[\frac{\alpha(1-\alpha)}{2} - \frac{2k+k' - 2kk'\delta}{4N_1} \right]$

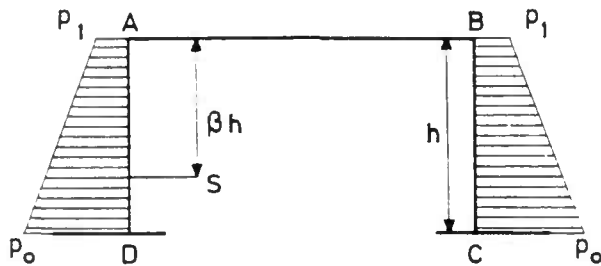


- b - Charge uniforme de densité 1 répartie sur une longueur βl de la traverse et symétrique par rapport à l'axe du portique (cas du char).

On donne ci-après l'expression du moment fléchissant dans la section médiane de la traverse :

$$M_{0,5l} = \frac{l^2}{8} \beta \left[2 - \beta - \frac{(2k+k')(3-\beta^2) - 4kk'\delta}{N_1} \right]$$

- c - Poussée des terres s'exerçant symétriquement sur chacun des piédroits :



aux angles :

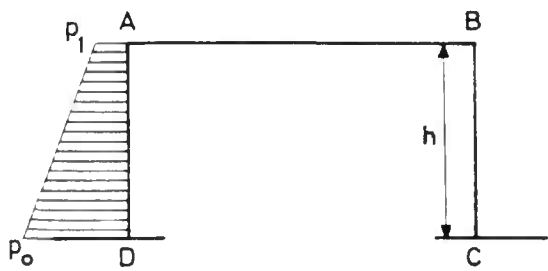
$$M_A = M_B = -h^2 k \frac{p_0(6k+7k') + p_1(9k+8k')}{60N_1}$$

$$M_C = M_D = -h^2 k \frac{p_0(9k+24) + p_1(6k+21)}{60N_1}$$

section quelconque S du piédroit :

$$M_S = \frac{h^2}{6} \beta (1-\beta) [p_0(1+\beta) + p_1(2-\beta)] + M_A(1-\beta) + M_D \beta$$

- c' - Poussée des terres s'exerçant sur un piédroit.



$$M_A = \frac{h^2}{24} \left[p_0 \left[-\frac{k(6k+7k')}{5N_1} + \frac{3k+2k'}{N_2} \right] + p_1 \left[-\frac{k(9k+8k')}{5N_1} + \frac{9k+4k'}{N_2} \right] \right]$$

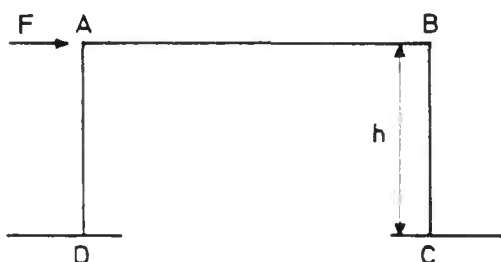
$$M_B = \frac{h^2}{24} \left[p_0 \left[\frac{k(6k+7k')}{5N_1} + \frac{3k+2k'}{N_2} \right] + p_1 \left[\frac{k(9k+8k')}{5N_1} + \frac{9k+4k'}{N_2} \right] \right]$$

$$M_C = \frac{h^2}{8} \left[p_0 \left[-\frac{k(3k+8)}{5N_1} + \frac{9k+2-4k'\delta}{3N_2} \right] + p_1 \left[-\frac{k(2k+7)}{5N_1} + \frac{15k+4-8k'\delta}{3N_2} \right] \right]$$

$$M_D = \frac{h^2}{8} \left[p_0 \left[\frac{k(3k+8)}{5N_1} + \frac{9k+2-4k'\delta}{3N_2} \right] + p_1 \left[\frac{k(2k+7)}{5N_1} + \frac{15k+4-8k'\delta}{3N_2} \right] \right]$$

Nota : en général $p_1 = 0$

- d - Force horizontale appliquée à la traverse



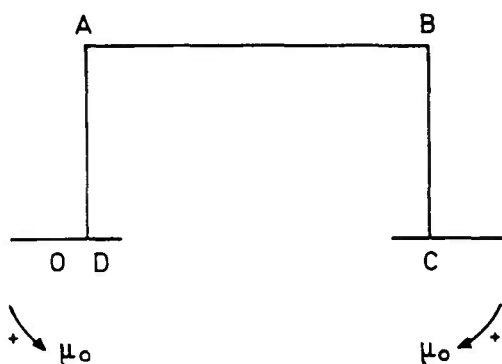
$$M_A = Fh \frac{k'+3k}{2N_2}$$

$$M_B = -Fh \frac{k'+3k}{2N_2}$$

$$M_C = Fh \frac{3k+1-2k'\delta}{2N_2}$$

$$M_D = -Fh \frac{3k+1-2k'\delta}{2N_2}$$

e - Effet dû à un moment μ_0 appliqué aux semelles de fondation (cas d'efforts symétriques).



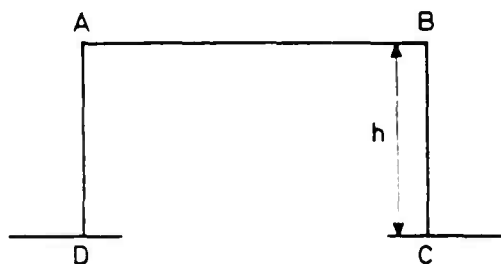
Le poids des terres sur les semelles leur impose une rotation qui se transmet à la base des piédroits. Soit μ_0 le moment de ces forces par rapport au centre O de la semelle ; les moments fléchissants qui en résultent à la base des piédroits et aux angles supérieurs ont pour expressions :

$$M_A = M_B = \frac{k k' \mu_0}{N_1}$$

$$M_C = M_D = \frac{(2k + 3) k' \mu_0}{N_1}$$

(μ_0 est compté positivement s'il tend, pour la semelle de gauche, à la faire tourner dans le sens trigonométrique).

f - Variations linéaires.

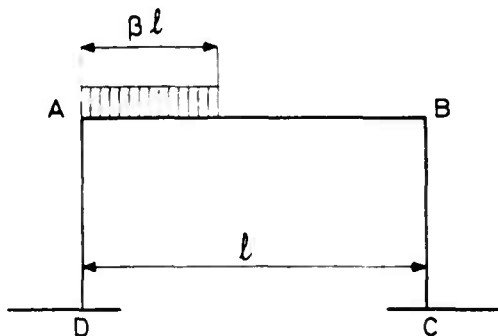


On donne ci-après les expressions des moments fléchissants à la base et aux angles produits par une variation de longueur uniforme de la traverse $\alpha \beta$.

$$M_A = M_B = - \frac{\alpha E e \bar{\delta}^3}{4h} \times \frac{3k + k'}{N_1}$$

$$M_C = M_D = \frac{\alpha E e \bar{\delta}^3}{4h} \times \frac{3k + 3}{N_1}$$

2.2.2. - Efforts tranchants.



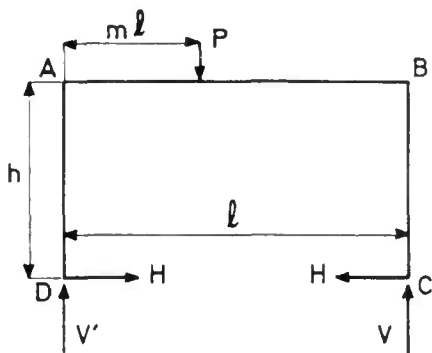
On donne ci-après l'expression de l'effort tranchant dans la section A de la traverse produit par une charge uniforme de densité l répartie sur une longueur βl à partir de l'angle A (cas du char).

$$T_A = \frac{\beta l}{2} \left[2 - \beta + \frac{(1 - \beta) [\beta (1 - \beta) + 2k' \delta]}{N_2} \right]$$

2.3. - Expressions des réactions horizontales et verticales à la base du portique sous divers cas de charge.

Convention de signe : Les réactions horizontales (H) en D sont comptées positivement vers la gauche.

Les réactions verticales (V) sont comptées positivement vers le haut.

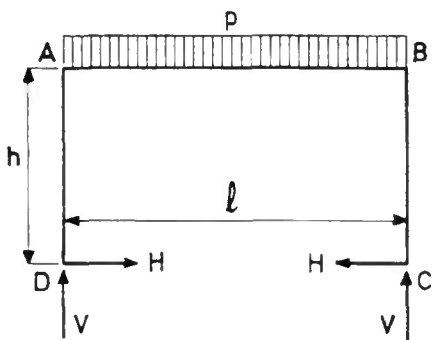


a - Charge unique P à l'abscisse ml

$$H = \frac{-3Pl}{2N_1 h} \left[(3k+k')m(1-m) - (k+1)k'\delta \right]$$

$$V = Pm \left[1 - \frac{(1-m)(1-2m)}{N_2} \right] - \frac{k'\delta P(1-2m)}{N_2}$$

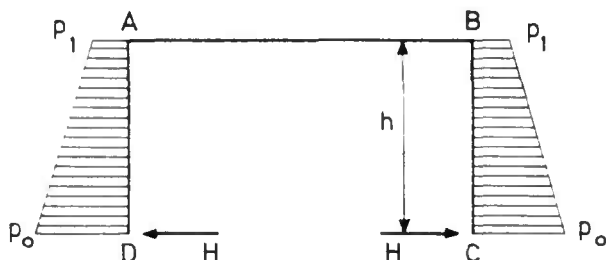
$$V' = P(1-m) \left[1 + \frac{m(1-2m)}{N_2} \right] + \frac{k'\delta P(1-2m)}{N_2}$$



b - Charge uniformément répartie.

$$H = \frac{-pl^2}{4N_1 h} \left[(3k+k') - 6(k+1)k'\delta \right]$$

$$V = \frac{pl}{2}$$

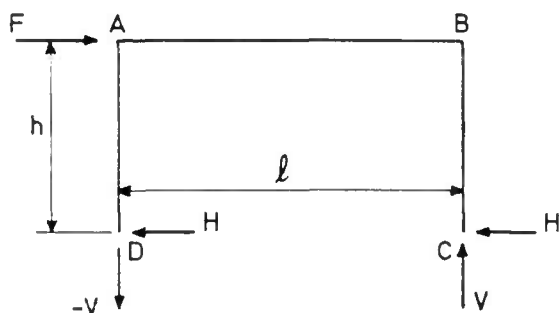


c - Poussée des terres (s'exerçant symétriquement).

$$H = \frac{h}{6} (2p_0 + p_1) + \frac{M_A - M_D}{h}$$

$$= \frac{h}{6} \left[2p_0 + p_1 + k \frac{p_0(3k-7k'+24) - p_1(3k+8k'-21)}{10N_1} \right]$$

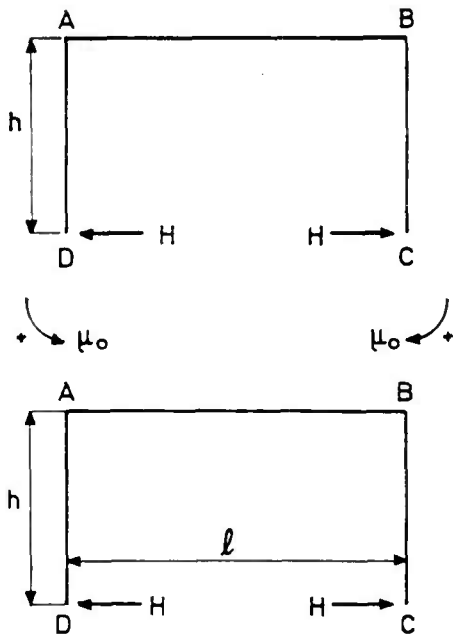
$$V = 0$$



d - Force horizontale appliquée à la traverse.

$$H = \frac{F}{2}$$

$$V = \frac{M_A - M_B}{l} = \frac{Fh}{l} \times \frac{k'+3k}{N_2}$$



e - Effet dû à un moment μ_0 appliqué à la semelle de fondation.

$$H = \frac{M_A - M_D}{h} = \frac{3(k+1)k'\mu_0}{N_1 h}$$

$$V = 0$$

Le cas de la figure correspond à $\mu_0 > 0$

f - Variations linéaires.

$$H = \frac{-\alpha E \bar{e}^3}{4h^2} \times \frac{6k+k'+3}{N_1}$$

$$V = 0$$

αl est la variation de longueur de la traverse.

Le cas de la figure correspond à $\alpha < 0$.

2.4. - Charges appliquées.

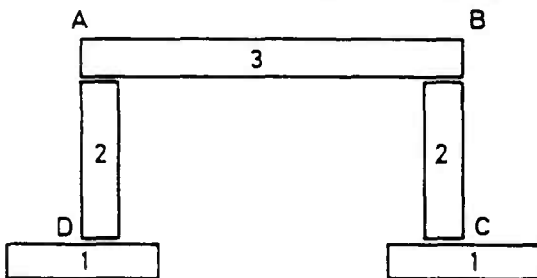
L'effort total produit dans une section quelconque du portique est la somme des efforts dus aux charges et sollicitations suivantes :

- 1 Poids propre (traverse et piédroits)
- 2 Poussée des terres
- 3 Poids des terres sur les semelles
- 4 Charge apportée par les dalles de transition
- 5 Effet d'une force horizontale appliquée à la traverse (freinage).
- 6 Variations linéaires
- 7 Surcharge de la traverse.

On prendra pour poids spécifique du béton armé : 2,5 t/m³.

Les éléments du calcul des forces appliquées sont détaillés ci-après.

2.4.1. - Poids propre.



Les phases de construction du portique sont les suivantes :

- 1 Semelles
- 2 Piédroits
- 3 Traverse.

Il s'en suit que lorsqu'on construit le piédroit, son poids ne donne dans le portique, alors incomplet, ni moment fléchissant à sa base D (la semelle sur laquelle il repose pouvant alors tourner librement), ni à son sommet A dont l'angle n'existe pas encore, la traverse n'étant pas construite.

Lorsque la traverse est construite et qu'on la décintre, elle donne en A et D des moments fléchissants dont les expressions sont données en 2.2.1. a, page 9 de la présente pièce.

La traverse est donc seule à considérer dans la prise en compte du poids propre. Elle supporte une charge moyenne par mètre de largeur, charge donnée par les superstructures (garde-corps - glissières - dalle - murettes et grille centrale), la chaussée et les bandes latérales, la chape, la corniche et la dalle. (Voir pièce 2.2., détermination de QSUP).

2.4.2. - Poussée des terres.

On envisage le cas où la poussée s'exerce symétriquement sur les piédroits et sur une hauteur h - (hauteur théorique du portique).

On ne prend en compte que la composante horizontale de la poussée.

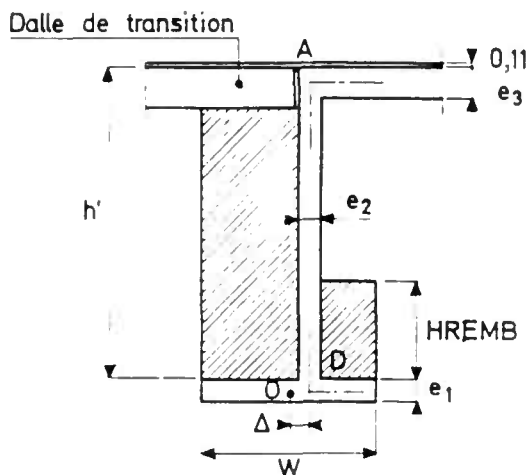
Dans le cas d'un remblai bien compacté, le poids spécifique des terres a pour valeur $2t/m^3$.

Pour pallier à l'incertitude qui se présente dans la valeur à attribuer à la poussée des terres, on calcule les efforts dans chaque section en considérant deux valeurs extrêmes du coefficient de Pankine i et l'on retient l'effet le plus défavorable.

La valeur de la poussée au niveau du plan moyen de la semelle est, par mètre de largeur.

$$p_o = p_1 + ih\gamma \quad (\text{en } t/m^2) \text{ (cf 2.2.1)}$$

2.4.3. - Poids des terres sur les semelles.



Ce poids, n'étant pas centré sur la semelle, lui impose une rotation qui se transmet à la base du piédroit, et produit des moments en D et en A.

Le tableau ci-après donne, pour 1 mètre de largeur d'ouvrage, les expressions des poids des prismes de terre afférents à chaque partie de semelle (intérieur et extérieur), de leurs bras de levier par rapport au milieu O de la semelle, et du moment total correspondant (voir schéma ci-contre).

	POIDS t	BPAS DE LEVIER par rapport à o m	Moment μ_o tm
EXTERIEUR	$\gamma h' \left[\frac{W}{2} - (\Delta + \frac{e_2}{2}) \right]$	$\frac{1}{2} \left[\frac{W}{2} + (\Delta + \frac{e_2}{2}) \right]$	} μ_o
INTERIEUR	$\gamma \times HREMB \left[\frac{W}{2} + (\Delta - \frac{e_2}{2}) \right]$	$-\frac{1}{2} \left[\frac{W}{2} - (\Delta - \frac{e_2}{2}) \right]$	

Nota : Ce calcul suppose qu'aucune action verticale ne s'exerce entre les terres situées de part et d'autre du plan AD. Cette hypothèse est à confirmer ou à reconsidérer dans chaque cas d'espèce (notamment cas des portiques sur pieux).

Les hauteurs HPEMB et h' sont définies comme suit :

HREMB = hauteur moyenne du remblai situé sur les semelles intérieures du portique.

h' = hauteur moyenne du remblai situé sur la semelle extérieure du portique. On a donc avec les notations du bordereau des données $h' = \text{HAUTL} + E \cdot 3$

NOTA : Comme l'ouvrage est construit en phases successives avec reprises de bétonnage, le poids des semelles et le poids des piédroits interviennent dans le calcul de la réaction appliquée au sol de fondation mais n'interviennent pas dans le calcul des efforts dans la structure.

2.4.4. - Charge apportée par les dalles de transition.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- 1 - La dalle est assimilée à une travée indépendante appuyée d'un côté sur le corbeau attendant au piédroit, à son autre extrémité sur le remblai.
- 2 - Le poids de la dalle et de ce qu'elle supporte est supposé appliqué dans l'axe du piédroit (compte tenu du caractère approché de la première hypothèse, nous avons admis de négliger le moment dû à l'excentrement réel du corbeau d'appui). On trouvera dans la pièce 2.2 le calcul de la réaction due à la dalle de transition.

2.4.5. - Variations linéaires (d'après le fascicule 61 - Titre VI Article 4).

Une variation de longueur des semelles ou des piédroits ne produit pas d'efforts dans le portique : seules, les variations linéaires de la traverse sont à considérer :

- un raccourcissement de la traverse produit un moment positif aux angles A et B (face intérieure tendue) et un moment négatif à la base en C et D.
- un allongement de la traverse produit des effets de signe opposé.

Les valeurs courantes de αE à prendre en compte sont (ouvrages construits en France):

(retrait : 200 t/m².
(diminution de température : 200 t/m² à 300 T/m² selon les régions.

Dans le cas du cumul du retrait et de la diminution de température, le programme applique une réduction de 100 T/m².

2.4.6. - Force horizontale appliquée à la traverse.

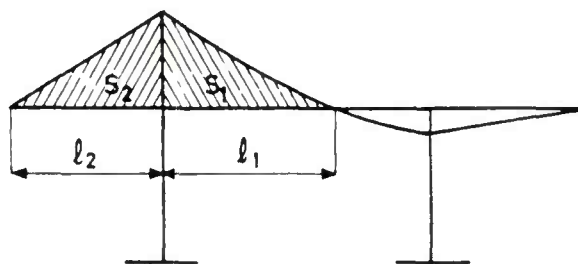
C'est le cas d'un effort de freinage appliqué à la traverse. Celle-ci étant contre-butée de part et d'autre par la chaussée, c'est cette dernière qui absorbe directement la plus grande partie de l'effort. On pourra donc généralement négliger l'effort de freinage. Le programme ne le calcule pas.

Néanmoins, si le projeteur veut en tenir compte, il appliquera dans un calcul manuel complémentaire les règles données dans le fascicule 61 du Cahier des Prescriptions Communes (article 6), en utilisant les résultats des § 2.2. et 2.3. ci-dessus qu'il faudra compléter par certaines appréciations.

2.4.7. - Charge sur la traverse.

On envisage les efforts dus aux systèmes de charges A et B, aux charges militaires et exceptionnelles.

Système A. L'effet de la charge A sur les dalles de transition n'est pris en compte par le programme que s'il est plus défavorable que l'effet de la charge A sur la traverse seule. (Pour le calcul de la densité $A(l)$, l représente la longueur effectivement chargée).



le programme retient la valeur

$$\max \begin{cases} S_1 \times A(l_1) \\ (S_1 + S_2) A(l_1 + l_2) \end{cases}$$

Système B et Me : le programme considère les roues et essieux comme des charges ponctuelles. Une correction peut toutefois être apportée si l'on désire tenir compte d'un étalement longitudinal des charges (cf. dossier-pilote PICF pièce 1.1.3) dans le cas d'un ouvrage sous remblai.

- Mc et charges exceptionnelles : la densité de charge du char est $P_c = \frac{72T}{\lambda_c}$ (convoi M 80) ou $\frac{110 T}{\lambda_c}$ (convoi M 120)

avec λ_c (longueur de répartition = longueur de la chenille + 2d (d = distance de l'impact au plan moyen de la dalle)).

Dans la note de calcul automatique, on prend $d = HCHAU + \frac{E_3}{2}$; et on interpole linéairement dans le cas où λ_c n'est pas un multiple du pas de calcul.

Le programme procède de la même façon pour les surcharges exceptionnelles, les formules étant $\frac{140 T}{\lambda_c}$ (convoi D) ou $\frac{200 T}{\lambda_c}$ (convoi E).

2.5. - Répartition transversale.

2.5.1. - Calcul des efforts longitudinaux par mètre de largeur de dalle.

Charge permanente. La charge étant supposée uniformément répartie sur la largeur, les effets sont les mêmes en tout point d'une section transversale.

Surcharges : les expressions des efforts sont données par les formules suivantes, dans lesquelles aire (LI) désigne l'aire de la ligne d'influence considérée (du moment M, ou de l'effort tranchant T), y (LI) désigne une ordonnée de la ligne d'influence considérée, δ le coefficient de majoration dynamique, et K le coefficient de répartition transversale des moments longitudinaux (cf. § 2.5.2. ci-apres).

- Système A : aire (LI) x A(l) x K

- système B et Me : $\sum_{i=1}^n y_i(LI) \times P_i \times \delta \times K$

(P_i désigne le poids de l'essieu d'indice i, soit 12 T ou 6 T pour Bc, 16 t pour Bt)

- Mc et charges exceptionnelles : aire (LI) x $\frac{P_c}{\lambda_c} \times \delta \times K$

(P_c désigne la charge totale considérée = poids des deux chenilles pour le char, poids d'une remorque pour les convois exceptionnels ; λ_c est défini au § 2.4.7.).

Le programme recherche le maximum des expressions ci-dessus en déplaçant les charges sur la ligne d'influence.

2.5.2. - Expression de K, coefficient de répartition transversale.

a) Ces coefficients de répartition transversale des moments longitudinaux sont calculés par le programme selon la méthode de MM. GUYON et MASSONNET (l'étude de M. GUYON - a été publiée dans les Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n° 169 en Janvier 1962, sous le titre : "Complément à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples").

On considère que la traverse est une dalle isotrope (paramètre de torsion $\alpha = 1$) de paramètre d'entretoisement θ défini par :

$$\theta = \frac{b}{\lambda} \quad \text{avec } \lambda \text{ portée fictive équivalente,}$$

$$\lambda = l \sqrt[4]{\frac{1}{N_1} [(2k + 0,6)(2k + k') - k(k - 2,4k'\delta)]} \quad \text{voir notations, pages 6 et 8}$$

Les coefficients relatifs aux différentes surcharges sont rapportés au mètre linéaire de largeur droite de l'ouvrage, et sont calculés de la façon suivante à partir des lignes d'influence des coefficients K de la théorie de MM. GUYON et MASSONNET. Pour les charges A et B, le programme tient compte en outre des coefficients a_1 , a_2 , b_c et b_t fonction du nombre de voies chargées définis par le CPC (fascicule 61, titre II) lors de ce calcul afin de déterminer le cas de chargement le plus défavorable (cf. pièce 2.4 page 9).

- charge A(l) : $K = \frac{1}{2b} \times a_1(j) \times a_2 \times \text{surface de la partie de ligne d'influence K chargée}$

- charge B_c, B_t : le coefficient est déterminé pour une ligne d'essieu

$$K = \frac{1}{2b} \times b_c(j) \times \sum_{i=1}^j \frac{K_{(1)1} + K_{(2)1}}{2}$$

j = nombre de voies chargées

$K_{(1)i}$ et $K_{(2)i}$ = ordonnées de la ligne d'influence du coefficient K de la théorie de MM. GUYON et MASSONNET correspondant aux deux lignes de roues de la ième file de véhicules.

- charge M_e : $K = \frac{1}{2b} \frac{\text{aire de la ligne d'influence de K chargée}}{\text{largeur du rouleau}}$

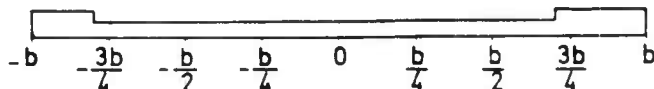
- M_c et surcharges exceptionnelles : le coefficient est déterminé pour la charge totale (poids des deux chenilles pour le char, poids d'une remorque pour le convoi exceptionnel).

$$K = \frac{1}{2b} \sum_1^n \frac{\text{surface de la partie de ligne d'influence chargée par une chenille}}{\text{largeur d'une chenille}}$$

n = nombre de chenilles (n = 1 ou 2).

Le programme recherche le maximum des expressions ci-dessus :

- en déplaçant les charges sur la ligne d'influence de K ;
- en faisant varier le nombre de voies chargées ou de files de véhicules ;
- en examinant successivement 9 fibres de la section médiane.



2.6. - Moments fléchissants totaux maximaux et mini aux.

Dans toute section du portique, les moments fléchissants extrêmes sont obtenus par les combinaisons prévues par le CPC fascicule 61, titre VI article 7, comportant la charge permanente (G), les charges d'exploitation (P) et les effets de la température et du retrait (T).

Le programme recherche les moments extrêmes (maximum et minimum) sous sollicitations du premier genre et du second genre. On obtient ainsi, tout au long de la structure, quatre courbes qui sont les lignes enveloppes des moments fléchissants totaux.

2.7. - Efforts tranchants.

Le programme procède comme pour le calcul du moment longitudinal, en déterminant d'abord les lignes d'influence des efforts tranchants dans toutes les sections

- traverse : les expressions de l'effort tranchant sont données aux § 2.1.1. et 2.1.4.

- piédroit : l'expression générale de l'effort tranchant dans le piédroit est :

$$T = \tau + (M_A - M_D) \frac{1}{h} \text{ (voir § 2.1.1.)}$$

On voit que, pour un système de charges déterminé, le terme de continuité $(M_A - M_D) \frac{1}{h}$ est constant sur toute la hauteur h du piédroit, seul le terme isostatique τ , provenant de la poussée des terres, varie selon la section considérée.

On en déduit que, pour tout système de charges autre que la poussée des terres (cas où aucune charge n'est directement appliquée au piédroit), on a :

$$\boxed{T_A = T_D = H} \quad (\text{réaction horizontale à la base du portique})$$

Dans le cas de la poussée des terres seule, on aura :

$$\boxed{T_A = H - (p_0 + p_1) \frac{h}{2}} \quad (\text{voir notations page 12}) \quad \boxed{T_D = H}$$

Convention de signe : dans le piédroit A D, T est compté positivement selon la convention habituelle si l'on considère la base du piédroit comme son extrémité gauche.

2.8. - Réactions horizontales et verticales à la base du portique.

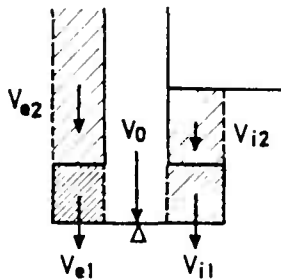
a) Réaction horizontale : elle est égale à l'effort tranchant dans le piédroit en D. Elle est donc toujours fournie dans les résultats du programme.

En cas de forte valeur de réaction, associée à une semelle étroite, il y a lieu de vérifier qu'il n'y a pas risque de déplacement horizontal de la semelle au moment du remblaiement.

Il y aurait lieu dans ce cas d'augmenter la largeur de semelle, ou de tenir compte des efforts complémentaires dus à un éventuel déplacement (ces efforts sont fournis par la note de calcul).

b) Réaction verticale :

Le programme ne fournit ses valeurs que dans le cas d'un ouvrage articulé à la base (en vue du calcul des fondations). Il calcule alors la réaction verticale au niveau de l'articulation. Il y a lieu d'ajouter au résultat fourni par le programme le poids de la partie des semelles débordant des piédroits et de la terre située au dessus.



$$V = V_0 + V_{e1} + V_{e2} + V_{i1} + V_{i2}$$

V_0 est donné par le programme

CHAPITRE 3

E F F O R T S D A N S L E S E N S T R A N S V E R S A L

Le programme calcule le moment fléchissant transversal maximal, qui se produit au centre de l'ouvrage, sans s'occuper des efforts tranchants, vis-à-vis desquels la dalle est surabondante. Il n'est normalement pas utile de calculer le moment transversal en d'autres points. Cela conduit à adopter un ferrailage transversal uniforme, ce qui est justifié à la fois pour une question de commodité et par le fait que le supplément de dépense occasionné reste faible.

Le calcul est conduit selon la théorie de M. GUYON.

3.1. - Expression du moment de flexion transversale.3.1.1. - Théorie de M. GUYON pour les ouvrages droits :

Les moments dont on parle ci-après sont relatifs à une tranche de dalle de 1 m de largeur.

Le moment de flexion transversale sous un chargement quelconque a pour expression générale :

$$M_t = M_y + k \nu M_x \quad (\text{ouvrage droit})$$

Dans cette formule :

- M_y est le terme de flexion transversal selon MM. GUYON et MASSONNET calculé en supposant la dalle isotrope rectangulaire sur appuis simples et sans coefficient de Poisson ($\nu = 0$) sous le chargement considéré développé en série de FOURIER dans la section considérée.
- M_x est le moment fléchissant longitudinal produit au centre de la dalle par le même système de chargement.
- ν désigne le coefficient de Poisson du matériau, pris égal à 0,15 dans le cas du béton armé.
- K est le coefficient de forme de la dalle, pris égal à 1 (ce qui correspond au cas d'un pont large).

Dans ces conditions, on aura :

$$M_t = M_y + 0,15 M_x \quad (\text{ouvrage droit})$$

M_y est nul sous la charge permanente. On calculera donc M_y dû aux différentes surcharges, M_x sous les mêmes surcharges et le M_t total par la formule

ci-dessus. Le moment transversal retenu sera le maximum des valeurs de M_t correspondant aux différentes surcharges.

3.1.2. - Cas général d'un ouvrage biais.

Dans le cas d'un ouvrage biais ($65 \text{ gr} < \varphi < 100 \text{ gr}$), les aciers transversaux font l'angle φ avec les aciers longitudinaux. Le moment longitudinal M_x introduit dans cette direction un complément de moment égal à $M_x \cos^2 \varphi$.

L'expression générale du moment transversal devient alors :

$$M_t = M_y + (0,15 + \cos^2 \varphi) M_x$$

3.2. - Calcul de M_y .

3.2.1. - Formule générale.

L'expression générale du moment M est $M_y = \delta_{Bouc} \sum_m b \mu_m H_m \sin \frac{m \pi x}{l_0}$
dans laquelle :

b = demi-largeur droite de la dalle

μ_m = coefficient mesurant l'influence cumulée d'une charge considérée (par exemple une chenille d'un char) et des autres charges qui s'en déduisent par translation transversale (par exemple, la deuxième chenille du char).

H_m = terme de rang m du développement en série de la charge

x^m = abscisse de la bande étudiée en flexion transversale

l_0 = portée droite

δ_{Bouc} = coefficient de majoration dynamique de la charge considérée

\sum_m = signifie que l'on fait la sommation des différents termes du développement.

Pour le calcul du moment transversal M_y , le modèle de calcul est un ouvrage droit défini au § 1.3.2.

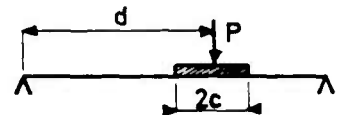
3.2.2. - Calcul des différents termes de l'expression de M :

3.2.2.1. - Terme H

La théorie de M. GUYON conduit à développer la charge en série de FOURIER.

$$H_m = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{m \pi c}{l_0} \frac{1}{m} \sin \frac{m \pi d}{l_0}$$

où P est le poids de la charge
 $2c$ son étalement longitudinal
 d son abscisse longitudinale.



On se limitera aux cinq premiers termes du développement ($m = 1, 2, 3, 4, 5$) qui donnent :

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{\pi c}{l_0} \sin \frac{\pi d}{l_0}$$

$$H_2 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{2\pi c}{l_0} \frac{1}{2} \sin \frac{2\pi d}{l_0}$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{3\pi c}{l_0} \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi d}{l_0}$$

$$H_4 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{4\pi c}{l_0} \frac{1}{4} \sin \frac{4\pi d}{l_0}$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{5\pi c}{l_0} \frac{1}{5} \sin \frac{5\pi d}{l_0}$$

Ces termes deviennent, compte tenu de ce que $d = \frac{l_0}{2}$ (charge au centre de l'ouvrage) :

$$H_1 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{\pi c}{l_0} \times 1$$

$$H_2 = 0$$

$$H_3 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{3\pi c}{l_0} \times \left(-\frac{1}{3}\right)$$

$$H_4 = 0$$

$$H_5 = \frac{4}{\pi} \frac{P}{2c} \sin \frac{5\pi c}{l_0} \times \frac{1}{5}$$

3.2.2.2. - Terme $\sin \frac{m\pi x}{l_0}$

Le calcul étant fait au centre de la dalle, $x = \frac{l_0}{2}$ et ce terme prendra les valeurs $\sin \frac{m\pi}{2}$

m	1	2	3	4	5
$\sin \frac{m\pi}{2}$	1	0	-1	0	1

3.2.2.3. - Terme $\sum \mu_m$

Les harmoniques de $\sum \mu_m$ se calculent suivant la méthode de M. GUYON, de la même façon que les $\sum K$. (Cas des dalles isotropes ; paramètre de torsion $\alpha = 1$).

Pour l'harmonique 1, la ligne d'influence est donnée par la formule suivante :

$$\mu_1 = -\frac{1}{4\sigma \operatorname{sh} \sigma} \left[\frac{[(\sigma \operatorname{ch} \sigma - 3s\sigma) \operatorname{ch} \theta \beta - \theta \beta \operatorname{sh} \sigma \operatorname{sh} \theta \beta] [(\sigma \operatorname{ch} \sigma - \operatorname{sh} \sigma) \operatorname{ch} \theta \psi - \theta \psi \operatorname{sh} \sigma \operatorname{sh} \theta \psi]}{3 \operatorname{sh} \sigma \operatorname{ch} \sigma - \sigma} + \frac{(\sigma \operatorname{ch} \sigma \operatorname{sh} \theta \beta - \theta \beta \operatorname{sh} \sigma \operatorname{ch} \theta \beta) [(2 \operatorname{sh} \sigma + \sigma \operatorname{ch} \sigma) \operatorname{sh} \theta \psi - \theta \psi \operatorname{sh} \sigma \operatorname{ch} \theta \psi]}{3 \operatorname{sh} \sigma \operatorname{ch} \sigma + \sigma} + \sigma \operatorname{ch} \sigma \operatorname{ch} \theta \chi - \operatorname{sh} \sigma \operatorname{ch} \theta \chi - \theta \chi \operatorname{sh} \sigma \operatorname{sh} \theta \chi \right]$$

dans laquelle :

$$\beta = \frac{\pi y}{b} \quad (y = \text{abscisse transversale de la section})$$

$$\psi = \frac{\pi e}{b} \quad (e = \text{abscisse transversale charge unité})$$

$$\sigma = \pi \Theta \quad \text{avec } \Theta = \frac{b}{\sin \varphi} \times \frac{1}{l_0}$$

$$\chi = \pi - |\beta - \psi|$$

Pour l'harmonique m , le programme fait $\Theta = m \Theta$ dans μ_1 (les tables de MASSONNET donnent les valeurs de $\mu_1 \times 10^4$)

On placera ensuite les surcharges dans la position la plus défavorable sur la ligne d'influence de μ_1 .

3.2.3. - Expression du moment M_y au centre de la dalle, dans le cas du char.

Si la chenille 1 est placée dans l'axe de l'ouvrage et si on appelle AMUT 11 l'ordonnée moyenne relative à cette chenille sur l'harmonique 1 de μ_1 , AMUT 13 l'harmonique 3 de μ_1 , et AMUT 15 sur l'harmonique 5, le moment M_{y_1} dû à cette chenille est égal à :

$$M_{y_1} = b \frac{4}{\pi} \frac{\text{Poids d'une chenille}}{\lambda_c} \left(\sin \frac{\pi \lambda_c}{l_0} \text{AMUT 11} + \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi \lambda_c}{l_0} \text{AMUT 13} + \frac{1}{5} \sin \frac{5\pi \lambda_c}{l_0} \text{AMUT 15} \right)$$

De même si on appelle AMUT 21 l'ordonnée moyenne relative à la chenille 2 sur l'harmonique 1 de μ_1 , AMUT 23 sur l'harmonique 3 de μ_1 , et AMUT 25 sur l'harmonique 5,

le moment M_{y_2} dû à la deuxième chenille est égal à :

$$M_{y_2} = b \frac{4}{\pi} \frac{\text{Poids d'une chenille}}{\lambda_c} \left(\sin \frac{\pi \lambda_c}{l_0} \text{AMUT 21} + \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi \lambda_c}{l_0} \text{AMUT 23} + \frac{1}{5} \sin \frac{5\pi \lambda_c}{l_0} \text{AMUT 25} \right)$$

et $M_y = \delta_c (M_{y_1} + M_{y_2})$

3.2.4. - Ferraillage.

On disposera les armatures inférieures parallèlement aux piédroits de façon à résister aux moments positifs calculés comme il est dit. Quant aux armatures supérieures on pourra généralement leur donner une section moitié de celle des armatures inférieures.

CHAPITRE 4

FERRAILLAGE4.1. - Ferraillage de flexion :

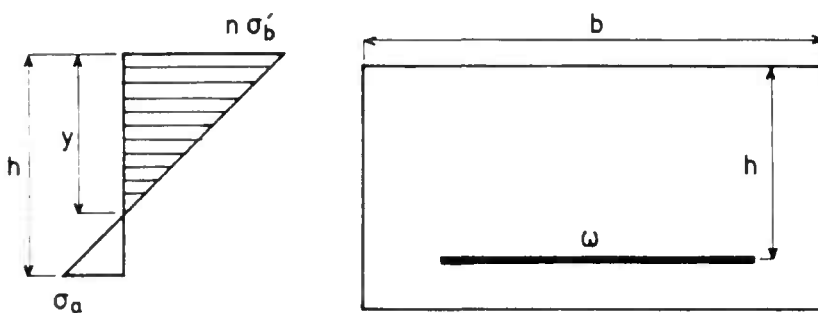
La détermination des sections d'acier est réalisée par le programme selon la méthode décrite ci-après.

4.1.1. - Formule générale.

Une section rectangulaire est définie par b , h et ω . Son ferraillage peut s'exprimer par le rapport :

$$z = 100 \frac{\omega}{b h}$$

C'est le pourcentage du volume d'acier rapporté à celui du béton utile.



Dans les formules ci-après, et afin de les simplifier, nous utiliserons la variable x qui est une fonction du pourcentage d'acier z .

$$x = \frac{2bh}{n\omega} = \frac{200}{nz}$$

n désigne le coefficient d'équivalence acier-béton.

L'état de flexion de la section est défini par le moment fléchissant M qui lui est appliqué.

On désigne par :

$\sigma_M = \frac{M}{bh^2}$ la grandeur homogène à une contrainte qui caractérise cet état de flexion pour une section (b , h) donnée;

σ_b' la contrainte de compression de la fibre extrême du béton et par σ_a la contrainte de traction de l'acier sous cet état de flexion;

$\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}_a$ les limites admissibles pour ces contraintes.

On introduit en outre les variables réduites :

$$\rho_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_M} = \frac{\sigma_a}{\frac{M}{bh^2}} ; \quad \rho_b' = \frac{\sigma_b'}{\sigma_M} = \frac{\sigma_b'}{\frac{M}{bh^2}} ; \quad R = \frac{\bar{\sigma}_a}{n\bar{\sigma}_b'}$$

On établit facilement les relations suivantes, qui expriment la conservation des sections planes et l'équilibre élastique de la section de béton armé :

$$\frac{y}{h} = \frac{2}{\sqrt{1+x} + 1}$$

$$\frac{\sigma_a}{n\sigma'_b} = \frac{h}{y} - 1 = \frac{\sqrt{1+x} - 1}{2}$$

$$\rho'_b = 2 + \frac{4+3x}{1+3\sqrt{1+x}}$$

$$\rho_a = \rho'_b \frac{n}{2} (\sqrt{1+x} - 1)$$

En faisant apparaître le pourcentage d'acier, il vient :

$$\rho'_b = 2 + \frac{600 + 4nz}{nz + 3\sqrt{nz}(200+z)}$$

$$\rho_a = \frac{\rho'_b}{2z} [\sqrt{nz(200+nz)} - nz]$$

Les courbes 1 et 2 ci-après donnent, pour $n = 15$, $\rho'_b(z)$ et $\rho_a(z)$, dont l'équation est :

$$\rho'_b(z) = 2 + \frac{200+20z}{5z + \sqrt{15z}(200+15z)} \quad (1)$$

$$\rho_a(z) = \frac{\rho'_b}{2z} [\sqrt{15z(200+15z)} - 15z] \quad (2)$$

Ces arcs de quartiques sont présentés en deux parties. L'une (abaque 1) correspond aux faibles pourcentages d'acier (0,3 à 1 %), l'autre (abaque 2) aux fort pourcentages (1 à 2 %).

Ce sont ces courbes qui rendent très facile et très rapide le ferrailage de la section (b, h) sous le moment M.

Nota((Dans ce qui suit l'appellation section optimale (épaisseur optimale, taux)) de ferrailage optimal, etc ...) est pure convention de langage. Il ne ((s'agit que d'une section où le béton et l'acier sont l'un et l'autre à leur)) taux limite de travail. En particulier, ces expressions sont dénuées de ((toute signification économique.

4.1.2. - Section optimale.

La section de béton armé est optimale, ou encore au ferrailage optimal, lorsque sont simultanément atteintes dans le béton et l'acier les contraintes limites $\bar{\sigma}'_b$ et $\bar{\sigma}_a$.

L'argument x caractérisant ce ferrailage optimal est donc racine de l'équation :

$$\sqrt{1+x} = 1+2 \frac{\bar{\sigma}_a}{n\bar{\sigma}'_b} = 1+2R$$

soit :

$$x_{\text{opt}} = 4 \frac{\bar{\sigma}_a}{n\bar{\sigma}'_b} \left(1 + \frac{\bar{\sigma}_a}{n\bar{\sigma}'_b}\right) = 4R(1+R)$$

pour une application pratique, c'est la quantité la plus commode à calculer. Il lui correspond le ferrailage optimal :

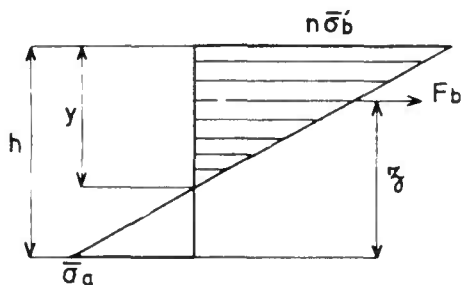
$$\text{soit : } z_{\text{opt}} = \frac{200}{n x_{\text{opt}}} = \frac{100}{2nR(1+R)}$$

Les moments résistants du béton et de l'acier sont alors égaux et leur valeur commune est M_{opt} :

$$\text{soit encore : } M_{\text{opt}} = \frac{1}{6} \frac{2+3R}{(1+R)^2} b h^2 \bar{\sigma}'_b$$

$$r = \frac{\sigma M_{\text{opt}}}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{1}{6} \frac{2+3R}{(1+R)^2}$$

un calcul direct permet de rétablir rapidement ces résultats, car il vient successivement :



$$\frac{y}{h} = \frac{1}{1+R}$$

$$\frac{z}{h} = 1 - \frac{y}{3h} = \frac{2+3R}{3(1+R)}$$

$$M_b = \bar{\gamma} \cdot F_b = \frac{2+3R}{3(1+R)} h \times \left(\frac{1}{2} b y \bar{\sigma}'_b\right)$$

$$\text{soit } M_b = \frac{1}{6} \frac{2+3R}{(1+R)^2} b h^2 \bar{\sigma}'_b$$

$$M_a = \bar{\gamma} \cdot \omega \cdot \sigma_a = \frac{2+3R}{3(1+R)} \omega h \cdot R n \bar{\sigma}'_b$$

L'égalité de ces deux moments donne z_{opt} , soit, après simplifications :

$$z_{\text{opt}} = \frac{100}{2n} \frac{1}{R(1+R)} \quad (3)$$

leur valeur commune est alors :

$$M_{\text{opt}} = \frac{1}{6} \frac{2+3R}{(1+R)^2} b h^2 \bar{\sigma}'_b \quad (4)$$

4.1.3. - Application aux ponts dalles.

La section où le moment est maximal doit être dimensionnée de façon qu'elle soit optimale. Il s'ensuit, du fait de l'épaisseur constante, que les autres sections sont sollicitées par un moment M tel que : $M < M_{opt}$ ce qui entraîne $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$. Celles-ci sont dites "section à béton surabondant" ou sous-ferraillées. La détermination de la section d'acier se fait en calculant le pourcentage z ($< z_{opt}$ dans ce cas) par les abaques 1 ou 2 (pages 29 et 30) et en faisant travailler l'acier à sa contrainte admissible.

$$\sigma_a = \bar{\sigma}_a \Rightarrow \rho_a = \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma_M}$$

La contrainte dans le béton s'obtient par détermination de ρ'_b ($\sigma'_b = \rho'_b \sigma_M$) sur les mêmes abaques en lisant l'ordonnée du point d'intersection de la verticale passant par le point de la courbe ρ_a ci-dessus déterminé avec la courbe ρ'_b .

Le programme de calcul applique cette méthode en utilisant les expressions de ρ'_b et ρ_a de la page 25.

Pour obtenir des dalles plus minces on peut envisager de ferrailer à l'optimum non pas la section de moment maximal mais une section moins sollicitée. Cela conduit à sur-ferrailler les sections les plus sollicitées sous réserve que le ferrailage ne soit ni excessif ni irréalisable. Il faut remarquer que la section d'acier étant surabondante on a $z > z_{opt}$ ce qui conduit à mal utiliser l'acier ($\sigma_a < \bar{\sigma}_a$). Ce procédé ne peut donc être retenu que pour de faibles quantités d'acier et s'il conduit à un gain appréciable d'épaisseur. Ce pourrait être le cas des pointes de moment négatif aux angles (ou sur appui pour les ponts dalles continus). Le taux de ferrailage s'obtient en faisant travailler le béton à sa contrainte admissible.

$$\bar{\rho}'_b = \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_M}$$

z s'obtient par intersection de $\rho'_b = \bar{\rho}'_b$ avec la courbe $\rho'_b(z)$ sur les abaques 1 et 2.

Cependant le relèvement de $\bar{\sigma}'_b$ (choix d'un bon béton) a le même effet sur l'épaisseur et réduit à peu de chose le gain obtenu par un sur-ferrailage de certaines sections.

IL NE PARAIT PAS SAGE CEPENDANT DE DEPASSER UN TAUX DE FERRAILAGE DE 2 POUR CENT DANS CES SECTIONS SUR-FERRAILLEES.

On s'attache donc à respecter :

$$z \leq 2 \quad \text{c'est-à-dire} \quad \rho'_b \geq 4,57881$$

$$\text{soit :} \quad \sigma_M \leq 0,21840 \bar{\sigma}'_b$$

$$\text{Nous posons : } M(z\%) = 0,2180 \bar{\sigma}'_b b h^2$$

Pour un béton donné, le dimensionnement de h et la limite supérieure qu'on peut accepter pour la valeur absolue des moments M qui excèdent l'optimum M_{opt} dans les sections à sur-ferrailler résulteront donc de la double inéquation :

$$M_{opt} < |M| \leq M_{(2\%)}$$

4.1.4. - Abagues relatifs à la section optimale.

a) - Moment résistant.

Le moment résistant M_{opt} est donné par la formule (4). Pour une application pratique, on obtiendra directement $\sigma_{M_{opt}}$ en t/m^2 en portant les valeurs de $\bar{\sigma}'_b$ en t/m^2 et de $\bar{\sigma}_a$ en kg/mm^2 dans la formule suivante ($n = 15$).

$$\sigma_{M_{opt}} = \frac{M_{opt}}{bh^2} = \frac{0,75 \bar{\sigma}'_b{}^2 (\bar{\sigma}'_b + 100 \bar{\sigma}_a)}{(1,5 \bar{\sigma}'_b + 100 \bar{\sigma}_a)^2}$$

L'abaque 3 représente les variations de cette expression pour les valeurs courantes de $\bar{\sigma}'_b$ (800 à 1700 t/m^2) et pour les aciers généralement utilisés ($\bar{\sigma}_a$ égal 16 - 26,6 - 28 kg/mm^2).

On remarque que M_{opt} s'obtient en fait par l'intermédiaire de la contrainte caractéristique σ_M , grandeur dimensionnée (dont l'unité pratique est ici la t/m^2). Un abaque universel donnant le nombre pur $r = \frac{\sigma_{M_{opt}}}{\bar{\sigma}'_b}$ a été établi (abaque 4) pour le même domaine de variation de $\bar{\sigma}'_b$ et $\bar{\sigma}_a$ que l'abaque 3. Il correspond à la formule :

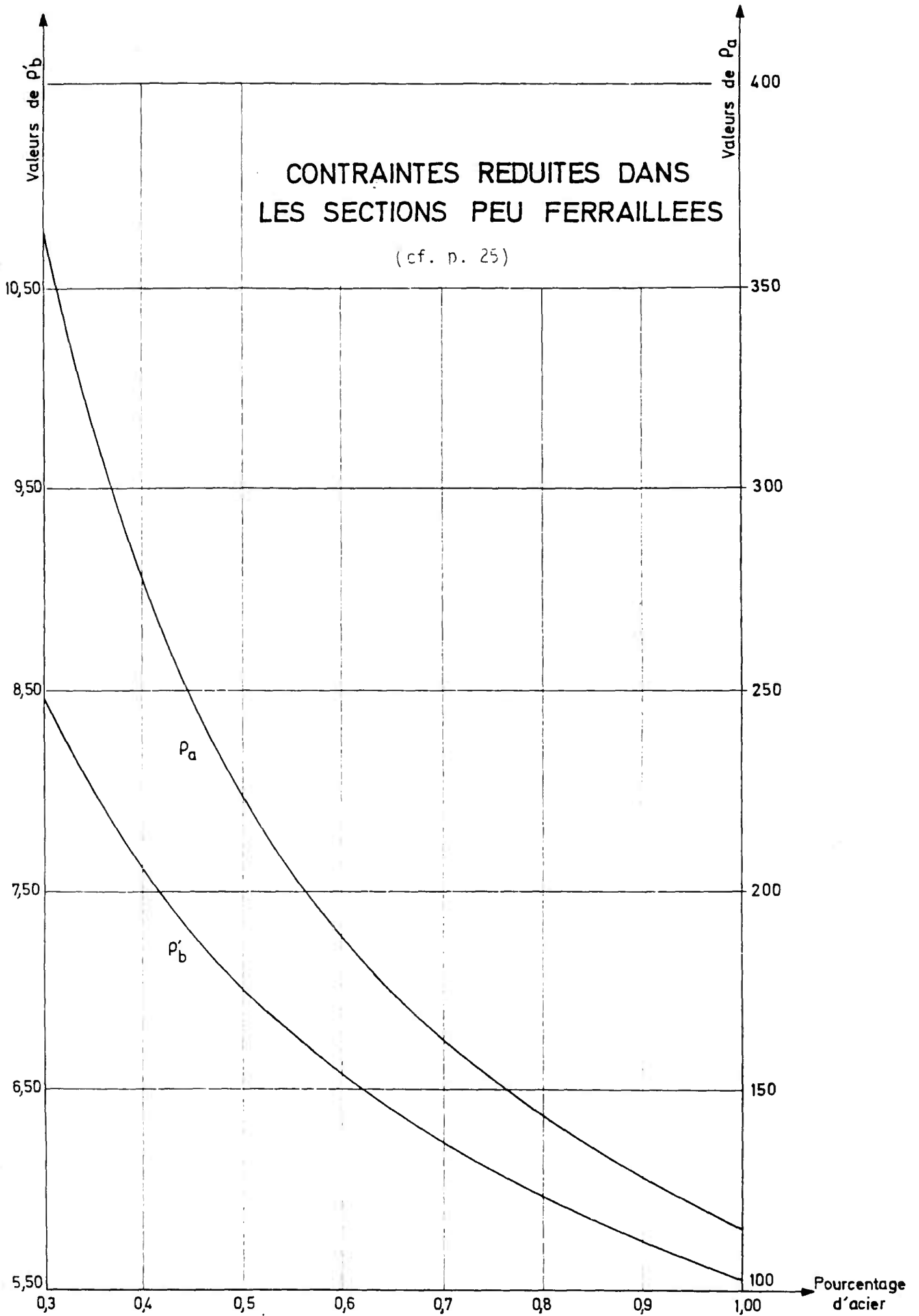
$$r = \frac{\bar{\sigma}_{M_{opt}}}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{1}{6} \frac{2 + 2R}{(1 + R)^2} \quad (7)$$

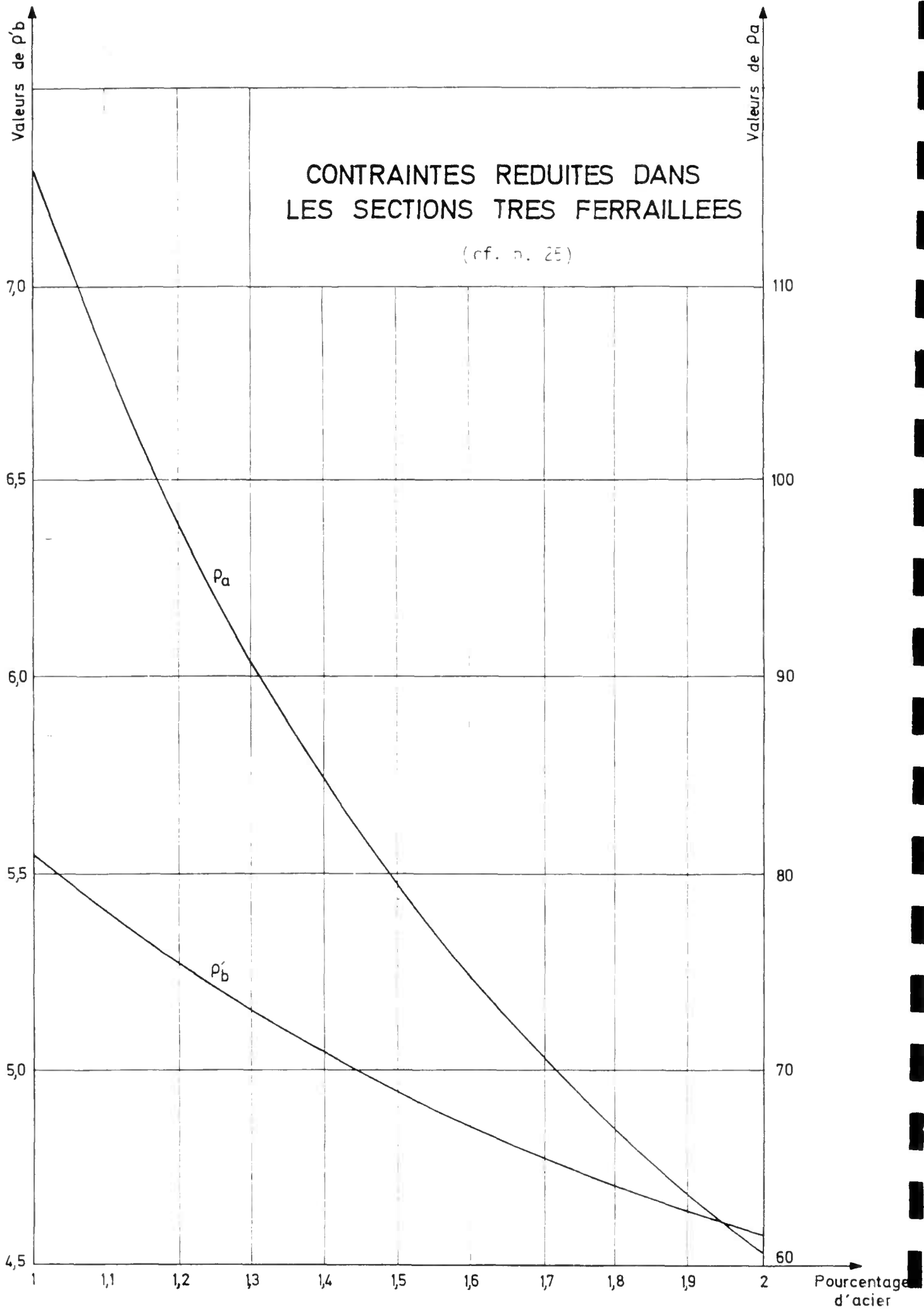
b) - Pourcentage d'acier optimal.

Pour une application numérique pratique, on obtient z_{opt} en pour cent en portant $\bar{\sigma}'_b$ en t/m^2 et $\bar{\sigma}_a$ en kg/mm^2 dans la formule déduite de (3) par $N = 15$.

$$z_{opt} = \frac{0,075 \bar{\sigma}'_b{}^2}{\bar{\sigma}_a (1,5 \bar{\sigma}'_b + 100 \bar{\sigma}_a)}$$

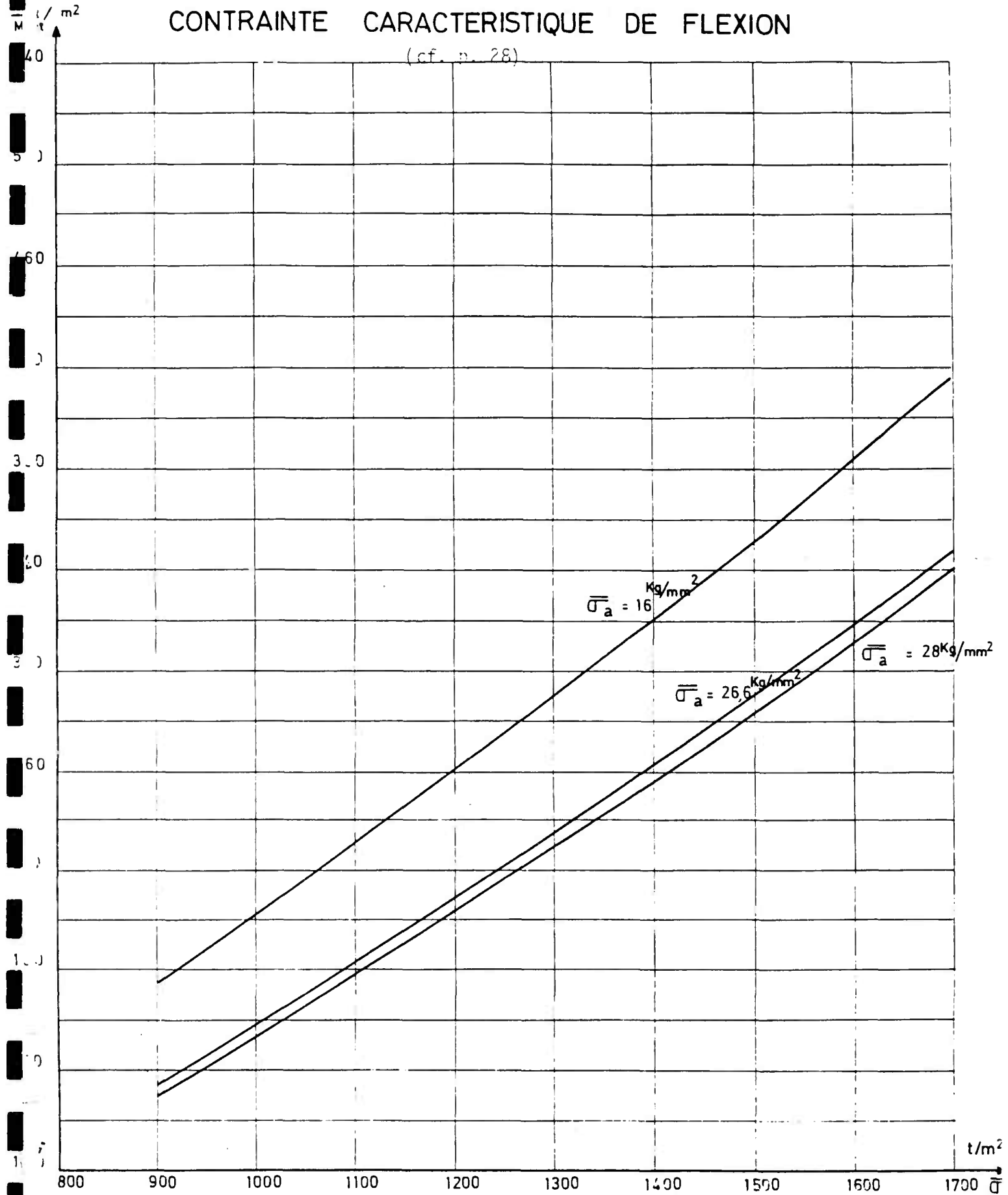
L'abaque 5 donne ce pourcentage optimal z_{opt} pour le même domaine de variation que les deux précédents.





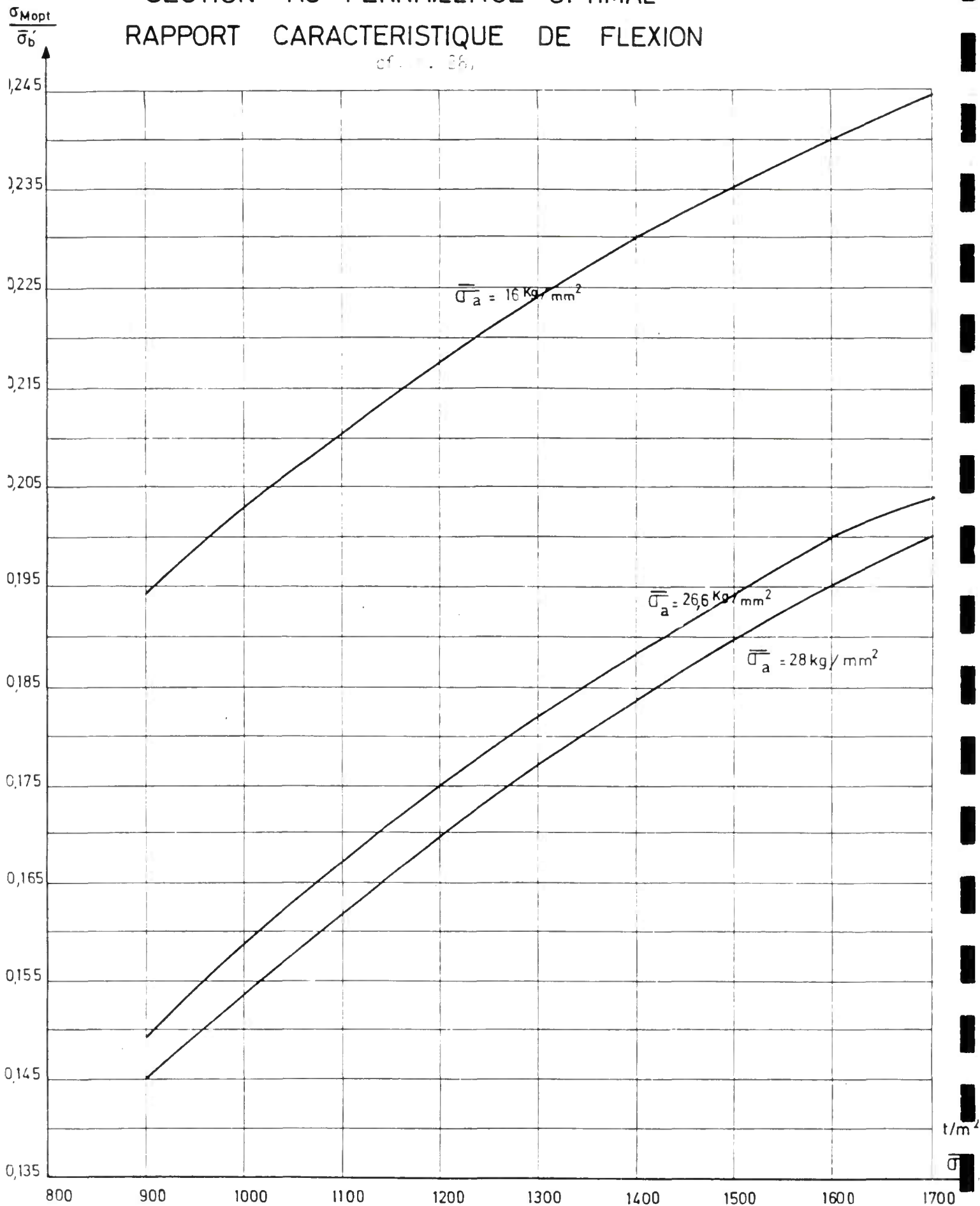
SECTION AU FERRAILLAGE OPTIMAL
 CONTRAINTE CARACTERISTIQUE DE FLEXION

(cf. p. 28)

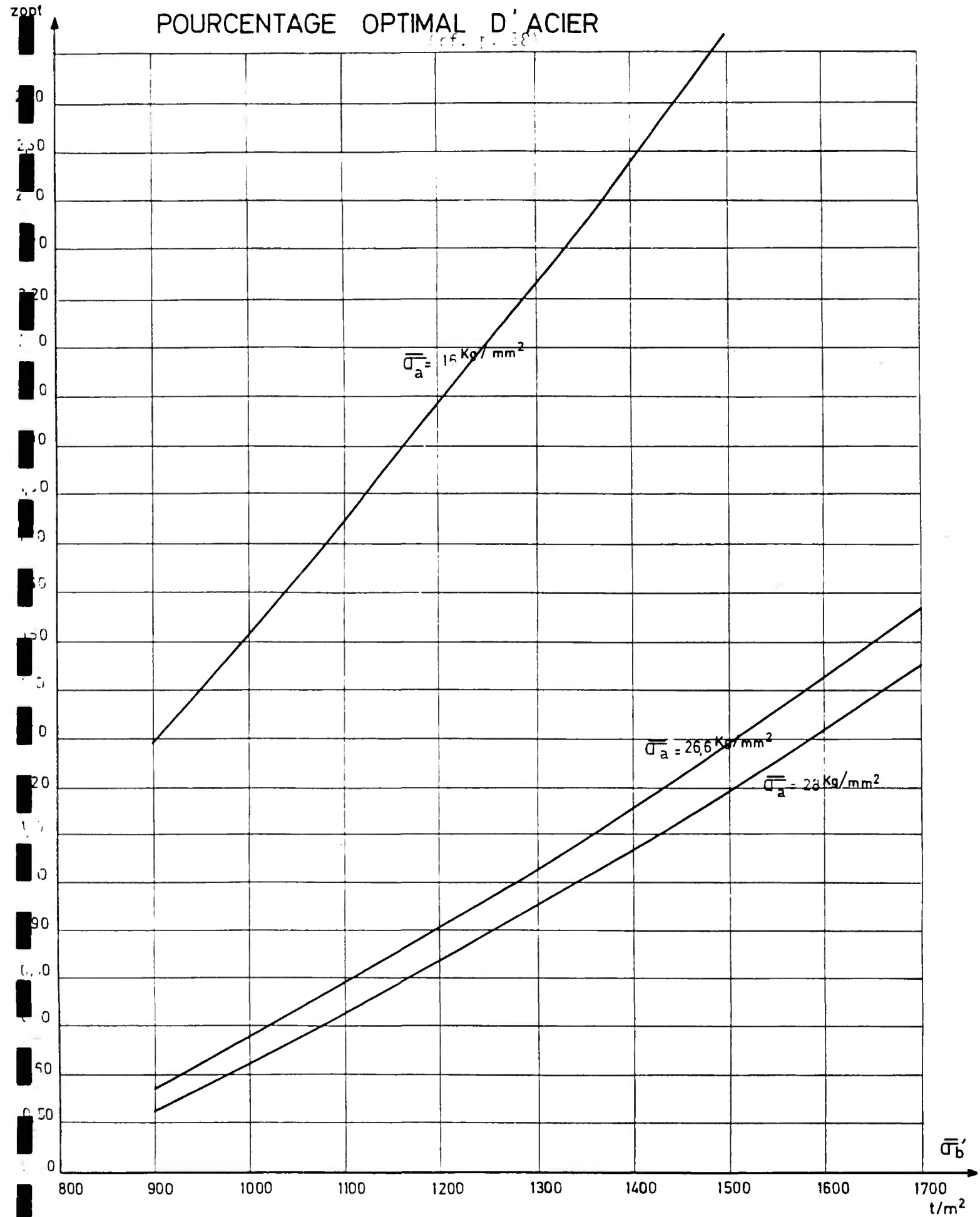


SECTION AU FERRAILLAGE OPTIMAL
 RAPPORT CARACTERISTIQUE DE FLEXION

cf. art. 36,



SECTION AU FERRAILLAGE OPTIMAL
 POURCENTAGE OPTIMAL D'ACIER



4.2. - Etriers.4.2.1. - Dispositions générales :

Les étriers de couture sont portés par les barres longitudinales à raison d'un étrier pour une barre sur quatre (réelle ou de montage, voir pièce 2.1. § 3.3.8. p. 15). Ils sont constitués par l'acier défini dans la case Ø? du bordereau de données (généralement de l'acier HA de 8 mm de diamètre).

4.2.2. - Calcul des étriers.

Les étriers doivent reprendre la totalité de l'effort tranchant, et sont calculés selon les prescriptions réglementaires (fascicule 61, titre VI) par la formule :

$$\frac{\gamma}{t} A_t \bar{\sigma}_{at} = T \quad (\text{les notations sont celles du fascicule 61 titre 6, article 25}).$$

qui permet au programme de déterminer t , espacement de deux cours d'étriers, A_t étant défini par la condition du § 4.2.1. ci-dessus.

$\bar{\sigma}_{at}$, contrainte admissible de l'acier des étriers, est calculé par la formule réglementaire

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}$$

Le programme calcule également l'espacement maximal admissible

$$\bar{t}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right)$$

et retient cette valeur si elle est inférieure à celle précédemment calculée.

Nota : en pratique il n'y a pas lieu de faire intervenir la deuxième valeur limite $\bar{t}_2 = 0,2 h$ prévue par le règlement car pour une dalle, le cisaillement reste limité et on a toujours $\bar{t}_1 > \bar{t}_2$.

Page laissée blanche intentionnellement



Document disponible sous la référence **F7413** au bureau de vente du SETRA
46, avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex - France
Téléphone : 33 (0)1 46 11 31 53 - Télécopie : 33 (0)1 46 11 33 55
Internet : <http://www.setra.equipement.gouv.fr>

Prix de vente : 9 €