



**MINISTÈRE
DE L'ÉQUIPEMENT ET
DE L'AMÉNAGEMENT
DU TERRITOIRE**

DIRECTION DES ROUTES ET DE LA CIRCULATION ROUTIÈRE

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

Ce document a été établi par M. TU DIEN AU,
Ingénieur auxiliaire et par M. GOYET, Ingénieur
des T.P.E. du Département Calcul de la Division
des Ouvrages d'Art du S.E.T.R.A.

Tout renseignement complémentaire peut être
obtenu en s'adressant à M. GOYET, Département
Calcul, téléphone 664 14.77, poste 489.



**MINISTÈRE
DE L'ÉQUIPEMENT ET
DE L'AMÉNAGEMENT
DU TERRITOIRE**

DIRECTION DES ROUTES ET DE LA CIRCULATION ROUTIÈRE

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

I-OBJET DU PROGRAMME PSI BA

I - OBJET DU PROGRAMME P S I B A

- Sommaire -

- I.1 - INTRODUCTION GENERALE
- I.2 - PRESENTATION DU P S I B A
 - 2.1 - Morphologie du tablier
 - 2.2 - Hypothèse de calculs
 - 2.3 - Consistance de la note de calculs
 - 2.4 - Transcription des résultats (exécution des plans)
- I.3 - INDICATIONS COMPLEMENTAIRES SUR LE DOMAINE D'EMPLOI DU P S I B A
 - 3.1 - Domaine technique
 - 3.2 - Domaine économique

I.1 - INTRODUCTION GENERALE.

Le présent dossier PSI.BA, réunit en un seul les deux dossiers-pilotes PS.BA 63 et TI.BA 64 élaborés il y a une dizaine d'années par l'ex "Service Spécial des Autoroutes".

Il tient compte des différentes modifications qui ont été apportées durant cette décade, avec quelques réserves, sur le calcul et les programmes de surcharges des ouvrages en béton armé.

La formule de présentation du PSI.BA est différente et moins exhaustive que celle des dossiers antérieurs et volontairement axée sur l'utilisation du programme électronique correspondant.

En effet, il n'a pas paru nécessaire de dresser un dossier-pilote complet sur ce type d'ouvrage, vu qu'à l'heure actuelle il se construit de moins en moins de pont en béton armé.

Néanmoins et dans des cas bien particuliers, ce type d'ouvrage pouvant être parfois la seule solution raisonnable à envisager, il était nécessaire que le S.E.T.R.A. offre à l'éventuel utilisateur, un document contenant les éléments indispensables sur les constructions en béton armé et les moyens d'utiliser et d'exploiter convenablement la note de calcul du programme électronique PSI.BA.

Le dossier PSI.BA comporte 5 parties :

- pièce n° I : Objet du Programme PSI.BA (présente pièce).
- pièce n° II : Principe du dimensionnement.
- pièce n° III: Bordereau des données.
- pièce n° IV : Analyse et extraits de la note de calculs.
- pièce n° V : Etablissement des plans d'exécution à partir de la note de calcul.

I.2 - PRESENTATION DU P S I B A

2.1 - MORPHOLOGIE DES TABLIERS.

La morphologie des tabliers est définie par un dessin dans le cas d'application normale (voir dessin page 9).

Les poutres sont de hauteur constante. Elles sont limitées au nombre de 8 dans le programme PSI.BA. Elles peuvent ou non comporter des talons. Les âmes peuvent présenter des surépaisseurs près des appuis (goussets d'appuis) pour assurer leur résistance à l'effort tranchant.

Les poutres sont ou non solidarisiées par des entretoises pleines, dont l'intrados est celui des poutres ou celui du nu supérieur du talon.

Le tablier est continu ou constitué d'une série de travées indépendantes (le nombre de travées continues est limité à 6 dans le programme).

La dalle de couverture est d'épaisseur constante. Elle est sans renformis et elle épouse approximativement la forme bombée de la chaussée. Exceptionnellement et dans le cas des ponts à deux poutres, il est intéressant de faire varier notablement son épaisseur : l'intrados est plan et horizontal et l'extrados suit la forme de la chaussée.

Les entretoises d'appuis, par leur forme et leur renforcement, peuvent être construites de manière à relever les tabliers sur vérins plats, type Freyssinet.

*limite
ou biais?*

(L'ouvrage peut être biais. Le programme PSI.BA prendra en compte le biais d'une manière approximative.

D'autre part l'ouvrage calculé est celui d'un ouvrage entièrement coulé sur cintre.

L'attention est attirée sur la nécessité de réaliser une bonne chape d'étanchéité et notamment au droit des appuis intermédiaires des ouvrages continus.

2.2 - HYPOTHESE DE CALCUL.

2.2.1) Méthode de calcul.

Le PSI.BA correspond au calcul d'un ouvrage entièrement coulé sur cintre.

Les rigidités à la torsion des poutres, des entretoises et du hourdis sont négligées.

En présence d'entretoises intermédiaires, on suppose celles-ci indéformables, ce qui revient à estimer infinie leur rigidité. C'est donc la méthode de M. COURBON qui est utilisée pour la répartition transversale des efforts entre les poutres. Cette méthode donne des résultats satisfaisants tant que la largeur du tablier ne dépasse pas la demi portée la plus courte de l'ouvrage. Au delà, les efforts dans les entretoises sont surestimés dans des proportions d'autant plus importantes que le tablier est large.

En l'absence d'entretoise intermédiaire, on admet que la répartition d'une charge entre les poutres s'effectue comme si le hourdis était articulé sur celles-ci.

Si cette hypothèse n'est pas satisfaisante, les valeurs des coefficients de répartition transversale des charges entre poutre peuvent être introduites par l'utilisateur en exploitant au préalable le programme élémentaire TISE (répartition des efforts dans une travée indépendante sans entretoises).

Les moments fléchissants des dalles pris en compte au centre et sur appui sont les valeurs calculées en supposant les dalles simplement appuyées et réduites respectivement de 20 % (25 % pour les dalles centrales) et 50 % pour tenir compte de l'encastrement partiel.

Dans le cas de travées continues, l'épaisseur du gousset sur l'appui le plus sollicité est prise égale à la valeur entrée dans le bordereau des données par l'utilisateur ou égale à 2 fois l'épaisseur de l'âme en travée si l'optimisation est demandée. Les épaisseurs des autres goussets sont prises dans le rapport des moments fléchissants maximaux relatifs aux appuis intermédiaires considérés, ces moments fléchissants étant calculés sous l'effet du système de charges $A(l)$ uniquement.

2.2.2) Règlements.

a) En ce qui concerne le calcul de l'ouvrage : titre VI du fascicule n° 61 du CPC, modifié par décret n° 70.505 du 5 Juin 1970, annexé à la circulaire n° 70.115 du 27 Octobre 1970.

b) En ce qui concerne les calculs des charges appliquées à l'ouvrage : titre II du fascicule n° 61 du CPC, approuvé par arrêté du 28 Décembre 1971, annexé à la circulaire n° 71.155 du 29 Décembre 1971 (l'article 10 relatif aux "charges exceptionnelles" n'est pas pris en compte dans le programme).

Quand un article de règlement est cité sans autre précision, il s'agit dans tout le dossier d'un article du premier texte.

2.3 - CONSISTANCE DE LA NOTE DE CALCUL.

La note de calcul est abondante et largement commentée. Les principes du calcul, les commentaires détaillés des résultats de la note de calcul sont exposés dans la pièce IV et en marge de l'exemple d'application (pièce V).

La note de calcul délivre :

- La liste complète des efforts (efforts tranchants et moments fléchissants au centre des dalles centrales et des dalles de rives, moments fléchissants dans les entretoises intermédiaires à des intervalles de 0,25 m et efforts tranchants au droit des poutres, efforts tranchants dans chaque poutre au droit des appuis, moments fléchissants dans les poutres à intervalle de 0,50 m, réactions d'appui) ;

- La disposition et le choix optimum des armatures de la dalle de couverture, l'épure d'arrêt des armatures longitudinales, ce qui représente, grosso-modo, plus de 75 % en poids des armatures du tablier ;

- un avant-métré détaillé des volumes de béton, surfaces de coffrage et poids des armatures, ce dernier devant toutefois être corrigé pour tenir compte des corrections à effectuer sur ce ferrailage.

Au cours du calcul, ont été automatiquement minimisés les éléments suivants :

- l'épaisseur de la dalle de couverture,
- la hauteur des poutres,
- l'épaisseur et la longueur des goussets,
- l'épaisseur des entretoises intermédiaires.

Toutefois, chacune de ces dimensions peut être imposée dans les données si on le désire (cas d'une vérification de note de calcul).

2.4 - TRANSCRIPTION DES RESULTATS (EXECUTION DES PLANS).

L'Ingénieur d'étude utilisant le programme électronique PSI.BA transcrit les résultats de la note de calcul sous forme de dessins. Pour cela il se basera sur l'exemple d'application traitée dans la pièce n° V.

Il devra corriger certains résultats qui concernent :

- allongement des barres longitudinales de traction des poutres pour tenir compte de la réduction de la largeur de la table de compression associée à la poutre

- les coupures des barres longitudinales de traction des poutres.

- renforcement des armatures longitudinales au droit des appuis intermédiaires (dans le cas d'ouvrage à travées continues).

D'autre part il devra :

- calculer la dalle en encorbellement

- effectuer l'épure de répartitions des étriers, le PSI.BA ne donnant que le résultat global

- vérifier quelques points du règlement (qui n'ont pu être programmés).

- calculer le métré pour tenir compte des rectifications précédentes.

I.3 - INDICATIONS COMPLEMENTAIRES SUR LE DOMAINE D EMPLOI DU P S I B A

Pour définir la place des tabliers PSI.BA dans le catalogue des ponts courants, il faut préciser :

- leur domaine spécifique d'emploi du point de vue technique,
- la plage économique d'utilisation.

3.1 - DOMAINE TECHNIQUE.

La première application du PSI.BA fut celui des passages supérieurs en tabliers continus, car il fut le premier défini et construit en série.

Son domaine était celui des poutres comportant de 2 à 8 poutres en béton armé de hauteur et épaisseur constantes sans talon, présentant généralement des goussets à proximité des appuis (moments négatifs inversant le fonctionnement de la section en T, efforts tranchants, etc...) et comportant de 2 à 6 travées solidaires de portées quelconques entre 10 et 28 mètres environ (moment fléchissant par poutre : 40 à 200 tm, hauteur des poutres : 0,6 à 1,70 m).

Pour les applications autoroutières la continuité des tabliers était justifiée pour les raisons suivantes :

* Dans le cas du PS courant, le tablier formé de plusieurs travées indépendantes n'était pas plus épais (son élancement avoisinant 1/17 sous réserve que les poutres comportent des talons) ; par contre les piles intermédiaires l'étaient (1 mètre au lieu de 0,50) et encombraient donc davantage la plate forme de l'autoroute.

* Dans le cas du PI, le tablier continu était plus mince et des travées indépendantes multiples auraient compliqué le problème des joints de chaussée en accroissant beaucoup le linéaire à réaliser.

Or la réalisation de tablier hyperstatique était à condamner dans le cas de terrain de fondation de mauvaise qualité, et notamment si des risques de tassements différentiels étaient à craindre.

Le tablier à travées multiples indépendantes était donc né de cette nécessité de renoncer aux travées continues en présence de sols de fondation instables.

De nos jours, on construit peu d'ouvrage du type PSI.BA, il a été supplanté par la technique de la précontrainte qui n'a cessé de s'améliorer au cours des dernières années et a permis de construire des ouvrages beaucoup plus élancés et moins chers.

Toutefois, ce type d'ouvrage reste encore envisageable à l'heure actuelle dans des cas bien particuliers qui ne sont pas forcément d'ordre économique (refus de la part d'une société de franchir ses installations à l'aide de la précontrainte par exemple).

En général, on peut constater que le PSI.BA intéresse des projets isolés pour lesquels il est fait appel à des entreprises locales ayant une main d'oeuvre qualifiée sur place.

D'autre part, on peut constater une tendance vers la préfabrication des poutres (voir même le hourdis) comme mode de construction de ce type d'ouvrage. Il est rappelé que le présent dossier ne traite que des ouvrages entièrement coulés sur cintre.

3.2 - DOMAINE ECONOMIQUE.

Le choix d'un tablier peut avoir des répercussions sur les lignes rouges des voies franchies et franchissantes, il commande ensuite la fondation.

L'emploi du PSI.BA est handicapé par son faible élancement qui varie de 1/15^e à 1/20^e. Le cas d'un ouvrage composé d'une succession de travées indépendantes souffre de plus des handicaps suivants :

- épaisseur des piles plus grande (1 m au minimum contre 0,50 m pour une pile d'appui continu)
- présence de joints sur appui intermédiaire.

Par contre la légèreté du tablier PSI.BA est un grand atout sur sol franchement mauvais, abstraction faite des tassements différentiels. On peut compter sur les poids spécifiques suivants, par m² de surface utile :

ρ_1 <i>Abax</i>	1 T/m ² pour des portées voisines de 17 m
	1,3 T/m ² pour des portées voisines de 26 m.

Ces poids sont plus faibles que ceux d'un pont-dalle même précontraint.

Pour le moment, on peut dire que si l'on n'est pas gêné par l'épaisseur des piles (pont sur rivière par exemple), le choix se portera sur la série de travées indépendantes plutôt que l'ouvrage continu à cause du recouvrement des armatures supérieures et inférieures.

D'autre part en ce qui concerne le choix entre le PSI.BA et les autres types d'ouvrage (pont-dalle par exemple) on ne peut donner que les consommations spécifiques suivantes : *

a) Pour le béton des poutraisons.

- 0,4 m³/m² de surface utile pour les portées voisines de 15 m
- 0,5 m³/m² de surface utile pour les portées voisines

}	de 20 m en travée continue
}	de 26 m en travée indépendante
- 0,6 m³/m² de surface utile pour les portées voisines de 25 m en travée continue

* Ces valeurs correspondent à l'ancien règlement. Il n'a pas été possible de fournir des valeurs statistiques valables pour le règlement actuel, vu le faible nombre d'ouvrages en béton armé construit depuis sa parution.

b) Pour les armatures HA : (en kg/m² de surface utile).

- 45 à 70 kg pour les travées continues
 - 60 kg/m² pour les portées voisines de 17 m
 - 120 kg/m² pour les portées voisines de 26 m
- } travées indé-
pendantes

D'autre part chaque m² de tablier exige :

2 m² de coffrage pour les portées voisines de 17 m

3 m² de coffrage pour les portées voisines de 26 m.

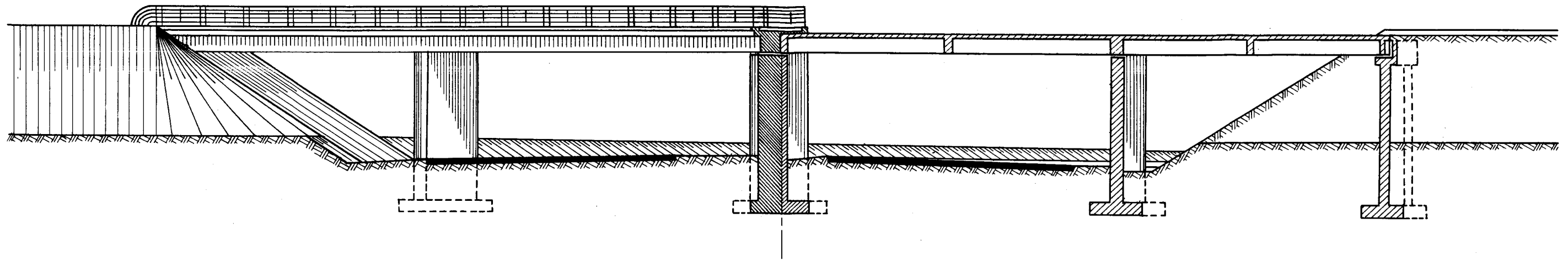
25,5 kg/m² pour la dalle (londis)

6,7 kg/m² pour les étriers

7,15 kg/m² pour les entretoises

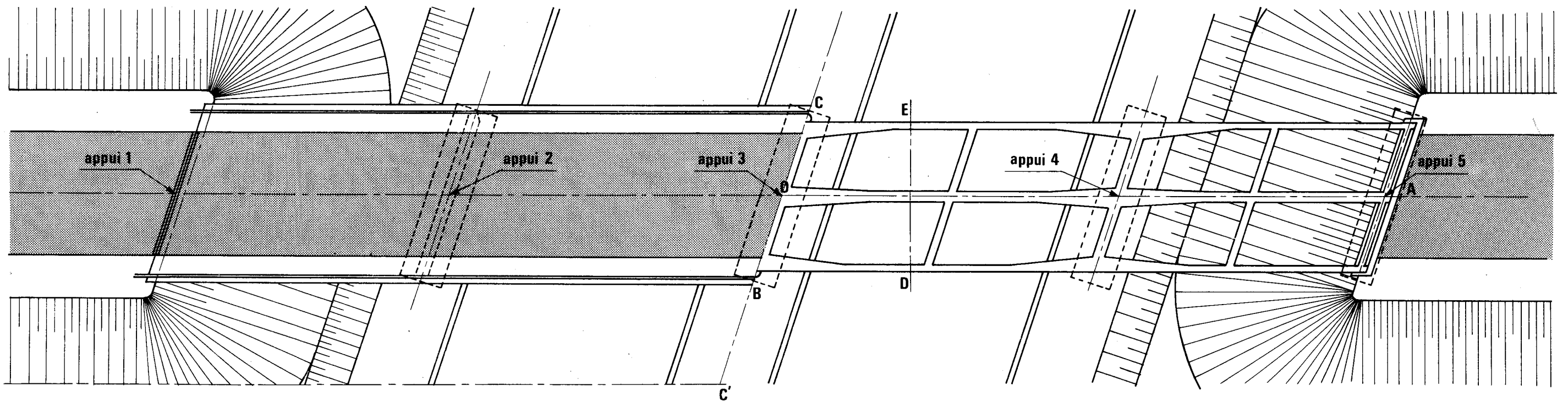
2 kg/m² pour les garde corps

23 kg/m² pour les pontes (3 pontes)



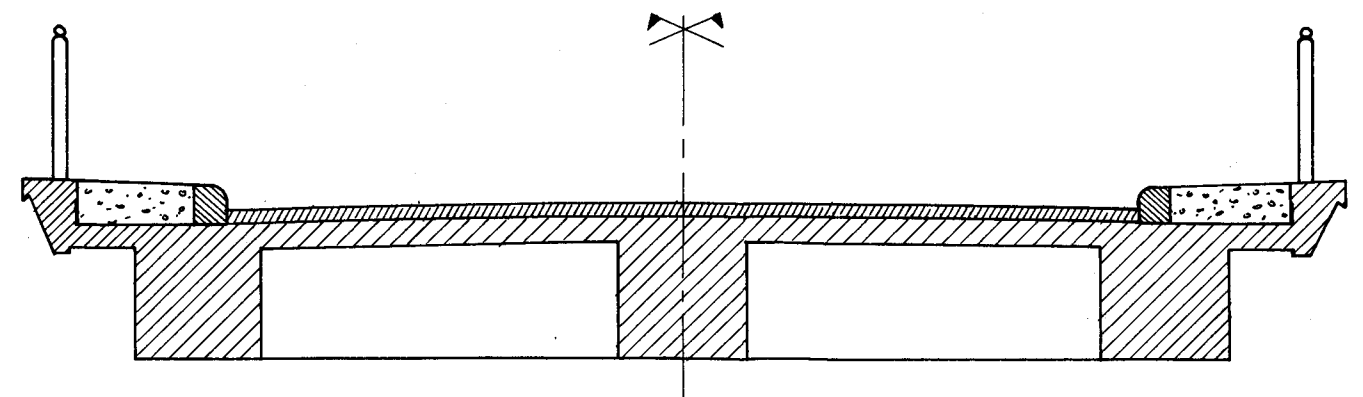
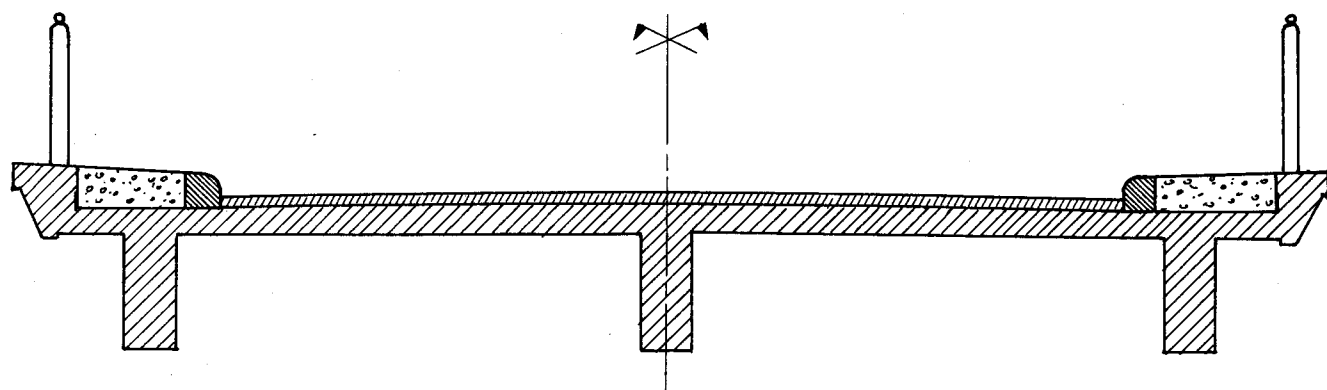
DEMI-PLAN

DEMI-PLAN DE POUTRAISON



SECTION TRANSVERSALE COURANTE
(coupe suivant DE)

PROJECTION DROITE D'UNE SECTION BIAISE
AU NU DES ENTRETOISES D'APPUI



Ce document est propriété de l'Administration, il ne pourra être utilisé ou reproduit, même partiellement sans l'autorisation du SETRA



**MINISTÈRE
DE L'ÉQUIPEMENT ET
DE L'AMÉNAGEMENT
DU TERRITOIRE**

DIRECTION DES ROUTES ET DE LA CIRCULATION ROUTIÈRE

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

II- PRINCIPE DU DIMENSIONNEMENT

II - PRINCIPE DU DIMENSIONNEMENT

- Sommaire -

II.1 - GENERALITES

II.2 - ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT ET COMMENTAIRES

- 2.1 - Détermination du profil en travers de l'ouvrage
- 2.2 - Diamètre des armatures, nombre de barre par lit, nombre de lit, épaisseur de l'âme des poutres
- 2.3 - Résistance nominale "réduite" du béton en compression. Prédimensionnement de la hauteur des poutres et de l'épaisseur du hourdis
- 2.4 - Longueur d'about
- 2.5 - Portée des travées
- 2.6 - Nombre d'entretoise intermédiaire
- 2.7 - Poids de hourdis porté par une poutre
- 2.8 - Contraintes admissibles des matériaux
- 2.9 - Etablissement du bordereau des données

II.3 - GAMME DES POUTRAISONS TYPES

- 3.1 - Choix du nombre de poutre
- 3.2 - Disposition des poutres de rive : revanche de corniche
- 3.3 - Ecartement des poutres entre elles
- 3.4 - Disposition des poutres en coupe transversale

II.4 - DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES

4.1 - Choix du diamètre des armatures longitudinales

4.2 - Nombre d'armature longitudinale par lit

4.3 - Nombre de lit d'armature par poutre

II.5 - EPAISSEUR DES NERVURES DES POUTRES. PREDIMENSIONNEMENT DE LA HAUTEUR DES POUTRES. EPAISSEUR DE DALLE

5.1 - Epaisseur des nervures des poutres

5.2 - Prédimensionnement de la hauteur de la poutre la plus sollicitée et de l'épaisseur de la dalle

II.6 - DIMENSIONNEMENT DES ABOUTS

6.1 - Distance du centre de la plaque à l'extrémité de l'appui

6.2 - Ouvrage constitué d'une succession de travées indépendantes

II.7 - CALCUL DU POIDS DE HOURDIS ET DE SUPERSTRUCTURES PORTES PAR UNE POUTRE

II.1 - GENERALITES.

Le problème du dimensionnement de l'ouvrage se pose de façon différente selon qu'il s'agit de calculer un pont "à la main" ou d'utiliser un programme de calcul automatique.

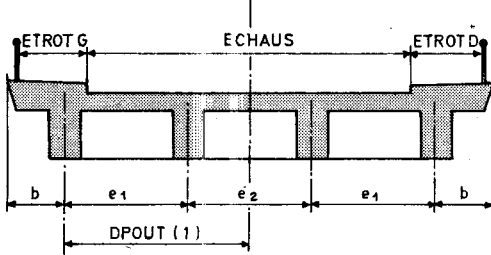
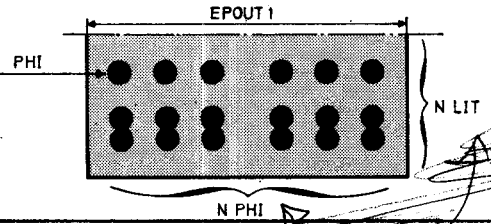
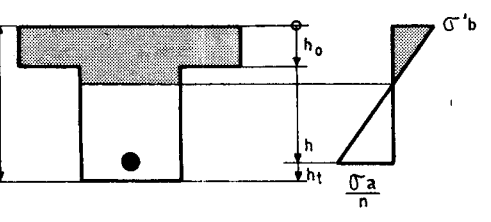
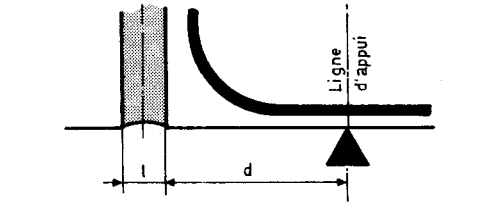
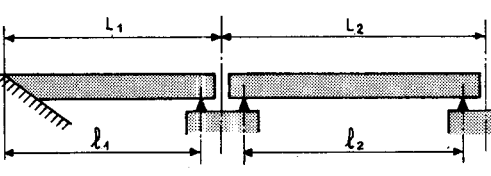
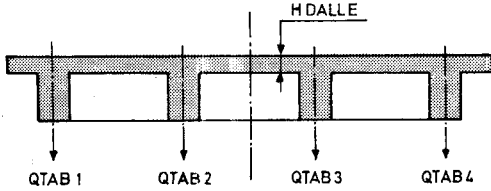
Le PSI.BA est capable d'effectuer un travail d'optimisation sur un certain nombre de paramètres : hauteur de poutre, largeur et longueur des goussets, épaisseur des entretoises intermédiaires, etc... à partir d'éléments fixés par le projeteur. Encore faut-il que ces éléments soient choisis convenablement afin d'éviter à la machine des calculs inutiles et coûteux.

La présente pièce a pour objet de guider le projeteur dans la recherche de ces éléments et la marche à suivre pour remplir correctement le bordereau des données.

Nous présentons à cet effet un organigramme général de dimensionnement, suivi d'un commentaire détaillé des opérations avec référence aux chapitres de dimensionnement correspondant.

L'organigramme qui suit ne conduira pas forcément à la solution idéale du problème dont la résolution mathématique est rendue difficile par le nombre important de paramètres entrant en jeu, mais sa logique sanctionnée par l'expérience, permet de cerner la solution cherchée de très près.

**ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DE LA PLUS GRANDE TRAVÉE
D'UN OUVRAGE A TRAVÉES MULTIPLES SOLIDAIRES OU INDÉPENDANTES**

Croquis	Indications des opérations et de leur enchaînement	Référence à la pièce correspondante	Dimensionnement résultant de l'exploitation de la pièce	Symboles correspondants en calculs électroniques
	1 ^{ère} opération	POUTRAISON II.3	Largeur de chaussée *	ECHAUS
	Largeur bande dérasée gauche *		BDGAU	
	Largeur bande d'arrêt d'urgence *		BARUR	
	Largeur des trottoirs *		ETROTG - ETROTD	
	Nombre de poutres		NP	
	Écartement des poutres		D POUT (I)	
	Hauteurs différentielles des poutres		HD (I)	
	2 ^{ème} opération	DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES II.4	Diamètre des armatures	PHI
	DIAMÈTRE DES ARMATURES NOMBRE DE LITS		Nombre de lits (si travée indépendante)	N LIT
	NOMBRE D'ARMATURES PAR LIT		Nombre d'armatures par lit	N PHI
	3 ^{ème} opération (cas des ouvrages très élancés essentiellement)	ÉPAISSEUR DES ÂMES DES POUTRES PRÉDIMENSIONNEMENT DE LA HAUTEUR DES POUTRES ÉPAISSEUR DE LA DALLE II.5	Épaisseur des âmes (dans le cas de poutre a talon)	E POUT 1
	ÉPAISSEUR DES NERVURES		Résistance nominale du béton à 28 jours "réduite"	SIGMBN
	CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION DU BÉTON		Épaisseur du hourdis	H DALLE
	HAUTEUR DES POUTRES		Hauteur des poutres	H POUT 1
	ÉPAISSEUR DE HOURDIS		Politique de dimensionnement des poutres	H POUTR
	4 ^{ème} opération	ABOUTS II.6	Longueur d'about	ENCORB
	5 ^{ème} opération	Présente pièce II § 2.5	Si travées continues on portera : $D(I) = L_i$ Si travées indépendantes on portera : $D(I) = \sup (l_1, l_2, l_n)$	D (I)
	6 ^{ème} opération	POIDS DE HOURDIS ET DE SUPERSTRUCTURE PORTÉS PAR UNE POUTRE II.7	Nombre d'entretoises intermédiaires Poids du hourdis porté par une poutre Contraintes admissibles	NE (I) QTAB (I) SIGMAP SIGMAD SIGMBR
	7 ^{ème} opération	BORDEREAU DES DONNÉES III		
	ÉTABLISSEMENT DU (OU DES BORDEREAUX) DES DONNÉES			

Pour les autres travées d'un ouvrage a travées multiples indépendantes les valeurs de NP, DPOUT (I) et HD (I) pourront être différentes . On fera cependant attention à aligner les nus extérieurs des poutres de rives pour des raisons esthétiques bien évidentes .

Il est de même des valeurs de NPHI , EPOUT 1 , HPOUTR , N LIT , NE (I) , QTAB (I)

* En fait ces quantités sont à déterminer au moyen des textes réglementaires en vigueur ; le CAT 75 en donne un résumé .

2.1. Détermination du profil en travers de l'ouvrage.

En fonction des largeurs de chaussée, de trottoir, de bande d'arrêt etc... le projeteur doit choisir le nombre de poutres de l'ouvrage en s'inspirant des profils figurant en fin du paragraphe 3 de la présente pièce.

En général, et lorsqu'il n'existe aucune contrainte sur la hauteur des poutres, le nombre des poutres peut être donné par le tableau suivant :

Largeur utile	Nombre de poutres
< 6m	2
6 à 9m	3
9 à 11m	4
11 à 14m	5
> 14m	6

Si les contraintes de gabarit sont sévères, il sera nécessaire d'ajouter 1 unité au tableau ci-dessus et de passer ainsi avec un élanement plus important. On aura intérêt à placer le maximum de trottoir en encorbellement, et à éviter de placer l'évacuation des eaux au droit des poutres de rive.

Signalons toutefois que pour certains profils il y a lieu soit d'effectuer plusieurs essais, soit de prendre modèle sur des exemples antérieurs, soit de consulter le S.E.T.R.A. (gestionnaire du programme) sur la poutraison à choisir. Ainsi pour les profils en travers comprenant une chaussée de 7,00 m de large il y a intérêt bien souvent, à prendre une ossature à 4 poutres au lieu de 3. On perd en surface de coffrage, mais on peut espérer des économies sur l'épaisseur de la dalle et surtout sur l'élanement (donc sur les terrassements).

Dans le cas d'un ouvrage très élané, le choix d'un nombre de poutres relativement élevé permettra de limiter le nombre de fer par lit; on pourra même se demander si la dalle en B.A ne serait pas préférable comme solution (programme PSI.DA).

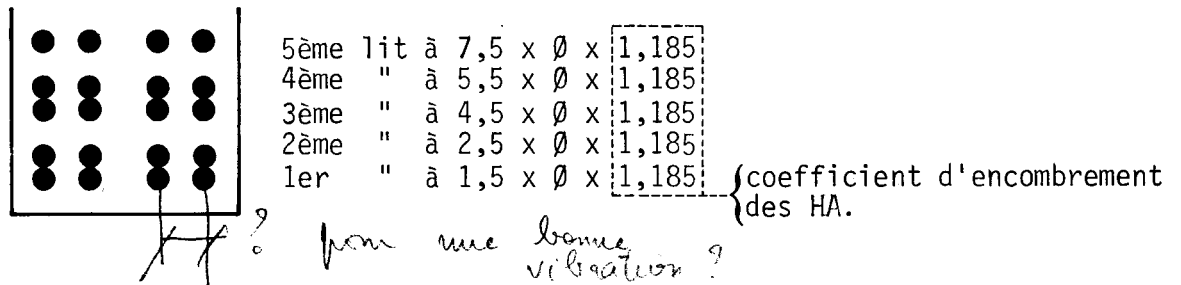
2.2. Diamètre des armatures, nombre de barres par lit, nombre de lits, épaisseur de l'âme des poutres.

On se reportera essentiellement au paragraphe 4 de la présente pièce pour le calcul approché de :

a) l'effort tranchant extrême sur l'appui de rive afin de déterminer le nombre de barres par lit que l'on doit prévoir d'un bout à l'autre de l'ouvrage.

b) du moment maximum maximorum pour la détermination du nombre de lits (travées indépendantes) et de la hauteur des poutres (ouvrages élancés).

On trouvera ci-dessous la position de chaque lit d'armature adopté par le programme PSI.BA.



2.3. Résistance nominale "réduite" du béton en compression - Prédimensionnement de la hauteur des poutres et de l'épaisseur du hourdis.

2.3.1. - Résistance nominale "réduite" du béton.

La contrainte admissible de compression du béton est liée à sa résistance nominale par la relation :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28} \quad (\text{art. 9.4 F61 titre VI})$$

La résistance nominale "réduite" sera, pour les besoins du programme PSI.BA, l'expression : $\sigma' = k(\alpha \beta \gamma \sigma'_{28})$ symbolisé par SIGMBN dans le bordereau des données, k étant un coefficient réducteur destiné à couvrir les marges d'incertitudes et les imperfections du programme PSI.BA :

* Si l'ouvrage est continu avec hauteur libre des poutres, on prendra k compris entre 0,75 et 0,80 car le programme ne tient pas compte du moment résistant du béton pour l'épure d'arrêt des barres longitudinales supérieures au droit des appuis.

* Si l'ouvrage est très élancé, k est laissé à l'appréciation de l'utilisateur.

Ainsi, lorsque la contrainte admissible de compression du béton est dépassée sous l'effet des moments fléchissants des poutres, on choisira un béton de résistance supérieure à celle entrée dans le bordereau des données, c'est-à-dire que l'on fera k au plus égal à 1.

2.3.2. - Choix de l'épaisseur initiale de la dalle.

Le projeteur fixera l'épaisseur initiale de la dalle (HDALLE dans le bordereau des données) en s'inspirant des règles suivantes :

- la dalle doit jouer le rôle de table de compression des poutres principales vis-à-vis de la flexion longitudinale.

- la dalle doit jouer le rôle de couverture de l'ouvrage afin de transmettre aux poutres et entretoises les efforts dus aux superstructures et charges réglementaires.

$\gamma = 0,80$

$k = 0,83$

Le deuxième rôle est en général prépondérant car les couvertures d'ouvrages routiers comportant des charges concentrées, l'article 39.5.4 (F61 titre VI) impose de vérifier l'inégalité :

$$1,5 \frac{Q}{p_c h_0} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b \quad (\text{sollicitation pondérée du 1er genre})$$

$$\text{soit } h_0 \geq \frac{1,25Q}{p_c \bar{\sigma}_b}$$

Le premier rôle peut être prépondérant seulement dans le cas d'ouvrages très élancés. De toute façon on n'envisagera pas une épaisseur de dalle inférieure à 0,160 m. Si l'épaisseur initiale de la dalle proposée se révélait insuffisante le programme électronique étudierait une série de surépaisseur de 0,005 m.

Il est à noter que si l'ouvrage ne comporte pas d'entretoise intermédiaire, le programme ne calculera qu'une partie des efforts transversaux dans la dalle. On devra donc renforcer les armatures transversales de celle-ci proposée dans la note de calcul électronique par un calcul correctif à la main.

2.3.3. - Prédimensionnement de la hauteur des poutres eu égard à la contrainte de compression admissible du béton.

Ce prédimensionnement peut sembler lourd. Il est en effet facultatif, mais un mauvais choix des grandeurs aboutira à des incompatibilités (dépassement exagéré de la contrainte admissible du béton) ou des dimensionnements automatiques impropres (épaisseur démesurée de la dalle). Nous recommandons donc de le faire, et notamment dans le cas d'un ouvrage très élancé, afin d'éviter des recherches inutiles et des pertes de temps.

Le projeteur estimera rapidement le moment maximum maximum dans la poutre la plus sollicitée (cf. paragraphe 4 page 14).

Il prédimensionnera, pour une épaisseur de la dalle initiale déterminée au paragraphe précédent, la hauteur minimum de poutre compatible avec la contrainte admissible de béton en flexion simple $\bar{\sigma}_b'$ (cf. § 5 page 25). Si cette hauteur se révélait insuffisante dans la note de calcul trois politiques se présenteront au projeteur :

- a) augmenter uniquement la hauteur des poutres
- b) augmenter l'épaisseur de la dalle seule
- c) laisser les deux grandeurs précédentes et admettre le dépassement de la contrainte admissible du béton (c'est-à-dire que l'on choisira un béton plus résistant).

La case HPOUTR (carte n° 1) donne le choix entre l'une de ces trois politiques.:

* hauteur des poutres non imposée (HPOUT 1 = 0, carte n° 12)
politique a) : indiquer HPOUTR = 1

* hauteur des poutres imposée (HPOUT 1 ≠ 0, carte n° 12)
politique b) : indiquer HPOUTR = 1
politique c) : indiquer HPOUTR = 2 (1)

(1) L'augmentation de l'épaisseur de la dalle n'est effectuée que dans le cas de travées indépendantes.

2.4. Longueur d'about (ENCORB).

Le diamètre des armatures longitudinales étant fixé et l'effort tranchant sur l'appui d'about étant connu (§ 4 page 14) il est possible de déterminer la longueur d'about (§ 6 page 28).

Si l'ouvrage est formé de plusieurs travées indépendantes, le projecteur essaiera de réduire au mieux la longueur d'about afin d'obtenir des piles aussi mince que possible.

Cette longueur d'about doit :

a) permettre le relevage du lit inférieur des armatures longitudinales tout en respectant le diamètre minimum de cintrage des mandrins et le rayon minimum de courbure relatif à la prescription de non écrasement du béton (art.30.6.2 Fasc. 61, Titre VI).

b) être suffisante pour vérifier la condition de non-écrasement de la bielle d'about (art. 38.2 Fasc. 61, Titre VI).

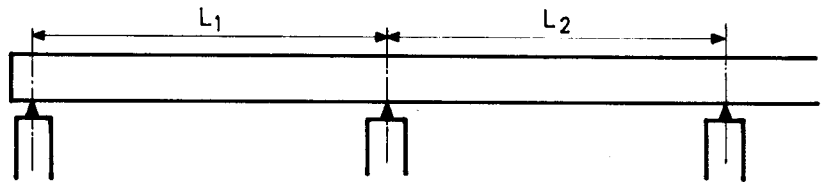
2.5. Portée des travées : D(I).

a) si l'ouvrage est continu, les portées sont égales aux distances entre axes des piles et piles-culées.

$$D(1) = L_1$$

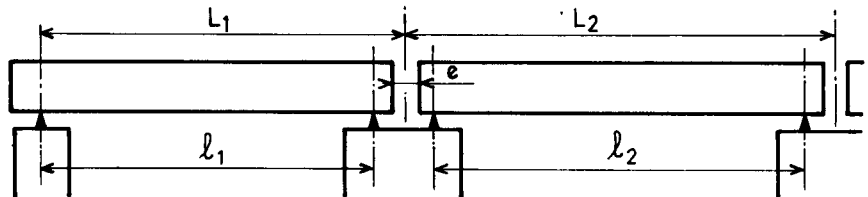
$$D(2) = L_2$$

etc



b) si l'ouvrage est une succession de travées indépendantes, la portée est égale à la distance entre axe des appareils d'appui.

Connaissant ENCORB précédemment défini, et la distance e du vide entre deux poutres contigües on a :



$$\text{travée de rive : } D(1) = l_1 = L_1 - \text{ENCORB} - e/2$$

$$\text{travée centrale: } D(2) = l_2 = L_2 - 2(\text{ENCORB} + e/2)$$

Le premier calcul sera effectué en prenant la plus grande travée et l'on portera :

$$D(1) = \sup (l_1, l_2 \dots l_n)$$

2.6. Nombre d'entretoise intermédiaire.

Le choix portant sur le nombre d'entretoises intermédiaires est guidé par le problème du ferrailage de la dalle. En effet, les poutres et les entretoises découpent le tablier en différentes dalles ; le programme

détermine les sections d'acier en fonction de la dalle ayant les plus grandes dimensions et opte pour un ferrailage uniforme dans tout le tablier. On a donc intérêt à choisir le nombre des entretoises intermédiaires de manière que les différentes dalles ainsi découpées aient sensiblement les mêmes dimensions.

2.7. Poids de hourdis porté par une poutre QTAB(i).

On se reportera au § 7, page 30 où un exemple d'application est traité.

2.8. Contraintes admissibles des matériaux.

2.8.1. Contrainte de traction admissible de l'acier dans les poutres et entretoises.

$(\bar{\sigma}_a)_p = \text{SIGMAP}$. Les barres étant à haute adhérence et de diamètre $\varnothing \geq 20$ mm, on aura généralement $\text{SIGMAP} = 26\ 667$ T/m². Dans le cas d'ouvrage dont la fissuration serait préjudiciable, cette contrainte de traction pourrait être réduite d'un certain pourcentage que l'utilisateur sera libre de choisir(1)

2.8.2. Contrainte de traction admissible de l'acier dans la dalle.

$(\bar{\sigma}_a)_d = \text{SIGMAD}$. Les barres étant à haute adhérence et de diamètre $\varnothing < 20$ mm on aura généralement $\text{SIGMAD} = 28\ 000$ T/m².

2.8.3. Résistance nominale "réduite" du béton à 28 jours $\bar{\sigma}' = \text{SIGMBN}$.

On se reportera au paragraphe 2.3.1 de la présente pièce.

2.8.4. Contrainte de traction de référence "réduite" du béton SIGMBR.

$$\text{SIGMBR} = k \bar{\sigma}_b = k \alpha \beta \gamma \left(0,018 + \frac{2,1}{\bar{\sigma}_{28}} \right) \sigma_{28}$$

$k, \alpha, \beta,$ et γ ayant les mêmes valeurs que celles définies au paragraphe 2.3.1.

2.9. Etablissement du (des) bordereau(x) des données.

Si l'ouvrage est continu, il n'y aura qu'un seul bordereau des données.

Si l'ouvrage comporte des travées multiples et si la hauteur des poutres n'est pas imposée, les bordereaux des données du programme PSI.BA à établir pour les différentes travées présenteront une différence qu'il importe de signaler.

a) bordereau des données de la plus grande travée : le projeteur portera dans la carte 12, HPOUT 1 = 0 ; de ce fait la machine recherchera automatiquement la plus petite hauteur de poutre (désignons la par H) compatible avec les contraintes admissibles précisées dans les données.

(1) Une contrainte admissible de 24000 T est prise de toute façon par le programme pour le calcul des armatures longitudinales supérieures au droit des appuis intermédiaires.

b) bordereau des autres travées : les hauteurs des poutres doivent être ajustées à celle de la plus grande travée. On laissera donc en blanc la case HPOUT 1.

Le gestionnaire du programme PSI.BA fera calculer, dans un premier temps, la plus grande travée ; il imposera, au vu du résultat de la note de calcul, HPOUT 1 = H sur les bordereaux des autres travées et procédera, dans un deuxième temps, à leur calcul.

II.3 - GAMME DES POUTRAISONS TYPES

Le nombre de profil en travers sur ouvrage compatible avec les textes officiels actuellement en vigueur est beaucoup plus grand qu'autrefois. L'utilisateur trouvera dans les profils définis à la fin de la présente pièce, un ou des profils voisins de celui qu'il veut utiliser et il choisira la poutraison en conséquence.

Les plateformes d'ancien type I, II, III, IV correspondaient pour un ouvrage droit à des portées des travées centrales de 16, 17, 15 et 13 m. respectivement (le pont étant à 4 travées).

3.1. Choix du nombre de poutres.

Au delà du profil n° 6, on peut concevoir deux types de poutraisons pour porter un même profil. Le nombre de leurs poutres diffèrent d'une unité.

De sérieuses raisons d'économie nous incitent a priori à rechercher le plus petit nombre de poutres :

- économie du coffrage d'une poutre
- économie du ferrailage d'une poutre
- parfois économie de béton donc allègement de l'ouvrage
- hauteur moyenne de poutre plus élevée, donc économie d'armatures longitudinales dans les poutres.

Mais cette solution n'est pas toujours désirable, voire possible :

En effet, la hauteur maximale à donner aux poutres peut être impérativement limitée. D'autre part un nombre réduit de poutres a pour corollaire un espacement parfois important entre elles et par conséquent une portée transversale des dalles qui peut devenir excessive : les efforts transversaux accrus conduisent à les épaissir (donc à alourdir l'ouvrage) et à les armer puissamment (surtout en présence de charges militaires ou exceptionnelles).

Un remède à cet inconvénient consiste à ménager des encorbellements importants des trottoirs sur les poutres ; cette disposition a en outre pour effet de diminuer les moments fléchissants dans les poutres de rive dus aux charges permanentes et aux surcharges, et de diminuer les moments fléchissants dans les entretoises. Mais les parements vus des poutres de rive sont rejetés dans l'ombre : l'aspect de l'ouvrage en pâtit.

3.2. Disposition des poutres de rives : revanche de corniche.

Si l'ouvrage n'est pas destiné à être vu de loin, les raisons d'économie développées ci-dessus doivent inciter le projeteur à rapprocher les poutres de rive au maximum (ce qui pratiquement reviendra à laisser les trottoirs en encorbellement quitte à renforcer les chapeaux transversaux de la dalle sur les poutres de rive pour résister aux moments de flexion dus à cet important encorbellement).

Par contre, si les raisons esthétiques sont primordiales, il importe que la revanche de corniche soit proportionnée à la hauteur de poutre, pour que le bas de la poutre de rive apparaisse comme une plage claire, et souligne l'élanement de l'ouvrage. Aussi nous sommes nous donnés cette règle d'esthétique simple :

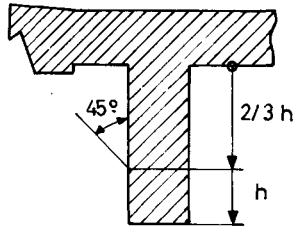


fig.1

"La revanche de corniche sur le nu extérieur de la poutre de rive sera de l'ordre des $\frac{2}{3}$ de la hauteur vue de cette poutre" (cf. fig. 1).

3.3. Ecartement des poutres entre elles.

Si le nombre des poutres est supérieur à 3 on peut envisager que l'entre axe des poutres centrales soit inférieur à l'entre axe d'une poutre de rive avec sa voisine.

L'intérêt de cette disposition est de permettre d'égaliser les efforts transversaux dans les dalles de rive et dans les dalles centrales (si l'écartement des poutres est convenablement choisi), et par conséquent de justifier l'uniformité des armatures transversales des dalles sur toute la largeur de l'ouvrage ; ce qui correspond à un ferrailage du hourdis économique.

Cette économie a pour effet inverse de majorer les efforts dans les poutres de rive sous l'effet des surcharges excentrées par majoration du coefficient d'excentrement. Par conséquent la hauteur des poutres s'en trouve légèrement majorée, les armatures longitudinales des poutres de rives doivent être renforcées, ainsi que celles des poutres centrales (par principe de construction les poutres des ponts-types ont les mêmes armatures longitudinales). L'effet est plus accusé quand la largeur de la chaussée augmente du fait que les surcharges sont plus excentrées et que le coefficient d'excentrement est plus élevé.

Si, par ailleurs, les charges militaires sont admises, les dalles de rive, qui sont généralement soumises, en outre, à la surcharge locale du trottoir, sont bien souvent un peu plus sollicitées que les dalles centrales même dans le cas où les poutres sont équidistantes entre elles.

Il ressort de ces considérations que :

- nous recommandons des poutres équidistantes pour les profils 1 A, 1 B et pour tous ceux des ouvrages où les charges militaires seront admises à circuler.

- pour les profils 7 A, 9 A et 9 B, nous avons noté d'une part la solution avec poutres équidistantes, d'autre part la solution avec poutres inégalement espacées de telle sorte qu'en l'absence de char les dalles centrales et celles de rive soient également sollicitées dans le sens transversal.

La disposition la plus économique sera l'une de ces dispositions où un compromis entre ces deux dispositions.

3.4. Disposition des poutres en coupe transversale.

Définir la "poutraison d'un ouvrage" c'est faire deux options :

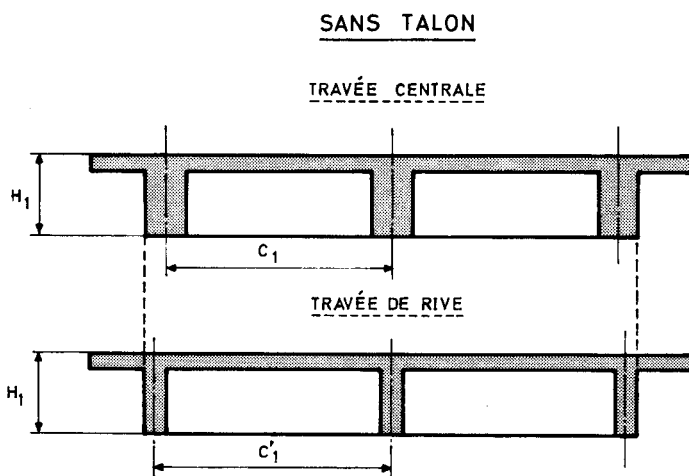
- l'une sur le nombre de poutres
- l'autre sur la disposition des poutres.

On trouvera ci-après le tableau des poutraisons types en fonction de la largeur utile de l'ouvrage.

Dans le cas d'un ouvrage composé d'une succession de travées indépendantes, les poutraisons des travées de rive seront adaptées à celle de la travée la plus longues, c'est-à-dire :

- même hauteur des poutres assurant ainsi une continuité de l'aspect en élévation (fig. 2A)
- en plan, nus extérieurs des poutres de rive dans l'exact prolongement l'un de l'autre d'une travée à l'autre (fig. 2A et 2B).

FIGURE 2A



Si la travée est unique, ou si les travées multiples comportent toutes des talons, ces derniers pourront être apparents sur les poutres de rive (fig. 2C) ce qui simplifiera l'exécution. On devra en ce cas remplir au droit des appuis l'espace situé au-dessus des talons extérieurs.

FIGURE 2 B

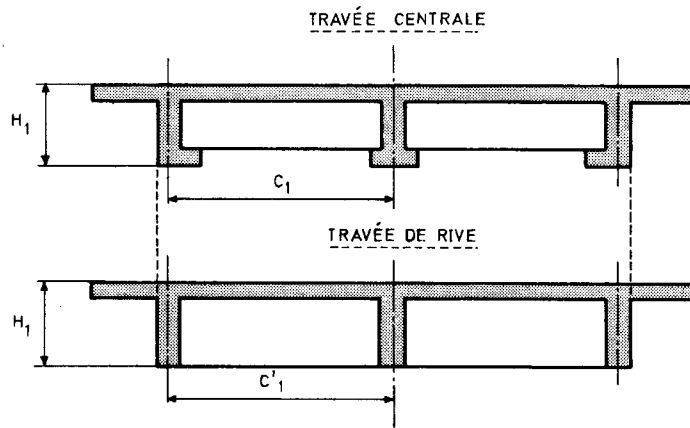
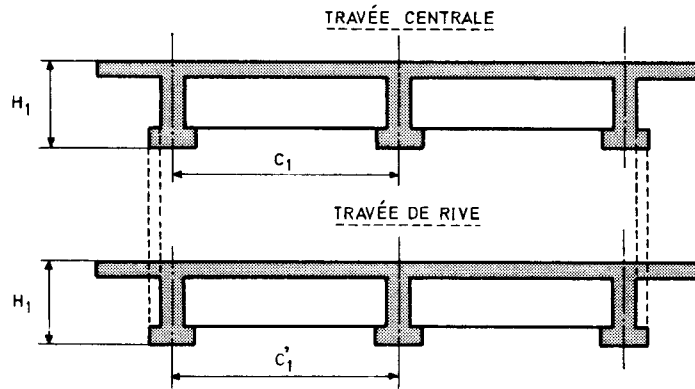
AVEC TALONS INTÉRIEURS

FIGURE 2 C

AVEC TALONS EXTÉRIEURS

II.4 - DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES.

4.1. Choix du diamètre des armatures longitudinales (PHI).

Le projeteur choisira le diamètre PHI des armatures longitudinales en tenant compte des limitations de leur cintrage. Il est à noter que le diamètre HA 40 ne pouvant être cintré, ces barres ne pourront être utilisées dans les zones d'about.

Dans le cas d'ouvrage où la fissuration serait très préjudiciable, il y aura intérêt à choisir le diamètre le plus petit possible (HA 20 ou HA 25).

4.2. Nombre d'armatures longitudinales par lit : NPHI.

Par application de l'article 35.3.1, la section minimale des armatures tendues en travée que l'on doit ancrer totalement au delà de l'appui d'about doit être capable d'équilibrer un effort de traction égal à l'effort tranchant maximum sur appui.

si T_M = effort tranchant maximum sur appui

\emptyset = diamètre des barres employées

$\bar{\sigma}_a$ = contrainte admissible de traction de l'acier

le nombre n de barre minimal par lit doit satisfaire à l'inégalité.

$$n \geq \frac{T_M}{\left(\frac{\pi \emptyset^2}{4}\right) \bar{\sigma}_a}$$

Le nombre de barres par lit commande la dimension de la nervure et la nécessité éventuelle de ménager un talon. On évitera autant que possible cette dernière disposition qui conduit à des complications de coffrages, de ferrailage (nécessité des cadres) et de bétonnage. On n'hésitera pas à ménager des nervures relativement épaisses, quitte à alourdir la poutraison. Un tel parti est d'autant plus avantageux que le diamètre des armatures longitudinales est important et que la largeur de nervure devient suffisante pour résister sans addition de goussets à l'effort tranchant maximal sur appuis.

Le projeteur est donc conduit à évaluer de manière approchée, l'effort tranchant maximum sur appui et par poutre.

4.2.1. Evaluation de l'effort tranchant sur appui.

4.2.1.1. Travée indépendante.

a) Charge permanente.

Pour le poids total du tablier, les valeurs données ci-après sont des moyennes statistiques relevées sur des ouvrages déjà calculés et rapportées au mètre carré utile de tablier soit $\left(\frac{g}{l_u}\right)$ où l_u est la largeur utile,

c'est-à-dire la largeur droite entre garde-corps (chaussée et trottoirs) et g le poids mort toutes superstructures comprises au mètre de portée :

Profil (1) g/ℓ _u en T/m ² ↓	4	5	6	7 _A	7 _B	9 _A	9 _B	1 _A	1 _B
Portée < 18m	0,95	1,00	1,10	1,00	1,10	1,10	-	1,00	
18 < Portée < 21m	1,00	1,20	1,20	1,10	1,20	1,20	-	1,00	
Portée > 21m	1,00	1,20	1,30						

b) Surcharges :

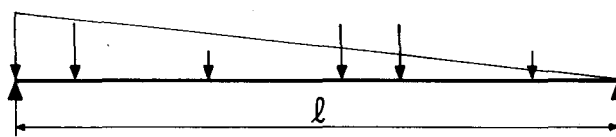
Sauf pour les ponts à poutres latérales et jusqu'à des portées de 50 mètres environ, la surcharge Bc est en générale prépondérante. Au delà c'est la surcharge A(ℓ). Lorsque le char Mc 120 est admis à circuler, ses effets peuvent parfois être plus défavorables que ceux de Bc ou de A(ℓ). D'autre part on négligera les effets dus aux charges de trottoirs.

* Pour Bc, on placera de front autant de convois que la chaussée comporte de voies de circulation. On multipliera le résultat par :

- le coefficient de majoration dynamique δ (que l'on pourra prendre = à 1,20)
- le coefficient b_c (art. 5.22, titre II, fasc. 61)
- un coefficient δ_e de répartition transversal que l'on prendra forfaitairement égal à :

$$\begin{cases} \delta_e = 1,50 \text{ pour les ponts à 3 poutres} \\ \delta_e = 1,30 \text{ pour les autres ponts.} \end{cases}$$

- le coefficient γ_p de pondération des surcharges (1er genre) (art. 7, titre II, Fasc. 61 du CPC)



Portée de la travée	$10,50 < \ell \leq 12$	$12 < \ell < 16,50$	$\ell \geq 16,50$
Réaction due à une file de camions Bc (en Tonne)	$42 - \frac{162}{\ell}$	$54 - \frac{306}{\ell}$	$60 - \frac{405}{\ell}$

* Pour A(ℓ) on chargera sur toute la portée, la largeur chargeable de l'ouvrage. On multipliera le résultat par :

- les coefficients a₁ et a₂ (art. 4.21 et 4.22 du F61, titre II)
- le coefficient γ_p de pondération des surcharges (1er genre) art. 7 (F61, titre II).

(1) Il s'agit de l'ancien profil tel qu'il est défini à la fin du § 3, le profil correspondant à un numéro est donc différent de celui qui figure dans le CAT 75.

* Pour le char Mc 120, l'effort tranchant total sur appui est donné par :

$$T = 110 \times \left(1 - \frac{3,05}{\ell}\right)$$

On multipliera le résultat par le coefficient de majoration dynamique δ (que l'on pourra prendre égal à 1,20).

- le coefficient de répartition transversal δ_e comme pour les convois Bc.

c) Exemple d'application : On considère la travée centrale de notre ouvrage décrit en III§3 et on la supposera indépendante d'où :
portée $\ell = 18,80$ m; largeur utile $\ell_u = 10,00$ m; l'ossature comporte 3 poutres; largeur chargeable $\ell_c = 7,50$ m.

* charge permanente, la densité de charge permanente $\frac{g}{\ell_u} = 1,20$ T/m² (profil n° 7B).

$$T_g = \frac{1}{3} \times \left(\frac{g}{\ell_u}\right) \ell_u \times \frac{\ell}{2}$$

$$T_g = \frac{1}{3} \times 1,200 \times 10,00 \times \frac{18,80}{2} = 37,600 \text{ T}$$

* charge Bc. 2 voies de circulation donc 2 files de convois Bc, d'où la réaction moyenne par poutre :

$$\gamma_P (T_P)_{Bc} = \frac{1}{3} \times 2 \left(60 - \frac{405}{\ell}\right) \times \delta \times b_c \times \delta_e \times \gamma_P$$

$$\gamma_P (T_P)_{Bc} = \frac{1}{3} \times 2 \left(60 - \frac{405}{18,80}\right) \times 1,20 \times 1,10 \times 1,50 \times 1,20 = 60,917 \text{ T}$$

* charge A(ℓ) (à titre d'illustration). On charge sur toute la largeur chargeable $\ell_c = 7,50$ m

$$\gamma_P (T_P)_A = \frac{1}{3} \times (A(\ell) \times \ell_c) \times \frac{\ell}{2} \times a_1 \times a_2 \times \gamma_P$$

$$\gamma_P (T_P)_A = \frac{1}{3} \times 13,99 \times 7,50 \times \frac{18,80}{2} \times 1 \times \left(\frac{3,50}{3,75}\right) \times 1,2 = 36,822 \text{ T}$$

* charge militaire (à titre d'illustration).

$$(T_P)_{MC} = \frac{1}{3} \times 110 \times \left(1 - \frac{3,05}{\ell}\right) \times \delta \times \delta_e$$

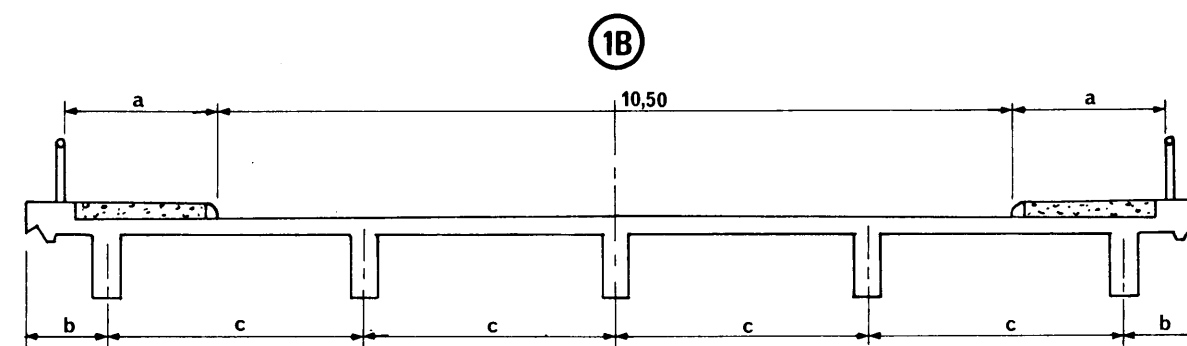
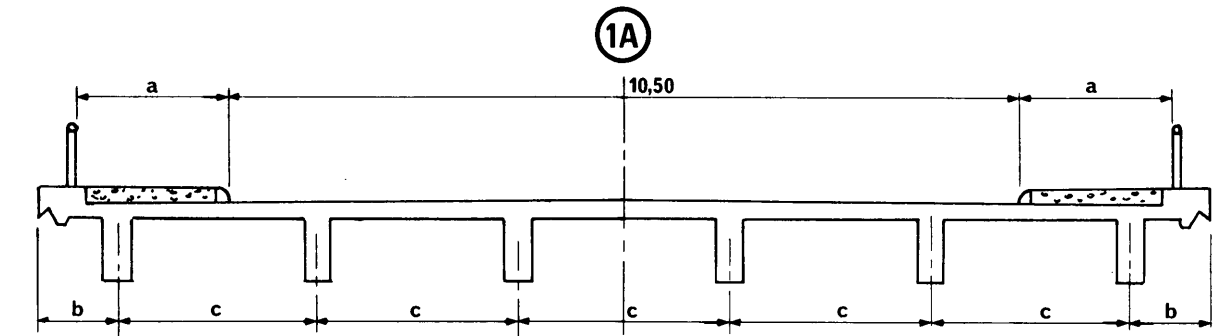
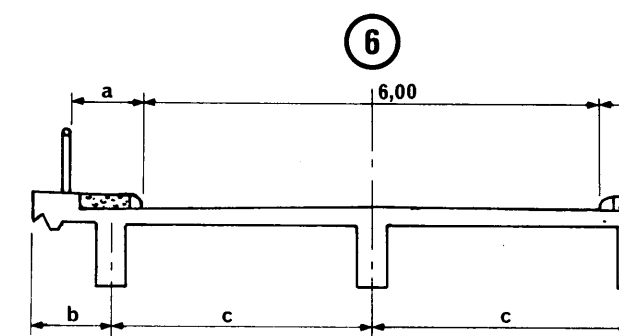
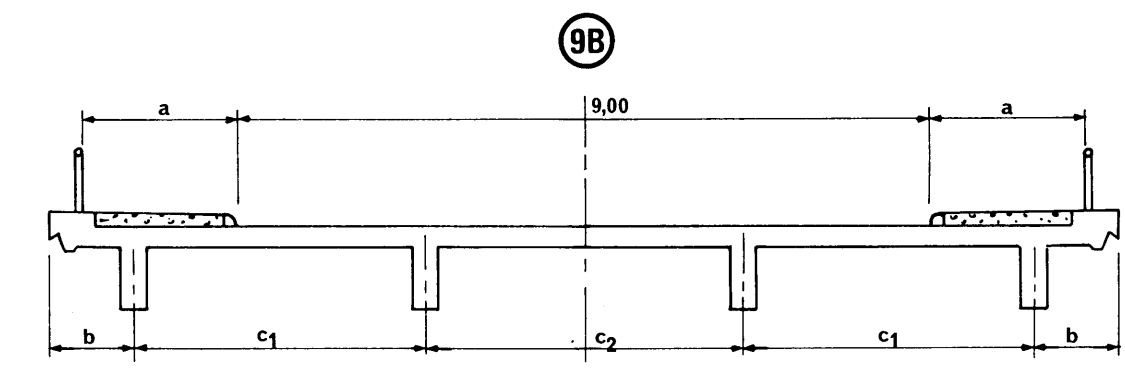
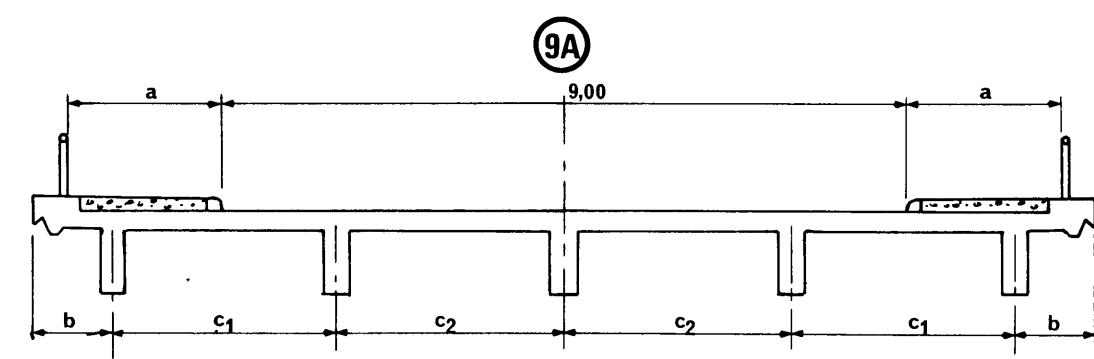
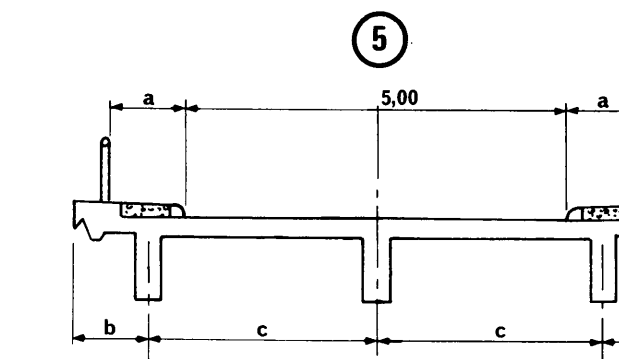
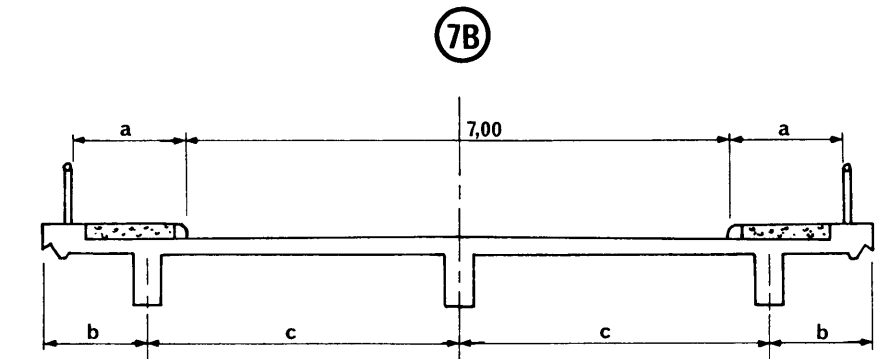
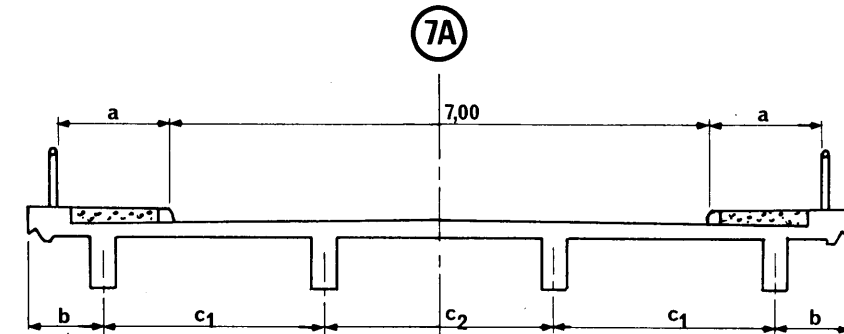
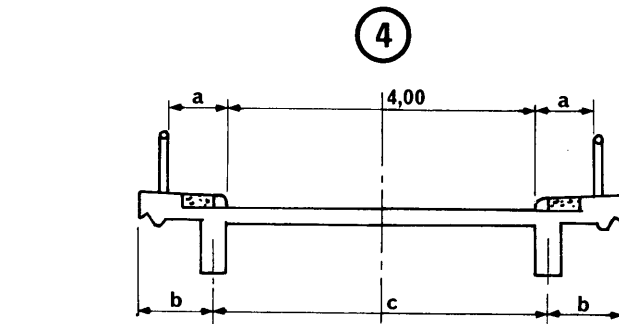
$$(T_P)_{MC} = \frac{1}{3} \times 110 \times \left(1 - \frac{3,05}{18,80}\right) \times 1,2 \times 1,50 = 55,293 \text{ T}$$

On en déduit l'effort tranchant maximum sur appui :

$$T_M = 37,600 + 60,917 = 98,517 \text{ T}$$

et le nombre de barre par lit $n \geq \frac{T_M}{\pi \frac{\phi^2}{4} \bar{\sigma}_a}$ ($\bar{\sigma}_a = 26667$ T/m²).

DISPOSITION DES POUTRES EN COUPE TRANSVERSALE



NOTA : les numéros de profil correspondent aux profils qu'étaient normalisés en 1962, ils figurent ici uniquement pour permettre à l'utilisateur de choisir éventuellement par interpolation, l'espacement des poutres et la largeur de l'encorbellement.

TABLEAU DES DIMENSIONS

	largeur de chaussée	a	b	c
4	4,00	0,75	1,00	4,20
5	5,00	1,00	1,00	2,85
6	6,00	1,00	1,00	3,35
7A	7,00	1,50	1,00	$c_1 = 2,90 - c_2^*$ $c_1 = 3,15$ $c_2 = 2,40$
9A	9,00	2,00	1,05	$c_1 = 2,90 - c_2^*$ $c_1 = 3,30$ $c_2 = 2,50$
1A	10,50	2,00	1,00	2,64
7B	7,00	1,50	1,35	4,00
9B	9,00	2,00	1,10	$c_1 = 3,83 - c_2^*$ $c_1 = 4,25$ $c_2 = 3,00$
1B	10,50	2,00	1,10	3,25

	largeur de chaussée	a	b	c
4	4,00	0,75	0,90	4,40
5	5,00	1,00	0,90	2,95
6	6,00	1,00	0,90	3,45
7A	7,00	1,50	0,90	$c_1 = 2,96 - c_2^*$ $c_1 = 3,20$ $c_2 = 2,50$
9A	9,00	2,00	0,95	$c_1 = 2,95 - c_2^*$ $c_1 = 3,35$ $c_2 = 2,55$
1A	10,50	2,00	0,90	2,68
7B	7,00	1,50	1,35	4,00
9B	9,00	2,00	1,00	$c_1 = c_2 = 3,90^*$ $c_1 = 4,30$ $c_2 = 3,10$
1B	10,50	2,00	1,00	3,30

* Se reporter au paragraphe 3-3 du commentaire

	largeur de chaussée	a	b	c
4	4,00	0,75	0,90	4,40
5	5,00	1,00	0,80	3,05
6	6,00	1,00	0,80	3,55
7A	7,00	1,50	0,80	$c_1 = 3,033 - c_2^*$ $c_1 = 3,30$ $c_2 = 2,50$
9A	9,00	2,00	0,85	$c_1 = c_2 = 3,00^*$ $c_1 = 3,40$ $c_2 = 2,60$
1A	10,50	2,00	0,80	2,72
7B	7,00	1,50	1,35	4,00*
9B	9,00	2,00	0,90	$c_1 = 3,96 - c_2^*$ $c_1 = 4,40$ $c_2 = 3,10$
1B	10,50	2,00	0,90	3,35

⁽¹⁾ Les plates-formes étaient définies dans les dessins annexés à la circulaire n°17 du 1^{er} Mars 1962 relative aux conditions techniques d'aménagement des Autoroutes.
 type I : Autoroute définitive à 2 chaussées de 10,50 m. (travées centrales de 16 m.)
 type II : Autoroute à 2 chaussées de 7 m, élargissable par l'intérieur. (travées centrales de 17 m.)
 type III : Autoroute à 2 chaussées de 7 m, élargissable par l'extérieur. (travées centrales de 15 m.)
 type IV : Autoroute définitives à 2 chaussées de 7 m. (travées centrales de 13 m.)

	HA 25	HA 32
Section d'un acier $\pi \frac{\phi^2}{4}$	0,000491 m ²	0,000804 m ²
$n \geq \frac{T_M}{\pi \frac{\phi^2}{4} \sigma_a'}$	$n \geq \frac{98,517}{0,000491 \times 26\,667}$ $n \geq 7,52$	$n \geq \frac{98,517}{0,000804 \times 26\,667}$ $n \geq 4,59$
	8 HA 25 par lit La poutre de rive comporte des talons	5 HA 32 par lit Poutre sans talon

4.2.1.2. Travées continues.

Dans le cas d'un ouvrage formé de travées continues, il est inutile de se livrer à des calculs longs et fastidieux. On choisira, donc la travée de rive la plus longue et l'on effectuera les calculs comme si cette travée était indépendante. Seul le coefficient δ_e pour tenir compte de l'excentricité des charges (Bc et MC 120) sera pris différent et égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_e = 1,25 \text{ pour les ponts à 3 poutres} \\ \delta_e = 1,20 \text{ pour les autres ponts.} \end{array} \right.$$

- exemple d'application : On considère, l'ouvrage continu à 4 travées décrit en pièce IIII53 La travée de rive de gauche étant la plus longue $\ell = \ell_4 = 14,45$ m, c'est elle que l'on considèrera pour l'évaluation de T_M .

* charge permanente $\left(\frac{g}{\ell_u}\right) = 1,10$ T/m²

$$T_g = \frac{1}{3} \times 1,100 \times 10,00 \times \frac{14,450}{2} = 26,492 \text{ T}$$

* charge Bc.

$$\gamma_P (Tp)_{Bc} = \frac{1}{3} \times 2 \times (54 - \frac{306}{\ell}) \times 1,20 \times 1,1 \times 1,25 \times 1,20 = 43,327 \text{ T}$$

* charge A(ℓ)

$$\gamma_P (Tp)_A = \frac{1}{3} \times 1,591 \times 7,50 \times \frac{14,450}{2} \times 1 \left(\frac{3,500}{3,750}\right) \times 1,2 = 32,187 \text{ T}$$

* charge militaire.

$$(Tp)_{MC} = \frac{1}{3} \times 110 \left(1 - \frac{3,05}{14,45}\right) \times 1,2 \times 1,25 = 43,391 \text{ T}$$

Le char MC 120 a des effets plus défavorables, d'où T_M :

$$T_M = 26,492 + 43,391 = 69,983 \text{ T}$$

En utilisant des barres HA 32, $n \geq \frac{T_M}{\pi \frac{\phi^2}{4} \sigma_a} = \frac{69,983}{0,000804 \times 26\,667} = 3,26$ soit 4 HA 32

$$\underline{\text{NPHI}} = 4$$

4.3. Nombre de lits d'armatures par poutre NLIT.

Il s'agit maintenant d'estimer une valeur approchée du moment maximum dans une travée indépendante. Dans le cas d'ouvrage continu NLIT n'a pas à être inscrit sur le bordereau des données.

4.3.1. Moment maximum maximum dans la poutre la plus sollicitée d'un ouvrage entretoisé.

Dans le cas d'ouvrage entretoisé, le programme PSI.BA utilise la méthode de Courbon pour l'étude de la répartition des efforts entre poutre. En général, par cette méthode, c'est la poutre de rive qui est la plus sollicitée.

Le moment dans la poutre de rive sera égal à :

$$M = \mathcal{M}_0 \times \frac{I}{\Sigma I} \times \Delta \quad (\mathcal{M}_0 = \text{Moment total})$$

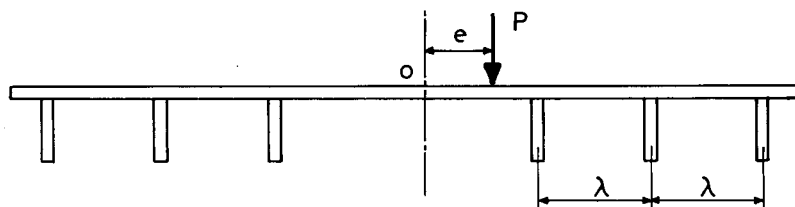
I = Moment d'inertie de la poutre de rive
 ΣI = Moment d'inertie total de l'ensemble des poutres
 Δ = coefficient d'excentricité de la poutre de rive.

- Dans le cas de tabliers non inclinés en coupe transversale et comprenant n poutres on peut admettre, bien que les poutres n'aient pas la même hauteur que :

$$\frac{I}{\Sigma I} = \frac{1}{n}$$

- L'ouvrage comprenant n poutres également espacées d'une distance λ et supportant une charge excentrée d'une longueur e par rapport au centre d'inertie des poutres pris comme origine, le coefficient d'excentricité de la poutre de rive est égal à :

$$\Delta = 1 + \frac{6}{n+1} \times \frac{e}{\lambda}$$



- Si les poutres n'étaient pas équidistantes le projeteur choisirait une distance d'entre-axes moyenne uniforme égale à λ , calculée en déplaçant les poutres intermédiaires.

4.3.1.1. Charges permanentes.

Pour le poids mort du tablier, le projeteur se référera au tableau donné précédemment (2.1.1 a) et dont les valeurs, multipliées par la largeur utile l_u du tablier, permettent d'établir la charge permanente g au mètre linéaire de tablier. Le moment à mi-portée pour l'ensemble du tablier dû à la charge permanente est

$$\mathcal{M}_0 g = \left(\frac{g}{l_u}\right) l_u \times \frac{l^2}{8}$$

En général, le profil en travers est entièrement symétrique et dans ce cas l'axe mécanique de l'ouvrage coïncide avec son axe géométrique. Donc, pour la charge permanente $e = 0$ et $\Delta = 1$.

$$M_g = \mathcal{M}_g \times \frac{1}{n}$$

$$M_g = \frac{1}{n} \left(\frac{g}{l_u} \right) \times l_u \times \frac{l^2}{8}$$

4.3.1.2. Surcharges.

Le moment maximum en milieu de travée \mathcal{M}_p de l'ensemble du tablier pourra être évalué comme suit pour chacune des surcharges du règlement.

a) Charge A(l). Cette surcharge sera répartie sur toute la largeur chargeable de la chaussée et sur toute la portée de l'ouvrage. On multipliera le résultat par

- les coefficients a_1 et a_2 (art. 4.21 et 4.2.2 titre II fasc. 61)
- le coefficient γ_p de pondération des surcharges (1er genre) art. 7 titre II fasc. 61.

b) Charge Bc. On placera autant de convois Bc qu'il y aura de voies de circulation, excentrés au maximum, et dans la position la plus défavorable pour la section centrale de l'ouvrage. On multipliera le moment obtenu par

- le coefficient de majoration dynamique δ (que l'on pourra prendre = à 1,2)
- le coefficient b_c (art. 5.22, titre II, fasc. 61)
- le coefficient γ_p de pondération des surcharges (1er genre) (art. 7 titre II fasc. 61).

Portée l	$9 \leq l \leq 12$	$12 \leq l \leq 18$	$18 < l < 21$	$l \geq 21$
Moment fléchissant maximum pour une file de camions en section centrale (ensemble du tablier)	$7,5(l-3)$	$9(l-4,5)$	$12(l-7,875)$	$15(l-10,5)$

c) Charge militaire. Le char sera placé en section centrale excentré au maximum. Le moment obtenu sera multiplié par

- le coefficient de majoration dynamique (que l'on pourra prendre = à 1,20)
(Pour le char MC 120, $\mathcal{M}_p(CM) = (27,5l - 83,875)$).

d) Charges de trottoir. On chargera avec la densité de 0,150 T/m² le ou les trottoirs (1 trottoir chargé pouvant donner des effets plus défavorables que 2). Le résultat sera multiplié par le coefficient de pondération γ_p des surcharges.

Désignons par :

- γ_p $M_p(A)$, le moment maximum dans la poutre de rive dû au système de charges A(l)
- γ_p $M_p(B)$, le moment maximum dans la poutre de rive dû au système de charges Bc
- γ_p $M_p(CM)$, le moment maximum dans la poutre de rive dû au système de charges CM
- γ_p $M_p(T)$, le moment maximum dans la poutre de rive dû au système de charges trottoir

Le moment maximum maximum sera égal à la plus grande des 3 expressions.

$$\left\{ \begin{array}{l} Mg + [Mp(A) + Mp(T)] \gamma p \\ Mg + [Mp(B) + Mp(T)] \gamma p \\ Mg + Mp(CM) \end{array} \right.$$

4.3.1.3. Exemple d'application. On considère l'ouvrage continu à 4 travées décrit en pièce III§3 et l'on détermine la valeur du moment maximum maximum dans la travée la plus importante, c'est-à-dire l'une des travées centrales dans notre exemple. $\ell = \ell_2 = 18,800$ m. Entr'axe des poutres = 4,000m.

a) Charge permanente.

L'ouvrage est entièrement symétrique en coupe transversale donc :

$$Mg = \frac{1}{n} \left(\frac{g}{\ell_u} \right) \times \ell_u \times \frac{\ell^2}{8}$$

$$Mg = \frac{1}{3} \times 1,200 \times 10,00 \times \frac{18,800^2}{8} = 176,720 \text{ tm}$$

b) Charges A(ℓ).

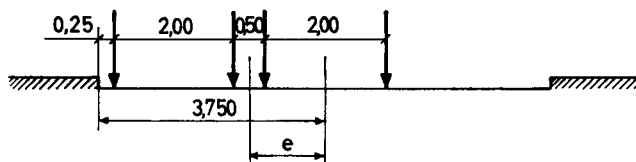
On applique A(ℓ) sur toute la largeur chargeable $\ell_c = 7,500$ m ; l'axe de la chaussée coïncidant avec l'axe de l'ouvrage $e = 0$ et $\Delta = 1$.

$$\gamma p Mp(A) = \frac{1}{n} \times A(\ell) \times \ell_c \times \frac{\ell^2}{8} \times a_1 \times a_2 \times \gamma p$$

$$\gamma p Mp(A) = \frac{1}{3} \times 1,399 \times 7,500 \times \frac{18,800^2}{8} \times 1 \times \frac{3,500}{3,750} \times 1,2 = \underline{173,062 \text{ tm}}$$

c) Charges Bc.

On place transversalement 2 files de convoi Bc excentré au maximum



$$e = 3,750 - (0,250 + 2,000 + 0,25) = 1,250 \text{ m}$$

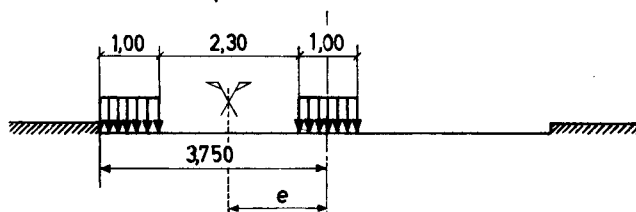
$$\Delta = 1 + \frac{6}{3+1} \times \frac{1,250}{4,000} = 1,469$$

$$\gamma p Mp(B) = \frac{1}{n} \times \Delta \times 2 \times 12 [(\ell - 7,875)] \times \delta \times bc \times \gamma p$$

$$\gamma p Mp(B) = \frac{1}{3} \times 1,469 \times 2 \times [12 \times (18,800 - 7,875)] \times 1,2 \times 1,1 \times 1,2 = \underline{203,371 \text{ tm}}$$

d) Charge militaire MC 120.

On place le char en milieu d'ouvrage et excentré au maximum



$$e = 3,750 - \left(1,000 + \frac{2,30}{2} \right) = 1,600 \text{ m}$$

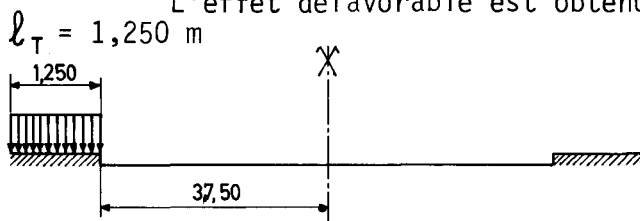
$$\Delta = 1 + \frac{6}{3+1} \times \frac{1,600}{4,000} = 1,600 \text{ m}$$

$$M_p(\text{CM}) = \frac{1}{n} \Delta \times (27,5 \ell - 83,875) \times \delta$$

$$M_p(\text{CM}) = \frac{1}{3} \times 1,600 \times (27,500 \times 18,800 - 83,875) \times 1,2 = 462,00 \text{ Tm}$$

e) Charge de trottoir.

L'effet défavorable est obtenu en ne chargeant qu'un trottoir



$$e = 3,750 + \frac{1,250}{2} = 4,375 \text{ m}$$

$$\Delta = 1 + \frac{6}{3+1} \times \frac{4,375}{4,000} = 2,641$$

$$\gamma_p M_p(\text{T}) = \frac{1}{n} \times \Delta \times \alpha \times l_t \times \frac{\ell^2}{8} \times \gamma_p$$

$$\gamma_p M_p(\text{T}) = \frac{1}{3} \times 2,641 \times 0,150 \times 1,250 \times \frac{18,800^2}{8} \times 1,2 = 8,751 \text{ Tm}$$

f) Moment maximum maximum.

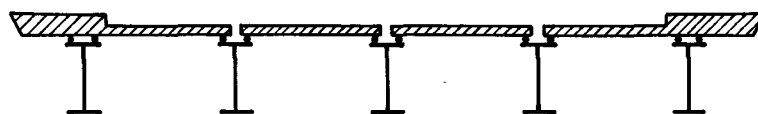
L'effort le plus défavorable est obtenu avec le char MC 120.

$$M_{\Sigma 1} = M_g + M_p(\text{CM}) + \gamma_p M_p(\text{T})$$

$$M_{\Sigma 1} = 176,720 + 462,00 = 632,72 \text{ tm}$$

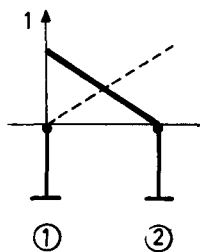
4.3.2. Moment maximum maximum dans la poutre la plus sollicitée d'un ouvrage non entretoisé.

On supposera, conformément à la méthode adoptée dans le programme TIBA, que le hourdis est articulé sur les poutres (cf. schéma ci-dessous).

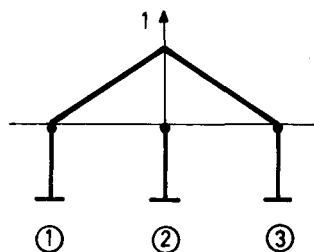


Il est prévisible alors que les poutres centrales seront les plus sollicitées en raison des surcharges beaucoup plus importantes qu'elles supportent.

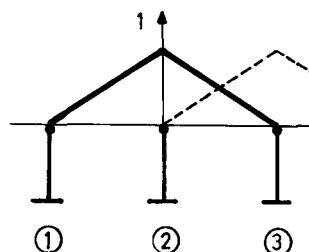
L'influence d'une charge unité sur la poutre la plus sollicitée est représentée par l'une des quatre lignes d'influence transversales suivantes.



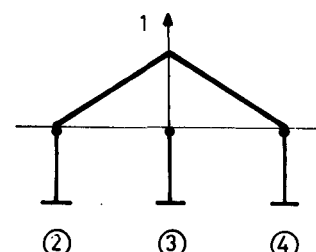
① ②



① ② ③



① ② ③



② ③ ④

Tablier à 2 poutres

3 poutres

4 poutres

5 poutres

L'effort maximum sera obtenu en chargeant au maximum la partie positive de la ligne d'influence et l'étude sera effectuée pour la poutre centrale.

4.3.2.1. Charges permanentes.

C'est le moment dû au poids propre de la poutre, et des deux moitiés de dalle qui l'encadrent. On procédera comme pour un ouvrage entretoisé (cf. 3.1.1).

4.3.2.2. Surcharge.

a) Charge A(l) : On chargera toutes les voies pouvant entrer dans la partie positive de la ligne d'influence. On multipliera le résultat par :

- les coefficients a_1 et a_2 (art. 4.21 et 4.22 titre II, fasc. 61)
- le coefficient γ_p de pondération des surcharges (1er genre art. 7, titre II Fasc. 61).

b) Charge B : on mettra autant de file de convois Bc côte à côte que la partie positive de la ligne d'influence peut en contenir. On multipliera le moment obtenu par :

- le coefficient de majoration dynamique δ (que l'on pourra prendre égal à 1,2)
- le coefficient b_c (art. 5,22, titre II, fasc. 61)
- le coefficient γ_p de pondération des surcharges (1er genre) art. 7 titre II fasc. 61).

c) Charge militaire. Le char sera placé symétriquement par rapport à la poutre centrale. Le moment obtenu sera multiplié par le coefficient de majoration dynamique δ (que l'on pourra prendre = à 1,2).

Le moment maximum maximum sera obtenu en prenant la plus grande des 3 expressions formulées à la fin du chapitre 3.1.2 d.

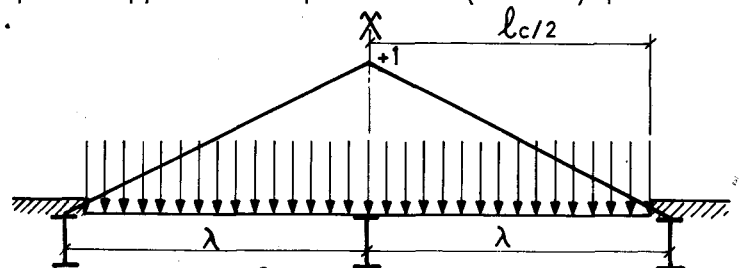
4.3.2.3. Exemple d'application. On considère l'ouvrage continu à 4 travées décrit en pièce III.3 mais on le suppose non entretoisé. Le calcul est effectué pour la poutre centrale de la travée la plus longue : $l = l_2 = 18,800$ m

a) Charges permanentes.

On se reportera à l'exemple d'application précédent (3.1.3a) pour le calcul de M_g . ($M_g = 176,720$ Tm).

b) Charges A(l).

On peut charger 2 voies pour avoir le maximum d'effet

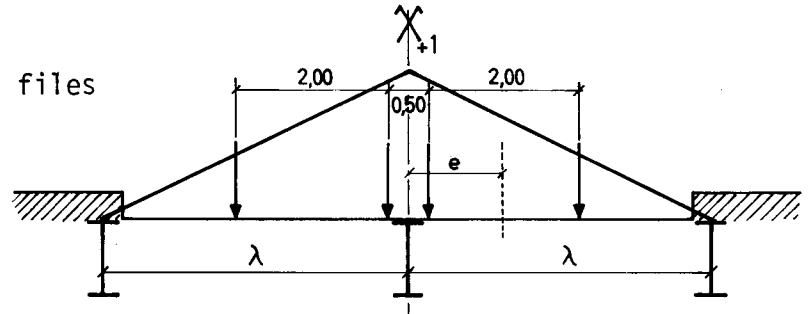


$$\gamma_p M_p(A) = A(l) \times l_c \left(1 - \frac{l_c}{4\lambda}\right) \frac{l^2}{8} \times a_1 \times a_2 \times \gamma_p$$

$$\gamma_p M_p(A) = 1,399 \times 7,500 \times \left(1 - \frac{7,500}{4 \times 4,000}\right) \times \frac{18,800^2}{8} \times 1 \times \frac{3,500}{3,750} \times 1,2 = \underline{275,817 \text{ Tm}}$$

c) Charges Bc.

On peut placer 2 files de camion Bc.



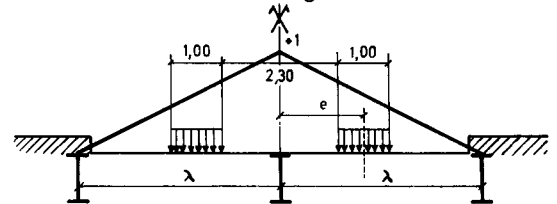
$$\gamma_p M_p(B) = 2 \times [12(\ell - 7,875)] \times \left(1 - \frac{e}{\lambda}\right) \times \delta \times bc \times \gamma_p$$

$$\gamma_p M_p(B) = 2 \times [12(18,800 - 7,875)] \times \left(1 - \frac{1,250}{4,000}\right) \times 1,2 \times 1,1 \times 1,2 = \underline{285,536 \text{ Tm}}$$

d) Charge militaire MC 120.

Le char sera centré transversalement sur l'ouvrage.

$$M_p(\text{CM}) = \left(1 - \frac{e}{\lambda}\right) (27,5 \ell - 83,875) \times \delta$$



$$M_p(\text{CM}) = \left(1 - \frac{1,650}{4,000}\right) (27,5 \times 18,800 - 83,875) \times 1,2 = \underline{305,353 \text{ Tm}}$$

e) Moment maximum maximorum.

L'effet le plus défavorable est obtenu en chargeant avec le char MC 120 :

$$M_{\Sigma 1} = M_g + M_p(\text{CM})$$

$$M_{\Sigma 1} = 176,720 + 305,353 = \underline{482,073 \text{ Tm}}$$

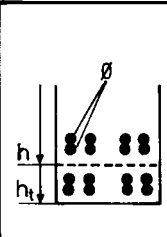
4.3.3. Evaluation du moment résistant des armatures longitudinales de traction de la poutre la plus sollicitée.

4.3.3.1. Hauteur utile de la poutre en fonction du nombre de lits d'armatures.

On se limite à un nombre maximum de nappes égal à quatre. Selon le nombre de nappes et en fonction de la hauteur h_t , la hauteur utile de la poutre est :

$$h = h_t - \alpha \varnothing_e \quad (\varnothing_e = \text{diamètre d'encombrement de la barre employée}).$$

α pouvant prendre selon le cas les valeurs indiquées page suivante.

	Nombre de nappes N LIT	2	3	4
	α	2	2,833	3,5

4.3.3.2. Bras de levier z du couple élastique :

Pour une section en T, le bras de levier z du couple élastique pourra être évalué à :

$$z = 0,9 \times (h_t - \alpha \phi_e)$$

4.3.3.3. Moment résistant des aciers M_a .

Le moment résistant des aciers est donné par :

$$M_a = A \cdot z \cdot \bar{\sigma}_a$$

où $A = k \cdot NPHI \cdot NLIT \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$ représente la section totale d'armatures efficaces dans la poutre la plus sollicitée avec :

k = un coefficient minorateur permettant de tenir compte de l'interruption des barres dans le cas de travée importante (en général k sera de la forme $k = \frac{NPHI - 1}{NPHI}$), sinon $k = 1$.

4.3.3.4. Nombre de lits d'armatures NLIT.

Le nombre de lits d'armatures découle de l'inégalité à vérifier :

$$M_a \geq M_{\Sigma_1}$$

et dans laquelle NLIT et h_t sont les inconnues.

a) Hauteur des poutres imposée (ouvrage élancé en général).

NLIT est alors la seule inconnue et doit vérifier :

$$NLIT \geq \frac{M_{\Sigma_1}}{k \cdot NPHI \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \times 0,9 (h_t - \alpha \phi_e) \bar{\sigma}_a}$$

Si NLIT dépassait 4, il n'y aurait pas d'autre solution que celle d'augmenter le nombre de poutres (NP).

b) Hauteur des poutres libre.

Si on est maître de la hauteur de la poutre de rive, nous suggérons de prendre :

$h_t = \frac{1}{17}$ de la portée pour les ouvrages dont la portée est inférieure ou égale à 20,00 m,

$h_t = \frac{1}{16}$ de la portée pour les ouvrages dont la portée est supérieure à 20,00 m.

II.5 - EPAISSEUR DES NERVURES DES POUTRES. PREDIMENSIONNEMENT DE LA HAUTEUR DES POUTRES. EPAISSEUR DE DALLE.

5.1. Epaisseur des âmes des poutres (EPOUT1)

5.1.1. Epaisseur des nervures des poutres sans talon.

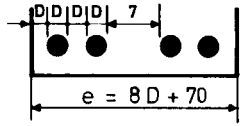
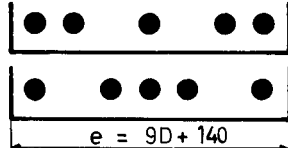
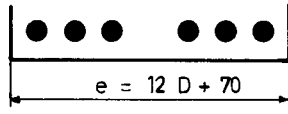
Les poutres sans talon comprennent en général 4,5 ou 6 aciers au maximum par lit.

Le nombre d'armatures par lit étant déterminé, l'épaisseur b_0 de la nervure en travée en dépend par la relation (exprimant les règles de bonne construction d'une poutre en béton armé) la largeur de la cheminée de bétonnage étant de 7 cm :

$$b_0 = (2 \times NPHI + 1 - p)D + 0,07 p$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} p = \text{nombre de cheminée de bétonnage} \\ D = \text{diamètre d'encombrement de la barre employée.} \end{array} \right.$

Les largeurs usuelles adoptées par le programme PSI.BA seront donc les suivantes (en millimètres)

Nombre et disposition des armatures par lit	Largeur de nervure b_0			
	Acier doux $D = \emptyset$		H.A $D = 1,185 \emptyset$	
	$\emptyset 25$	$\emptyset 32$	$\emptyset 25$	$\emptyset 32$
④ 	270	330	310	380
⑤ ou  (Valable pour les 2 dispositions)	370	430	410	480
⑥ 	370	460	430	530

Normalement EPOUT1= 0 pour des poutres sans talon. Si le projeteur envisage des largeurs différentes de celles figurées dans le tableau précédent EPOUT1 sera donc $\neq 0$. Si cette épaisseur s'avérait être insuffisante pour résister à l'effort de cisaillement le programme PSI.BA réajusterait cette valeur automatiquement (c'est-à-dire que la longueur du gousset dépassera la 1/2 portée de l'ouvrage).

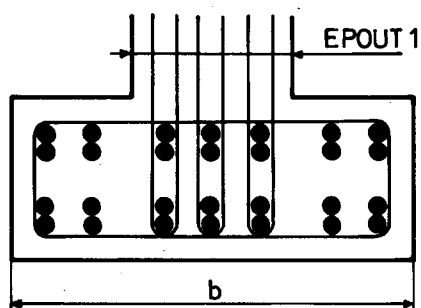
Il est à noter que si les aciers longitudinaux sont de faible diamètre ou si le pont est à construire dans une ambiance particulièrement agressive, l'enrobage ainsi obtenu sera insuffisant ; l'utilisateur devra donc :

- calculer manuellement l'épaisseur d'âme nécessaire,
- porter cette valeur en EPOUT1 dans le bordereau de données.

5.1.2. Épaisseur des âmes des poutres avec talon.

Dès que le nombre de barres par lit est supérieur à 6 la poutre doit comporter un talon et il y a lieu de définir obligatoirement l'épaisseur de la nervure.

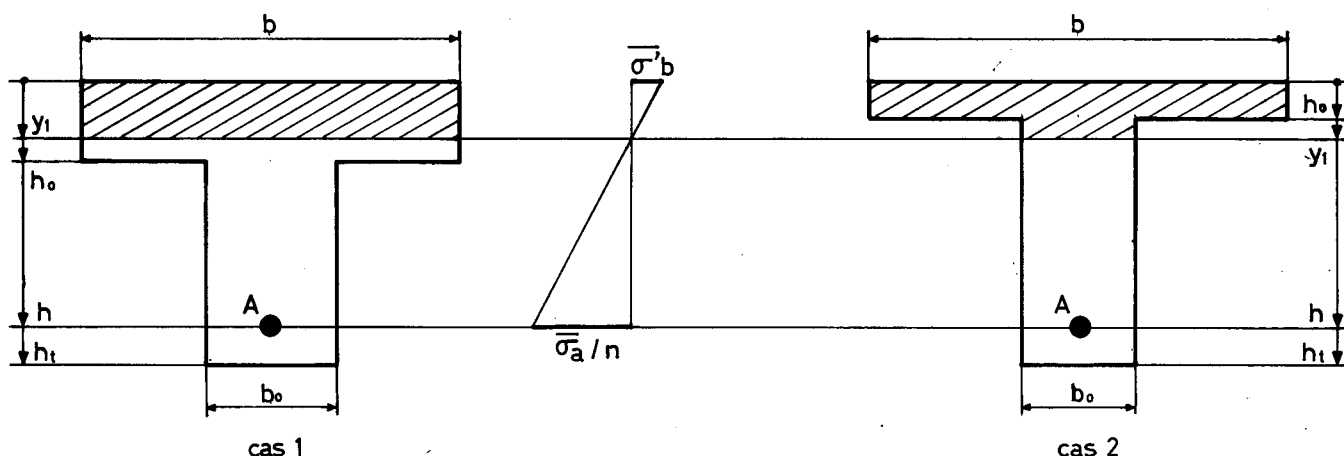
Celle-ci doit être assez large pour contenir les armatures transversales associées aux barres de l'âme. Ainsi si le talon comporte par nappe 7 HA 25, l'âme de la poutre sera prise égale à ce que donnerait un groupe de 3 barres, la largeur b du talon pris en compte par le calcul électronique étant calculé à l'aide de la formule citée plus haut.



Si l'épaisseur s'avérait être insuffisante pour résister au cisaillement, le programme réajusterait cette valeur EPOUT1 comme dans le cas de poutre sans talon.

5.2. Prédimensionnement de la hauteur de la poutre la plus sollicitée et de l'épaisseur de la dalle.

5.2.1. Calcul de la hauteur utile maximum de la poutre la plus sollicitée.



On prendra pour épaisseur h_0 de la dalle, celle qui aura été déterminée par la condition de non-poinçonnement (pièce II§2.3.2) et pour largeur b de la table de compression, la largeur totale du tablier divisée par le nombre de poutres.

D'autre part, on admettra que le diagramme des contraintes est idéal donc que les matériaux travaillent à leurs contraintes admissibles.

($\bar{\sigma}_b = 2 \epsilon \bar{\sigma}'_{b0}$ pour le béton et $\bar{\sigma}_a$ pour l'acier ; on fera $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 1 \text{ cas n}^\circ 1 \\ \epsilon \approx 0,9 \text{ cas n}^\circ 2 \end{array} \right.$)

$$\text{pente du diagramme} \quad K = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_a + n \bar{\sigma}'_b}$$

$$\text{d'où } y_1 = K h$$

Le bras de levier sera évalué forfaitairement à $\bar{z} = 0,9 h$. On écrit ensuite que le moment maximum $M_{\Sigma 1}$ est égal au moment résistant M_b du béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{cas 1 : } K^2 b h^2 - \frac{K M_{\Sigma 1}}{0,9 \bar{\sigma}'_{b_0}} = 0 \quad (\text{si } h_0 \geq Kh) \\ \text{cas 2 : } K^2 b_0 h^2 + 2K h_0 (b-b_0)h - (b-b_0)h_0^2 - \frac{K M_{\Sigma 1}}{0,81 \bar{\sigma}'_{b_0}} = 0 \quad (\text{si } h_0 \leq Kh) \end{array} \right.$$

La racine positive de cette équation du second degré en h est égale à la hauteur utile maximum h compatible avec $\bar{\sigma}'_b$ et $\bar{\sigma}'_a$. (1)

La hauteur maximum totale sera (poutre la plus sollicitée)

$$h_t = h + \alpha \emptyset_e \quad (\text{cf. } \S 3.3.1).$$

5.2.2. Cas où la hauteur des poutres est imposée. (cas des tabliers élargés)

Si la hauteur obtenue au paragraphe précédent est jugée excessive, on épaissira la dalle, ou on admettra une contrainte admissible de compression du béton plus élevée.

5.2.3. Cas où la hauteur des poutres est libre.

Dans ce cas, il n'est pas nécessaire de passer par le moment résistant du béton pour déterminer la hauteur utile des poutres. On écrira que le moment résistant des aciers équilibre au moins le moment maximum maximum.

$$A \bar{z} \bar{\sigma}'_a \geq M_{\Sigma 1}$$

$$\text{avec } \bar{z} \approx 0,9 h \Rightarrow h \geq \frac{M_{\Sigma 1}}{0,9 A \bar{\sigma}'_a}$$

la hauteur maximum totale sera (dans la poutre la plus sollicitée)

$$h_t = h + \alpha \emptyset_e \quad (\text{cf. } \S 3.3.1).$$

(1) On pourrait aussi utiliser le programme élémentaire FORTRAN BASHAU.

II.6 - DIMENSIONNEMENT DES ABOUTS

A titre d'illustration, nous prendrons des HA 32 comme armatures principales. Le pliage maximal se fait sur un mandrin de diamètre $D_m = 0,400$.

A partir du début de la pliure C la distance de l'extrémité de l'about est :

$$d = e + \varnothing_L \times 1,185 + R$$

e = enrobage

\varnothing_L = diamètre nominal de la barre

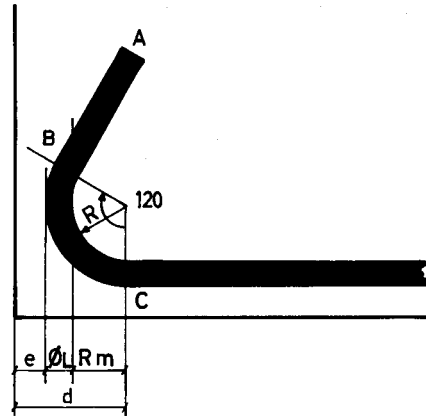
R = rayon du mandrin de cintrage $R \geq \frac{D_m}{2} = R_m$

$$e = 0,04$$

$$\varnothing_L = 0,032$$

$$R = 0,250$$

$$d = 0,04 + 0,032 \times 1,185 + \frac{0,400}{2} = 0,278 \text{ m (minimum)}$$



6.1 Distance du centre de la plaque à l'extrémité de l'appui : (ENCØRB).

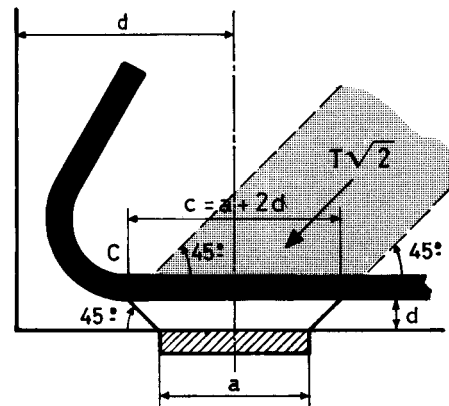
L'article 38-2 du fascicule 61, titre VI, admet que l'effort tranchant est équilibré par une bielle inclinée à 45° sur l'axe de la poutre et dont la largeur mesurée parallèlement à l'axe est égale à celle offerte par l'appui.

b_o = largeur d'âme de la poutre

c = largeur précédemment définie
= $a + 2d$

a = largeur appareil d'appui

d = distance de la nappe inférieure des barres longitudinales, qui vaut $d = 1,5 \varnothing_L \times 1,185$



Il faut vérifier (art.38) que la contrainte de compression de la bielle d'about est inférieure à la contrainte de compression admissible du béton en compression simple $\bar{\sigma}'_{b_o}$.

$$\text{soit } \frac{T \cdot \sqrt{2}}{b_o \cdot c / \sqrt{2}} = \frac{2T}{b_o c} \leq \bar{\sigma}'_{b_o}$$

On peut en déduire (carte n° 5)

$$\text{ENCORB} = e + 1,185 \times \varnothing_L + R + \frac{1}{2} (a + 2 \times 1,5 \varnothing_L \times 1,185)$$

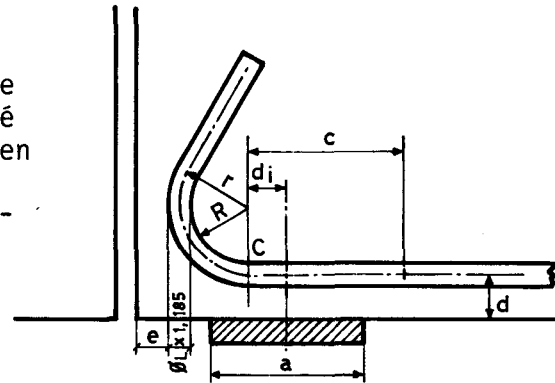
Soit $\boxed{\text{ENCORB} = e + R + \frac{a}{2} + 2,963 \varnothing_L}$ $R = \text{rayon de courbure interne.}$

6.2. Ouvrage constitué d'une succession de travées indépendantes.

Dans le cas d'un ouvrage comprenant plusieurs travées indépendantes, il y a intérêt à réduire le plus possible la longueur de l'about, de manière à obtenir des piles dont l'épaisseur ne soit pas trop importante.

Par ailleurs le centre de la plaque d'appui doit être le plus rapproché possible de l'axe de la pile tout en ménageant un intervalle d_1 entre l'axe d'appui et l'origine de courbure des armatures.

$$c = d_1 + \frac{a}{2} + d$$



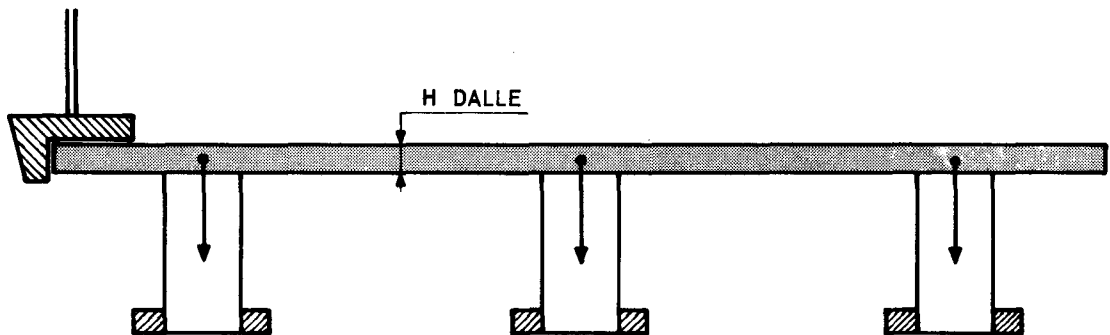
$\boxed{\text{ENCORB} = e + 1,185 \varnothing_L + R + d_1}$ $R = \text{rayon de courbure interne.}$

on prendra $R = \frac{Dm}{2}$ ($r = R + \frac{1}{2} \times 1,185 \varnothing_L$ doit vérifier ensuite l'art. 30.6.2)

d_1 déterminé de manière que $\frac{2T}{b_0 c} \leq \sigma'_{b_0}$

II.7 - CALCUL DU POIDS DE HOURDIS ET DE SUPERSTRUCTURES PORTE PAR UNE POUTRE.

Pour l'utilisation du programme PSI.BA, le poids de hourdis au mètre linéaire doit être calculé par le projeteur et entré dans le bordereau des données sous le symbole QTAB (carte n° 10).



Les valeurs des QTAB (I) comprennent :

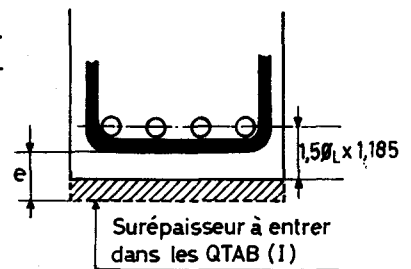
1°) Le poids du hourdis compté avec son épaisseur moyenne initiale. Dans le cas d'optimisation de l'épaisseur de la dalle, le programme réévalue les QTAB (I).

2°) Toutes les superstructures : revêtement, trottoir, corniche, garde-corps, etc...

3°) La partie du talon en saillie sur l'âme des poutres, si ces dernières sont munies de talon.

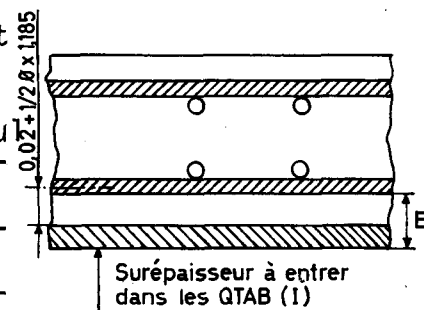
4°) Les surépaisseurs de hourdis et des poutres imposées par l'article 43 du Fascicule 61 tit.VI relatif à la protection des armatures.

* Pour les poutres, le 1er lit d'armature longitudinale est placé à une distance du nu inférieur égale à : $1,5 \times \varnothing_L \times 1,185$. Cette distance peut être insuffisante et ne pas permettre un enrobage suffisant des armatures transversales d'âme.

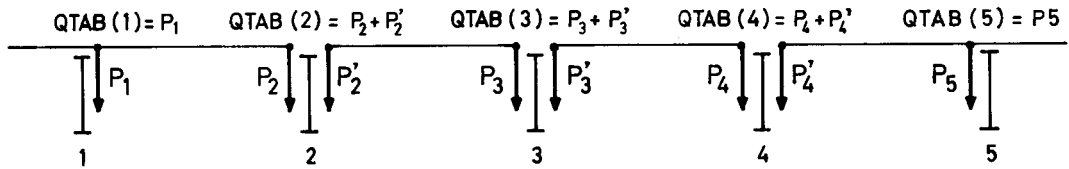


* Pour le hourdis, le lit d'armature inférieur le plus sollicité est placé à une distance du parement égale à : $0,02 + \frac{1}{2} \varnothing \times 1,185$. Là aussi,

cette distance peut être insuffisante pour le respect de l'enrobage des barres.



Nous donnons page suivante un exemple de calcul détaillé des valeurs des QTAB(I) d'un ouvrage à 3 poutres. Le principe est le même pour un ouvrage de poutraison plus importante : on suppose le hourdis articulé au droit des poutres (sauf poutre de rive), on détermine les réactions isostatiques P_I et P'_I apportées par chaque tronçon de hourdis et l'on en fait la somme.



L'axe des moments est le bord extrême de la corniche (coupe transversale page suivante).

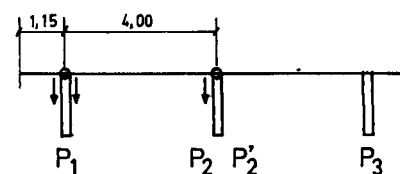
	Surface	densité	F(T)	z(m)	M(Tm)
1 Dalle	5,15 x 0,20	2,5	2,575	2,575	6,631
2 Corniche	0,20 x 0,51	2,5	+0,255	-0,10	-0,026
3 "	0,25 x 0,28	2,5	0,175	+0,125	0,022
6 "	$0,15^2 \times \frac{1}{2}$	2,5	0,028	+0,15	0,004
7 "	$0,10 \times 0,36 \times \frac{1}{2}$	2,5	0,045	+0,167	0,008
4 Contre corniche	0,15 x 0,275	2,5	0,103	0,325	0,034
5 Dallette	0,05 x 0,75	2,5	0,094	0,725	0,068
8 Mortier de pose	0,01 x 0,25	2,2	0,006	0,125	0,007
7 Asphalte	0,015 x 0,95	2,2	0,031	0,725	0,023
10 Chape	0,65 x 0,02	2,2	0,029	0,725	0,021
"	0,15 x 0,04	2,2	0,013	0,725	0,010
11 Contre bordure	0,15 x 0,265	2,5	0,099	1,125	0,112
12 Bordure	0,18 x 2,5	2,5	0,113	1,310	0,147
Chape route	3,95 x 0,02	2,2	0,174	3,175	0,552
Mortier de pose	0,02 x 0,25	2,2	0,011	1,210	0,013
Caniveau	0,015 x 0,15	2,2	0,005	1,475	0,007
Revêtement	0,05 x 3,60	2,2	0,396	3,350	1,327
Garde-corps			0,050	0,10	0,005
			4,202 T		8,959 Tm

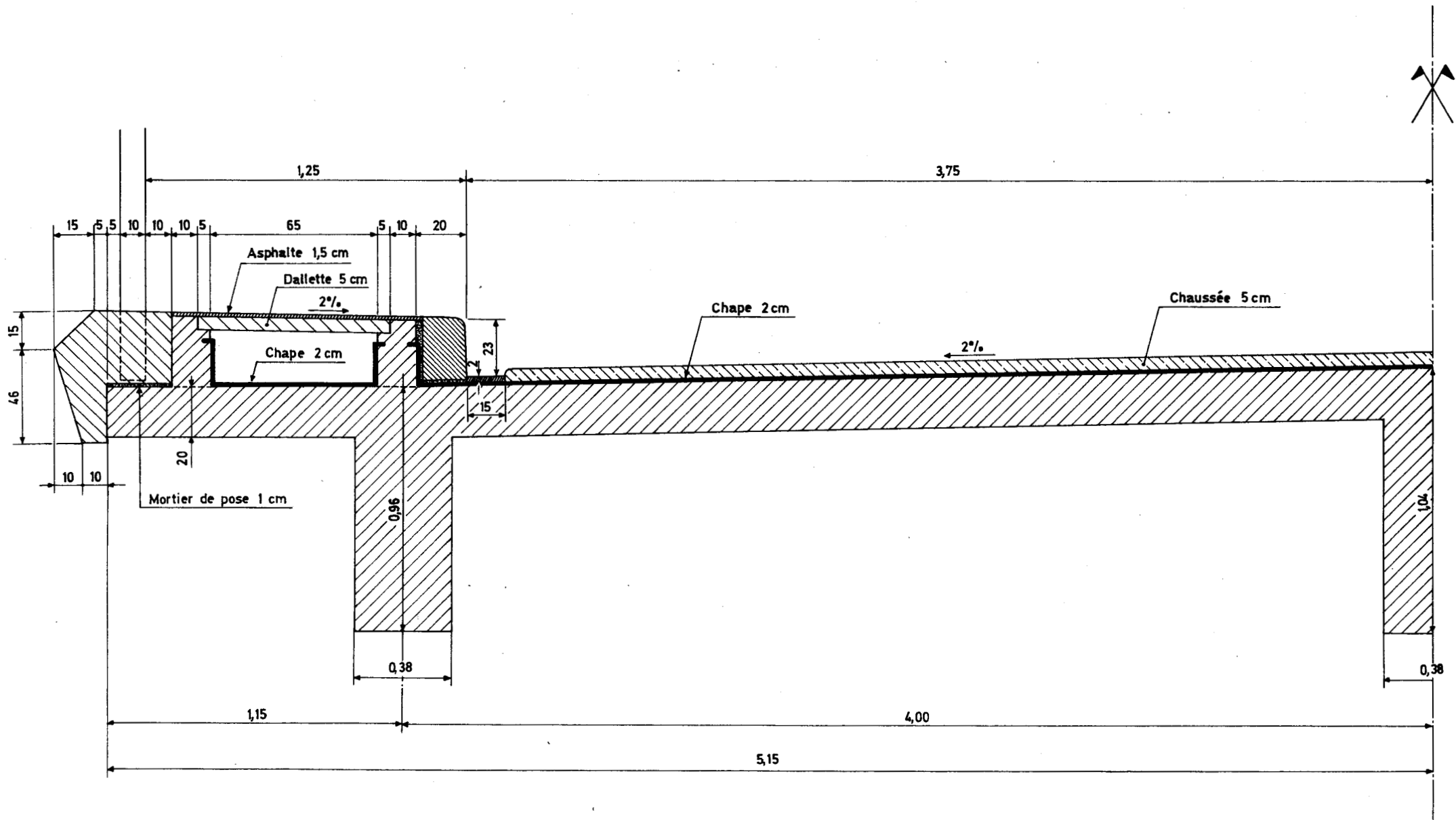
$$\begin{cases} P_1 \times 1,15 + P_2 \times 5,15 = 8,959 \text{ Tm} \\ P_1 + P_2 = 4,202 \text{ T} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_1 = P_3 = 3,170 \text{ T} \\ P_2 = P'_2 = 1,032 \text{ T} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \text{QTAB}(1) = \text{QTAB}(3) = P_1 = 3,170 \text{ T} \\ \text{QTAB}(2) = P_2 + P'_2 = 2 \times 1,032 = 2,064 \text{ T} \end{cases}$$





Ce document est propriété de l'Administration, il ne pourra être utilisé ou reproduit, même partiellement sans l'autorisation du SETRA



**MINISTÈRE
DE L'ÉQUIPEMENT ET
DE L'AMÉNAGEMENT
DU TERRITOIRE**

DIRECTION DES ROUTES ET DE LA CIRCULATION ROUTIÈRE

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

III- BORDEREAU DES DONNÉES



DOSSIER PILOTE

III - BORDEREAU DES DONNEES

- Sommaire -

III.1 - BORDEREAU DES DONNEES AVEC COMMENTAIRE

1.1 - Lettre de commande

1.2 - Bordereau des données

1.3 - Commentaire du bordereau des données

III.2 - EXEMPLE D'APPLICATION

2.1 - Description sommaire de l'ouvrage

2.2 - Bordereau des données rempli

III.3 - CALQUES

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE

Direction des Routes et de la Circulation Routière 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS Cedex 16



Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

III.1 - Bordereau des données avec commentaires

Document réalisé et diffusé par la Division des Ouvrages d'Art du
46, av. Aristide Briand - 92223 BAGNEUX - Tél. 664.14.77

SETRA

NOVEMBRE 1977

LETTRE DE COMMANDE



1 - Adresser la demande à :

Monsieur l'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Chef du Centre de Calcul - DOA.B
(à l'attention du gestionnaire du programme PSI.BA)
46, Avenue Aristide Briand
B.P. 100

92223 BAGNEUX Tél : 655.42.42.

2 - Cadre de la demande :

Prière de bien vouloir procéder au calcul de l'ouvrage dont nous vous faisons parvenir le(s) tableau(x) des données ci-joint(s) et dûment rempli(s) en double exemplaire.

Service

- Département :
- Arrondissement ou Organisme demandeur :
- Nom de l'Ingénieur (en lettres capitales) ayant rempli le bordereau des données :
- Nature de la voirie : (rayer les mentions inutiles)

Projet autoroutier - Voirie nationale - Voirie départementale -
Voirie vicinale - Voirie urbaine.

- Adresse à laquelle devront être expédiées les notes de calcul et la correspondance.

Tél :

- Adresse à laquelle devra être expédiée la facture.

Tél :

3 - Impression de la note de calcul.

La note de calcul est envoyée en 3 exemplaires - original
+ 2 exemplaires
photoréduits.

- Nombre d'exemplaire(s) supplémentaire(s) demandé(s) :

(Nota : les exemplaires supplémentaires sont facturés en plus
de la formule de facturation).

Fait à le

(signature du demandeur)

répétées en lettres majuscules pour
lisibilité.

Visa de l'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Chef du Centre de Calcul.

- commentaires à l'intention du gestionnaire du programme
PSI.BA.

Calcul des coefficients de la carte n° 13 du bordereau des données à l'aide
du programme TISE oui non

- Numéro d'ordre de la demande :

- Bon pour exécution

BAGNEUX, le

L'ingénieur des Ponts et Chaussées

Chef du Centre de Calcul.

1.3. - COMMENTAIRE DU BORDEREAU DES DONNEES.1.3.1. - DEFINITIONS PRELIMINAIRES.1.3.1.1. - Unités adoptées.

Longueurs : le mètre
 surfaces : le mètre carré
 Efforts : la tonne
 Contraintes : la tonne par mètre carré

1.3.1.2. - Position de la virgule.

Pour les nombres décimaux, la position de la virgule est repérée dans chaque case par le plus grand trait vertical.

Exemple : QTAB = 2,35 t/m sera transcrit :

QTAB				
0	0	2	3	5,0

Pour les nombres entiers tels que NT, NE, SIGMAP, SIGMAD, etc, la dernière colonne représente les unités.

1.3.1.3. - Position des signes algébriques.

Ne concerne que la donnée DPOUT.

La première colonne est réservée au signe "-". Le signe "+" n'a pas à être mentionné.

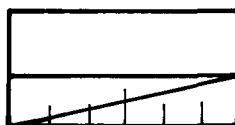
EXEMPLE : DPOUT (1) = - 4,25 m sera transcrit

DPOUT(1)				
-	0	4	2	5,0

DPOUT (4) = + 6,50 m sera transcrit

DPOUT(4)				
0	0	6	5	0,0

1.3.1.4. - Symboles adoptés dans les applications.

				
0	0	0	0	0,0,0

correspond au cas où la donnée n'a pas lieu d'être définie.

correspond au cas où la donnée est obligatoirement nulle.

1.3.2- DEFINITIONS DES DONNEES.

Au fur et à mesure des définitions, se reporter aux figures N° 1 à 5 des pages suivantes.

CARTE 1 - Chaque symbole représente un module du programme et suivant qu'il est côté 1 ou 0 le module est exécuté ou ignoré.

DALLE - Calcul des efforts dans le hourdis.

ARMDAL - Calcul des armatures inférieures du hourdis (essais successifs et résultat final).

LIGNIN - Calcul des inconnues hyperstatiques.
Porter 0 dans le cas d'une travée indépendante.

INFLUR - Calcul des lignes d'influence des réactions d'appui.
Porter 0 dans le cas d'une travée indépendante.

GABARIT - (Pour mémoire : calcul des cotes de gabarit et des portées qui donnait lieu à l'établissement d'un tableau de données supplémentaires. Ce sous-programme n'a plus sa raison d'être actuellement).

EXCENT - Calcul de la majoration due à l'excentrement pour les charges permanentes et les surcharges.

HPOUTR - Optimisation de l'épaisseur des goussets.
Eventuellement recherche des hauteurs minimales des poutres.
Ce symbole commande la politique de dimensionnement automatique des poutres.

A. - Cas où la hauteur des poutres n'est pas imposée
(HPOUT 1 = 0, CARTE 12).

Le programme recherche tout d'abord une hauteur qui soit compatible avec les armatures longitudinales et les contraintes admissibles du béton et de l'acier.

A.1. - Si HPOUTR = 1 (CARTE 1), le programme recherche également la hauteur pour laquelle la contrainte de compression admissible du béton n'est pas dépassée.

A.2. - Si HPOUTR = 2 (CARTE 1), le programme passe outre un éventuel dépassement de la contrainte de compression admissible du béton. Il imprime toutefois un message d'avertissement.

B. - Cas où la hauteur des poutres est imposée
(HPOUT 1 fixé à une valeur non nulle sur la CARTE 12).

B.1. - Si HPOUTR = 1 (CARTE 1), le programme recherche l'épaisseur du hourdis qui respecte la contrainte de compression admissible du béton (dans le cas des travées indépendantes).

B.2. - Si HPOUTR = 2 (CARTE 1), le programme passe outre un éventuel dépassement de la contrainte de compression admissible du béton. Il imprime toutefois un message d'avertissement.

ENTRET - Calcul des efforts dans les entretoises intermédiaires.
Porter 0 dans le cas où il n'y a pas d'entretoise intermédiaire.

SUITE 2 - Porter 1 si l'ensemble du calcul des efforts tranchants, des réactions d'appuis et des moments fléchissants dans les poutres doit être fait (et 0 si non).

TRANCH - Calcul des efforts tranchants dans les poutres et optimisation des goussets.

CHAPER - Evaluation des charges permanentes.

REAPUI - Calcul des réactions d'appuis (sans coefficient d'excentrement ni majoration dynamique).

MOMENT - Calcul des moments dans les poutres effectués en des sections espacées de 1,50 m à partir de l'appui de gauche.

INTERPO - La courbe des moments précédemment calculée est interpolée tous les 0,50 m, ce qui fournit trois fois plus de points. (Porter 0 si on ne désire pas cette interpolation).

DONNEE - Récapitulation des caractéristiques géométriques du tablier.

SUITE 3 - Porter 1 si l'ensemble des calculs d'armatures et de métré doit être exécuté (et 0 si non).

ARBARI - Arrêt des armatures longitudinales inférieures de la poutre la plus sollicitée.

ARBARS - Arrêt des armatures longitudinales supérieures de la poutre la plus sollicitée.
Porter 0 dans le cas d'une travée indépendante.

ETRIER 1 - Evaluation du poids minimum d'armatures transversales dans les poutres.

ARMDAL 1 - Evaluation du poids d'armatures dans le hourdis.

- ENTRET 1 - Evaluation du poids minimum d'armatures transversales et longitudinales dans les entretoises. Porter 1, même en l'absence d'entretoise intermédiaire.
- ARBAR 2 - Arrêt des armatures longitudinales dans la poutre N° 1 en l'absence d'entretoise intermédiaire, de la poutre de rive la moins sollicitée en présence d'entretoise intermédiaire.
- CARTE 2 - Les cases relatives aux modules ENTRET, INTERPO, ARBARI, ARBARS, ARMDAL 1 ENTRET 1 et ARBAR 2 commandent l'exécution des calculs intermédiaires si elles sont cotées 1 (et 0 sinon).
- CARTE 3 - NT - Nombre de travées solidaires. Porter 1 dans le cas d'une travée indépendante.
NT doit être inférieur à 7.
- D - Portée biaise d'une travée.
Un appui encastré équivaut à deux appuis continus très rapprochés.
- CARTE 4 - NE - Nombre d'entretoises intermédiaires.
Les entretoises intermédiaires sont supposées également espacées dans chaque travée.
Porter 0 dans le cas où il n'y a pas d'entretoise intermédiaire.
- CARTE 5 - ECHAUS - Largeur totale de la chaussée. Cette largeur ne comprend pas les bandes de guidage.
- ETROTG - Pour voirie ordinaire : largeur utile du trottoir de gauche (cf. figure N° 2 ci-après).
Pour ouvrage autoroutier : largeur de la bande située à gauche de la glissière de sûreté de gauche (glissière côté du terre-plein central, cf. figure N° 3 ci-après).
- ETROTD - Pour voirie ordinaire : largeur utile du trottoir de droite (cf. figure N° 2 ci-après).
Pour ouvrage autoroutier : largeur de la bande située à droite de la glissière de sûreté de droite (cf. figure N° 3 ci-après).
- ENTAPP - Epaisseur droite de l'entretoise d'appui sur piles.
Porter 0,50 m pour les travées solidaires et 0,20 m au minimum pour les travées indépendantes.
- ENCORB - Longueur d'about sur appuis extrêmes et mesurée suivant l'axe longitudinal du tablier.
- PHI - Diamètre nominal des armatures longitudinales des poutres, à choisir dans la gamme HA 20, 25, 32 (éventuellement 40 mm).
- BIAIS - Mesure de l'angle axe longitudinal du tablier et entretoise d'appui.

HDALLE - Epaisseur moyenne minimale du hourdis.
Par épaisseur moyenne il faut entendre la moyenne de l'épaisseur prise entre nus intérieurs des garde-corps (cf. figure N° 4 ci-après).

HDALMX - Epaisseur maximale du hourdis ; épaisseur à préciser dans le cas d'un hourdis d'épaisseur sensiblement variable (cas des ponts à 2 poutres. cf. figure N° 4 ci-après).

HDALMN - Epaisseur minimale du hourdis, épaisseur à préciser dans le cas d'un hourdis d'épaisseur sensiblement variable (cas des ponts à 2 poutres).

Dans le cas d'un hourdis d'épaisseur constante remplir obligatoirement les trois données HDALLE, HDALMX et HDALMN de la même quantité qui sera, au minimum, 0,16 m.

HCHAU - Epaisseur totale de la chaussée (y compris un rechargement ultérieur de la chaussée et la chape d'étanchéité).

CARTE 6 - CM - Charge militaire à prendre en compte.
On a le choix entre :
0 : aucune charge militaire
3 : convoi M80
4 : convoi M 120.

SYMTAB - Indiquer 1 ou 0 suivant que le tablier est symétrique ou non en coupe transversale.

SYMLON - Indiquer 1 ou 0 suivant que le tablier est symétrique ou non en coupe longitudinale.
Indiquer 0 si $NT = 1$ (cas des travées indépendantes).

NU - Facteur de précision du calcul des poutres.
Indiquer 3 pour une longueur totale des travées inférieures à 115 m.
Indiquer 2 pour une longueur totale des travées comprise entre 115 et 230 m.
Indiquer 1 pour une longueur totale des travées comprise entre 230 et 400 m.

LU - Facteur de précision du calcul des entretoises et des efforts tranchants dans les poutres.
Indiquer 3 pour une largeur utile de tablier (ETROTG + BDGAU + ECHAUS + BARUR + ETROTD) inférieure à 5,60 m.
Indiquer 2 pour une largeur utile de tablier comprise entre 5,60 et 8,30 m.
Indiquer 1 pour une largeur utile de tablier comprise entre 8,30 et 16,60 m.

BDGAU - Largeur de la bande dérasée de gauche (cf. figure N° 3 ci-après).

BARUR - Largeur de la bande d'arrêt d'urgence (cf. figure N° 3 ci-après).

En fait le programme calcule la largeur chargeable (ECHAUS + BDGAU + BARUR) puis la largeur roulable en neutralisant 0,50 m au voisinage de chaque dispositif de sécurité.

COEF A - Coefficient de majoration (ou de minoration) de la charge répartie A (ℓ).
Porter normalement 1,000 pour appliquer le Titre II du fascicule 61 du C.P.C. (Circulaire du 30/12/71), c'est-à-dire prise en compte des coefficients a_1 et a_2 et du coefficient γ_p de pondération des surcharges.
Pour obtenir, uniquement, les efforts non pondérés d'une surcharge répartie S t/m², multiple de la surcharge $A(\ell)$, porter :

$$\text{COEF A} = \frac{S}{1,20}, \text{ et :}$$

$$\text{COEF B} = \text{COEF TR} = \text{COEF CM} = 0,000$$

COEF B - Coefficient de majoration (ou de minoration) des charges B.
Porter normalement 1,000 pour appliquer le Titre II du fascicule 61 du C.P.C. (circulaire du 30/12/71), c'est-à-dire prise en compte du coefficient b_c et du coefficient γ_p de pondération des surcharges.

COEF TR - Coefficient de majoration (ou de minoration) des charges de trottoir. Porter normalement :
1,000 dans le cas d'une voirie ordinaire
0,000 dans le cas d'une plate-forme autoroutière ou d'un tablier sans trottoir.

COEF CM - Coefficient de majoration des charges militaires.
Porter 0,000 en l'absence de charges militaires.
Porter 1,000 pour appliquer la circulaire n° 71-156 du 30/12/71.

ICLASS - Classe de l'ouvrage. Porter :

{	01 pont de première classe
	02 pont de deuxième classe
	03 pont de troisième classe.

CARTE 7 - NPHI - Nombre maximum de barres utiles par lit d'armatures.
Dans le cas d'ouvrage de portée appréciable il est recommandé de tenir compte des interruptions de barres (voir pièce V).

NP - Nombre de poutres. NP doit être inférieur à 9.

NLIT - Nombre de lits d'armatures par poutre.
A ne spécifier que dans le cas de travées indépendantes.

DPOUT - Abscisse des poutres par rapport à l'axe de la chaussée (ECHAUS) le sens positif allant de la gauche vers la droite.
(Attention, l'axe de la chaussée ne coïncide pas nécessairement avec l'axe mécanique du tablier ..).

CARTE 8 - HD - Hauteur différentielle d'une poutre.
C'est la différence entre la hauteur de la poutre considérée et la hauteur de la poutre la moins haute (cf. figure N° 2).

CARTE 9 - OMEGA - Taux de ferrailage d'une poutre.
On peut être amené à avoir des poutres inégalement armées. Dès lors, on décidera que la poutre (i) aura X fois plus d'acier que la poutre (1) :
X est le taux de ferrailage de la poutre (i).
Prendre normalement OMEGA = 1,000 dans toutes les cases de la CARTE 9 correspondant au nombre de poutres.

CARTE 10 - QTAB - Poids du hourdis au mètre linéaire supporté par une poutre.
Le hourdis est la partie supérieure du tablier qui subsiste quand a été enlevée la partie des poutres, des goussets et des entretoises, située au-dessous de son nu inférieur.
Il comprend donc le hourdis dont l'épaisseur sera égale à l'épaisseur moyenne minimum et son poids englobe, en outre, les superstructures situées au-dessus du niveau précité (chaussée, garde-corps, bordures de trottoir, etc...).

Si les poutres sont pourvues de talons, la partie du talon en saillie sur l'âme des poutres, en section courante, sera comprise dans le poids du hourdis.

Dans le cas où l'enrobage des barres calculé par le PSI.BA serait insuffisant, le supplément de béton nécessaire pour en tenir compte doit entrer dans le poids du hourdis (voir pièce II § 7).

Le poids total sera réparti entre les poutres comme si le hourdis était articulé au droit de celles-ci.

La figure N° 5 ci-après précise ces conventions.

CARTE 11 - SIGMAP : ($\bar{\sigma}_a$)p : Contrainte de traction admissible de l'acier en T/m² dans les poutres et entretoises, sous sollicitations pondérées du 1er genre. Usuellement SIGMAP = 26 667 T/m².
(Si la fissuration était préjudiciable, il serait bon de réduire cette contrainte admissible).

SIGMAD : ($\bar{\sigma}_a$)d : Contrainte de traction admissible de l'acier en T/m² dans les dalles, sous sollicitations pondérées du 1er genre. Usuellement SIGMAD = 28 000 T/m².
(De même si la fissuration était jugée préjudiciable il y aurait intérêt à limiter cette contrainte admissible).

SIGMBN : (σ') : Résistance nominale "réduite" du béton à 28 jours c'est-à-dire la résistance nominale du béton σ'_{28} à 28 jours minorée des coefficients α , β , γ (art. 9 du titre VI du fascicule 61 du CPC) et d'un coefficient k destiné à couvrir les imperfections du programme électronique. (cf. pièce II § 2.3).

SIGMBR : ($\bar{\sigma}_b$). Contrainte de traction de référence "réduite" du béton, c'est-à-dire la contrainte obtenue à partir de la résistance nominale du béton compte tenu des coefficients α , β et γ et minoré du même coefficient k défini précédemment (cf. pièce II § 2.3).

CARTE 12 - Si les dimensions qui suivent sont précisées par :

0,0,0 0,0,0

, le programme en assure la détermination automatique, sous réserve des remarques ci-après :

HPOUT 1 - Hauteur de la plus petite poutre (corrigée éventuellement afin de permettre l'enrobage des barres).

ENTINT - Epaisseur droite d'une entretoise intermédiaire.
 Au cas où $NE \neq 0$ (CARTE 4), il est recommandé de porter une valeur initiale permettant l'enrobage et le logement des armatures principales ; le calcul pouvant, après optimisation, conduire à une épaisseur inférieure à celle qui serait nécessaire pour une bonne exécution. Exemple :
 Si $PHI = 0,025$, prendre $ENTINT = 0,150$ au minimum
 Si $PHI = 0,032$, prendre $ENTINT = 0,200$ au minimum.
 Au cas où $NE = 0$ prendre $ENTINT = 0,000$

EPOUT 1 - Epaisseur de l'âme en travée, à définir obligatoirement dans le cas des poutres à talons, (en général lorsque $NPHI \geq 7$).
 A définir aussi si l'on prévoit une épaisseur différente de celle calculée à l'aide de la formule de la pièce II § 5.1.1.

EGOUS 1 - Epaisseur du gousset d'une poutre sur l'appui intermédiaire le plus sollicité.
 Porter de toute façon 0 dans le cas d'une travée indépendante. Dans le cas de travées solidaires, une valeur nulle de cette donnée aura pour effet de dimensionner l'épaisseur sur appui intermédiaire le plus sollicité à deux fois l'épaisseur de l'âme en travée.

CARTE - 13 - Cette carte permet d'entrer les coefficients de répartition transversale des charges entre les différentes poutres dans les cas où on estime que les hypothèses de calcul (voir pièce IV "commentaires et analyses", chapitres 5-6 et 6) ne conviennent pas.

Si aucune valeur n'est remplie sur cette carte le programme calcule suivant les hypothèses du chapitre 5-6 du dossier précité, c'est-à-dire qu'il utilise la méthode de Courbon. Dans le cas contraire les valeurs lues sont utilisées pour le calcul des moments fléchissants (et seulement pour les moments fléchissants) (1) et par suite pour le ferrailage des poutres d'après ces moments.

Le programme calcule toujours les moments et le ferrailage pour la poutre n° 1, il vérifie ensuite qu'il convient pour la dernière poutre (poutre n° NP) Si cette vérification est satisfaite et si l'utilisateur a entré des valeurs de OMEGA (carte n° 9) égales à 1 ; le ferrailage de toutes les poutres sera identique à celui de la poutre 1. Nous conseillons donc, dans

(1) En ce qui concerne les efforts tranchants le programme suppose que le hourdis est formé de tablettes articulées sur les poutres.

le cas où il n'y a pas d'entretoise, de :

- entrer comme CT X 1 des coefficients correspondants à la poutre la plus chargée pour le type de surcharge considérée (A(ℓ), Bc, Trottoir char militaire, charge permanente)

- entrer des CT X NP égaux aux CT X 1⁽¹⁾
- entrer des OMEGA (carte n° 9) égaux à 1.

Le coefficient de répartition transversale pour une poutre i est défini comme étant le rapport du moment (M_i) de la poutre i sur le moment total $\sum M_i$ multiplié par un facteur de charge (FACT)

$$CT X_i = \frac{M_i}{\sum M_i} \times FACT$$

Les facteurs de charge pour les différentes charges sont données dans le tableau ci-après.

Charge	Facteur de charge
A (ℓ)	$a_1 \times a_2 \times \frac{NV}{NVOIE} \times ECHAUS$
Bc	$12. \times NV \times bc$
Trottoirs	$0.15 \times (LARGEUR TROTTOIR CHARGÉE)$
CM (char milit.)	1
CP (charge perm.)	1

a_1 , a_2 , b_c sont les coefficients définis dans le C.P.C. (F61 titre II)
NV est le nombre de voies chargées

$\frac{NV}{NVOIE} \times ECHAUS$ est la largeur de la chaussée chargée.

On a ainsi par exemple :

$$CT A_1 = \frac{M_i}{\sum M_i} \times a_1 \times a_2 \times \frac{NV}{NVOIE} \times ECHAUS$$

(1) Une utilisation plus "astucieuse" des CT X NP existe ; le gestionnaire du dossier pourra donner tous renseignements.

D'une manière plus précise la signification des données est la suivante :

- CT A 1 - Coefficient de répartition transversale relatif à la charge d'exploitation A(l) et la poutre la plus chargée.
- CT BC 1 - Coefficient de répartition transversale relatif à la charge d'exploitation Bc et à la poutre la plus chargée.
- CT TR 1 - Coefficient de répartition transversale relatif à la charge d'exploitation de trottoir et à la poutre la plus chargée.
- CT CM 1 - Coefficient de répartition transversale relatif au char militaire correspondant à la donnée CM (carte n° 6) et à la poutre la plus chargée.
- CT CP 1 - Coefficient de répartition transversale relatif à la charge permanente et à la poutre la plus chargée.
- CT A NP - Coefficient de répartition transversale correspondant à la charge d'exploitation et à une autre poutre calculée.
- CT BC NP - Coefficient de répartition transversale relatif à la charge d'exploitation Bc et à une autre poutre calculée.
- CT TR NP - Coefficient de répartition transversale relatif à la charge d'exploitation de trottoir et à une autre poutre calculée.
- CT CM NP - Coefficient de répartition transversale relatif au char militaire correspondant à la donnée CM (carte n° 6) et à une autre poutre calculée.
- CT CP NP - Coefficient de répartition transversale relatif à la charge permanente et à une autre poutre calculée.

CARTES 14 ET 15 -

Texte du titre de l'ouvrage à calculer.

Le texte doit comprendre au plus 131 caractères y compris les blancs qui séparent les mots.

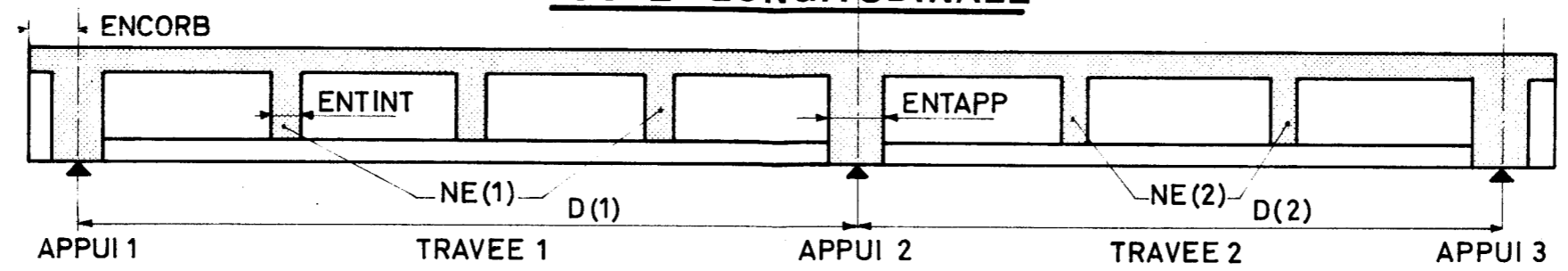
Y seront mentionnés le numéro de la voie portée, les noms du Département, de la Commune, de l'obstacle franchi ainsi que l'immatriculation de l'ouvrage établie conformément aux normes du S.E.T.R.A. (CAT. 75).

Il est souhaitable, pour une bonne présentation, que l'utilisateur fasse coïncider le milieu du titre avec la 66ème colonne de la CARTE 13.

SCHEMA DES SYMBOLES

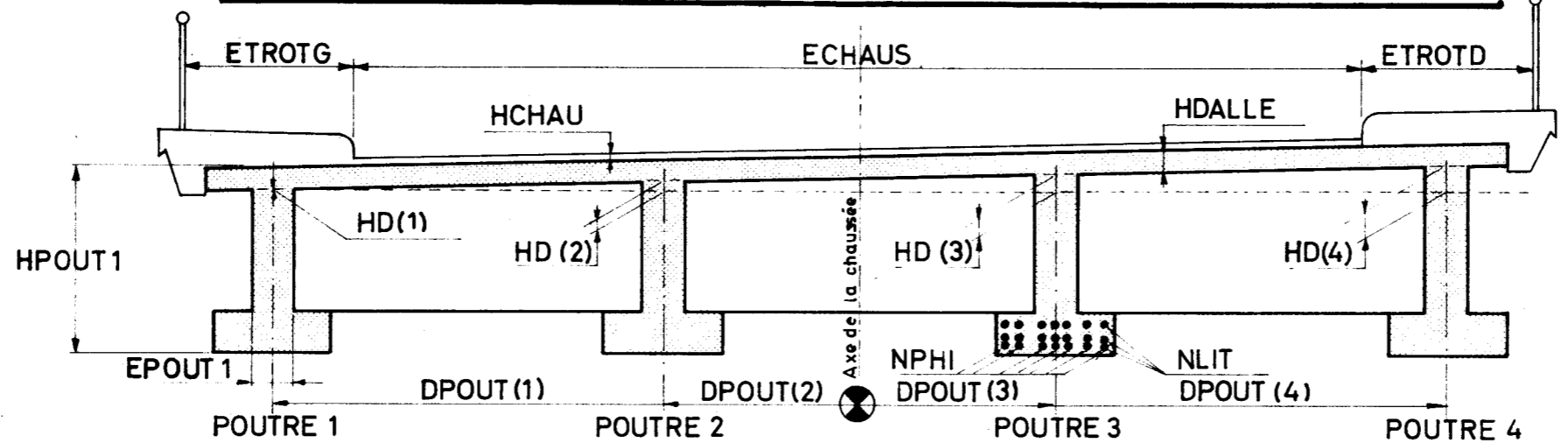
COUPE LONGITUDINALE

Fig.1



COUPE TRANSVERSALE DROITE - CAS D'UNE VOIRIE ORDINAIRE

Fig.2



COUPE TRANSVERSALE DROITE - CAS D'OUVRAGE AUTOROUTIER

Fig.3

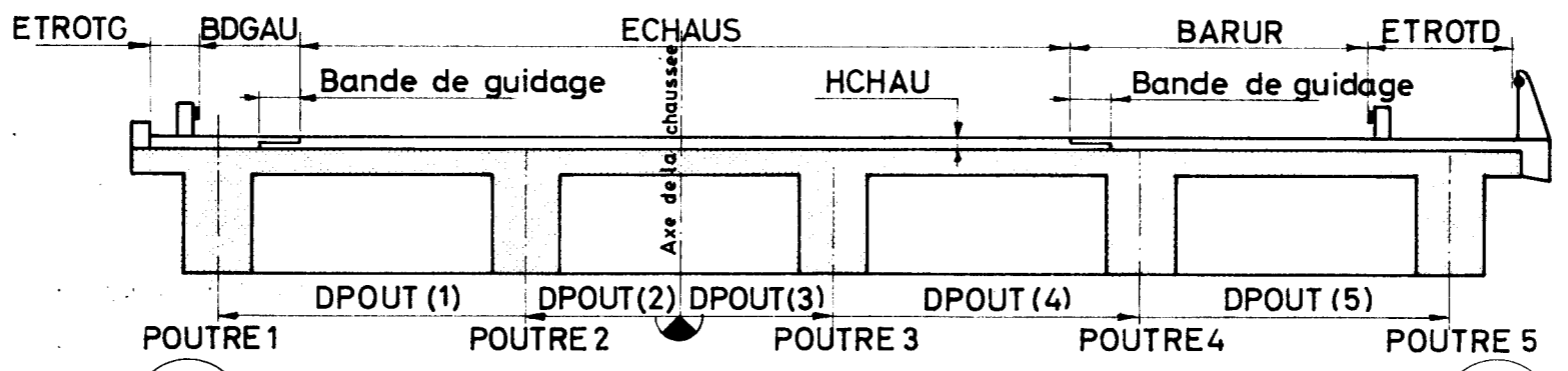


Fig.4

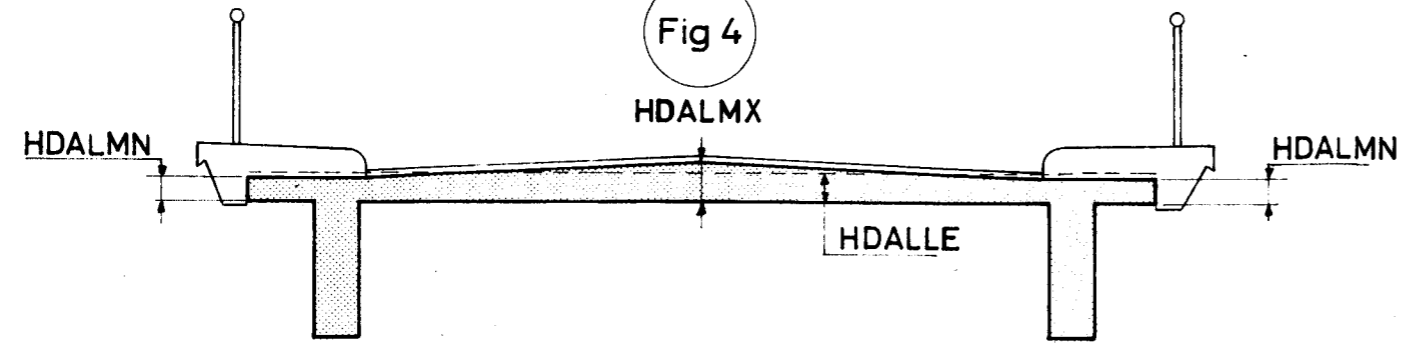
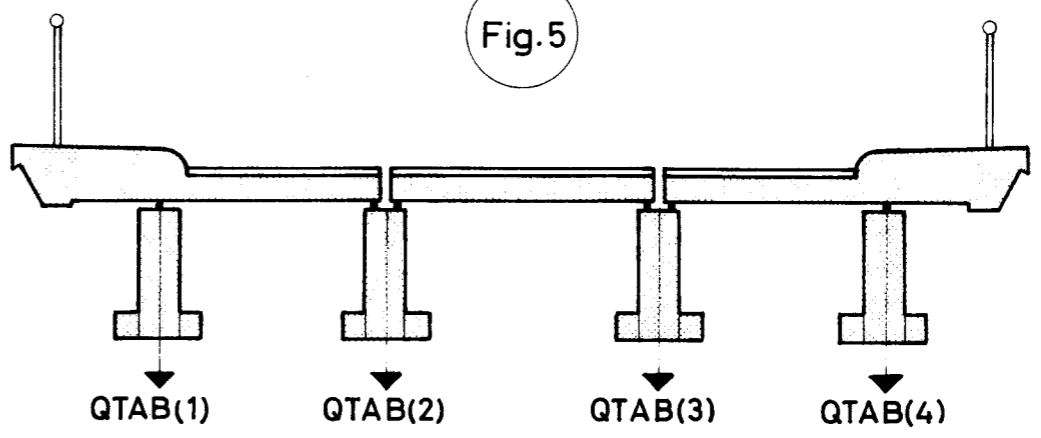


Fig.5



MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE

Direction des Routes et de la Circulation Routière 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS Cedex 16

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

III.2 - Exemple d'application



Document réalisé et diffusé par la Division des Ouvrages d'Art du
46, av. Aristide Briand - 92223 BAGNEUX - Tél. 664.14.77

SETRA

NOVEMBRE 1977

2.1 DESCRIPTION SOMMAIRE DE L'OUVRAGE.

L'ouvrage qui a été pris comme exemple d'application pour le bordereau des données rempli et dans les pièces suivantes est un pont en béton armé de hauteur constante. La largeur de la chaussée est de 7,50 m, celle des trottoirs de 1,25 m chacune.

L'ouvrage se compose de 4 travées continues de 11,660 m ; 18,800 m ; 18,800 m ; et 14,450 m. En coupe transversale le tablier comporte trois poutres sous chaussée distantes de 4,00 m. Ces poutres sont solidarisiées par des entretoises intermédiaires qui sont au nombre de 2 pour les travées centrales et d'une unité pour les travées de rive.

La hauteur des poutres n'est pas imposée et l'optimisation de cette hauteur a été demandée HPOUT 1 = 0 (carte n° 12).

La contrainte admissible de compression simple du béton a été prise égale à $\bar{\sigma}_{b0} = 750 \text{ T/m}^2$ d'où $\sigma = \text{SIGMBN} = 2\,500 \text{ T/m}^2$ (carte n° 11). Cette valeur a été prise volontairement faible pour inciter les utilisateurs à la prudence ; ce type de pont est souvent utilisé pour des ouvrages isolés ; un béton quelque peu médiocre doit être souvent pris en compte.

TABLEAU DES DONNÉES

	DALLE	ARMDAL	LIGNIN	INFLUR	GABARIT	EXCENT	HPOUTR	ENTRET	SUITE 2	TRANCH	CHAPER	REAPUI	MOMENT	INTERPO	DONNEE	SUITE 3	ARBARI	ARBARS	ETRIER 1	ARMDAL 1	ENTRET 1	ARBAR 2	
CARTE 1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	
CARTE 2	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	1	1	1	

	NT	D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)
CARTE 3	0,0,4	0,1,1,6,6,0	0,1,8,8,0,0	0,1,8,8,0,0	0,1,4,4,5,0	0	0

	NE(1)	NE(2)	NE(3)	NE(4)	NE(5)	NE(6)
CARTE 4	0,0,1	0,0,2	0,0,2	0,0,1	0,0	0,0

	ECHAUS	ETROT G	ETROT D	ENTAPP	ENCORB	PHI	BIAIS	H DALLE	HDALMX	HDALMN	HCHAU
CARTE 5	0,0,7,5,0,0	0,0,1,2,5,0	0,0,1,2,5,0	0,0,0,5,0,0	0,0,0,3,8,0	0,0,0,0,3,2	1,0,0,0,0,0	0,0,0,2,0,0	0,0,0,2,0,0	0,0,0,2,0,0	0,0,0,0,7,0

	CM	SYMTAB	SYMLON	NU	LU	BDGAU	BARUR	COEF A	COEF B	COEF TR	COEF CM	ICLASS
CARTE 6	0,0,4	0,0,1	0,0,0	0,0,3	0,0,1			0,1,0,0,0	0,1,0,0,0	0,1,0,0,0	0,1,0,0,0	0,1

	NPHI	NP	NLIT	DPOUT (1)	DPOUT (2)	DPOUT (3)	DPOUT (4)	DPOUT (5)	DPOUT (6)	DPOUT (7)	DPOUT (8)
CARTE 7	0,0,4	0,0,3	0,0,4	-0,4,0,0,0	0,0,0,0,0,0	0,0,4,0,0,0					

	HD (1)	HD (2)	HD (3)	HD (4)	HD (5)	HD (6)	HD (7)	HD (8)
CARTE 8	0,0,0,0,0,0	0,0,0,0,8,0	0,0,0,0,0,0	0,0,0	0,0,0	0,0,0	0,0,0	0,0,0

	OMEGA (1)	OMEGA (2)	OMEGA (3)	OMEGA (4)	OMEGA (5)	OMEGA (6)	OMEGA (7)	OMEGA (8)
CARTE 9	0,0,1,0,0,0	0,0,1,0,0,0	0,0,1,0,0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	QTAB (1)	QTAB (2)	QTAB (3)	QTAB (4)	QTAB (5)	QTAB (6)	QTAB (7)	QTAB (8)
CARTE 10	0,0,3,1,7,0	0,0,2,0,6,4	0,0,3,1,7,0	0	0	0	0	0

	(σ _a) _{putre} SIGMA P	(σ _a) _d SIGMA D	σ' SIGMA N	(σ _b) SIGMA R
CARTE 11	0,2,6,6,6,7	0,2,8,0,0,0	0,0,2,5,0,0	0,0,0,0,6,2

	HPOUT 1	ENTINT	EPOUT 1	EGOUS 1
CARTE 12	0,0,0,0,0,0	0,0,0	0,0,0	0,0

	CT A1	CT BC1	CT TR1	CT CM1	CT CP1	CT ANP	CT BCNP	CT TRNP	CT CMNP	CT CPNP
CARTE 13										

CARTE 14	- P S I B A - T I B A -																						EXEMPLE DE NOTE DE CALC																																																	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72
CARTE 15	U L P O U R O U V R A G E C O N T I N U																																																																							

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE

Direction des Routes et de la Circulation Routière 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS Cedex 16

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

III.3 - Calques



Document réalisé et diffusé par la Division des Ouvrages d'Art du
46, av. Aristide Briand - 92223 BAGNEUX - Tél. 664.14.77

SETRA

NOVEMBRE 1977

LETTRE DE COMMANDE

1 - Adresser la demande à :

Monsieur l'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Chef du Centre de Calcul - DOA.B
(à l'attention du gestionnaire du programme PSI.BA)
46, Avenue Aristide Briand
B.P. 100

92223 BAGNEUX Tél : 655.42.42.

2 - Cadre de la demande :

Prière de bien vouloir procéder au calcul de l'ouvrage dont nous vous faisons parvenir le(s) tableau(x) des données ci-joint(s) et dûment rempli(s) en double exemplaire.

Service

- Département :
- Arrondissement ou Organisme demandeur :
- Nom de l'Ingénieur (en lettres capitales) ayant rempli le bordereau des données :
- Nature de la voirie : (rayer les mentions inutiles)

Projet autoroutier - Voirie nationale - Voirie départementale
Voirie vicinale - Voirie urbaine.

- Adresse à laquelle devront être expédiées les notes de calcul et la correspondance.

Tél :

- Adresse à laquelle devra être expédiée la facture.

Tél :

3 - Impression de la note de calcul.

La note de calcul est envoyée en 3 exemplaires - original
+ 2 exemplaires
photoréduits.

- Nombre d'exemplaire(s) supplémentaire(s) demandé(s) :

(Nota : les exemplaires supplémentaires sont facturés en plus de la formule de facturation).

Fait à le

(signature du demandeur)

répétées en lettres majuscules pour lisibilité.

Visa de l'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Chef du Centre de Calcul.

- commentaires à l'intention du gestionnaire du programme
PSI.BA.

Calcul des coefficients de la carte n° 13 du bordereau des données à l'aide
du programme TISE oui non

- Numéro d'ordre de la demande :

- Bon pour exécution

BAGNEUX, le

L'ingénieur des Ponts et Chaussées

Chef du Centre de Calcul.

Ce document est propriété de l'Administration, il ne pourra être utilisé ou reproduit, même partiellement sans l'autorisation du SETRA



**MINISTÈRE
DE L'ÉQUIPEMENT ET
DE L'AMÉNAGEMENT
DU TERRITOIRE**

DIRECTION DES ROUTES ET DE LA CIRCULATION ROUTIÈRE

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

**IV-ANALYSE ET EXTRAITS
DE LA NOTE DE CALCULS**

IV - ANALYSE DE LA NOTE DE CALCULS

- Sommaire -

IV.1 - INTRODUCTION

IV.2 - CARACTERISTIQUES INITIALES DE L'OUVRAGE

IV.3 - EFFORTS AU CENTRE DE LA DALLE FORMANT HOURDIS

- 3.1 - Généralités
- 3.2 - Rappel théorique de méthode de calcul utilisée pour la dalle
 - 3.2.1 - Calcul des moments au centre
 - 3.2.2 - Calcul des efforts tranchants
- 3.3 - Charges appliquées
- 3.4 - Détail du calcul

IV.4 - FERRAILLAGE DE LA DALLE

IV.5 - DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

- 5.1 - Généralités
- 5.2 - Lignes d'influence
- 5.3 - Evaluation des charges permanentes
- 5.4 - Coefficients de majoration dynamique
- 5.5 - Coefficients de pondération des surcharges
- 5.6 - Calcul des efforts
 - 5.6.1 - Cas sans entretoise
 - 5.6.2 - Cas avec entretoise
 - 5.6.3 - Travées indépendantes
 - 5.6.4 - Travées continues
- 5.7 - Optimisation des poutres et des goussets
 - 5.7.1 - Détermination des goussets
 - 5.7.2 - Détermination de la hauteur des poutres

IV.6 - COEFFICIENTS TRANSVERSAUX PRECALCULES

- 6.1 - Généralités
- 6.2 - Présentation du programme T.I.S.E.
 - 6.2.1 - Description du programme
 - 6.2.2 - Méthode de calcul
 - 6.2.3 - Résultats obtenus
- 6.3 - Résultats du programme T.I.S.E. intégrables à PSI-BA
- 6.4 - Utilisation par le programme PSI-BA des coefficients transversaux précalculés

IV.7 - CALCUL DES ENTRETOISES INTERMEDIARES

- 7.1 - Généralités
- 7.2 - Calcul des efforts appliqués à l'entretoise
 - 7.2.1 - Coefficient longitudinal
 - 7.2.2 - Coefficient transversal
 - 7.2.3 - Résultats

IV.8 - CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES DANS LES POUTRES

- 8.1 - Généralités
- 8.2 - Recherche des coefficients longitudinaux par travée et par appui
- 8.3 - Recherche des coefficients transversaux par poutre
- 8.4 - Efforts tranchants maximaux
- 8.5 - Efforts tranchants minimaux
- 8.6 - Efforts tranchants extrêmes pondérés
- 8.7 - Longueur des goussets

IV.9 - MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES DANS LES POUTRES LES PLUS SOLLICITEES

IV.10 - REACTIONS D'APPUIS EXTREMES

IV.11 - FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

- 11.1 - Généralités
- 11.2 - Moments résistants
- 11.3 - Armatures longitudinales inférieures d'une poutre de rive
- 11.4 - Armatures longitudinales supérieures d'une poutre de rive

IV.12 - CHAPEAUX DE DALLES

- 12.1 - Chapeaux longitudinaux
- 12.2 - Chapeaux transversaux

IV.13 - CALCUL DES ETRIERS

IV.14 - FERRAILLAGE DES ENTRETOISES

- 14.1 - Entretoises intermédiaires
- 14.2 - Entretoises d'appuis

IV.15 - FERRAILLAGE DE LA CORNICHE

IV.16 - AVANT-METRE

- 16.1 - Avant-métré du volume de béton
- 16.2 - Avant-métré des coffrages
- 16.3 - Récapitulation des avant-métrés

IV.1 - INTRODUCTION

La présente pièce sert à la fois d'analyse et de commentaires de la note de calcul.

Le plan suivi correspond donc à diverses étapes successives de celle-ci.

Les détails des calculs numériques sont tirés de la note de calcul dont un extrait est joint à ce dossier.

La connaissance des paragraphes indiqués par un trait renforcé en marge est indispensable pour l'utilisation du présent programme.

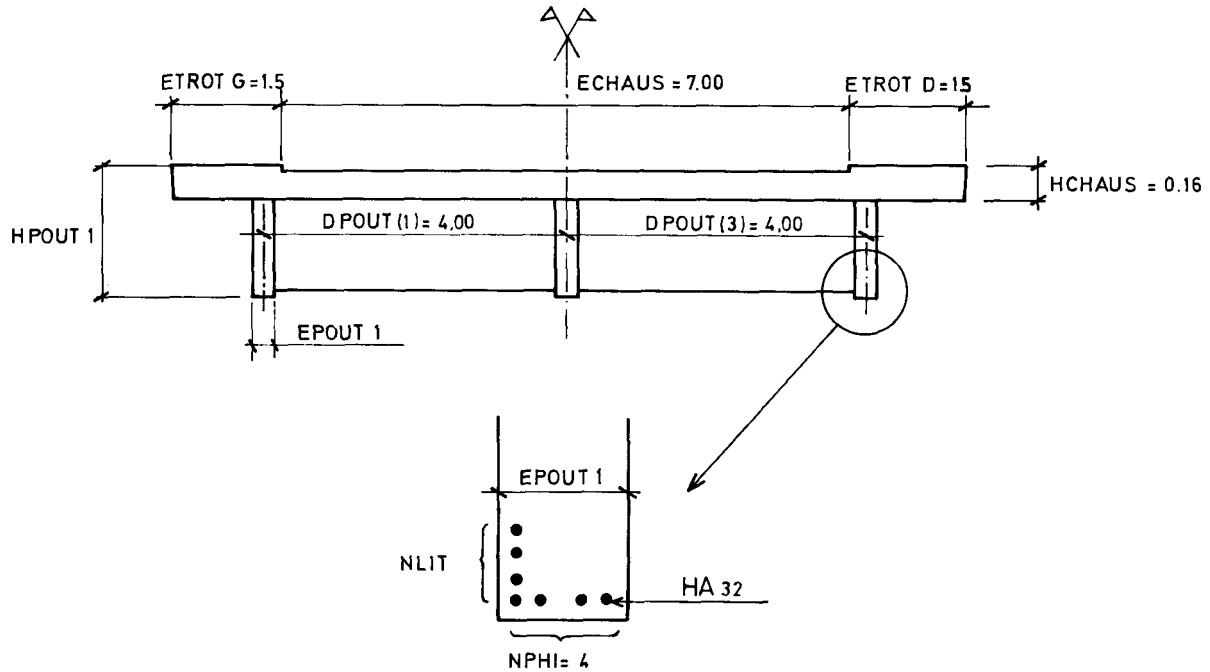
Dans cette pièce (et uniquement dans cette pièce), la virgule a été remplacée par un point dans les chiffres décimaux pour permettre de reprendre tels quels les résultats fournis par l'ordinateur.

IV.2 - CARACTERISTIQUES INITIALES DE L'OUVRAGE

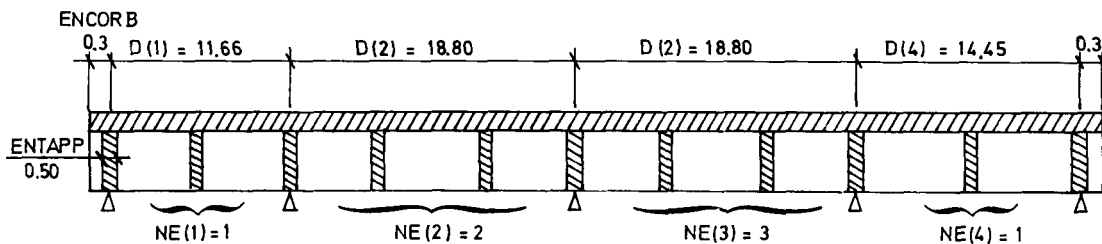
Le programme commence par rappeler en clair le bordereau de données.

Il est donc important de vérifier si les données prises en compte par le programme correspondent bien à l'ouvrage étudié.

Coupe transversale



Coupe longitudinale



La signification des paramètres est définie dans le dossier commentaire du bordereau de données (cf. pièce III § 1.3).

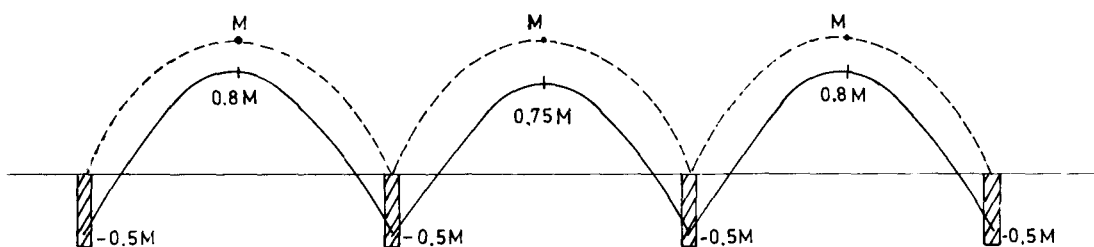
IV.3 - EFFORTS AU CENTRE DE LA DALLE FORMANT HOURDIS

3.1 - Généralités

Le programme calcule les efforts dans le hourdis d'après l'article 39-4 du Titre VI.

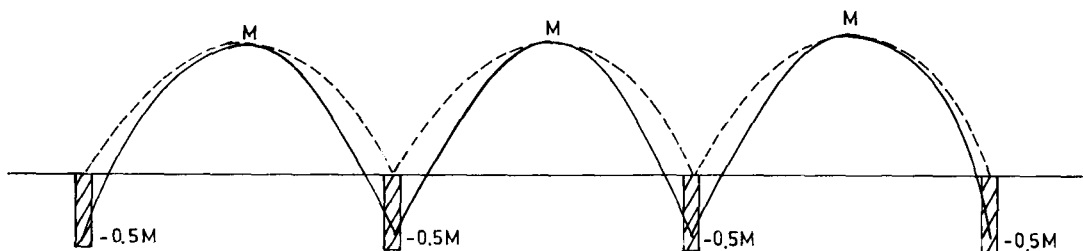
Les poutres sous chaussées et les entretoises découpent le hourdis en différentes dalles ; les moments de flexion maximaux dans le hourdis sont pris égaux à une fraction des moments au centre de ces dalles considérées comme simplement appuyées sur leur contour. Cette fraction est égale à 80 % si la dalle est adjacente aux poutres de rive et 75 % dans les cas contraires.

Les moments d'encastrement du hourdis au droit des poutres sont pris égaux à la moitié de ces mêmes moments.



----- courbe de moment de la dalle simplement appuyée.
 ——— courbe de moment dans le hourdis.

Dans le cas des poutres sans entretoise, la méthode de calcul précédente peut conduire à sous-estimer les moments dans le hourdis. En conséquence, le programme prend ces derniers égaux aux moments au centre des dalles simplement appuyées.



Cas sans entretoise

..... courbe de moment de la dalle simplement appuyée.
 ——— courbe de moment dans le hourdis.

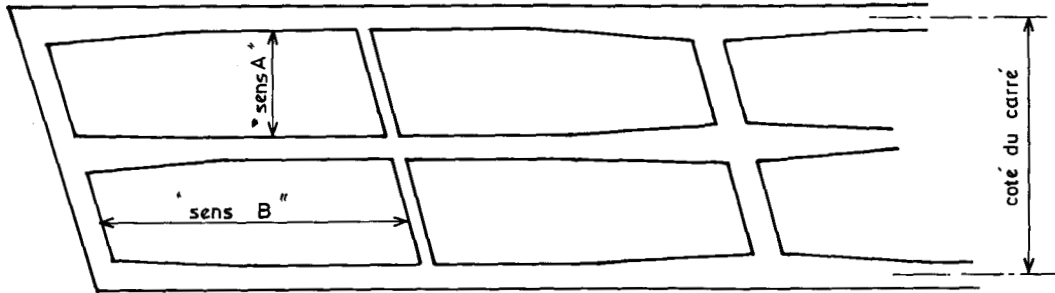
Cette méthode est approchée.

Toutefois, si l'utilisateur désire connaître plus exactement les moments dans le hourdis, il lui est possible d'utiliser le programme T.I.S.E. (voir paragraphe 6.2 ci-après).

Le programme détermine les dimensions des dalles de rive et des dalles centrales du tablier qui sont les plus courtes et les plus longues. Les efforts maximaux sont recherchés dans chacun de ces éléments.

La longueur du petit côté de la dalle, désignée par "longueur sens A", est la distance entre nu des poutres.

La longueur du grand côté de la dalle, désignée par "longueur sens B", est la distance entre nu des entretoises en tenant compte du biais de ces dernières ; c'est-à-dire que l'épaisseur de l'entretoise est : $E/\sin(\text{BIAIS})$.



La longueur désignée sous le nom de "côté du carré" est l'entre-axe des deux poutres de rive; cette valeur sert à calculer par la suite le coefficient de majoration dynamique.

Le programme calcule ensuite les efforts locaux dans le hourdis par la méthode PIGEAUD rappelée ci-après.

Pour déterminer la longueur sens B appelée b dans le rappel théorique ci-après, le programme suppose que le tablier est droit, la portée droite étant égale à la portée biaise du tablier réel.

3.2 - Rappel théorique de la méthode de calcul utilisée pour la dalle

3.2.1 - Calcul des moments au centre

Si une charge localisée est appliquée sur une aire rectangulaire de dimensions u' et v' , on a admis qu'elle agit sur un rectangle du feuillet moyen dont les dimensions sont :

$$u = u' + H D A L M X + 1.5 H C H A U$$

$$v = v' + H D A L M X + 1.5 H C H A U$$

Les moments que l'on calcule sont les moments maximaux agissant au centre de la dalle sur des sections parallèles aux axes.

Nous calculons d'abord les efforts de flexion comme si les dalles étaient articulées sur leur contour.

Un rectangle centré de dimension u et v supportant une charge-unité exerce des moments M_a et M_b dans les directions parallèles aux côtés a et b ; nous les calculons par sommation des séries doubles suivantes, poussées jusqu'au 20ème terme :

$$M_a = \frac{16 a^2}{\pi^4 uv} \sum_m \sum_n \frac{\sin \left(\frac{m \pi u}{2a} \right)}{2a} \frac{\sin \left(\frac{n \pi v}{2b} \right)}{2b} \frac{m}{n} \frac{m^2 + \nu n^2 \left(\frac{a}{b} \right)^2}{[m^2 + n^2 \left(\frac{a}{b} \right)^2]^2}$$

$$M_b = \frac{16 a^4}{\pi^4 b^2 uv} \sum_m \sum_n \frac{\sin \left(\frac{m \pi u}{2a} \right)}{2a} \frac{\sin \left(\frac{n \pi v}{2b} \right)}{2b} \frac{n}{m} \frac{n^2 + \nu m^2 \left(\frac{a}{b} \right)^2}{[m^2 + n^2 \left(\frac{a}{b} \right)^2]^2}$$

ν désigne le coefficient de Poisson, pris égal à 0,15.

Les moments de flexion ainsi obtenus sont ensuite réduits forfaitairement de 20 % pour tenir compte de la condition d'encastrement (colonnes 3 et 4). (25 % pour la dalle au centre, voir figure page 3).

Nous calculons l'effet au centre de la dalle de rectangles de charge dont les côtés sont parallèles à ceux de la dalle, mais ne sont pas centrés sur elle, par différence d'effets de rectangles centrés supportant une charge-unité (colonnes 1 et 2).

3.2.2 - Calcul des efforts tranchants

Les formules approchées données par PIGEAUD permettent d'évaluer les efforts tranchants. Si u et v désignent les petits et grands côtés du rectangle du feuillet moyen qui porte la charge P , les efforts tranchants au milieu des côtés du rectangle sont :

si $v > u$:

$$\begin{cases} T_u = P/3 v \\ T_v = P/(2 v + u) \end{cases}$$

si $u > v$:

$$\begin{cases} T_u = P/(2 u + v) \\ T_v = P/3 u \end{cases}$$

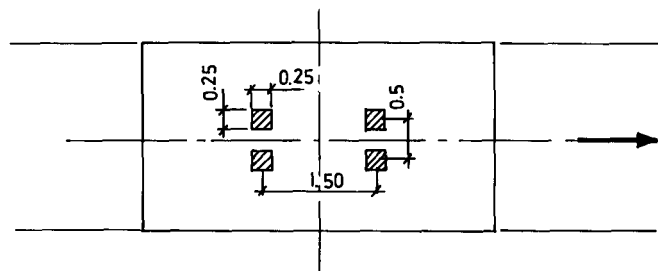
..../..

3.3 - Charges appliquées

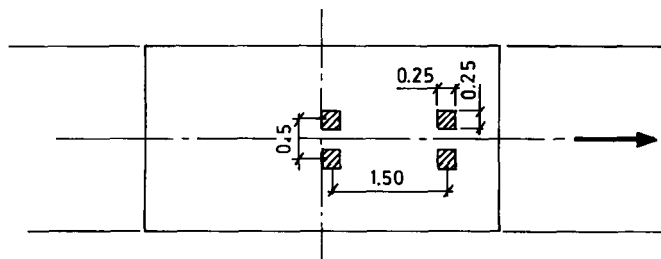
Le programme applique, pour la détermination des moments et des efforts tranchants dans la dalle, les systèmes de charge civil Bc, Br et Bt et les systèmes de charge militaire Mc 80 ou Mc 120, définis dans le titre II du fascicule 61 du C.P.C.

Le programme teste sur des critères logiques en fonction de la largeur de l'ouvrage, de la largeur des trottoirs, du nombre de poutres et de la distance entre les poutres s'il faut tenir compte des efforts dus au char, dus aux roues de Bc, dus à la surcharge de trottoirs, etc...

En ce qui concerne les camions Bc, le programme teste en fonction de la largeur de la dalle s'il est possible de placer deux camions sur cette dernière et il calculera les moments dus aux essieux arrières pour les positions symétriques et dissymétriques suivantes et il retiendra le maximum des valeurs obtenues.

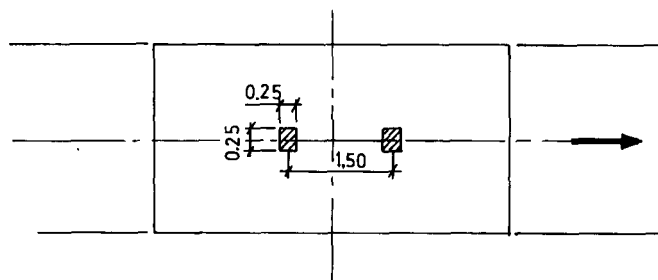


position dite symétrique

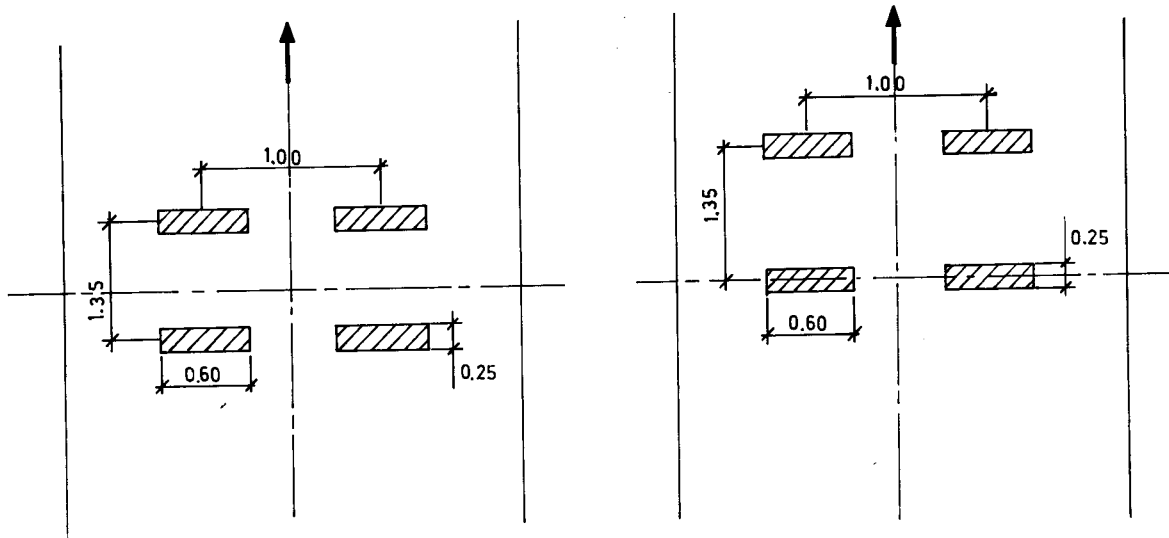


position dissymétrique

Si la largeur de la dalle ne permet de placer qu'un seul camion, l'essieu arrière de ce dernier occupera la position du schéma ci-dessous :

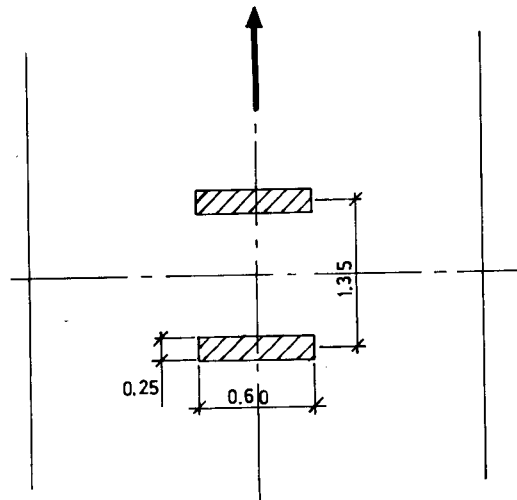


Il en est de même pour les essieux des charges Bt suivant que la largeur de l'ouvrage peut recevoir un ou deux tandems Bt.



Bt symétrique

Bt dissymétrique



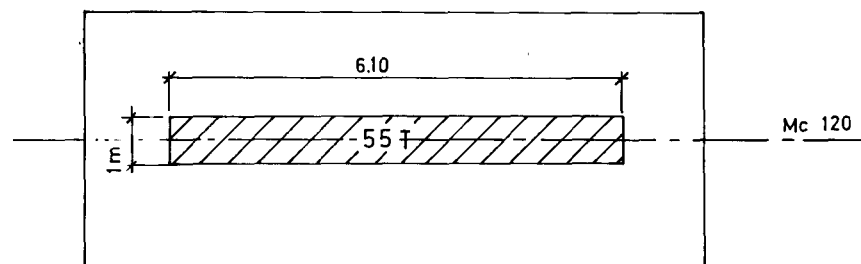
cas d'un seul tandem Bt

Les tandems suivant leur nombre, sont placés sur la dalle d'après les schémas ci-dessus.

.../...

En ce qui concerne les charges militaires, le programme prend en compte soit le char Mc 80, soit le char Mc 120, suivant que la valeur du paramètre CM dans la carte de donnée est égale ou supérieure à 3.

Le programme place alors l'axe d'une chenille dans l'axe de la dalle et prend en compte soit une partie de cette chenille ou toute la longueur de cette dernière suivant les dimensions de la dalle.



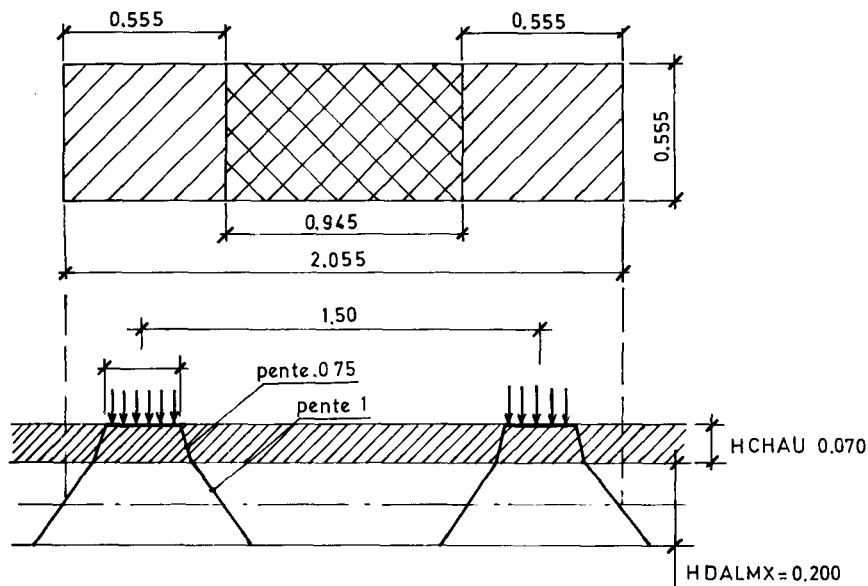
3.4 - Détail du calcul

Explicitons le calcul du moment au centre de la dalle en suivant l'exemple de l'extrait de la note de calcul page 3 :

Dans le cas de la charge permanente, le rectangle de charge a les dimensions 3.620 x 6.850 de la dalle. Les formules de PIGEAUD donnent des moments sens A et sens B au centre de la dalle, respectivement de 0.050312 et 0.017581 qui correspondent à une charge-unité. Le poids de la charge est de 16.04 (en prenant comme densité de la chape 2.1 et densité du béton 2.5). Les moments résultants sens A et sens B sont donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 0.050312 \times 16.04 = 0.807 \\ M_b = 0.017581 \times 16.04 = 0.282 \end{array} \right.$$

Dans le cas de la charge Bc, l'effort dû aux roues, est défini comme une différence de deux efforts dûs aux deux rectangles de charge définis par le schéma ci-dessous.



Le premier rectangle de charge de dimensions 0.535 x 2.055 donne d'après les formules de PIGEAUD des moments au centre pour une charge superficielle de densité 1 dans sens A et sens B respectivement de 0.223031 et 0.115023.

Le second rectangle de dimensions 0.555 x 0.945 donne 0.124915 et 0.084709.

Le poids par essieu est de 12 T. soit 6 T. par roue, soit une densité de $6/(0.555)^2 = 19.479$.

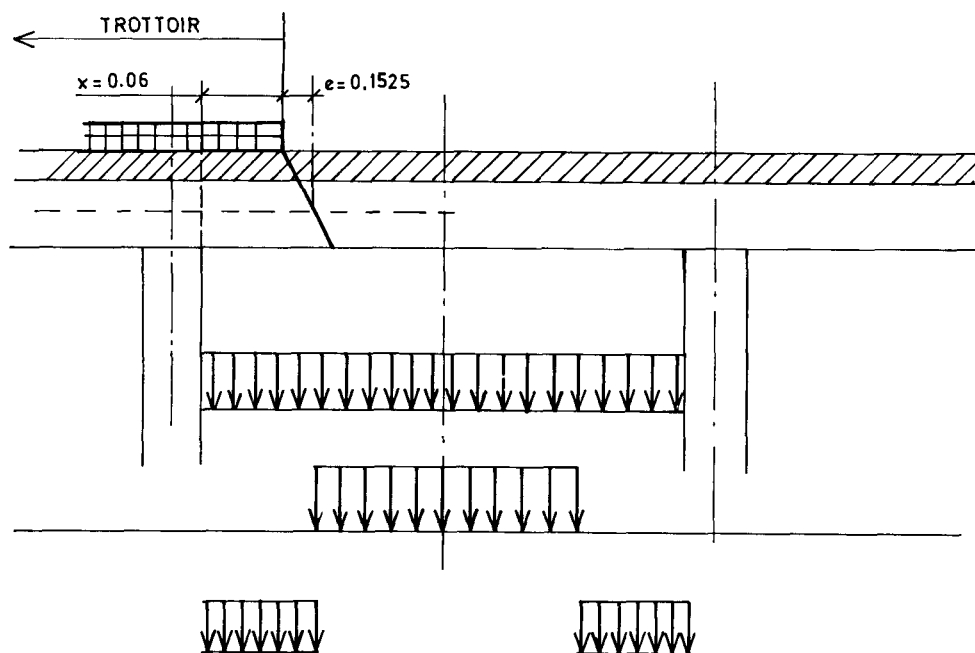
Les moments résultant par essieu, en tenant compte du coefficient de majoration dynamique 1.312, de pondération 1,2 de la sollicitation du premier genre

$$M_a = (0.223031 - 0.124915) \times 19.479 \times 1.313 \times 1.2 = 3.009$$

$$M_b = (0.115023 - 0.084709) \times 19.479 \times 1.312 \times 1.2 = 0.930$$

Le calcul des autres charges mobiles est basé sur le même principe.

Pour le calcul des moments dûs au trottoir, le programme procède aussi par différence, il détermine la distance x du trottoir qui déborde sur la dalle (cf. schéma ci-après)



.. / ..

Il calcule l'influence du rectangle de charge centré sur les moments au centre. En faisant la différence avec les moments dûs à la charge permanente on obtient les moments dûs aux trottoirs.

La densité de charge par m^2 est de 0.450 T plus la charge due au remplissage sous trottoir $2.222 T \times 0.18 = 0.400 T$. Soit au total une charge de 0.850 T / m^2 .

Dans l'exemple de l'extrait de la note de calcul on a :

$$\alpha = 0.06$$

d'où

$$\frac{1}{2} \times [(0.050312 \times 3.62) - 0.056284 \times (3.62 - 2 \times 0.06)] \times 6.850 \times 0.850 = 0.043$$

Le programme cumule après ces efforts pour obtenir les moments extrêmes qu'il minore ensuite d'un coefficient de 0.8 ou 0.75 pour tenir compte des conditions d'encastrement suivant que la dalle est de rive ou centrale. Il n'y a pas de minoration lorsque l'ouvrage n'est pas entretoisé.

Ainsi à la page 3 on a :

	Moments résultants
	sens A
charges permanentes	0.807
trottoir	-0.043
char	6.858
	<hr/>
Moment fléchissant total pondéré (1)	7.622
Moment fléchissant à prendre en compte :	$(7.622 \times 0.8) = 6.097 T/m.$

(1) L'effet du char n'a pas été multiplié par le coefficient 1,2 contrairement aux effets de charges d'exploitation routières normales (camions Bc par exemple).

IV.4 - FERRAILLAGE DE LA DALLE

La machine enchaîne son calcul par la recherche d'un système d'armatures inférieures

- homogène pour tout le hourdis
- composé de barres perpendiculaires et parallèles aux poutres
- les barres étant du plus petit diamètre possible
- leur espacement devant rester au moins égal à 10 cm.

Les armatures les plus proches du parement tendu de la dalle seront celles qui résisteront au plus grand moment fléchissant (dans le sens 1 par définition)* Comme elles déterminent la position des armatures du sens 2, nous les calculons en premier lieu.

La succession des opérations est la suivante :

- calcul de la section théorique d'armatures au mètre de largeur de dalle, en supposant atteintes les contraintes limites pour la compression du béton et la traction de l'acier;
- détermination du diamètre minimum de barre qui permet d'obtenir la section théorique avec un espacement supérieur ou égal à 10 cm, calcul de cet espacement en nombre entier de cm;
- calcul de la section réelle d'acier au mètre de dalle et définition complète de la section de béton armé;
- calcul des contraintes sens 1.

Le programme vérifie alors si les contraintes sont inférieures aux contraintes limites. Précisons toutefois que la contrainte d'adhérence admissible étant calculée d'après l'article 39.5.6. du titre VI du fascicule 61 du C.P.C. dans lequel on a fait $\psi_d = 1.5$, à savoir :

- $9 (\psi_d - 1) \bar{\sigma}_b = 4.5 \bar{\sigma}_b$ pour les barres appartenant à une nappe séparée du parement le plus voisin (en l'occurrence sens 2) par une autre nappe de direction différente).
 - $2.5 \psi_d \bar{\sigma}_b = 3.75 \bar{\sigma}_b$ pour les autres barres (sens 1)
- $\bar{\sigma}_b$ désigne la contrainte de traction de référence du béton.

La vérification de cette contrainte d'adhérence ne peut se faire qu'après le ferrailage du sens 2. Si certaines contraintes sont trop fortes, la section est modifiée selon le cas :

- par diminution de l'espacement des armatures ; chaque diminution est de 0.005 m,
- par augmentation du diamètre des armatures,
- par augmentation de l'épaisseur de la dalle ; chaque augmentation est de 0.005 m. Rappelons, à ce propos, que le programme ne permet pas la diminution de l'épaisseur de la dalle.

(*) En général le sens 1 correspond au sens A.

Le calcul est repris automatiquement au niveau voulu.

Lorsque le ferrailage du sens 1 est déterminé, on procède de façon identique pour le sens 2, en reprenant éventuellement le calcul des efforts et des armatures du sens 1 si l'épaisseur de la dalle doit être modifiée.

Le ferrailage inférieur de la dalle est alors complètement calculé. La détermination du diamètre des armatures supérieures à prévoir dans les parties encastrées au droit des poutres et des entretoises, fait l'objet d'une simple règle de proportionnalité (§ IV.12).

La recherche de l'épaisseur définitive de la dalle est indissociable de la recherche simultanée des armatures. Si au cours du calcul il devient manifeste que l'épaisseur de la dalle est insuffisante, la machine augmente cette dernière systématiquement de 0.005 m et réitère le calcul.

Par contre, le programme ne peut diminuer l'épaisseur de la dalle.

IV.5 - DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

5.1 - Généralités

Suivant que l'on est dans le cas des travées continues ou indépendantes, le principe de dimensionnement est légèrement différent.

a) Travées continues

Dans la plupart des cas, l'utilisateur laisse au programme le soin de déterminer la hauteur des poutres

*

H POUTR.	Hauteur non imposée	Hauteur imposée
0	$\text{Hauteur} = \frac{\text{portée maximale}}{19}$	$\text{Hauteur} = \text{Hauteur imposée}$
1	Hauteur optimisée	$\text{Hauteur} = \text{Hauteur imposée}$

* Dans les trois cases hachurées, le programme ne fait aucune vérification sur les dépassements éventuels des contraintes admissibles de l'acier ou du béton.

b) Travées indépendantes

Dans le cas présent, il arrive souvent que la hauteur des poutres est imposée par la travée la plus longue et l'utilisateur désire faire un calcul pour les autres travées avec la même hauteur. Le programme offre les différentes possibilités suivantes :

H.POUTR.	Hauteur poutre non imposée	Hauteur poutre imposée
0	$\text{Hauteur poutre} = \frac{\text{Portée}}{19}$	$\text{Hauteur poutre} = \text{Hauteur imposée}$
1	$\text{Hauteur poutre optimisée} *$	$\text{Epaisseur hourdis optimisée} *$ si hauteur poutre suffisante
2	$\text{Hauteur poutre optimisée} *$	Pas d'optimisation mais vérification des dépassements éventuels des contraintes admissibles du béton

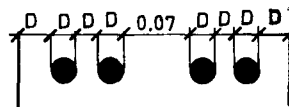
* Dans le cas où une dimension est optimisée, les contraintes admissibles sont évidemment bien respectées.

Il en est de même pour l'épaisseur de l'âme des poutres.

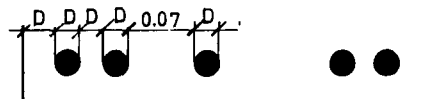
Si le projeteur donne une valeur à la variable EPOUT 1 dans la 12ème carte, le programme garde cette valeur. Si cette valeur est insuffisante pour résister à l'effort de cisaillement, on peut s'en apercevoir sur la note de calcul que la longueur des goussets dépassera la demi-portée.

Si le projeteur ne précise rien dans la case EPOUT 1, le programme calculera cette épaisseur e en fonction du nombre NLIT de barres d'armature longitudinale inférieure dans un lit.

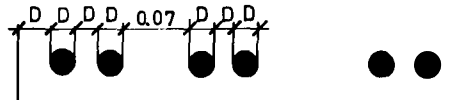
Si NLIT < 5
 $e = 8D + 0.07$



Si NLIT = 5
 $e = 9D + 0.14$



Si NLIT > 5
 $e = 11D + 0.14$



avec $D = 1.185 \phi$

Quand le nombre de barres est supérieur à 6, l'épaisseur de l'âme calculée d'après cette relation serait surabondante, le projeteur a donc intérêt à fixer lui-même une valeur à EPOUT 1. Le programme considère alors que la poutre a 1 talon.

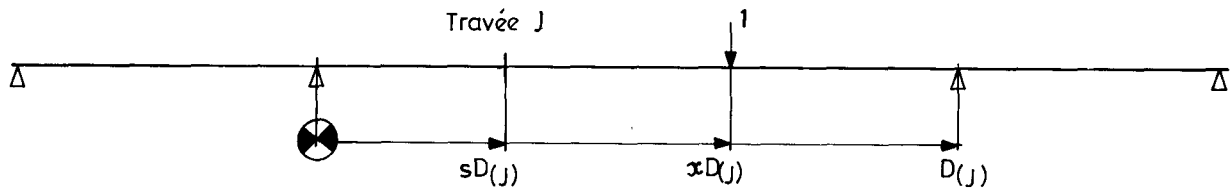
Pour déterminer les dimensions des poutres et des goussets, le programme distingue 2 cas suivant que les poutres sont indépendantes ou continues.

Si les travées sont continues, le programme commence par déterminer les lignes d'influences des différents efforts au droit des appuis. Il est entendu que cette partie est sans objet pour des travées indépendantes.

Le programme applique ensuite la charge permanente et les systèmes de charges sur les lignes d'influence pour déterminer les moments fléchissants maximaux. Nous signalons que le système de charge Bc n'est pas pris en compte dans le cas des travées continues. Donc si A (ρ) n'est pas prépondérant par rapport à Bc, les poutres risquent d'être sous-dimensionnées et l'on s'apercevra lors du calcul du ferrailage, que le moment résistant du béton est insuffisant.

Les différents points précités sont traités dans les sous-chapitres qui suivent.

../..

5.2 - Lignes d'influence

Soit une charge-unité appliquée sur la travée J dont la portée est $D(J)$; soit $x D(J)$ son abscisse sur cette travée.

Les lignes d'influence d'un effort (moment fléchissant, effort tranchant, réaction d'appui) au droit de l'appui I sont des cubiques de la forme (on suppose en effet la poutre d'inertie constante) :

$$y = [D(J) \text{ ou } 1] [D \text{ ou } (1-x) \text{ ou } x+BZ(I,J)x(1-x)(CZ(I,J)-x)]$$

$BZ(I,J)$ et $CZ(I,J)$ sont des constantes, relatives à l'effort $Z^{(1)}$ et à l'appui I quand la charge décrit la travée J ; nous les appellerons les constantes hyperstatiques et la cubique terme de continuité.

La ligne d'influence d'un effort pour une section quelconque est une cubique qui est une combinaison linéaire simple des termes de continuité précédents à une fonction linéaire près.

Ainsi le moment qui s'exerce dans la section $sD(J)$ a pour expression :

$$M=D(J) [F(x,s)+(1-s)BS(I,J)x(1-x)(CS(I,J)-x)+sBS(I+1,J)x(1-x)(CS(I+1,J)-x)]$$

$F(x,s) = 0$ quand la charge et la section n'appartiennent pas à une même travée.

Sinon

$$F(x,s) = (1-s)x \quad \text{pour } 0 < x < s$$

$$F(x,s) = (1-x)s \quad \text{pour } s < x < 1$$

L'effort tranchant dans la travée I au voisinage des deux appuis, a pour expression :

$$T = F(x) + BT(I,J)x(1-x)(CT(I,J)-x)$$

$F(x) = 0$ quand la charge est en dehors de la travée I

Sinon

$$F(x) = 1-x \quad \text{au voisinage de l'appui de gauche}$$

$$F(x) = -x \quad \text{au voisinage de l'appui de droite}$$

(1) $Z = S$ pour moment fléchissant
 $Z = T$ pour effort tranchant
 $Z = R$ pour réaction d'appui.

La réaction sur l'appui I a pour expression :

$$R = F(x) + BR(I,J) \times (1 - x) (CR(I,J) - x)$$

$F(x) = 0$ quand la charge est en dehors des travées I et I - 1

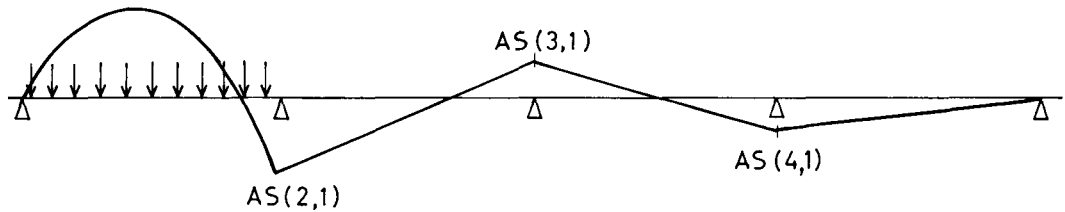
$F(x) = x$ si la charge est sur la travée I - 1

$F(x) = 1 - x$ si la charge est sur la travée I.

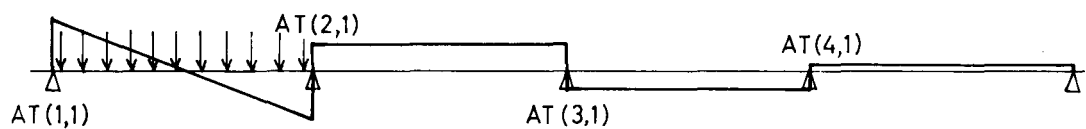
La machine calcule et imprime les constantes hyperstatiques précitées successivement pour les moments fléchissants sur appuis, les efforts tranchants sur appuis et les réactions d'appui.

En plus, elle calcule les intégrales prises entre chaque appui des termes de continuités des efforts précédents et désignés dans la note de calcul respectivement par AS (I,J) AT (I,J) et AR (I,J).

Ainsi, par exemple, à la page 8 de la note de calcul, le terme AS (2,1) désigne le moment fléchissant sur le 2ème appui quand on charge la première travée par une charge linéaire de densité uniforme égale à 1.

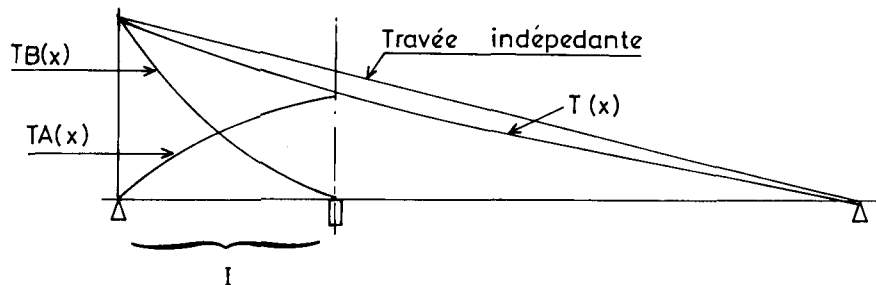


Moments sur appuis quand la 1ère travée est chargée uniformément.



Efforts tranchants sur appui quand la 1ère travée est chargée uniformément.

Comme nous le verrons plus loin (chapitre 8), le programme décompose l'effort tranchant $T(x)$ en deux effets $TA(x)$ et $TB(x)$ dans l'intervalle (I) compris entre l'appui et l'entretoise intermédiaire adjacente.



Le programme calcule donc en plus de l'intégrale du terme de continuité $AT(I,J)$, les intégrales des fonctions $TA(x)$ et $TB(x)$ pour les intervalles (I) à gauche et à droite de la travée.

$$\left\{ \begin{array}{l} XG(J) = \int_0^d TB_G(x) dx \\ XD(J) = \int_{D(j)-d}^{D(j)} TB_D(x) dx \\ YZ G(J) = AT(I,J) + \frac{D(J)}{2} - XG(J) \\ YZ D(J) = AT(I,J) + \frac{D(J)}{2} - XD(J) \end{array} \right.$$

d désigne la longueur de l'intervalle (I)
 $D(J)$ désigne la longueur de la travée.

Le terme $\frac{D(J)}{2}$ correspond à la travée J supposée sur appuis simples.

5.3 - Evaluation des charges permanentes

Pour évaluer la charge permanente, le programme fixe à priori les dimensions des poutres si elles ne sont pas définies dans les données.

L'épaisseur de l'âme est fixée, comme on a vu au début de ce chapitre, en fonction du nombre d'armatures par lit.

La hauteur de la poutre la moins haute est prise égale à 1/19ème de la plus grande portée de l'ouvrage.

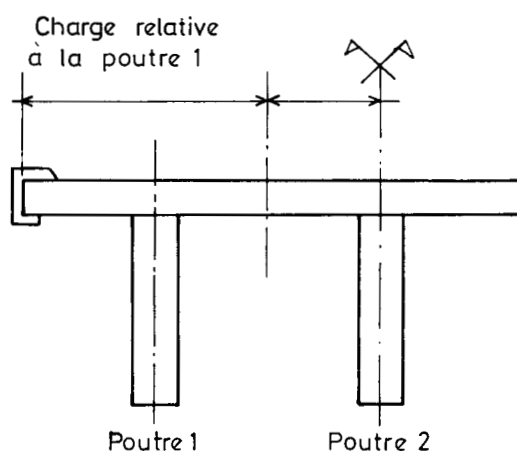
L'épaisseur des goussets (1) est fixée au départ égale à deux fois l'épaisseur de l'âme en travée et leur longueur est égale au quart de la portée de la travée.

Le dimensionnement des goussets est identique pour toutes les poutres.

Avec ces dimensions initiales le programme calcule donc les densités de charges permanentes ainsi que leur centre de gravité sans difficultés (voir extrait de la note de calcul, page 14).

Cette charge permanente est décomposée en différentes parts supportées par chacune des poutres. On suppose dans cette décomposition que la dalle est articulée sur les poutres. Il est à noter que la décomposition du poids des entretoises entre différentes poutres se fait proportionnellement à l'inertie des poutres.

La page 15 de l'extrait de la note de calcul montre ces différentes décompositions de charge permanente.



(1) Le gousset ici est un gousset en plan, c'est-à-dire un épaissement de l'âme des poutres.

5.4 - Coefficients de majoration dynamique

Les charges mobiles civiles et militaires sont frappées de majoration dynamique d'après le titre II du fascicule 61 du C.P.C. (article 5.5).

La page 15 de l'extrait de la note de calcul donne les différentes valeurs des paramètres de la formule de calcul du coefficient de majoration dynamique.

$$CMD(j) = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 D(j)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G(j)}{S(j)}}$$

D(j) est la portée en mètre de la travée où se trouve la surcharge mobile.

G(j) est le poids en tonne de cette travée.

S(j) est, soit le poids maximal d'essieu qui peut être admis sur la travée pour une surcharge civile, soit le poids du char ou de la partie du char qui peut être admis sur la travée pour une surcharge militaire.

(S(j) n'est pas multiplié par les coefficients b_c et b_t).

5.5 - Coefficients de la pondération des surcharges

Dans toute la suite du calcul, que ce soit pour le dimensionnement des entretoises ou pour le dimensionnement des poutres, les efforts extrêmes pondérés sont calculés de la façon suivante :

Soient :

{	XA	l'effort extrême dû à la surcharge A
	XB	les efforts extrêmes dûs aux surcharges B (BC, BR, Bt)
	XTR	l'effort extrême dû aux trottoirs
	XCM	l'effort extrême dû au char
	XP	l'effort dû à la charge permanente

L'effort maximal pondéré est le maximum des expressions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} X1 = XP + 1.2 \text{ COEFTR} \times XTR + 1.2 \text{ Max} (\text{COEFA} \times XA, \text{COEFB} \times XB) \\ X1 = \frac{XP + 1.5 \text{ COEFTR} \times XTR + 1.5 \text{ Max} (\text{COEFA} \times XA, \text{COEFB} \times XB)}{1.5} \\ X1 = XP + \text{COEFTR} \times XTR + \text{COEFCM} \times XCM \\ X1 = XP \end{array} \right.$$

Où

{ Max (a,b) est égal à la plus grande des deux quantités a,b
 { Max (a,b) est égal à 0 si a et b sont négatifs.

L'effort minimal pondéré est le minimum des expressions précédentes en remplaçant Max (a,b) par Min (a,b). Min (a,b) est égal à la plus petite des deux quantités a,b. Si a et b sont positifs, Min (a,b) est égal à 0.

COEFA, COEFB, COEFTR, COEFCM, sont définis dans le dossier "commentaire du bordereau des données".

On reconnaît dans ces expressions que les efforts extrêmes sont pondérés sous sollicitations du :

- 1er genre
- 2ème genre divisé par 1.5.

5.6 - Calcul des efforts

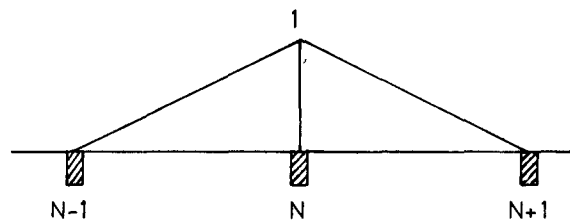
En vue de dimensionner les poutres, le programme calcule les efforts seulement au droit des sections les plus sollicitées.

Transversalement, le programme distingue deux cas : l'ouvrage est pourvu ou dépourvu d'entretoises intermédiaires.

Longitudinalement, le programme différencie l'ouvrage à travées indépendantes ou à travées continues.

5.6.1 - Cas sans entretoise

La dalle est alors supposée articulée sur les poutres. La ligne d'influence transversale d'une charge sur une poutre N est représentée par deux segments de droite du schéma ci-après :



En général, la poutre la plus sollicitée est la poutre du voisinage de l'axe de l'ouvrage. Le programme étudie donc la première poutre de rive et la poutre centrale.

Il est possible de remplacer cette séquence de calcul en entrant des coefficients transversaux précalculés (cf. chapitre 6).

5.6.2 - Cas avec entretoise

Les entretoises sont supposées infiniment rigides et la ligne d'influence pour une poutre N serait alors une droite d'équation.

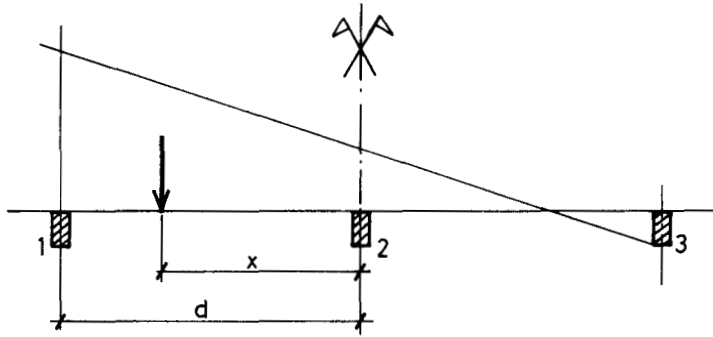
$$Y = I_N \left(1 + \frac{x d}{\sum_i I_i d_i^2} \right)$$

I_i : inertie relative de la poutre i

d : abscisse de la poutre N

x : abscisse du point de charge

Origine des abscisses : centre d'inertie des poutres.



Les poutres les plus sollicitées dans ce cas seraient les poutres de rives.

Sur les lignes d'influences ainsi définies le programme détermine l'enveloppe (compte tenu du coefficient de dégressivité transversale, s'il y a lieu) de A (ℓ), BC, trottoirs, char et charge permanente (voir page 17 de l'extrait de la note de calcul).

5.6.3 - Travées indépendantes

Pour l'optimisation du dimensionnement de l'ouvrage dans le cas des travées indépendantes, le programme prend deux options :

- 1°) si la hauteur de la poutre n'est pas imposée, il optimise cette dernière dimension.
- 2°) si la hauteur de la poutre est imposée, il optimise l'épaisseur du hourdis.

Dans les deux cas, le programme commence par calculer le moment maximum à mi-travée sous charge permanente et sous surcharges pondérées (1er et 2ème genre, voir chapitre 5 - 5), il ajuste ensuite la hauteur de la poutre par pas de 1 cm ou l'épaisseur du hourdis par pas de 0.5 cm (en recalculant chaque fois le moment sous charge permanente) pour que les moments résistants du béton et de l'acier (avec le nombre maximum de barres) soient juste suffisants.

Pour éviter un bouclage dans le calcul dû à un mauvais choix des données, l'épaisseur finale du hourdis est limitée à 20.5 cm.

Le calcul du moment résistant est détaillé au chapitre 11.2 ci-après.

La largeur de la table de compression est prise égale à la largeur totale du tablier (chaussée + trottoirs + bande d'arrêt + bande dérasée) divisé par le nombre de poutres.

5.6.4 - Travées continues

Le programme calcule dans ce cas le moment fléchissant au droit des appuis. La présence des entretoises d'appui permet d'écrêter la courbe enveloppe des moments.

Il calcule ensuite les dimensions des poutres comme ci-après.

../..

5.7 - Optimisation des poutres et goussets

Les poutres et les goussets sont dimensionnés pour résister aux efforts sur piles dûs à la surcharge A, pondéré par un coefficient 1.2, aux trottoirs et à la charge permanente.

Le programme a calculé précédemment l'influence transversale de ces cas de charge (voir extrait de la note de calcul, page 17, colonne intitulée "charge majorée pour excentrement") ainsi que l'influence longitudinale de différents efforts au droit des appuis pour des cas de chargement par travée entière (voir extrait de la note de calcul, pages 8 et 9).

Il est facile maintenant d'obtenir les moments et efforts tranchants sur appuis pour les cas de charge précités.

Le programme calcule ensuite le moment M_B dans chaque poutre au nu des entretoises d'appui selon la formule :

$$M_B = M_A - T_A \times \frac{\text{ENTAPP}}{2 \sin(\text{BIAIS})}$$

M_A : moment sur appui

T_A : effort tranchant sur appui

ENTAPP : épaisseur de l'entretoise d'appui

5.7.1 - Détermination des goussets

La largeur du gousset au droit de l'appui le plus sollicité étant fixé soit en donnée soit par le programme (cf. chapitre 5 - 3), les largeurs des goussets sur les autres appuis intermédiaires sont déterminées proportionnellement au moment fléchissant au nu de l'entretoise sur ces appuis.

5.7.2 - Détermination de la hauteur des poutres

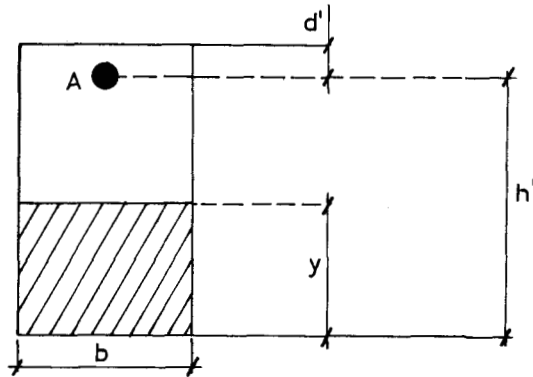
Soit

$$\kappa = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{\sigma_a + n \bar{\sigma}_b'}$$

$\bar{\sigma}_b'$ désigne la contrainte de compression admissible en flexion simple soit $\bar{\sigma}_b' = 2 \bar{\sigma}_b$ ($\bar{\sigma}_b$ est la contrainte de compression admissible du béton en compression simple ; avec $\bar{\sigma}_{bo}' = 0.30 \sigma'$, σ' entré dans le bordereau des données).

σ_a est la contrainte de traction de l'acier prise égale à $0.9 \bar{\sigma}_a$ ($\bar{\sigma}_a$ étant la contrainte de traction admissible de l'acier).

../..



Le moment résistant du béton est :

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \sigma_B' b h'^2 K \left(1 - \frac{K}{3}\right)$$

Pour avoir une hauteur minimale, il suffit que $M_{RB} = M_B$, d'où

$$h = \sqrt{\frac{2 M_B}{\sigma_B' b K \left(1 - \frac{K}{3}\right)}}$$

Les autres résultats de la page 18 de l'extrait de la note de calcul sont aussi donnés par les formules classiques.

La section d'acier A est donnée par :

$$A = \frac{M_B}{\sigma_a h' \left(1 - \frac{K}{3}\right)}$$

Le moment résistant de l'acier par :

$$M_{RA} = \sigma_a A h' \left(1 - \frac{K}{3}\right) = M_{RB}$$

La hauteur totale se calcule à partir de la hauteur utile, du nombre d'armatures supérieures et de leur disposition.

La hauteur retenue est égale à la plus grande des deux valeurs des hauteurs des deux poutres calculées.

La machine réévalue les charges permanentes et recommence le calcul précédent jusqu'à ce que la différence de hauteur de poutre entre deux essais successifs soit inférieure à 0.02 m.

IV.6 - COEFFICIENTS TRANSVERSAUX PRECALCULES

6.1 - Généralités

Dans le cas d'un ouvrage sans entretoise, le programme suppose que la dalle est simplement articulée sur les poutres, cette hypothèse n'est pas satisfaisante car elle néglige la rigidité à la torsion des poutres et la rigidité à la flexion du hourdis.

Il est possible de remplacer ces séquences de calcul par l'introduction des coefficients transversaux de répartition des charges calculés, soit manuellement, soit à l'aide du programme T.I.S.E.

6.2 - Présentation du programme T.I.S.E. (2)

6.2.1 - Description du programme

Le programme T.I.S.E. a pour objet de calculer les efforts dans les poutres (et par conséquent leur répartition transversale) ainsi que les efforts dans le hourdis. Les travées calculées sont normalement des travées indépendantes. Pour un ouvrage continu, on verra que moyennant certaines adaptations au niveau des données, on obtient une bonne approximation sur la répartition transversale des efforts de flexion longitudinale (et sur les efforts de flexion transversale en travée).

Les poutres ne sont reliées par aucune entretoise en travée. Elles sont encastrées à la torsion sur leurs appuis.

Le calcul tient compte de la rigidité de flexion et de torsion des poutres ainsi que de la flexibilité transversale de la dalle constituant le hourdis.

Le programme détermine pour plusieurs cas de charge les efforts supportés par les poutres ainsi que les moments de flexion transversale dans le hourdis. Les charges envisagées peuvent être, soit définies en grandeur et en position et on calcule alors l'effet d'un cas de charge donné, soit, pour les cas de charges ponctuelles ou linéiques (1), définies en grandeur et en position longitudinale seulement et on calcule alors les efforts pour plusieurs positions transversales successives de la charge.

6.2.2 - Méthode de calcul

Les charges prises en compte pour étudier les efforts supportés par les poutres sont décomposées en sommes de charges sinusoïdales dont la période est un sous-multiple de la longueur de la travée (séries de FOURIER).

(1) chargement dit "en lame de couteau" appliqué parallèlement aux bords libres

(2) voir dossier TISE pour plus de détails.

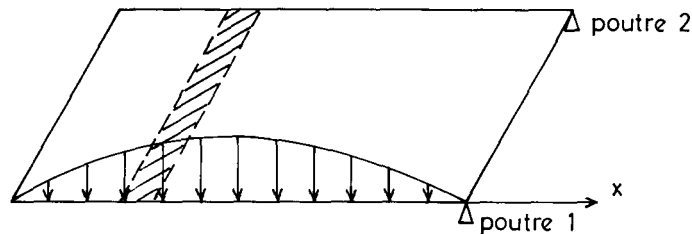
Pour chacun des termes de la série on peut montrer que, si le hourdis est supposé découpé en lanières transversales infiniment minces, les réactions exercées par le hourdis sur les poutres sont également de forme sinusoïdale et de même période.

Appelons $p(x) = \sum_n p_n \sin \frac{n \pi x}{l}$ l'expression du développement en série

de FOURIER de la charge de densité p ; pour le terme $p_n \sin \frac{n \pi x}{l}$ de rang n

les rigidités des poutres en flexion et en torsion vis-à-vis de la dalle sont

alors égales à $\left(\frac{n \pi}{l}\right)^4 \cdot EI$ et $\left(\frac{n \pi}{l}\right)^2 \cdot GK$



Le calcul pour un cas de charge donné est alors effectué en prenant comme inconnues les flèches et les rotations des poutres et en résolvant le système d'équations obtenu.

Les efforts calculés sont les réactions d'appuis verticales et les moments de torsion vis-à-vis du hourdis et les moments dans le hourdis lui-même au droit des poutres et entre les poutres. Les moments dans le hourdis sont des moments transversaux qui ne tiennent pas compte de "l'effet de dalle" dans le sens longitudinal, le hourdis étant assimilé à une succession de lanières transversales encastées sur les poutres: Il est néanmoins possible de tenir compte de cet effet de dalle par un calcul manuel correctif.

6.2.3 - Résultats obtenus

Après un rapide rappel des données les résultats fournis par le programme sont les suivants :

- a) pour les poutres et à l'abscisse étudiée
 - la densité du couple de torsion
 - la densité de charge verticale
 - la flèche prise par la poutre
 - le moment de flexion

../..

b) pour les poutres et sur appuis

- leur rotation
- l'effort tranchant
- le moment de torsion

c) pour le hourdis d'entretoisement, le moment fléchissant et l'effort tranchant à mi-portée transversale du hourdis ainsi qu'aux encastremets sur les poutres.

6.3 - Intégration des résultats de T.I.S.E. dans PSI-BA

Les coefficients correctifs de répartition transversale CTA_i , $CTBC_i$, $CTTR_i$, $CTCM_i$, $CTCP_i$, relatifs aux systèmes de charge A (ℓ), Bc, trottoirs, char militaire et charge permanente sont calculés à partir des valeurs des moments de flexion dans les poutres, obtenues avec le programme T.I.S.E., comme ci-après :

Soit NVOIE le nombre de voies d'un ouvrage ayant NP poutres, le coefficient CTA_i relatif à la répartition transversale de la charge A (ℓ) sur la poutre "i" est déterminé par :

$$CTA_i = \frac{M_i}{\sum M_j} \times a_1 \times a_2 \times \frac{NV}{NVOIE} \times ECHAUS$$

ECHAUS représente la largeur de la chaussée

NV représente le nombre de voie chargée

M_i est le moment dans la poutre i

a_1 et a_2 sont définis dans les articles 4.21 et 4.22 du C.P.C.(F61,Tit.II

D'une façon analogue, le coefficient $CTBC_i$ relatif aux charges Bc est donné par :

$$CTBC_i = 12 \times NV \times bc \times \frac{M_i}{\sum M_j}$$

12 représente le poids en tonne d'un essieu du camion Bc

NV garde la même signification que précédemment et

bc est le coefficient de dégressivité transversale.

Le coefficient $CTTR_i$ relatif au trottoir est donné par :

$$CTTR_i = \frac{M_i \times 0.15}{\sum M_j} (ETROTG + ETROTD)$$

Le coefficient 0.15 désigne la densité de charge du trottoir.

Si le fait de charger un trottoir est plus défavorable, par exemple le trottoir de gauche, on aura alors :

$$CTTR_i = \frac{M_i}{\sum M_j} \times 0.15 \times ETROTG$$

Le coefficient $CTCM_i$ relatif au char militaire est donné par :

$$CTCM_i = \frac{M_i}{\sum M_j}$$

Le coefficient $CTCP_i$ relatif à la charge permanente est donné par :

$$CTCP_i = \frac{M_i}{\sum M_j}$$

On calcule respectivement ces coefficients CTA_i , $CTBC_i$, $CTTR_i$, $CTCM_i$, $CTPC_i$, pour deux poutres :

- une première poutre avec des coefficients maximaux se substituant à la poutre de rive dans les calculs de moments fléchissants et de ferrailage.
- une deuxième poutre avec un ensemble de coefficients à titre de vérification (1).

Dans le cas où on a un ouvrage continu à plusieurs travées, on peut calculer ces coefficients transversaux dans la travée la plus courte.

6.4 - Utilisation par le programme PSI-BA des coefficients transversaux précalculés

Les coefficients transversaux précalculés ne sont employés que pour le calcul des moments fléchissants dans les poutres. Pour le calcul des efforts tranchants on suppose toujours que la dalle est articulée sur ces dernières.

(1) Nous rappelons que le programme étudié dans ce cas la poutre de rive et la poutre centrale. L'avant-métré du ferrailage est fait d'après la poutre de rive. Le ferrailage de la poutre centrale (en l'occurrence, la 2ème poutre ici) est calculé à titre de vérification (cf. IV.11).

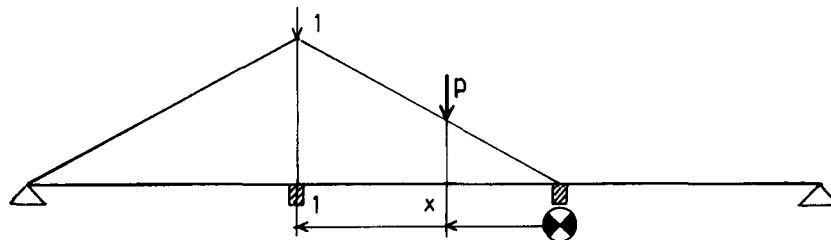
IV.7 - CALCUL DES ENTRETOISES INTERMEDIAIRES

7.1 - Généralités

Nous supposons que les entretoises intermédiaires sont également espacées dans une même travée et nous nous intéressons à celles de la travée où elles sont le plus espacées entre elles (en l'occurrence, ici, la travée 4).

Nous calculons les moments fléchissants dans des sections espacées de 0.25 m et les efforts tranchants dans celles de ces sections les plus voisines des poutres.

Nous avons postulé qu'une charge disposée à l'abscisse relative longitudinale x , abscisse relative à l'entre-axe de deux entretoises, exerce sur l'entretoise les mêmes efforts qu'une charge directement appliquée mais affectée du coefficient de réduction longitudinal α .



Calcul des entretoises ligne d'influence du coefficient de réduction longitudinal.

Nous avons supposé :

- que les poutres réagissaient sur les entretoises comme si ces dernières étaient indéformables.
- que les réactions des poutres étaient proportionnelles à leur déformation et à leur inertie.

Toutes ces hypothèses sont d'ailleurs classiques et constituent les bases de "la méthode de COURBON".

Il en résulte qu'une charge P appliquée à l'entretoise crée le système de réaction $R(i)$ suivant :

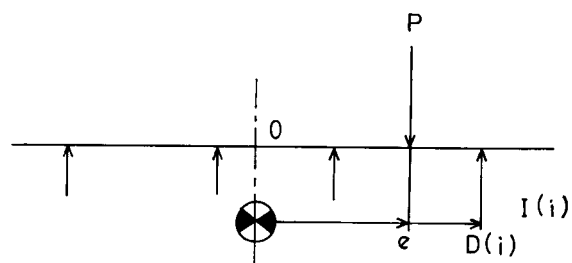
$$R(i) = p \frac{I(i)}{\sum I(i)} \left[1 + \frac{e D(i) \sum I(i)}{\sum I(i) D(i)^2} \right]$$

$I(i)$ inertie de la poutre i

Origine des abscisses : centre d'inertie des poutres

$D(i)$ abscisse de l'axe des poutres

e excentricité de la charge P



Réactions des poutres sur l'entretoise

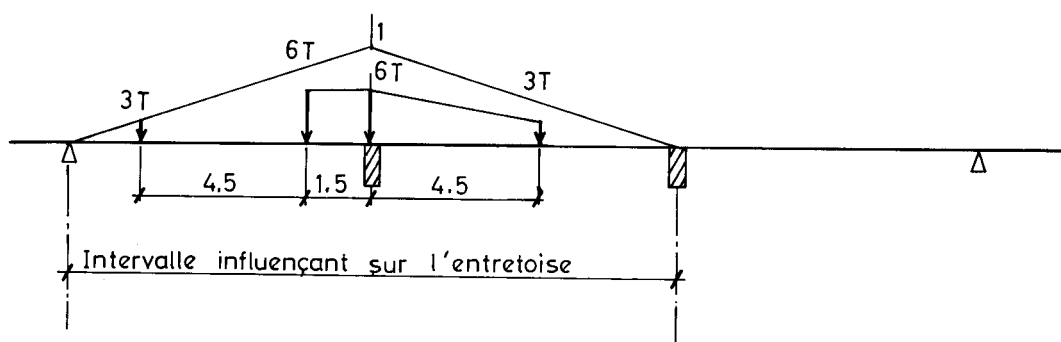


Figure n° 1

Détermination du coefficient d'influence longitudinal dû à B_c sur une entretoise.

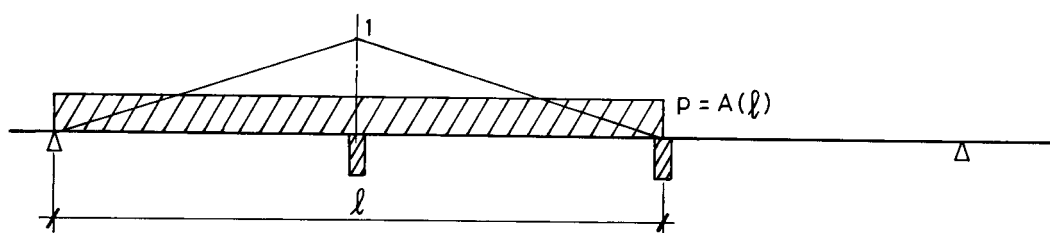


Figure n° 2

Détermination du coefficient longitudinal dû à $A(l)$.

7.2 - Calcul des efforts appliqués à l'entretoise

7.2.1 - Coefficient longitudinal

Pour chaque système de surcharge, l'ordinateur recherche le coefficient longitudinal maximum, c'est-à-dire le poids maximal reporté sur l'entretoise par une file de surcharge d'un même système qu'il est possible de placer dans les zones qui séparent cette entretoise des entretoises voisines. Ce coefficient est affecté s'il y a lieu du coefficient de majoration dynamique correspondant.

Les coefficients longitudinaux sont calculés de la façon suivante :

- a) une file de roues de la surcharge Bc; nous avons placé une roue de 6 T de l'essieu arrière au droit de l'entretoise et l'ordinateur recherche s'il est possible de placer d'autres roues de 6 T ou de 3 T dans les intervalles qui séparent les entretoises voisines de l'entretoise calculée (voir figure n° 1 page précédente).
- b) une bande de 1 m de largeur surchargée par le système A dans ces intervalles (voir figure n° 2 page précédente).
- c) les surcharges Bt et Br appliquées au droit de l'entretoise.
- d) la surcharge uniforme de trottoir appliquée sur 1 m de largeur.
- e) éventuellement, une chenille du char dont la position du centre de gravité coïncide avec celle de l'entretoise; cette chenille intervient en tout ou en partie selon l'espacement des entretoises.

7.2.2 - Coefficient transversal

L'ordinateur aborde ensuite la répartition transversale en calculant les efforts produits dans l'entretoise par les systèmes de surcharges définis ci-dessous, appliqués au droit de l'entretoise :

- un essieu de deux roues de 1 tonne chacune, distantes de 2 m se déplaçant en travers de la chaussée par sauts de 0.25/LU mètres, jusqu'à 0.25 m des trottoirs.
- Deux essieux côte-à-côte se déplaçant à 2.50 m l'un de l'autre d'axe en axe par sauts de 0.25/LU mètres et éventuellement 3, 4 essieux jusqu'à concurrence du nombre de voies.
- Une surcharge uniforme de 1 T/m² appliquée sur chacune des voies.
- Une surcharge de 1 T appliquée sur un rectangle d'impact de mêmes caractéristiques que celui de la roue Br se déplaçant en travers de la chaussée par sauts de 0.25/LU mètres.
- Une surcharge de 1 T appliquée sur un rectangle d'impact de mêmes caractéristiques que celui de l'essieu Bt se déplaçant en travers de la chaussée par sauts de 0.25/LU mètres.

- une surcharge de 1 T/m^2 sur l'un des trottoirs ou les deux selon l'effet recherché (maximum ou minimum).
- et éventuellement deux charges de 1 tonne représentant les deux chenilles d'un char, l'ensemble se déplaçant en travers par sauts de 0.25/LU mètres.

Pour chaque surcharge l'ordinateur repère la position la plus défavorable pour l'effort étudié (effort tranchant ou moment fléchissant) et pour l'effet recherché (maximum ou minimum) obtenu par sommation ou intégration des ordonnées de la ligne d'influence dans les zones d'impacts de la surcharge : c'est ce que nous avons appelé le coefficient transversal.

7.2.3 - Résultats

Pour une section donnée de l'entretoise et pour un système de charge donné, l'effort non pondéré qui en résulte est donc le produit des deux coefficients longitudinaux et transversaux.

La dernière ligne "effort extrême" est obtenue par combinaison des efforts précédents après pondération sous sollicitation du premier et deuxième genre (voir chapitre 5 - 5).

La machine imprime pour chaque surcharge :

- le coefficient longitudinal maximal (colonne 3)
- le coefficient transversal maximal et l'excentrement correspondant (colonnes 4 et 5). Les positions les plus défavorables sont obtenues en déplaçant la surcharge d'un bout à l'autre de la chaussée par sauts de 0.25/LU
- le coefficient transversal minimal et l'excentrement correspondant (colonnes 6 et 7)
- les efforts maximal et minimal, l'entretoise étant supposée droite (colonnes 8 et 9).

La machine récapitule dans un tableau (page 22 de l'extrait de la note de calcul) la courbe enveloppe des moments fléchissants minimum et maximum compte tenu cette fois du biais de l'entretoise et les efforts tranchants au droit des poutres.

L'épaisseur de l'entretoise est ensuite calculée pour supporter l'effort tranchant maximum T

$$e = \frac{T}{2.5 \sigma_b' \eta_y}$$

η_y étant la hauteur moyenne utile de l'entretoise.

Il se pourrait toutefois que cette largeur soit insuffisante pour mettre en place convenablement les armatures longitudinales nécessaires. Au projeteur d'élargir l'entretoise à l'exécution des dessins pour résister aux moments fléchissants (cas des ponts larges et élancés notamment) ou de présumer une largeur convenable avant les calculs et de l'imposer comme donnée.

IV.8 - CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES DANS LES POUTRES

8.1 - Généralités

La machine procède au calcul des efforts tranchants maximal et minimal dans chaque poutre au droit de chaque appui et dans chacune des travées (le côté 1 désigne l'appui de gauche et le côté 2 l'appui de droite).

Nous donnons le détail du calcul pour l'appui gauche d'une travée.

Il faut en effet, rechercher les positions les plus défavorables des surcharges aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

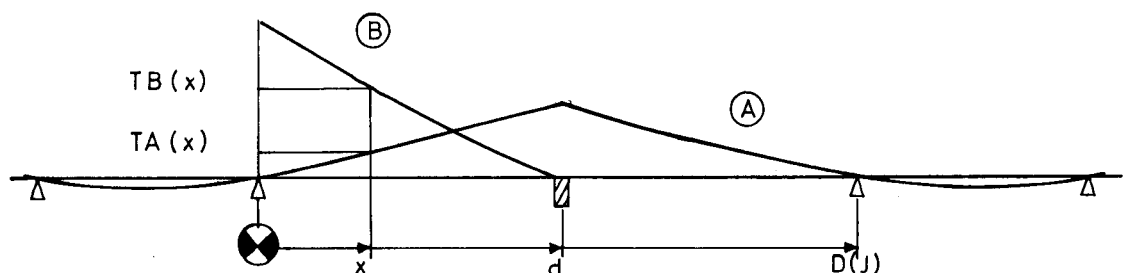
Une charge étant placée dans l'intervalle (I) limité par l'appui considéré et l'entretoise intermédiaire adjacente de la travée considérée, la répartition entre les poutres de l'effort tranchant qu'elle provoque se fait en partie comme si la dalle de couverture était articulée sur les poutres, en partie comme si le tablier était indéformable transversalement, c'est ce que nous avons appelé les cas A et B.

Dans le cas où il n'y a pas d'entretoise intermédiaire, l'intervalle (I) est nul.

8.2 - Recherche des coefficients longitudinaux par travée et par appui

La machine calcule les valeurs de la ligne d'influence $T(x)$ de l'effort tranchant de la poutre continue ayant les mêmes portées que l'ouvrage pour les abscisses multiples de $1.50/NU$. Elle lui associe deux lignes d'influence $TA(x)$ (colonnes 2, 5, 8, 11) et $TB(x)$ (colonnes 3, 6, 9, 12, page 24) ainsi définies :

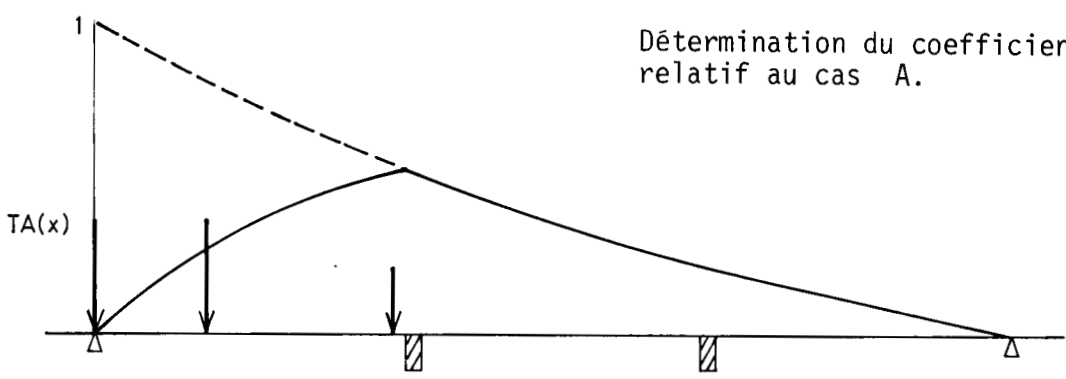
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{en dehors de (I)} \\ TA(x) = T(x) \\ TB(x) = 0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{appartenant à (I)} \\ TA(x) = \frac{x}{d} T(x) \\ TB(x) = \left(1 - \frac{x}{d}\right) T(x) \end{array} \right.$$



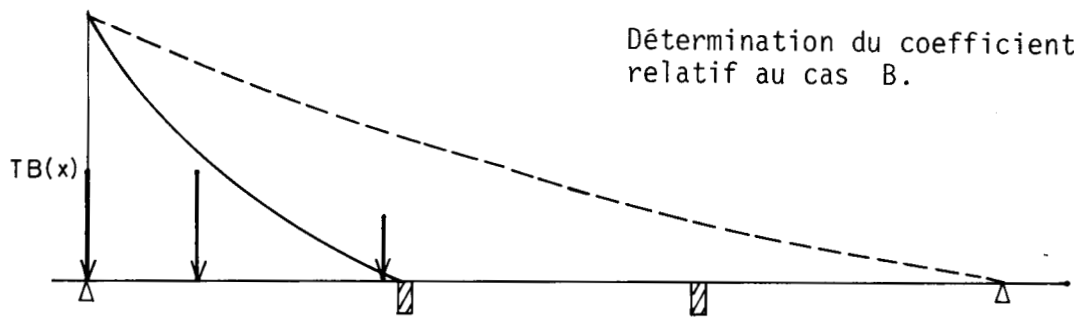
Lignes d'influences des coefficients longitudinaux de l'effort tranchant pour les cas A et B.

../..

Détermination du coefficient longitudinal relatif au cas A.



Détermination du coefficient longitudinal relatif au cas B.



Les schémas de la page précédente représentent les lignes d'influences des coefficients longitudinaux.

La machine recherche ensuite les valeurs des coefficients longitudinaux qu'il y aura lieu de prendre en compte pour le calcul des efforts tranchants pour chacune des surcharges suivantes :

- Une file de deux camions-types
- La surcharge uniforme A appliquée sur une largeur de 1 m
- La surcharge uniforme générale de trottoir appliquée sur 1 m
- Le char.

Le coefficient longitudinal d'un groupe de surcharge pour une position donnée de celui-ci, se déduit de la ligne d'influence précédemment définie par sommation ou intégration des ordonnées de cette ligne d'influence dans les zones d'impacts de cette surcharge, multipliées par le poids d'une file de roues des véhicules civils, par la densité en T/m^2 de la surcharge A et par la densité de charge d'une chenille de char s'il y a lieu.

Le coefficient de majoration dynamique n'est pas compris.

L'ordinateur ne retient que le coefficient longitudinal afférent à la position la plus défavorable pour l'effet (maximum ou minimum) que l'on a en vue

Il calculera ainsi (voir page 23 de l'extrait de la note de calcul) :

TAL = coefficient longitudinal afférent au mécanisme A

TBL = coefficient longitudinal afférent au mécanisme B

8.3 - Recherche des coefficients transversaux par poutre

La machine calcule la ligne d'influence du coefficient transversal de chaque poutre afférent au cas B. Elle calcule et imprime les valeurs des coefficients transversaux pour les dispositions et les intensités suivantes des surcharges :

- un essieu de 2 roues d'une tonne distantes de 2 m, se déplaçant en travers de la chaussée par sauts de 0.25/LU jusqu'à 0.25 m des bords de la chaussée,
- puis deux essieux côte-à-côte, se déplaçant à 2.50 m l'un de l'autre d'axe en axe par sauts de 0.25/LU et éventuellement trois essieux si l'ouvrage le permet,
- chacune des voies dans le cas où elle supporterait la surcharge uniforme de $1 T/m^2$.
- chacun des trottoirs supportant la surcharge uniforme de $0.15 T/m^2$,
- les chenilles du char se déplaçant jusqu'à 0.50 m du bord de la chaussée par sauts de 0.25/LU et sur la largeur desquelles est appliquée uniformément une surcharge de $1 T$.

.../...

La position de la surcharge est repérée par son excentrement (abscisse de son centre de gravité prise à partir du centre d'inertie des poutres).

Comme pour les coefficients longitudinaux, l'ordinateur ne retient, par poutre, que le coefficient transversal afférent à la position la plus défavorable de la surcharge pour l'effet (maximum ou minimum) que l'on a en vue.

Il calculera ainsi (voir page 27 de l'extrait de la note de calcul) :

TAT = coefficient transversal afférent au mécanisme A

TBT = coefficient transversal afférent au mécanisme B

8.4 - Efforts tranchants maximaux

La machine recherche et imprime (pages 28 à 31 pour la poutre 1) le nombre de files de camions qu'il faut envisager, le nombre de voies de la chaussée et le nombre de trottoirs qu'il faut surcharger (colonne 1), l'excentrement le plus défavorable de la surcharge considérée (colonne 2), TBL le coefficient longitudinal afférent au cas B (colonne 3), TAL le coefficient longitudinal afférent au cas A (colonne 5), TAT le coefficient transversal afférent au cas A (colonne 6), DYNAM le coefficient de majoration dynamique (colonne 7) et TMAX l'effort tranchant maximum (colonne 8) donné par la relation :

$$TMAX = DYNAM \cdot (TAL \cdot TAT + TBL \cdot TBT)$$

8.5 - Efforts tranchants minimaux

Les surcharges dans ce cas sont toujours disposées en dehors de l'intervalle (I). Seuls les coefficients longitudinaux et transversaux afférent au cas A sont pris en compte (colonnes 5 et 6) pour la disposition la plus excentrée (colonne 2).

8.6 - Efforts tranchants extrêmes pondérés

L'ordinateur discerne et imprime pour chaque travée, chaque poutre et pour chaque côté considéré, la valeur extrême de l'effort tranchant compte tenu de la pondération éventuelle des surcharges (colonne 9 des pages 28 à 31 de l'extrait de la note de calcul).

Cette pondération a été définie au chapitre 5 - 5.

La machine refait le calcul des efforts tranchants pour chaque poutre. On a un extrait de ce calcul pour la poutre 1 de la page 23 à la page 31.

8.7 - Longueur des goussets

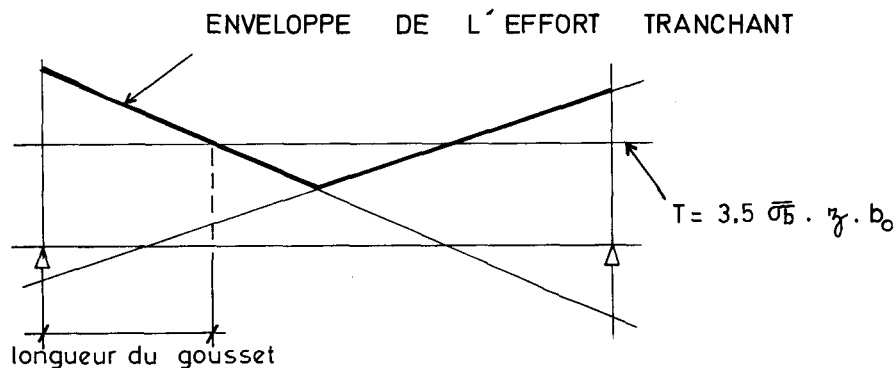
Le programme a déterminé l'épaisseur des goussets en fonction des moments sur appuis au chapitre 5 - 7.1. Il recalculé ici cette épaisseur pour supporter la contrainte de cisaillement engendrée par les efforts tranchants.

$$b_o = \frac{T}{\bar{\tau}_b \cdot \eta}$$

($\bar{\tau}_b$ est le taux de cisaillement admissible)

La plus grande des deux valeurs de cette épaisseur est retenue par le programme.

La longueur des goussets est déterminée par le point de concours de la courbe enveloppe de l'effort tranchant et de la courbe d'effort tranchant admissible pour une épaisseur de goussets égale à l'épaisseur de l'âme à mi-travée.



Si cette longueur dépasse la demi-portée de la travée, on voit que l'épaisseur de l'âme en travée est insuffisante.

On peut aussi trouver des valeurs négatives de cette longueur, ce qui veut simplement dire que l'épaisseur de l'âme de la poutre est surdimensionnée vis-à-vis du cisaillement et qu'on n'a pas besoin de goussets (vis-à-vis du cisaillement).

Le projeteur devra vérifier si en travée les longueurs des goussets sont suffisantes pour résister aux moments fléchissants minimum dans les zones où ils sont négatifs.

La machine imprime tous ces résultats relatifs à l'effort tranchant sous forme de tableau (voir page 32 de l'extrait de la note de calcul).

Dans ce tableau, on trouve entre autre, les valeurs des bras de levier sur chaque appui et en travée pour chaque poutre, le taux de cisaillement admissible du béton défini par l'article 25.1.2 du C.P.C. 61 titre VI.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{sur appui simple} \\ \bar{\tau}_b = 2,5 \bar{\sigma}_b & \text{sur appui continu} \end{array} \right.$$

Le taux de cisaillement admissible du béton en travée est supposé variant linéairement de $\bar{\tau}_b = 2,5 \bar{\sigma}_b$ sur appui à $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$ au quart de la travée, il est constant jusqu'au trois quart de la travée où il décroît linéairement jusqu'à $\bar{\tau}_b = 2,5 \bar{\sigma}_b$ sur appui.



Le programme ressort, après cette optimisation, les nouvelles caractéristiques des poutres et goussets ainsi que la nouvelle charge permanente et les coefficients de majoration dynamique (voir pages 33, 34, 35, de l'extrait de la note de calcul).

IV.9 - MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES DANS LES POUTRES LES PLUS SOLLICITEES

L'origine des abscisses est l'appui gauche de l'ouvrage. Nous nous intéresserons aux sections dont les abscisses sont multiples de 1.50 puis aux sections les plus voisines des appuis et dont les abscisses sont multiples de 1.50/NU.

La machine calcule les ordonnées de la ligne d'influence du moment fléchissant pour des sections dont les abscisses sont multiples de 1.50/NU. Si la section dont on calcule la ligne d'influence est à gauche du foyer de gauche ou à droite du foyer de droite, la ligne d'influence a un zéro en travée : la machine calcule cette racine en toute rigueur.

Puis elle recherche la disposition longitudinale la plus défavorable des deux camions-types qu'elle déplace sur toute la longueur de l'ouvrage par sauts de 1.50/NU,

- en convoi allant de gauche à droite (sens 1)
- séparés l'un de l'autre allant de gauche à droite
- en convoi allant de droite à gauche (sens 2)
- séparés l'un de l'autre allant de droite à gauche

Elle imprime (page 37 de l'extrait de la note de calcul) l'abscisse de la roue la plus à gauche de chaque camion (colonnes 2 et 3), leur sens de marche (colonne 4) et l'intensité du moment fléchissant extrême compte tenu du coefficient d'excentrement et du coefficient de majoration dynamique (colonne 5).

Puis la machine déplace le char, comme elle a déplacé un camion et elle imprime l'abscisse de l'extrémité gauche du char (colonne 9) correspondant au moment fléchissant extrême (colonne 10).

La machine recherche et imprime les longueurs de travées sur lesquelles la surcharge A doit être appliquée dans les deux travées les plus influentes (colonnes 6 et 7). Elle calcule le moment fléchissant extrême correspondant (colonne 8).

Elle calcule les efforts dus aux charges permanentes (colonne 1) et aux trottoirs (colonne 11) puis le moment fléchissant global pondéré (colonne 12).

La pondération de ces efforts est détaillée au chapitre 5 - 5.

9.1 - Courbe enveloppe des moments fléchissants extrêmes

La machine procède à un lissage des courbes enveloppes des moments fléchissants et imprime leurs valeurs pour des abscisses multiples de 1.50/NU (pages 41 et 42 de l'extrait de la note de calcul).

Cette courbe enveloppe est l'enveloppe des moments sous sollicitations du 1er genre et sous sollicitations du 2ème genre divisés par 1.5.

IV.10 - REACTIONS D'APPUI EXTREMES

Pour chaque appui la machine imprime et calcule les réactions d'appui extrêmes dues aux surcharges et aux charges permanentes à l'instar du calcul des moments fléchissants extrêmes d'une section . Les réactions extrêmes ne sont pas pondérées.

IV.11- FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

11.1 - Généralités

Dans les cas les plus courants, les poutres sont armées identiquement. Toutefois, le programme permet de calculer les ouvrages dont les poutres sont inégalement ferraiées et, dans ce cas, le ferrailage de la poutre i est donné comme proportionnel au taux de ferrailage OMEGA (i)*. La machine se contente donc de calculer les armatures de la poutre 1, et en déduit le poids pour tout le tablier en tenant compte des taux de ferrailage.

Il importe toutefois, dans le cas d'un tablier dissymétrique transversalement, de pouvoir vérifier le bien-fondé du choix des valeurs des taux de ferrailage. C'est pourquoi, on peut demander à la machine de calculer également le ferrailage de la poutre intitulée NP (indiquer en ce cas au bordereau ARBAR 2 = 1).

Dans le cas d'ouvrage entretoisé, la poutre NP est la deuxième poutre de rive.

Dans le cas d'ouvrage sans entretoise, la poutre NP est la poutre centrale.

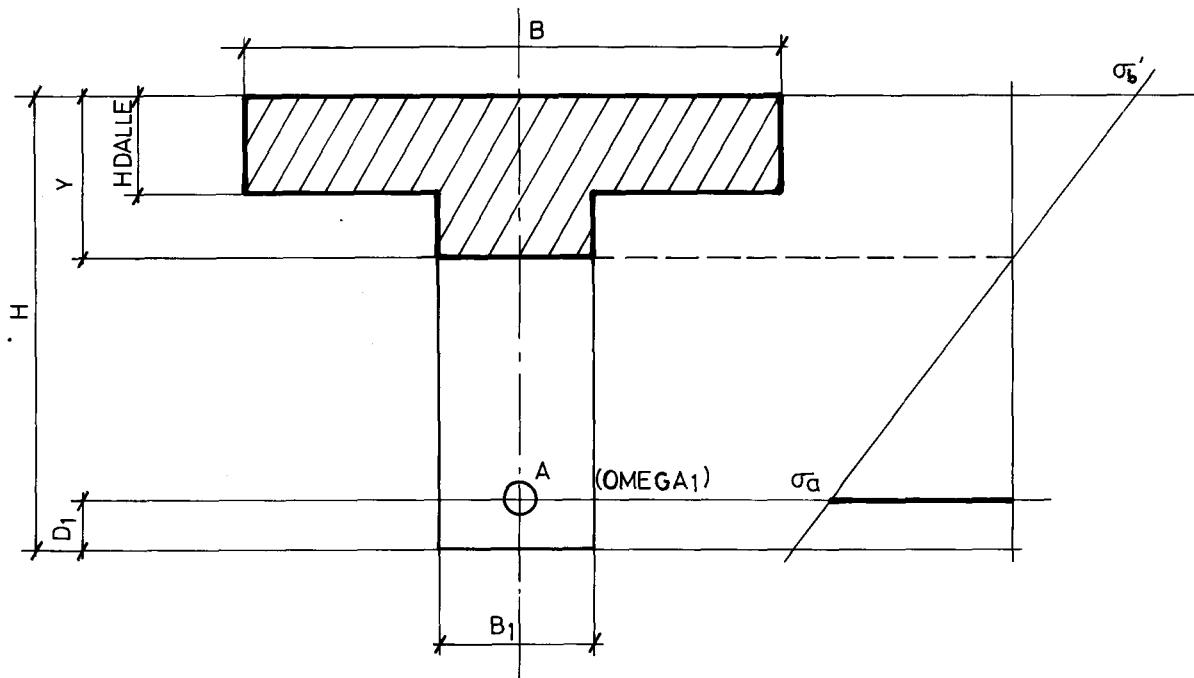
Dans le cas où on rentre les coefficients transversaux, la poutre NP correspond à la 2ème poutre, c'est-à-dire au 2ème ensemble de coefficients transversaux donnés.

Si les taux de ferrailage des poutres sont égaux entre eux, il appartient ensuite au projeteur de choisir entre les deux poutres un système qui enveloppe partout les deux résultats. Si le taux de ferrailage des poutres varie d'une poutre à l'autre le projeteur obtiendra à partir de la poutre 1 les armatures des autres poutres par une simple règle de proportionnalité mais il devra vérifier que les armatures de la poutre NP ainsi déduites approchent celles qui ont été calculées, sinon il faudra corriger l'avant-métré du ferrailage des poutres en faisant varier le taux de ferrailage OMEGA (i).

Les résultats relatifs à la poutre NP sont imprimés après le tableau récapitulatif de l'avant-métré à titre de vérification.

Le programme calcule d'abord les armatures longitudinales inférieures (moment positif) par travée puis ensuite les armatures longitudinales supérieures par appui en tenant compte des armatures de la dalle.

* Si on désire ferrailer identiquement toutes les poutres, il faut faire OMEGA (i) = 1 pour toutes les poutres.

11.2 - Moments résistants

Les notations utilisées dans le schéma correspondent aux notations dans la note de calcul.

Le programme détermine d'abord si la fibre neutre tombe dans le hourdis ou en dehors de ce dernier en étudiant le signe de l'expression

$$Y_1 = \frac{1}{2} B \times HDALLE^2 - 15 A (H - D1 - HDALLE) \quad (1)$$

expression qui se démontre aisément à partir de l'équation du calcul des moments statiques suivante

$$\frac{1}{2} B_1 Y^2 + (B - B_1) \times HDALLE \times (Y - 0.5 HDALLE) + nA (Y + D_1 - H) = 0 \quad (2)$$

Avec $n = 15$

Si $Y_1 < 0$ la fibre neutre tombe en dehors du hourdis. On est en présence d'une section en T.

Si $Y_1 > 0$ la fibre neutre tombe dans le hourdis, on peut considérer la section comme rectangulaire.

../..

L'axe est déterminé à partir de l'équation (2) précédente. Si la section est rectangulaire on fait $B_1 = B$.

L'inertie de la section est donnée par l'équation

$$I = \frac{1}{2} B Y^3 - \frac{(B - B_1) (Y - HDALLE)^3}{3} + 15.A (Y + D1 - H)^2$$

Le bras de levier est donné par :

$$\gamma = \frac{I}{15 A (H-Y-D1)}$$

Le moment résistant de l'acier est donné par

$$M_A = \frac{I \sigma_a}{15 (H-Y-D1)}$$

La contrainte admissible du béton en flexion simple est $2 \varepsilon \sigma_{bo}'$
le moment résistant du béton est donné par

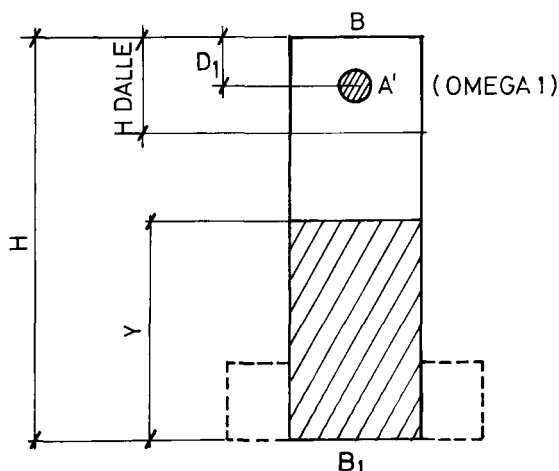
$$M_B = 2 \sigma_{bo}' \frac{I}{Y}$$

$$\text{avec } \varepsilon = \frac{B_1 Y^2 + (B - B_1) Y HDALLE}{B_1 Y^2 + (B - B_1) (2Y - HDALLE) + H DALLE}$$

expression qui s'obtient en écrivant que la contrainte moyenne de compression est égale à la contrainte de compression admissible en compression simple.

REMARQUE 1 Dans ces calculs on ne tient pas compte des aciers comprimés.

REMARQUE 2 On calcule d'une façon analogue le moment résistant négatif (1).
La section est rectangulaire, on ne tient pas compte des surépaisseurs des talons.

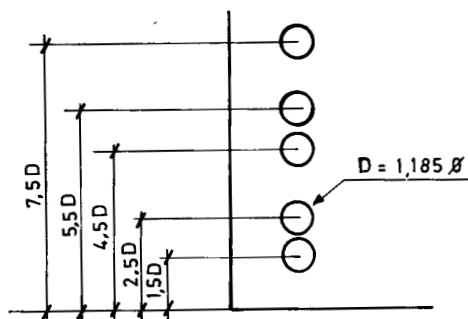


(1) moment résistant ayant la fibre comprimée en bas.

REMARQUE 3 Lors du calcul de D_1 , distance du centre de gravité des armature de traction à la face inférieure des poutres, nous avons supposé que :

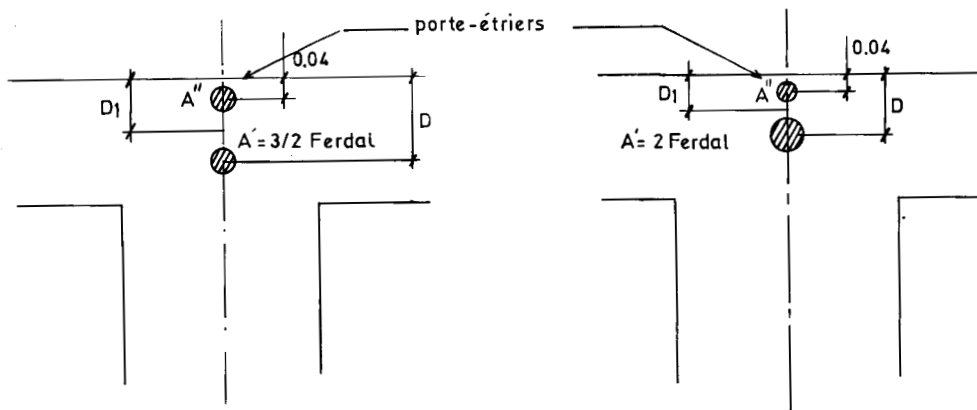
- le 1er lit est à $1.5 D$ de la face inférieure
- le 2e lit est à $2.5 D$ de la face inférieure
- le 3e lit est à $4.5 D$ de la face inférieure
- le 4e lit est à $5.5 D$ de la face inférieure
- le 5e lit est à $7.5 D$ de la face inférieure

Avec $D = 1.185 \varnothing$



REMARQUE 4 Dans le cas de moment résistant négatif, la section d'aciers supérieurs comprend deux parties :

- a) la section constante⁽¹⁾ avec les fers porte-étriers plus 3 Ferdal, ou 2 Ferdal (Ferdal étant la section moyenne d'armature inférieure de la dalle par poutre).



$$D_1 = \frac{A' \cdot D + A'' \cdot 0,04}{A' + A''}$$

(1) Section constante veut dire ici que la quantité d'acier est déterminée. On a 2 Ferdal à proximité de l'appui et 3/2 Ferdal pour les sections au-delà de l'arrêt de la moitié des chapeaux longitudinaux (cf. § 12.1).

Les porte-étriers sont composés de NPHI barres de $\varnothing 16$ à 0.04 m de la face supérieure.

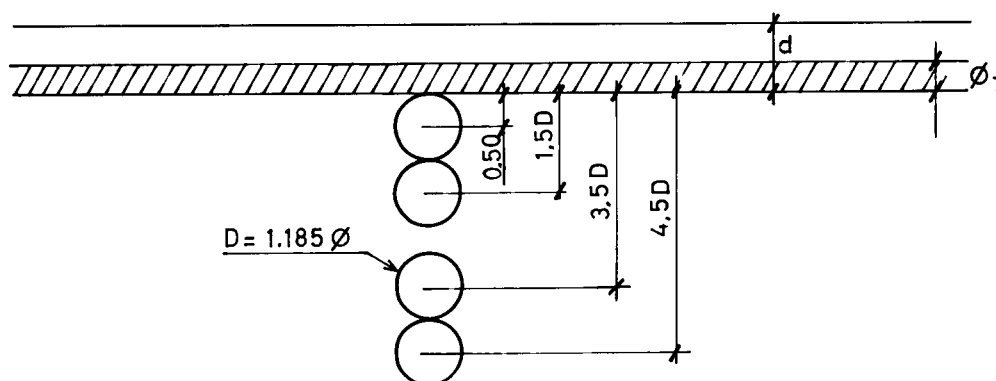
D_1 est le centre de gravité de ces aciers.

b) la section variable, la section d'acier est la section des armatures supérieures des poutres, la quantité d'acier varie de NPHI à NPHIMAX barres d'acier (cf. § 11.4).

- le 1er lit d'armature est placé à $d + 0.5 D$ de la face supérieure
- le 2e lit d'armature est placé à $d + 1.5 D$ de la face supérieure
- le 3e lit d'armature est placé à $d + 3.5 D$ de la face supérieure
- le 4e lit d'armature est placé à $d + 4.5 D$ de la face supérieure

- d : étant la distance entre la face supérieure des poutres et le niveau inférieur des armatures transversales de la dalle.

$$d = \text{enrobage (0.02 m)} + 1.185 \varnothing_T$$



Remarque 5 - On ne tient pas compte de la variation de l'épaisseur de l'âme. L'épaisseur prise en compte dans le calcul des moments résistants au voisinage de l'appui est égale à l'épaisseur de l'âme sur cet appui. Ceci peut entraîner une surestimation du moment résistant du béton pour des sections au voisinage de l'appui, sans grande importance dans la réalité, car la variation de la courbe enveloppe des moments est en générale beaucoup plus importante.

REMARQUE 6 - La contrainte de traction admissible de l'acier est limitée à 24 000 T/m² dans le calcul de ferrailage (moments négatifs) afin de réduire la fissuration sur la face supérieure de l'ouvrage.

../..

11.3 - Armatures longitudinales inférieures d'une poutre de rive

La machine calcule les moments résistants de l'acier et du béton pour des sections comportant un nombre d'armatures longitudinales inférieures variant de NPHI à 5 NPHI. La machine procède ensuite au calcul des arrêts des couples de barres. Le calcul s'effectue travée par travée.

Dans chaque travée la machine calcule successivement :

- les intersections de la courbe enveloppe des moments fléchissants maximaux avec les horizontales représentant les moments résistants de l'acier,
- la composition exacte de la section la plus sollicitée,
- les abscisses des extrémités des barres compte tenu du bras de levier du couple élastique, de la longueur d'ancrage et de la variation correspondante du moment résistant de l'acier (colonnes 3 et 4 de la page 57 de l'extrait de la note de calcul),
- la longueur des barres (colonne 6),
- le poids d'armatures longitudinales inférieures (colonne 7).

Le premier lit d'armatures est supposé régner sur toute la longueur de l'ouvrage. L'épure d'arrêt de barres n'est donc définie qu'à partir du deuxième lit.

Chaque barre est repérée par un numéro qui ne préjuge pas sa position dans le lit d'armatures; mais pour conserver à la poutre une certaine symétrie, nous avons prévu d'arrêter les barres deux par deux.

En fait, le programme s'affranchit de ce dernier principe au sommet de la courbe, où le calcul s'effectue de la manière suivante :

- la machine détermine dans quel intervalle, compris entre les moments résistants de deux groupes successifs de deux barres se trouve le sommet de la courbe,
- cet intervalle est divisé en quatre parties égales que l'on peut matérialiser à l'aide d'armatures dont le diamètre est égal à $\emptyset / 2$: chaque quart d'intervalle correspond en effet sensiblement à deux armatures de diamètre $\emptyset / 2$.
- la machine détermine alors dans quel quart se trouve le sommet et en déduit la composition correspondante du dernier groupe d'armatures qui est inscrite sous la rubrique "APPOINT". Pour faciliter la présentation, nous avons noté dans la colonne "COMPOSITION" un nombre qui représente la section de l'appoint : par exemple, $1.5 \emptyset$ doit être interprété comme 1.5 fois la section d'une barre de diamètre \emptyset , soit 6 barres de diamètre $\emptyset / 2$.

11.4 - Armatures longitudinales supérieures d'une poutre de rive

Cette séquence de calcul n'est évidemment pas exécutée quand l'ouvrage est formé de travées indépendantes.

Comme le précédent, ce calcul repose sur la notion de moment résistant. Toutefois, il ne se déroule plus par travée mais par appui. Il faut, en outre, tenir compte des armatures longitudinales de la dalle dont la composition n'est pas constante. On prolonge en effet la moitié des chapeaux des entretoises d'appuis intermédiaires dans toute la zone des moments négatifs. On verra au chapitre suivant comment sont calculés les chapeaux de la dalle.

D'autre part, la largeur des goussets (EGOUS) varie d'un appui à l'autre.

La machine calcule donc pour chaque appui, les moments résistants relatifs à un nombre d'armatures principales variant de NPHI à NPHIMAX (NPHIMAX est un entier immédiatement inférieur à $5 \times \text{NPHI} \times \text{EGOUS}/\text{EPOUT}$, EPOUT étant la largeur de l'âme en travée).

Pour chaque nombre d'armatures principales, le calcul est effectué pour deux compositions possibles du ferrailage de la dalle, c'est-à-dire pour des sections où l'on a tous les chapeaux longitudinaux et pour des sections où l'on n'a plus que la moitié des chapeaux longitudinaux (Cf.IV.12).

Ce calcul s'arrête automatiquement quand le moment résistant de l'acier est supérieur en valeur absolue au moment négatif de l'appui.

L'impression de ces résultats est facultative.

La machine calcule ensuite par extrapolation linéaire le moment minimum au droit de l'appui et en déduit le nombre maximum d'armatures (deuxième et avant-dernière ligne de chaque tableau d'arrêt des barres).

La présentation de l'épure d'arrêt des barres est analogue à celle des moments positifs. Signalons toutefois quelques différences importantes :

- il y a un tableau pour chaque appui,
- les barres sont arrêtées une par une,
- on n'y envisage pas de barres d'un diamètre inférieure à \varnothing ce qui a permis de supprimer la colonne "COMPOSITION", remplacée ici par le simple rappel (ligne 3) du diamètre de base.

.../...

La machine imprime pour chaque armature (page 57 de l'extrait de la note de calcul) :

- son numéro (colonne 1)
- les abscisses de l'extrémité gauche (colonne 2) et de l'extrémité droite (colonne 3)
- le bras de levier du couple élastique (colonne 4)
- la longueur de la barre (colonne 5)

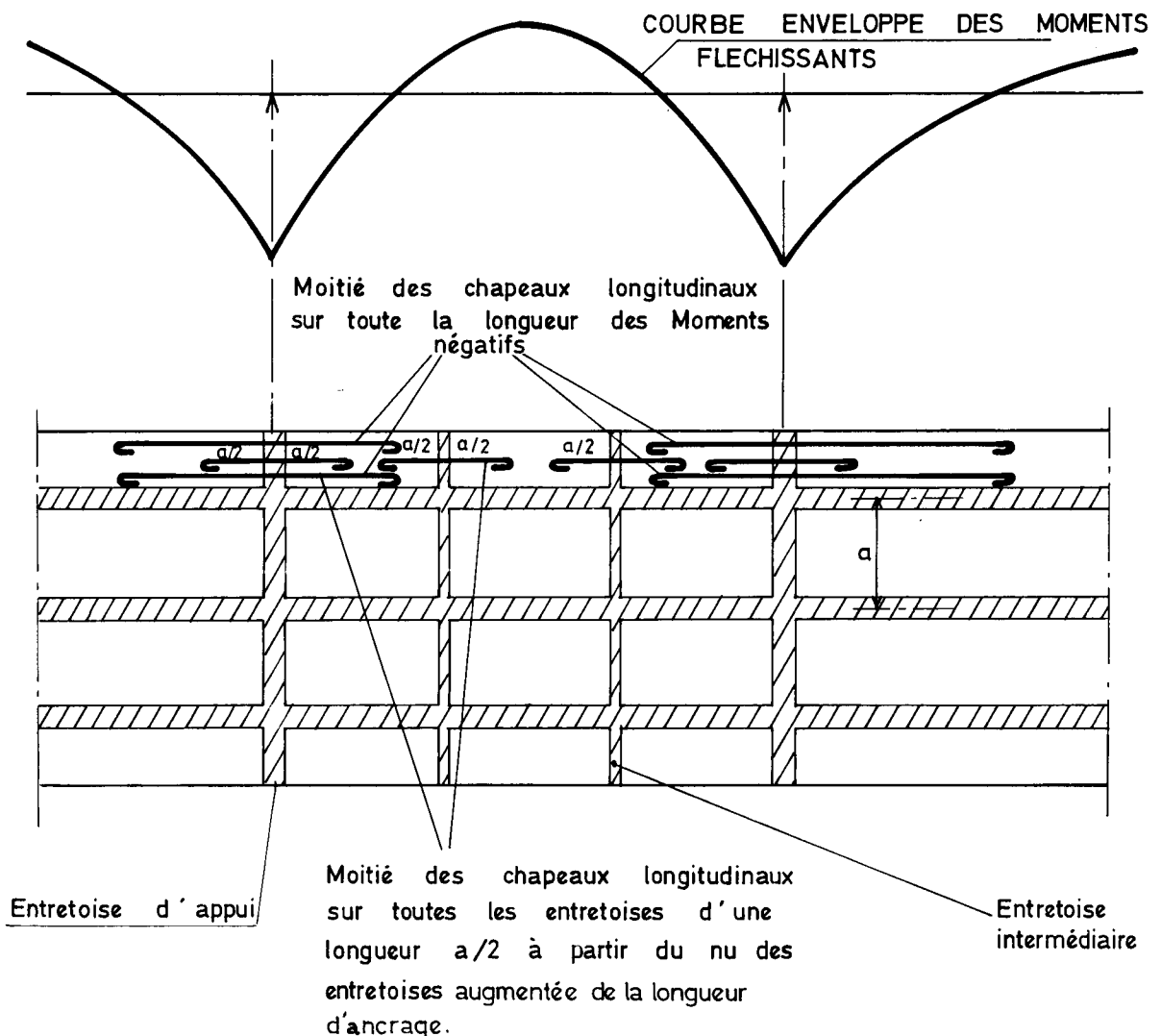
La machine récapitule ensuite le poids des armatures supérieures sur l'appui considéré (dernière ligne, colonne 6).

IV.12 - CHAPEAUX DE DALLE

12.1 - Chapeaux longitudinaux

Au cours du calcul des armatures longitudinales supérieures des poutres, le programme a évalué, mais sans imprimer sur la note de calcul, les longueurs des chapeaux de la dalle sur entretoises d'appuis intermédiaires qui règnent dans toute la zone des moments négatifs (1) soit un chapeau sur deux. L'autre moitié des chapeaux longitudinaux sur ces entretoises et ceux des entretoises intermédiaires sont prolongés à partir du nu de l'entretoise sur une longueur égale à 0.5 fois la plus grande portée transversale de la dalle plus la longueur (figure ci-après) nécessaire à l'ancrage.

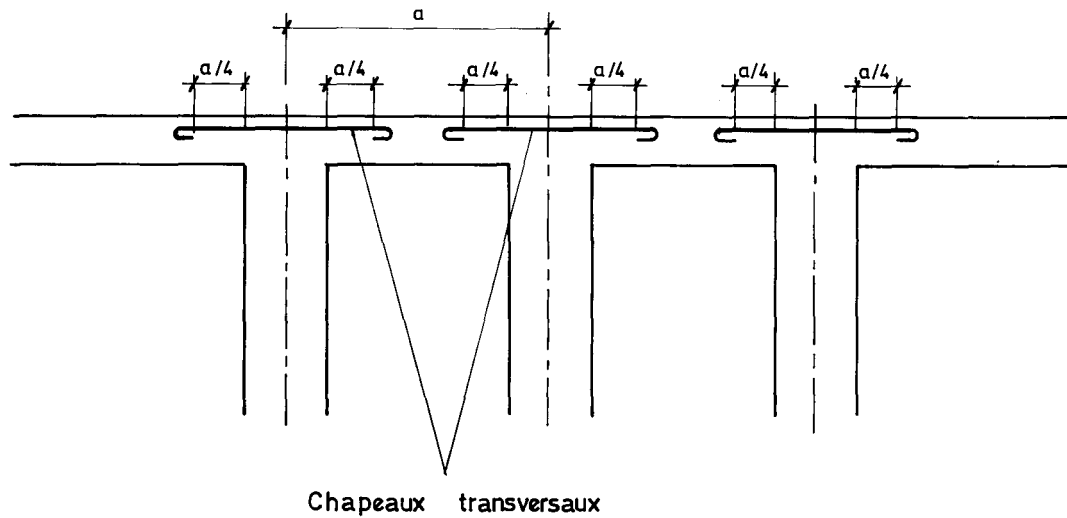
L'espacement et le diamètre de ces chapeaux sont égaux à ceux des armatures longitudinales inférieures.



(1) Ce moment est le maximum du moment pondéré sous sollicitation du 1er genre et du moment pondéré sous sollicitation du 2ème genre divisé par 1.5.

12.2 - Chapeaux transversaux

Le programme évalue la section théorique des chapeaux transversaux comme étant les $\frac{5}{8}$ de la section des armatures inférieures⁽¹⁾ et les prolonge au-delà du nu des poutres au quart de la portée transversale de la dalle plus la longueur d'ancrage nécessaire.



(1) Armatures inférieures de la dalle dans le sens transversal.

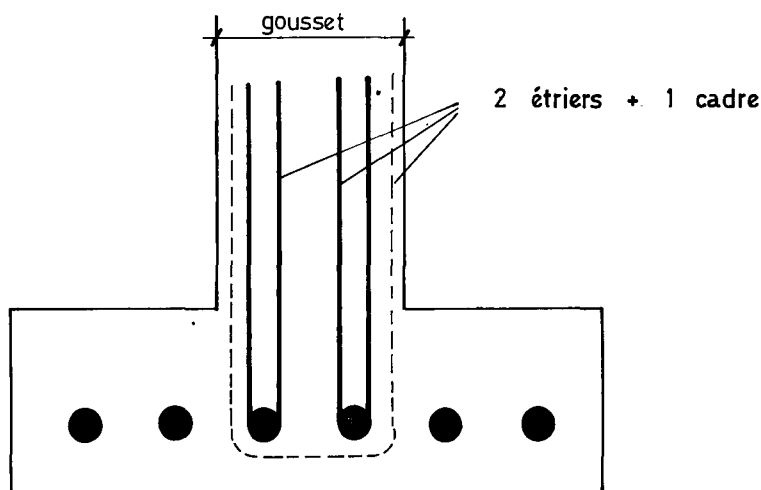
IV.13 - CALCUL DES ETRIERS

Le calcul ici n'est pas complet, il ne permet pas de définir le ferrailage transversal des poutres. Son but est d'évaluer la quantité approximative des aciers nécessaires des étriers, mais il apporte de nombreux renseignements au projeteur pour faciliter la répartition des étriers.

Le calcul se déroule par travée et par poutre.

Dans un ouvrage à travées continues, la nappe de base est composée de NPHI étriers et un cadre. Dans une travée indépendante, elle comporte un cadre et autant d'étriers que le gousset sur appui contient d'armatures.

En effet, dans le cas des travées indépendantes, il est plus fréquent de rencontrer des talons dans les poutres. On détermine donc le nombre d'étriers d'après l'épaisseur du gousset.



Le diamètre des armatures de cette nappe de base est calculé pour que l'espacement de deux nappes successives ne soit jamais inférieur à 0.10 m. La section A_t et le poids d'une nappe s'en déduisent aisément.

Le bras de levier moyen \bar{z} est la moyenne arithmétique des bras de levier sur les appuis de gauche et de droite. Ceci motive le calcul du bras de levier sur chacun des appuis extrêmes par un appel du sous-programme des moments résistants. Toutes les autres valeurs de \bar{z} ont déjà été calculées avec les moments résistants.

Chacun de ces calculs préliminaires apparaît clairement sur la note de calcul.

Pour l'estimation du poids de ces étriers, la machine procède comme suit :

L'espacement t des deux nappes est donné par :

$$t = \frac{A_t \bar{\gamma} \bar{\sigma}_a}{T}$$

En appelant A_t la section totale des étriers situés dans une même section de tout l'ouvrage (somme des sections d'étriers relatives à chaque poutre) et $\bar{\gamma}$ la moyenne arithmétique des bras de levier sur appui de gauche et de droite.

Cette formule peut s'écrire :

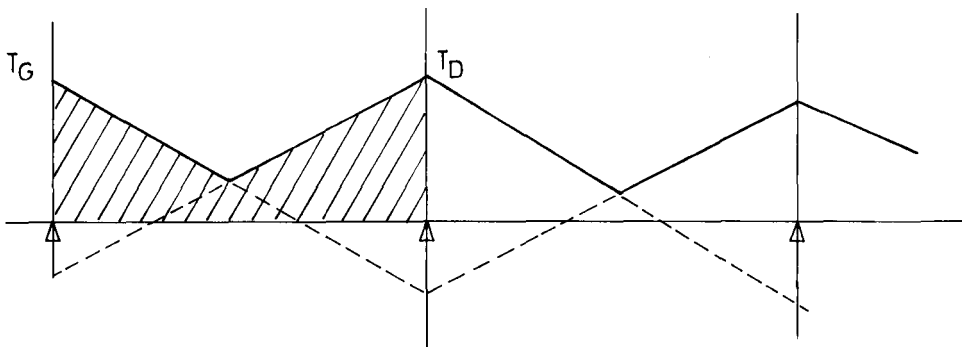
$$t = \frac{dx}{dn} = \frac{A_t \bar{\gamma} \bar{\sigma}_a}{T} \Rightarrow dn = \frac{1}{A_t \bar{\gamma} \bar{\sigma}_a} T dx$$

dn étant le nombre de dappe sur la distance dx

$$\Rightarrow n = \frac{1}{A_t \bar{\gamma} \bar{\sigma}_a} \int T dx$$

$\int T dx$ représente l'aire de la courbe des efforts tranchants.

L'application de cette formule donnera le nombre de nappes en fonction de l'aire de la courbe enveloppe des efforts tranchants. Nous majorons ces résultats de 12 % environ pour tenir compte de la discontinuité des espacements d'étriers qui varient en réalité par paliers et de la longueur développée des cadres qui près des appuis épousent la largeur des goussets.



Et toujours avec la même formule la machine calcule l'espacement des nappes des étriers sur appuis de gauche et de droite

$$\left\{ \begin{array}{l} t_g = \frac{A t_g \sigma_a}{T_g} \\ t_d = \frac{A t_d \sigma_a}{T_d} \end{array} \right.$$

On trouve ensuite, aux pages 58 et 59 de l'extrait de la note de calcul, pour chaque travée et chaque poutre, les espacements des nappes sur appuis de gauche (colonne 2) et de droite (colonne 3), l'aire de la courbe enveloppe des efforts tranchants (colonne 4), le nombre de nappes de base (colonne 5) et le poids correspondant (colonne 6). Ce dernier résultat tient compte des inégalités de hauteur des poutres.

Il apparaît finalement que sans donner l'épure de répartition complète des nappes d'étriers, ce calcul est suffisamment proche de la réalité pour donner des renseignements précieux au projeteur.

Nous signalons qu'aucune évaluation n'est faite des cadres des talons.

IV.14 - FERRAILLAGE DES ENTRETOISES

14.1 - Entretoise intermédiaire

Les efforts dans l'entretoise intermédiaire la plus sollicitée ont été calculés dans la première partie.

Les armatures longitudinales d'une entretoise sont généralement constituées de barres de plusieurs diamètres. Il faut en effet s'accomoder des espaces laissés libres entre les lits d'armatures des poutres principales pour glisser celles des entretoises. La programmation du ferrailage exact de l'entretoise eût donc été fort compliquée pour une quantité d'acier relativement faible.

Aussi le programme détermine-t-il simplement, à partir du moment fléchissant maximum, la section approximative des armatures inférieures, section qui permet d'obtenir facilement le poids d'acier correspondant en supposant que ces armatures sont constantes le long de l'entretoise. Le poids imprimé sur la note de calcul tient compte de la nécessité de placer des porte-étriers en haut de l'entretoise.

Quant au poids des armatures transversales, il est déduit par une formule très simple de la valeur de l'effort tranchant maximum, en supposant que leur espacement est constant le long de l'entretoise.

$$P = \frac{1.2 \times 7.85 \times T \times l}{\sigma_a}$$

l étant la longueur de l'entretoise déduite des largeurs des poutres.

14.2 - Entretoise d'appui

Le programme calcule en fonction de la hauteur de l'entretoise la valeur du poids d'armatures au mètre linéaire d'une entretoise d'appui de 0.50 m de largeur. Pour une largeur différente, ce poids est modifié proportionnellement par la machine.

Il est à noter que le programme ne prend pas en compte les armatures qui permettent le relevage des vérins.

Tous ces éléments, ainsi que les résultats du métré, sont imprimés en clair sur la note de calcul.

IV 15 - FERRAILLAGE DE LA CORNICHE

Ce ferrailage est forfaitairement fixé à 0.016 T par mètre linéaire d'ouvrage.

Ainsi dans l'extrait de la note de calcul, la longueur de l'ouvrage est

$$11.66 \text{ m} + 18.8 \text{ m} + 18.8 \text{ m} + 14.45 \text{ m} + 2 \times 0.3 \text{ m} = 64.31 \text{ m}$$

d'où :

$$0.016 \text{ T} \times 64.31 = 1.029 \text{ T}$$

Si la valeur forfaitaire ne convient pas pour un ouvrage donné, il est facile de faire une correction manuelle de l'avant-métré.

IV.16 - AVANT METRE

16.1 - Avant-métré du volume de béton

La charge permanente de l'ouvrage a été évaluée compte tenu des données QTAB et des éléments déterminés en cours de calcul. Il suffit donc de calculer le poids total du tablier à partir des réactions d'appui de charge permanente et d'en retrancher le poids des éléments qui ne sont pas en béton armé, pour obtenir le poids du béton armé seul. Une simple division par la densité donne le volume.

Le poids au mètre de longueur de tablier des éléments autres que le béton armé, est évalué forfaitairement dans le programme à l'aide des valeurs suivantes :

- 2 bordures : 0.224 T/m
- 2 garde-corps : 0.101 T/m
- remplissage sous trottoir : densité 2.222 T/m^3 .
- chaussée et chape : densité 2.121 T/m^3 (volume déduit de HCHAU)

La densité du béton armé a été prise égale à 2.525 T/m^3 .

Ces chiffres tiennent compte d'une somme à valoir de 1 %.

Le programme imprime successivement :

- le poids total du tablier
- le poids du béton armé
- le volume du béton.

Il appartiendra au projeteur de rétablir les deux derniers résultats s'il a calculé les Q T A B autrement. En tout état de cause, le cube du béton ne saurait en être affecté de façon importante.

Nous signalons que le volume du remplissage sous-trottoir est calculé forfaitairement par le programme, quel que soit l'ouvrage avec la formule :

$$\text{SECTION} = (\text{ETROTG} - 0.27) \times 0.22 + 0.01 \times (\text{ETROTG} + 0.12) \\ (\text{ETROTD} - 0.27) \times 0.22 + 0.01 \quad (\text{ETROTD} + 0.12)$$

VOLUME = SECTION X LONGUEUR TOTALE DE L'OUVRAGE; ETROTG et ETROTD sont les largeurs des trottoirs gauche et droit définies dans les commentaires du bordereau des données.

Ceci correspond aux cotes indiquées sur la figure de la page suivante.

../..

16.2 - Avant-métré des coffrages

Le programme distingue les coffrages verticaux, horizontaux et le coffrage de la corniche.

- Pour les coffrages verticaux, le programme fait une approximation pour la surface des deux bouts comme étant égale à :

$$\text{Surface} = \frac{\text{Volume du béton armé}}{\text{Longueur de l'ouvrage}}$$

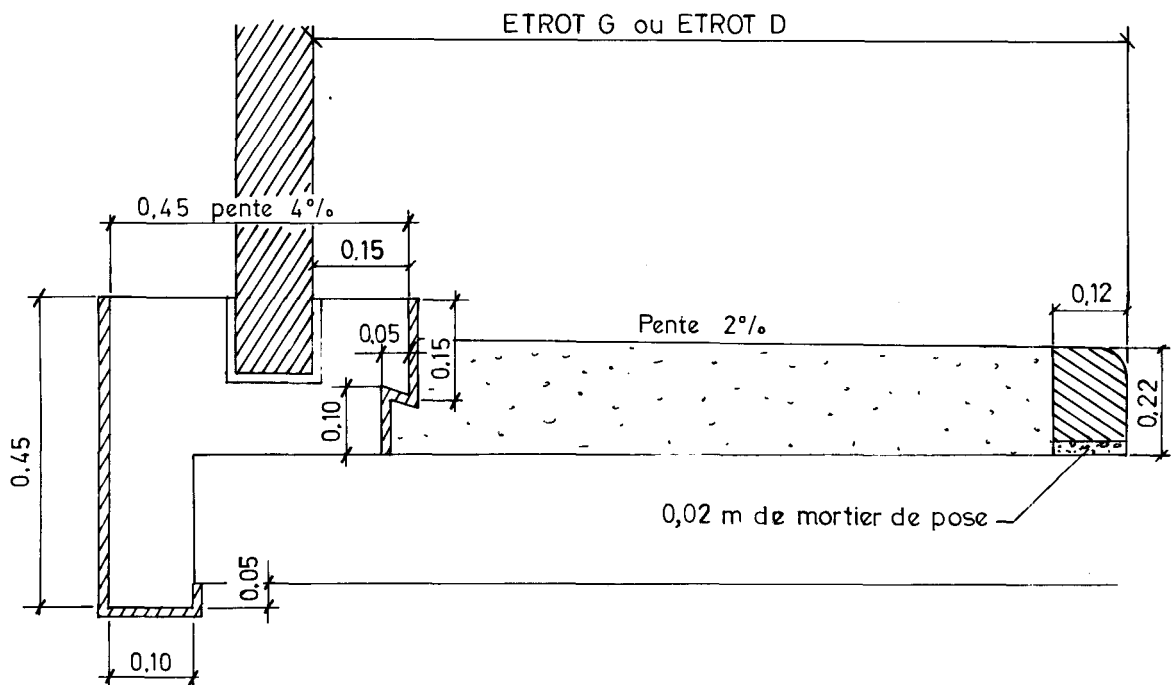
Or ce volume du béton armé comprend le béton des entretoises. La surface d'entretoise est un peu excédentaire.

- Le programme calcule la surface du coffrage horizontal comme étant égale à :

$$\text{Surface horizontale} = (\text{ETROT G} \times 2 + \text{ECHAU} + \text{ETROT D}) \times \text{longueur de l'ouvrage}$$

Il néglige donc le coffrage horizontal des talons des poutres.

- Pour le coffrage de la corniche, le programme prend un profil standard représenté par le schéma ci-après :



D'où le coffrage d'une corniche :

$$0,45 + 0,10 + 0,05 + 0,10 + 0,15 + 0,05 = 0,90 \text{ m}^2$$

par mètre de longueur d'ouvrage.

La surface de coffrage des corniches calculée par le programme est donc :

$$2 \times 0.90 \times \text{LONGUEUR TOTALE DE L'OUVRAGE.}$$

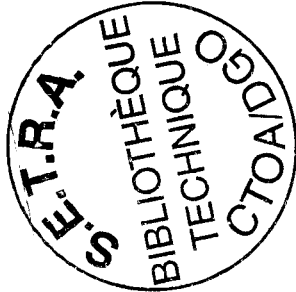
Si pour un ouvrage quelconque, le profil de la corniche s'écarte de ce profil standard, il est toujours possible au projeteur de corriger aisément ce résultat.

16.3 - Récapitulation de l'avant-métré

La machine rassemble dans cette page toutes les quantités des matériaux définies ci-dessus.

En bas de la page, on peut trouver un nota qui attire l'attention sur certains diamètres d'aciers employés par le programme lors du calcul et non imprimés dans la note de calcul et d'autre part signale les quantités d'acier dont le programme n'a pas tenu compte.

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DU LOGEMENT



* *
*

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES
46 AVENUE ARISTIDE BRIAND - 92 BAGNEUX - B.P.100
DIVISION DES OUVRAGES D'ART

* *
*

M. HUET , INGENIEUR EN CHEF , DIRECTEUR DU SERVICE
H. MATHIEU , INGENIEUR EN CHEF , CHEF DE DIVISION
G. MONNERET , INGENIEUR EN CHEF .

* *
*

PROGRAMMES P S I . B A ET T I . B A

NOTE DE CALCUL DE TABLIER A POUTRES DE
BETON ARME ET DE HAUTEUR CONSTANTE

PAR J. C. LERAY , INGENIEUR DES PONTS ET CHAUSSEES
L. GALLAS ET R. ALBAS , INGENIEURS DES T. P. E.

* *
*

-PSIBA-TIBA- EXEMPLE DE NOTE DE CALCUL POUR OUVRAGE CONTINU

* *
*

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 I DU CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES EN DATE DU 26 DECEMBRE 1968.

DANS LE CAS D'UN TABLIER ENTRETOISE , LE CALCUL DES POUTRES ET DES ENTRETOISES INTERMEDIAIRES SUPPOSE LES POUTRES SOLIDARISEES PAR ENTRETOISES INFINIMENT RIGIDES , METHODE DE M. COURBON. EN L'ABSENCE D'ENTRETOISE INTERMEDIAIRE , LE CALCUL DES POUTRES SUPPOSE QUE LE HOURDIS EST ARTICULE AU DROIT DES POUTRES.

LE CALCUL EST ETABLI CONFORMEMENT AU TITRE VI DU FASCICULE NO 61 DU C.P.C. DU 4 AVRIL 1968.

LES SURCHARGES CIVILES SONT DONC PONDEREES , MAIS NON LES SURCHARGES MILITAIRES.

UNITES ADOPTÉES

LONGUEURS
SURFACES
FORCES

LE METRE
LE METRE CARRE
LA TONNE

LES EFFORTS ET LES CONTRAINTES ÉTANT EXPRIMÉES EN UNITES DÉRIVÉES DES PRÉCÉDENTES.

CARACTERISTIQUES INITIALES DE L'OUVRAGE

2

NOMBRE DE TRAVEES 4 BIAIS 100.00 GRADES
 SYMETRIES SYMETRIE LONGITUDINALE 0. SYMETRIE TRANSVERSALE 1.

CARACTERISTIQUES LONGITUDINALES

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4	TRAVEE 5	TRAVEE 6
PORTEES BIAISES	11.660	18.800	18.800	14.450		
NOMBRE D ENTR. INTERM.	1	2	2	1		
LONGUEUR BIAISE D UN ABOUT DE TABLIER			0.380			
EPAISSEUR ENTRETOISE D'APPUI SUR PILE			0.500			
EPAISSEUR ENTRETOISE INTERMEDIAIRE			0.250			

CARACTERISTIQUES EN COUPE TRANSVERSALE

LARGEURS	TROTTOIR DE GAUCHE	1.250	BANDE DERASEE DE GAUCHE	0.0	CHAUSSEE	7.500		
	BANDE D ARRET D URGENCE	0.0	TROTTOIR DE DROITE	1.250				
EPAISSEURS DE LA DALLE	MINIMUM	0.200	MOYENNE	0.200	MAXIMUM	0.200		
POUTRES	1	2	3	4	5	6	7	8
DISTANCE A L'AXE DE LA CHAUSSEE	-4.000	0.0	4.000					
HAUTEUR DIFFERENTIELLE	0.0	0.080	0.0					
TAUX DE FERRAILLAGE	1.000	1.000	1.000					
POIDS DU HOURDIS AU M. LINEAIRE	3.170	2.064	3.170					
EPAISSEUR DE L AME EN TRAVEE		0.380						
DIAMETRE DES ARMATURES LONGITUDINALES		0.032						
NOMBRE MAXIMUM D'ARMATURES PAR LIT		4						

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

CONTRAINTES ADMISSIBLES ADOPTEES POUR LE DIMENSIONNEMENT DU TABLIER, SOUS L'INFLUENCE DES SURCHARGES CIVILES PONDEREES DU PREMIER GENRE

CONTRAINTE ADMISSIBLE DU BETON EN COMPRESSION SIMPLE	750.	T/M2	
CONTRAINTE DE TRACTION DE REFERENCE DU BETON	62.	T/M2	
CONTRAINTE DE TRACTION ADMISSIBLE DE L'ACIER	POUTRES 26667.	T/M2	DALLES 28000. T/M2

SPECIFICATIONS DE CALCUL

CLASSE DU CHAR	CM = 110 T	
PRECISION DES CALCULS	NU = 3	LU = 1
COEFFICIENTS DE MAJORATION OU DE MINORATION DES SURCHARGES	COEF A = 1.000	COEF B = 1.000
	COEF TR = 1.000	COEF CM = 1.000
CLASSE DU PONT	ICLASS = 1	

LES SURCHARGES CIVILES SERONT PONDEREES , MAIS NON LES SURCHARGES MILITAIRES

EFFORTS AU CENTRE DE LA DALLE

DIMENSIONS

LONGUEUR SENS A 3.62 LONGUEUR SENS B 6.85 COTE DU CARRE 8.00
 EPAISSEUR MOYENNE 0.200 EPAISSEUR AU CENTRE 0.200 EPAISSEUR MINIMUM 0.200
 EPAISSEUR DE LA CHAUSSEE 0.070

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

SURCHARGES B 1.312 SURCHARGES MILITAIRES 1.378

EVALUATION DES MOMENTS PAR LES FORMULES DE PIGEAUD

	DIMENSIONS DU RECTANGLE ELEMENTAIRE		MOMENTS AU CENTRE		POIDS DE LA SURCHARGE	MOMENTS RESULTANTS	
	SENS A	SENS B	SENS A	SENS B		SENS A	SENS B
CHARGES PERMANENTES	3.620	6.850	0.050312	0.017581	16.04	0.807	0.282
2 ROUES	0.555 0.555	2.055 0.945	0.223031 0.124915	0.115023 0.084709	12.00	3.009	0.930
2 ROUES BT	0.905 0.905	1.905 0.795	0.314025 0.154077	0.175295 0.116977	16.00	3.343	1.219
BR	0.905	0.605	0.219604	0.177542	10.00	2.882	2.330
TROTTOIR	3.195	6.850	0.056284	0.019619	0.35	-0.043	-0.015
CHAR	1.305	6.405	0.090463	0.029694	55.00	6.858	2.251

EFFORTS EXTREMES PONDERES

	SENS A	SENS B
MOMENT FLECHISSANT , PONDERE , DIMINUE DE 20 0/0	6.097	2.462
EFFORT TRANCHANT , PONDERE	6.588	6.736

EFFORTS AU CENTRE DE LA DALLE

DIMENSIONS

LONGUEUR SENS A 3.62 LONGUEUR SENS B 5.45 COTE DU CARRE 8.00
 EPAISSEUR MOYENNE 0.200 EPAISSEUR AU CENTRE 0.200 EPAISSEUR MINIMUM 0.200
 EPAISSEUR DE LA CHAUSSEE 0.070

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

SURCHARGES B 1.312 SURCHARGES MILITAIRES 1.378

EVALUATION DES MOMENTS PAR LES FORMULES DE PIGEAUD

	DIMENSIONS DU RECTANGLE ELEMENTAIRE		MOMENTS AU CENTRE		POIDS DE LA SURCHARGE	MOMENTS RESULTANTS	
	SENS A	SENS B	SENS A	SENS B		SENS A	SENS B
CHARGES PERMANENTES	3.620	5.455	0.051286	0.025740	12.78	0.655	0.329
2 ROUES	0.555	2.055	0.211653	0.119578	12.00	2.817	1.030
	0.555	0.945	0.119816	0.085989			
2 ROUES BT	0.905	1.905	0.297553	0.182981	16.00	3.137	1.333
	0.905	0.795	0.147441	0.119210			
BR	0.905	0.605	0.210692	0.182186	10.00	2.765	2.391
TROTTOIR	3.195	5.455	0.057429	0.028717	0.28	-0.036	-0.017
CHAR	1.305	5.455	0.088780	0.040235	46.84	5.732	2.598

EFFORTS EXTREMES PONDERES

	SENS A	SENS B
MOMENT FLECHISSANT , PONDERE , DIMINUE DE 20 0/0	5.081	2.558
EFFORT TRANCHANT , PONDERE	6.588	6.688

FERRAILLAGE DE LA DALLE

ESSAI SENS 1

CARACTERISTIQUES

EPAISSEUR

0.200

ARMATURES

DIAMETRE

0.014

ESPACEMENT

0.110

DISTANCE AU PAREMENT

0.0283

SECTION

0.001399

PERIMETRE

0.3998

SECTION DE BETON ARME

DISTANCE DE LA FIBRE NEUTRE AU PAREMENT COMPRIME
BRAS DE LEVIER DU COUPLE ELASTIQUE

0.0665

0.1495

CONTRAINTES

COMPRESSION DU BETON

1227.

TRACTION DE L'ACIER

29134.

POINCONNEMENT

49.

ADHERENCE

110.

FERRAILLAGE DE LA DALLE

ESSAI SENS 1

CARACTERISTIQUES

EPAISSEUR

0.200

ARMATURES

DIAMETRE

0.014

ESPACEMENT

0.105

DISTANCE AU PAREMENT

0.0283

SECTION

0.001466

PERIMETRE

0.4189

SECTION DE BETON ARME

DISTANCE DE LA FIBRE NEUTRE AU PAREMENT COMPRIME
BRAS DE LEVIER DU COUPLE ELASTIQUE

0.0677

0.1492

CONTRAINTES

COMPRESSION DU BETON

1209.

TRACTION DE L'ACIER

27884.

POINCONNEMENT

49.

ADHERENCE

105.

FERRAILLAGE DE LA DALLE

ESSAI SENS 2

CARACTERISTIQUES

EPAISSEUR

0.200

ARMATURES

DIAMETRE

0.010

ESPACEMENT

0.120

DISTANCE AU PAREMENT

0.0425

SECTION

0.000654

PERIMETRE

0.2618

SECTION DE BETON ARME

DISTANCE DE LA FIBRE NEUTRE AU PAREMENT COMPRI ME

0.0467

BRAS DE LEVIER DU COUPLE ELASTIQUE

0.1419

CONTRAINTES

COMPRESSION DU BETON

773.

TRACTION DE L'ACIER

27538.

POINCONNEMENT

49.

ADHERENCE

181.

DIMENSIONNEMENT DEFINITIF DE LA DALLE

*
*
*

EFFORTS	SENS A	SENS B
MOMENT FLECHISSANT MAXIMA , PONDERE , DIMINUE DE 20 O/O	6.097	2.558
EFFORT TRANCHANT MAXIMA , PONDERE	6.588	6.736
CARACTERISTIQUES DE LA DALLE		
EPAISSEUR	0.200	0.200
ARMATURES		
DIAMETRE	0.014	0.010
ESPACEMENT	0.105	0.120
DISTANCE AU PAREMENT	0.0283	0.0425
SECTION	0.001466	0.000654
PERIMETRE	0.4189	0.2618
CONTRAINTES ADMISSIBLES		
COMPRESSION DU BETON	1500.	1500.
TRACTION DE L'ACIER	28000.	28000.
POINCONNEMENT	62.	62.
ADHERENCE	233.	279.
SECTION DE BETON ARME		
DISTANCE DE LA FIBRE NEUTRE AU PAREMENT COMPRI ME	0.0677	0.0467
BRAS DE LEVIER DU COUPLE ELASTIQUE	0.1492	0.1419
CONTRAINTES DUES AU MOMENT FLECHISSANT		
COMPRESSION DU BETON	1209.	773.
TRACTION DE L'ACIER	27884.	27538.
CONTRAINTES DUES A L'EFFORT TRANCHANT		
POINCONNEMENT	49.	49.
ADHERENCE	105.	181.

LIGNES D INFLUENCE

MOMENTS FLECHISSANTS SUR APPUIS

		AIRES					
		TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4	TRAVEE 5	TRAVEE 6
APPUI 2	AS(2,J)	-7.094	-21.737	5.738	-1.027		
APPUI 3	AS(3,J)	1.908	-17.922	-18.594	3.328		
APPUI 4	AS(4,J)	-0.540	5.067	-19.723	-12.284		

EQUATIONS DES LIGNES D INFLUENCE

		TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4	TRAVEE 5	TRAVEE 6
APPUI 2	BS(2,J)	0.208727	-0.427074	0.116128	-0.019672		
	CS(2,J)	-1.000000	1.364041	1.338804	2.000000		
APPUI 3	BS(3,J)	-0.056150	0.383901	-0.376305	0.063747		
	CS(3,J)	-1.000000	-0.292524	1.338804	2.000000		
APPUI 4	BS(4,J)	0.015874	-0.108531	0.389090	-0.235315		
	CS(4,J)	-1.000000	-0.292524	-0.360531	2.000000		

EFFORTS TRANCHANTS SUR APPUIS

AIRES

		TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4	TRAVEE 5	TRAVEE 6
TRAVEE 1	AT(1,J)	-0.608	-1.864	0.492	-0.088		
TRAVEE 2	AT(2,J)	0.479	0.203	-1.294	0.232		
TRAVEE 3	AT(3,J)	-0.130	1.223	-0.060	-0.830		
TRAVEE 4	AT(4,J)	0.037	-0.351	1.365	0.850		
	XG	2.335	2.884	2.855	3.198		
	YZG	2.886	6.719	6.485	4.877		
	XD	-2.564	-2.846	-2.866	-2.879		
	YZD	-3.875	-6.351	-6.594	-3.496		

EQUATIONS DES LIGNES D INFLUENCE

		TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4	TRAVEE 5	TRAVEE 6
TRAVEE 1	BT(1,J)	0.208727	-0.688592	0.187239	-0.024380		
	CT(1,J)	-1.000000	1.364040	1.338803	2.000000		
TRAVEE 2	BT(2,J)	-0.164280	0.810975	-0.492433	0.064117		
	CT(2,J)	-1.000000	0.579853	1.338803	2.000000		
TRAVEE 3	BT(3,J)	0.044670	-0.492433	0.765395	-0.229864		
	CT(3,J)	-1.000000	-0.292524	0.474943	2.000000		
TRAVEE 4	BT(4,J)	-0.012809	0.141203	-0.506221	0.235315		
	CT(4,J)	-1.000000	-0.292524	-0.360531	2.000000		

REACTIONS D APPUI

		AIRES					
		TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4	TRAVEE 5	TRAVEE 6
APPUI 1	AR(1,J)	5.222	-1.864	0.492	-0.088		
APPUI 2	AR(2,J)	6.917	11.467	-1.786	0.320		
APPUI 3	AR(3,J)	-0.609	10.420	10.634	-1.062		
APPUI 4	AR(4,J)	0.168	-1.573	10.825	9.905		
APPUI 5	AR(5,J)	-0.037	0.351	-1.365	6.375		

EQUATIONS DES LIGNES D INFLUENCE

		TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4	TRAVEE 5	TRAVEE 6
APPUI 1	BR(1,J)	0.208727	-0.688592	0.187239	-0.024380		
	CR(1,J)	-1.000000	1.364040	1.338803	2.000000		
APPUI 2	BR(2,J)	-0.373007	1.499567	-0.679672	0.088497		
	CR(2,J)	-1.000000	0.939947	1.338802	2.000000		
APPUI 3	BR(3,J)	0.208950	-1.303408	1.257828	-0.293981		
	CR(3,J)	-1.000000	0.250265	0.813139	2.000000		
APPUI 4	BR(4,J)	-0.057479	0.633636	-1.271616	0.465179		
	CR(4,J)	-1.000000	-0.292523	0.142347	2.000000		
APPUI 5	BR(5,J)	0.012809	-0.141203	0.506221	-0.235315		
	CR(5,J)	-1.000000	-0.292524	-0.360531	2.000000		

LIGNES D INFLUENCE DES REACTIONS D APPUIS

ABSCISSE	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4	APPUI 5	APPUI 6	APPUI 7
0.0	1.0000	0.0	0.0	0.0	0.0		
0.5	0.9482	0.0588	-0.0089	0.0025	-0.0005		
1.0	0.8965	0.1175	-0.0178	0.0049	-0.0011		
1.5	0.8449	0.1758	-0.0264	0.0073	-0.0016		
2.0	0.7937	0.2336	-0.0348	0.0096	-0.0021		
2.5	0.7429	0.2907	-0.0427	0.0118	-0.0026		
3.0	0.6926	0.3469	-0.0502	0.0138	-0.0031		
3.5	0.6428	0.4020	-0.0571	0.0157	-0.0035		
4.0	0.5938	0.4560	-0.0632	0.0174	-0.0039		
4.5	0.5455	0.5084	-0.0686	0.0189	-0.0042		
5.0	0.4981	0.5594	-0.0731	0.0201	-0.0045		
5.5	0.4518	0.6085	-0.0766	0.0211	-0.0047		
6.0	0.4065	0.6557	-0.0791	0.0217	-0.0048		
6.5	0.3623	0.7008	-0.0803	0.0221	-0.0049		
7.0	0.3195	0.7436	-0.0802	0.0221	-0.0049		
7.5	0.2781	0.7839	-0.0788	0.0217	-0.0048		
8.0	0.2381	0.8216	-0.0759	0.0209	-0.0047		
8.5	0.1997	0.8564	-0.0714	0.0196	-0.0044		
9.0	0.1630	0.8882	-0.0652	0.0179	-0.0040		
9.5	0.1281	0.9169	-0.0572	0.0157	-0.0035		
10.0	0.0950	0.9422	-0.0474	0.0130	-0.0029		
10.5	0.0639	0.9640	-0.0356	0.0098	-0.0022		
11.0	0.0349	0.9821	-0.0217	0.0060	-0.0013		
11.5	0.0081	0.9963	-0.0056	0.0015	-0.0003		
12.0	-0.0165	1.0065	0.0127	-0.0035	0.0008		
12.5	-0.0388	1.0126	0.0332	-0.0091	0.0020		
13.0	-0.0589	1.0150	0.0558	-0.0153	0.0034		
13.5	-0.0770	1.0136	0.0803	-0.0218	0.0049		
14.0	-0.0930	1.0088	0.1066	-0.0288	0.0064		
14.5	-0.1071	1.0006	0.1345	-0.0360	0.0080		
15.0	-0.1194	0.9893	0.1638	-0.0435	0.0097		
15.5	-0.1298	0.9751	0.1945	-0.0512	0.0114		
16.0	-0.1386	0.9580	0.2264	-0.0589	0.0131		
16.5	-0.1457	0.9382	0.2592	-0.0666	0.0148		
17.0	-0.1512	0.9160	0.2930	-0.0743	0.0166		
17.5	-0.1553	0.8914	0.3275	-0.0818	0.0182		
18.0	-0.1580	0.8648	0.3626	-0.0892	0.0199		
18.5	-0.1594	0.8361	0.3981	-0.0963	0.0215		
19.0	-0.1596	0.8057	0.4339	-0.1030	0.0230		
19.5	-0.1585	0.7736	0.4699	-0.1093	0.0244		
20.0	-0.1564	0.7401	0.5058	-0.1151	0.0257		
20.5	-0.1533	0.7053	0.5416	-0.1204	0.0268		
21.0	-0.1493	0.6693	0.5771	-0.1250	0.0279		
21.5	-0.1444	0.6324	0.6122	-0.1290	0.0287		
22.0	-0.1387	0.5947	0.6467	-0.1321	0.0294		
22.5	-0.1324	0.5564	0.6804	-0.1344	0.0300		
23.0	-0.1254	0.5177	0.7133	-0.1358	0.0303		
23.5	-0.1179	0.4787	0.7451	-0.1363	0.0304		

24.0	-0.1099	0.4395	0.7758	-0.1356	0.0302
24.5	-0.1015	0.4005	0.8051	-0.1338	0.0298
25.0	-0.0929	0.3616	0.8329	-0.1309	0.0292
25.5	-0.0840	0.3232	0.8592	-0.1266	0.0282
26.0	-0.0749	0.2853	0.8836	-0.1210	0.0270
26.5	-0.0658	0.2482	0.9062	-0.1140	0.0254
27.0	-0.0567	0.2120	0.9267	-0.1055	0.0235
27.5	-0.0476	0.1768	0.9450	-0.0954	0.0213
28.0	-0.0388	0.1429	0.9609	-0.0837	0.0187
28.5	-0.0301	0.1104	0.9743	-0.0703	0.0157
29.0	-0.0218	0.0796	0.9851	-0.0551	0.0123
29.5	-0.0139	0.0504	0.9931	-0.0381	0.0085
30.0	-0.0064	0.0232	0.9981	-0.0192	0.0043
30.5	0.0005	-0.0019	1.0000	0.0017	-0.0004
31.0	0.0068	-0.0248	0.9988	0.0247	-0.0055
31.5	0.0126	-0.0456	0.9945	0.0495	-0.0110
32.0	0.0177	-0.0642	0.9873	0.0761	-0.0168
32.5	0.0223	-0.0809	0.9772	0.1043	-0.0230
33.0	0.0263	-0.0956	0.9646	0.1340	-0.0293
33.5	0.0299	-0.1084	0.9494	0.1650	-0.0358
34.0	0.0329	-0.1195	0.9318	0.1972	-0.0425
34.5	0.0355	-0.1289	0.9121	0.2305	-0.0491
35.0	0.0376	-0.1366	0.8902	0.2646	-0.0558
35.5	0.0393	-0.1428	0.8664	0.2995	-0.0624
36.0	0.0406	-0.1475	0.8409	0.3349	-0.0689
36.5	0.0415	-0.1508	0.8136	0.3709	-0.0753
37.0	0.0421	-0.1528	0.7849	0.4072	-0.0814
37.5	0.0423	-0.1535	0.7548	0.4436	-0.0872
38.0	0.0422	-0.1531	0.7234	0.4801	-0.0926
38.5	0.0418	-0.1516	0.6910	0.5165	-0.0977
39.0	0.0411	-0.1490	0.6577	0.5526	-0.1023
39.5	0.0401	-0.1456	0.6235	0.5883	-0.1063
40.0	0.0389	-0.1412	0.5887	0.6235	-0.1098
40.5	0.0375	-0.1361	0.5533	0.6580	-0.1127
41.0	0.0359	-0.1303	0.5176	0.6917	-0.1149
41.5	0.0341	-0.1238	0.4816	0.7244	-0.1163
42.0	0.0322	-0.1168	0.4456	0.7559	-0.1169
42.5	0.0301	-0.1093	0.4096	0.7863	-0.1167
43.0	0.0279	-0.1014	0.3738	0.8152	-0.1155
43.5	0.0257	-0.0932	0.3383	0.8426	-0.1134
44.0	0.0233	-0.0847	0.3033	0.8683	-0.1102
44.5	0.0210	-0.0761	0.2690	0.8921	-0.1060
45.0	0.0186	-0.0673	0.2354	0.9140	-0.1006
45.5	0.0161	-0.0586	0.2026	0.9338	-0.0940
46.0	0.0137	-0.0499	0.1710	0.9513	-0.0861
46.5	0.0114	-0.0413	0.1405	0.9664	-0.0770
47.0	0.0091	-0.0330	0.1113	0.9790	-0.0664
47.5	0.0069	-0.0249	0.0837	0.9888	-0.0544
48.0	0.0048	-0.0172	0.0576	0.9958	-0.0409
48.5	0.0028	-0.0100	0.0333	0.9999	-0.0259
49.0	0.0009	-0.0033	0.0109	1.0008	-0.0093
49.5	-0.0008	0.0029	-0.0095	0.9985	0.0090
50.0	-0.0023	0.0084	-0.0278	0.9928	0.0289
50.5	-0.0037	0.0133	-0.0441	0.9840	0.0505
51.0	-0.0049	0.0176	-0.0585	0.9722	0.0736
51.5	-0.0059	0.0214	-0.0710	0.9574	0.0981
52.0	-0.0068	0.0246	-0.0818	0.9398	0.1242
52.5	-0.0075	0.0273	-0.0908	0.9195	0.1515
53.0	-0.0081	0.0296	-0.0982	0.8966	0.1802
53.5	-0.0086	0.0313	-0.1040	0.8712	0.2102
54.0	-0.0090	0.0326	-0.1083	0.8434	0.2413

54.5	-0.0092	0.0335	-0.1113	0.8134	0.2736
55.0	-0.0094	0.0340	-0.1128	0.7813	0.3069
55.5	-0.0094	0.0340	-0.1131	0.7471	0.3413
56.0	-0.0093	0.0338	-0.1122	0.7111	0.3766
56.5	-0.0091	0.0332	-0.1102	0.6733	0.4129
57.0	-0.0089	0.0322	-0.1071	0.6338	0.4499
57.5	-0.0085	0.0310	-0.1030	0.5927	0.4878
58.0	-0.0081	0.0295	-0.0980	0.5503	0.5264
58.5	-0.0076	0.0278	-0.0922	0.5065	0.5656
59.0	-0.0071	0.0258	-0.0856	0.4615	0.6055
59.5	-0.0065	0.0236	-0.0784	0.4154	0.6459
60.0	-0.0058	0.0212	-0.0705	0.3683	0.6868
60.5	-0.0051	0.0187	-0.0621	0.3204	0.7282
61.0	-0.0044	0.0160	-0.0532	0.2717	0.7699
61.5	-0.0036	0.0132	-0.0439	0.2224	0.8119
62.0	-0.0028	0.0103	-0.0343	0.1726	0.8542
62.5	-0.0020	0.0074	-0.0244	0.1224	0.8967
63.0	-0.0012	0.0043	-0.0144	0.0719	0.9393
63.5	-0.0004	0.0013	-0.0043	0.0213	0.9820

CARACTERISTIQUES DES POUTRES ET DES GOUSSETS

	POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5	POUTRE 6	POUTRE 7	POUTRE 8
EPAISSEUR DES AMES	0.38	0.38	0.38					
HAUTEUR TOTALE	0.989	1.069	0.989					
DISTANCE DE L AXE DES POUTRES A L AXE DE LA CHAUSSEE	-4.00	0.0	4.00					
DISTANCE DE L AXE DES POUTRES A LEUR CENTRE D INERTIE	-4.00	0.0	4.00					
INERTIE RELATIVE	0.325	0.351	0.325					
COEFFICIENT D EXCENTREMENT	-0.385	0.0	0.385					

	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4	APPUI 5	APPUI 6	APPUI 7
EPAISSEUR DES GOUSSETS	0.380	0.760	0.760	0.760	0.380		

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4	TRAVEE 5	TRAVEE 6
LONGUEUR DES GOUSSETS COTE GAUCHE	0.0	4.70	4.70	3.61		
COTE DROIT	2.91	4.70	4.70	0.0		

DENSITE ET CENTRE DE GRAVITE DES CHARGES PERMANENTES

	HOURDIS		POUTRES		GOUSSETS		ENTRETOISES		TOTAL	
	DENS	G	DENS	G	DENS	G	DENS	G	DENS	G
TRAVEE 1	8.404	0.0	2.349	0.0	0.294	0.0	0.325	-0.00	11.372	-0.00
TRAVEE 2	8.404	0.0	2.349	0.0	0.587	0.0	0.403	-0.00	11.744	-0.00
TRAVEE 3	8.404	0.0	2.349	0.0	0.587	0.0	0.403	-0.00	11.744	-0.00
TRAVEE 4	8.404	0.0	2.349	0.0	0.294	0.0	0.262	-0.00	11.309	-0.00

LES ABSCISSES DES CENTRES DE GRAVITE SONT COMPTEES A PARTIR DU CENTRE D INERTIE DES POUTRES

DENSITE DE CHARGE PERMANENTE PAR POUTRE

DENSITE A PRENDRE EN COMPTE DANS LE CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS QUAND LA REPARTITION TRANSVERSALE SE FAIT PAR DALLES SUPPOSEES ARTICULEES SUR LES POUTRES

TRAVEE 1		HOURDIS	POUTRES	GOUSSETS	ENTRETOISES,	TOTAL
	POUTRE 1	3.170	0.757	0.095	0.106	4.128
	POUTRE 2	2.064	0.834	0.104	0.114	3.117
TRAVEE 2		HOURDIS	POUTRES	GOUSSETS	ENTRETOISES,	TOTAL
	POUTRE 1	3.170	0.757	0.189	0.131	4.248
	POUTRE 2	2.064	0.834	0.209	0.141	3.248
TRAVEE 3		HOURDIS	POUTRES	GOUSSETS	ENTRETOISES,	TOTAL
	POUTRE 1	3.170	0.757	0.189	0.131	4.248
	POUTRE 2	2.064	0.834	0.209	0.141	3.248
TRAVEE 4		HOURDIS	POUTRES	GOUSSETS	ENTRETOISES,	TOTAL
	POUTRE 1	3.170	0.757	0.095	0.085	4.107
	POUTRE 2	2.064	0.834	0.104	0.092	3.095

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

	DENSITE DE CP	PORTEE	SURCHARGE BC	SURCHARGE MILI	C.M.D.CIVIL	C.M.D.MILI
TRAVEE 1	11.809	11.66	84.	100.000	1.20	1.21
TRAVEE 2	12.084	18.80	120.	100.000	1.15	1.14
TRAVEE 3	12.084	18.80	120.	100.000	1.15	1.14
TRAVEE 4	11.662	14.45	108.	100.000	1.19	1.18

CHARGES ET SURCHARGES A PRENDRE EN COMPTE POUR LE CALCUL DES MOMENTS DANS LES POUTRES 1 ET 3

IL EST TENU COMPTE DE LA MAJORATION DUE A L'EXCENTREMENT

	CHARGE OU DENSITE DE CHARGE	NOMBRE DE VOIES CHARGEES	EXCENTREMENT	CHARGE OU DENSITE DE CHARGE MAJOREE POUR EXCENTREMENT
POUTRE 1				
SURCHARGE A	1.00	2	0.0	2.272
SURCHARGE BC	12.00	2	-1.250	12.694
TROTTOIRS	0.15	1	-4.375	0.163
CHAR	1.00		-1.600	0.525
CHARGE PERMANENTE				
TRAVEE 1	11.372		-0.000	3.691
TRAVEE 2	11.744		-0.000	3.812
TRAVEE 3	11.744		-0.000	3.812
TRAVEE 4	11.309		-0.000	3.671
POUTRE 3				
SURCHARGE A	1.00	2	0.0	2.272
SURCHARGE BC	12.00	2	1.250	12.694
TROTTOIRS	0.15	1	4.375	0.163
CHAR	1.00		1.600	0.525
CHARGE PERMANENTE				
TRAVEE 1	11.372		-0.000	3.691
TRAVEE 2	11.744		-0.000	3.812
TRAVEE 3	11.744		-0.000	3.812
TRAVEE 4	11.309		-0.000	3.671

OPTIMISATION DES POUTRES ET GOUSSETS

LES POUTRES ET GOUSSETS SONT DIMENSIONNES POUR RESISTER AUX EFFORTS SUR PILES DUS A LA SURCHARGE A

MOMENTS SUR PILES

		CHARGE PERMANENTE	SURCHARGE A	TROTTOIRS	TOTAL
APPUI 2	POUTRE 1	-90.942	-70.608	-4.879	-166.429
	POUTRE 3	-90.942	-70.608	-4.879	-166.429
APPUI 3	POUTRE 1	-119.933	-79.301	-5.967	-205.201
	POUTRE 3	-119.933	-79.301	-5.967	-205.201
APPUI 4	POUTRE 1	-102.950	-74.583	-5.318	-182.851
	POUTRE 3	-102.950	-74.583	-5.318	-182.851

EFFORT TRANCHANT SUR PILES

APPUI 2	POUTRE 1	-29.319	-20.333	-1.357	51.009
	POUTRE 3	-29.319	-20.333	-1.357	51.009
APPUI 3	POUTRE 1	36.734	22.939	1.726	61.399
	POUTRE 3	36.734	22.939	1.726	61.399
APPUI 4	POUTRE 1	33.646	21.997	1.542	57.186
	POUTRE 3	33.646	21.997	1.542	57.186

OPTIMISATION DES GOUSSETS

	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4	APPUI 5
MOMENT AU NU DE L ENTRETOISE				
POUTRE 1	-153.677	-189.851	-168.555	
POUTRE 3	-153.677	-189.851	-168.555	
LARGEUR DU GOUSSET	0.615	0.760	0.675	

DETERMINATION DE LA HAUTEUR DES POUTRES

	LARGEUR DE L AME	SECTION DES ACIERS	HAUTEUR UTILE	MOMENT RESISTANT DES ACIERS	DU BETON	HAUTEUR TOTALE	HAUTEUR RETENUE
POUTRE 1	0.76	0.01152	0.892	189.9	189.9	0.96	0.96
POUTRE 3	0.76	0.01152	0.892	189.9	189.9	0.96	0.96

ENTREPRISE INTERMEDIAIRE

*
* *

LIGNE D INFLUENCE DE L EFFORT A DES INTERVALLES DE 0.250

0.0	0.0	0.0	0.0	0.824	0.793	0.762	0.731	0.699	0.668	0.637
0.606	0.574	0.543	0.512	0.481	0.449	0.418	0.387	0.356	0.324	0.293
0.262	0.231	0.199	0.168	0.137	0.106	0.074	0.043	0.012	-0.019	-0.051
-0.082	-0.113	-0.144	-0.176	0.0	0.0	0.0	0.0			

	NOMBRE DE VOIES CHARGEES			COEFFICIENT LONGITUDINAL	EXCENT	COEFFICIENT TRANSVERSAL MAXIMUM	EXCENT		COEFFICIENT TRANSVERSAL MINIMUM	EFFORT	
							GAUCHE	DROITE		MAXIMUM	MINIMUM
SURCHARGE BC	2	0	2	14.708	-1.25	2.115	0.0	0.0	0.0	31.10	0.0
CHAR				102.511	-1.60	0.527	0.0		0.0	54.07	0.0
SURCHARGE BP				11.866	-3.50	0.762	3.50		-0.113	9.04	-1.34
SURCHARGE BT	2	0	0	18.986	-1.13	1.860	0.0	0.0	0.0	35.31	0.0
TROTTOIRS	1	2		3.251		0.305			-0.062	0.99	-0.20
CHARGE PERM										-1.84	-1.84
SURCHARGE A	2	0	0	11.495	0.0	2.271	0.0	0.0	0.0	26.10	0.0
EFFORT EXTREME										53.22	-3.69

MOMENT FLECHISSANT DANS UNE ENTRETOISE TRAVEE 4 A L ABCISSE -3.75 COMPTEE A PARTIR DU CENTRE D INERTIE DES POUTRES

LIGNE D INFLUENCE DE L EFFORT A DES INTERVALLES DE 0.250

0.0	0.0	0.0	0.0	-0.044	0.198	0.190	0.183	0.175	0.167	0.159
0.151	0.144	0.136	0.128	0.120	0.112	0.105	0.097	0.089	0.081	0.073
0.065	0.058	0.050	0.042	0.034	0.026	0.019	0.011	0.003	-0.005	-0.013
-0.020	-0.028	-0.036	-0.044	0.0	0.0	0.0	0.0			

	NOMBRE DE VOIES CHARGEES			COEFFICIENT LONGITUDINAL	EXCENT	COEFFICIENT TRANSVERSAL MAXIMUM	EXCENT		COEFFICIENT TRANSVERSAL MINIMUM	EFFORT	
							GAUCHE	DROITE		MAXIMUM	MINIMUM
SURCHARGE BC	2	0	2	14.708	-1.25	0.529	0.0	0.0	0.0	7.78	0.0
CHAP				102.511	-1.60	0.132	0.0		0.0	13.52	0.0
SURCHARGE BP				11.866	-3.50	0.190	3.50		-0.028	2.26	-0.34
SURCHARGE BT	2	0	0	18.986	-1.13	0.465	0.0	0.0	0.0	8.83	0.0
TROTTOIRS	1	2		3.251		0.014			-0.015	0.04	-0.05
CHARGE PERM										-0.49	-0.49
SURCHARGE A	2	0	0	11.495	0.0	0.568	0.0	0.0	0.0	6.53	0.0
EFFORT EXTREME										13.07	-0.95

EFFORT TRANCHANT DANS UNE ENTRETOISE TRAVEE 4 A L'ABSCISSE -3.75 COMPTEE A PARTIR DU CENTRE D'INERTIE DES POUTRES

LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT A DES INTERVALLES DE 0.250

0.0	0.0	0.0	0.0	-0.176	-0.207	0.762	0.731	0.699	0.668	0.637
0.606	0.574	0.543	0.512	0.481	0.449	0.418	0.387	0.356	0.324	0.293
0.262	0.231	0.199	0.168	0.137	0.106	0.074	0.043	0.012	-0.019	-0.051
-0.082	-0.113	-0.144	-0.176	0.0	0.0	0.0	0.0			

	NOMBRE DE VOIES CHARGEES		COEFFICIENT LONGITUDINAL	EXCENT	COEFFICIENT TRANSVERSAL MAXIMUM	EXCENT		COEFFICIENT TRANSVERSAL MINIMUM	EFFORT	
						GAUCHE	DROITE		MAXIMUM	MINIMUM
SURCHARGE BC	2	0 2	14.708	-1.25	2.115	0.0	0.0	0.0	31.10	0.0
CHAR			102.511	-1.35	0.496	0.0		0.0	50.87	0.0
SURCHARGE BR			11.866	-3.50	0.762	3.50		-0.113	9.04	-1.34
SURCHARGE BT	2	0 0	18.986	-1.13	1.860	0.0	0.0	0.0	35.31	0.0
TROTTOIRS	0	3	3.251		0.0			-0.132	0.0	-0.43
CHARGE PERM									-2.09	-2.09
SURCHARGE A	2	0 0	11.495	0.0	2.154	0.0	0.0	0.0	24.76	0.0
EFFORT EXTREME									48.78	-4.21

MOMENT FLECHISSANT DANS UNE ENTRETOISE TRAVEE 4 A L'ABSCISSE -3.50 COMPTEE A PARTIR DU CENTRE D'INERTIE DES POUTRES

LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT A DES INTERVALLES DE 0.250

0.0	0.0	0.0	0.0	-0.088	0.147	0.381	0.365	0.350	0.334	0.318
0.303	0.287	0.272	0.256	0.240	0.225	0.209	0.193	0.178	0.162	0.147
0.131	0.115	0.100	0.084	0.068	0.053	0.037	0.022	0.006	-0.010	-0.025
-0.041	-0.057	-0.072	-0.088	0.0	0.0	0.0	0.0			

	NOMBRE DE VOIES CHARGEES		COEFFICIENT LONGITUDINAL	EXCENT	COEFFICIENT TRANSVERSAL MAXIMUM	EXCENT		COEFFICIENT TRANSVERSAL MINIMUM	EFFORT	
						GAUCHE	DROITE		MAXIMUM	MINIMUM
SURCHARGE BC	2	0 2	14.708	-1.25	1.057	0.0	0.0	0.0	15.55	0.0
CHAR			102.511	-1.60	0.248	0.0		0.0	25.43	0.0
SURCHARGE BR			11.866	-3.50	0.381	3.50		-0.057	4.52	-0.67
SURCHARGE BT	2	0 0	18.986	-1.13	0.930	0.0	0.0	0.0	17.66	0.0
TROTTOIRS	0	3	3.251		0.0			-0.035	0.0	-0.11
CHARGE PERM									-1.01	-1.01
SURCHARGE A	2	0 0	11.495	0.0	1.106	0.0	0.0	0.0	12.72	0.0
EFFORT EXTREME									24.42	-1.95

RECAPITULATION DES EFFORTS DANS UNE ENTRETOISE DE LA TRAVÉE 4

ABSCISSE TRANSVERSALE DE LA SECTION	MOMENT MAXIMUM	MOMENT MINIMUM	EFFORT TRANCHANT MAXIMUM	EFFORT TRANCHANT MINIMUM
-4.00	0.0	0.0	53.22	-3.69
-3.75	13.07	-0.95	48.78	-4.21
-3.50	24.42	-1.95	0.0	0.0
-3.25	34.98	-3.04	0.0	0.0
-3.00	43.91	-4.15	0.0	0.0
-2.75	51.21	-5.30	0.0	0.0
-2.50	56.87	-6.48	0.0	0.0
-2.25	61.71	-7.69	0.0	0.0
-2.00	64.91	-8.93	0.0	0.0
-1.75	66.47	-10.20	0.0	0.0
-1.50	66.41	-11.50	0.0	0.0
-1.25	65.51	-12.83	0.0	0.0
-1.00	65.07	-14.20	0.0	0.0
-0.75	64.84	-15.59	0.0	0.0
-0.50	63.14	-17.02	0.0	0.0
-0.25	60.00	-18.47	5.26	-38.86
0.0	55.39	-19.96	38.86	-5.26
0.25	60.00	-18.48	35.89	-6.80

EPAISSEUR OPTIMISEE DE L ENTRETOISE 0.380

EFFORTS TRANCHANTS TRAVÉE 1 COTE 1

DANS LE CAS B LA REPARTITION TRANSVERSALE SE FAIT EN SUPPOSANT LES DALLES ARTICULEES SUR LES POUTRES, DANS LE CAS A ELLE SE FAIT ENTRE LES POUTRES REUNIES PAR ENTRETOISES INENDIMENT RIGIDES

COEFFICIENTS LONGITUDINAUX DES SURCHARGES

EFFORT MAXIMUM

	ABSCISSES DES CAMIONS		SENS	COEFFICIENT RELATIF AU CAS	
	A	B		A	B
SURCHARGE BC	0.0	36.00	1.	6.24	19.53
	LONGUEUR DE TRAVÉE CHARGÉE				
SURCHARGE A	11.66	0.0		5.14	4.00
SURCHARGE TROTTOIR				0.51	0.35
	ABSCISSE DU CHAR				
SURCHARGE DU CHAR	-0.50			26.46	50.27

EFFORT MINIMUM

	ABSCISSES DES CAMIONS		SENS	COEFFICIENT RELATIF AU CAS	
	A	B		A	B
SURCHARGE BC	14.50	25.00	1.	-5.73	0.0
	LONGUEUR DE TRAVÉE CHARGÉE				
SURCHARGE A	18.80	0.0		-2.61	0.0
SURCHARGE TROTTOIR				-0.29	0.0
	ABSCISSE DU CHAR				
SURCHARGE DU CHAR	16.00			-16.74	0.0

LIGNES D INFLUENCE DE L EFFORT TRANCHANT QU IL FAUT PRENDRE EN COMPTE DANS LES CAS A ET B

ABSC	A	B	ABSC	A	B	ABSC	A	B	ABSC	A	B
0.0	0.000	1.000	0.50	0.081	0.867	1.00	0.154	0.743	1.50	0.217	0.628
2.00	0.272	0.521	2.50	0.319	0.424	3.00	0.356	0.336	3.50	0.386	0.257
4.00	0.407	0.186	4.50	0.421	0.124	5.00	0.427	0.071	5.50	0.426	0.026
6.00	0.406	0.0	6.50	0.362	0.0	7.00	0.320	0.0	7.50	0.278	0.0
8.00	0.238	0.0	8.50	0.200	0.0	9.00	0.163	0.0	9.50	0.128	0.0
10.00	0.095	0.0	10.50	0.064	0.0	11.00	0.035	0.0	11.50	0.008	0.0
12.00	-0.016	0.0	12.50	-0.039	0.0	13.00	-0.059	0.0	13.50	-0.077	0.0
14.00	-0.093	0.0	14.50	-0.107	0.0	15.00	-0.119	0.0	15.50	-0.130	0.0
16.00	-0.139	0.0	16.50	-0.146	0.0	17.00	-0.151	0.0	17.50	-0.155	0.0
18.00	-0.158	0.0	18.50	-0.159	0.0	19.00	-0.160	0.0	19.50	-0.159	0.0
20.00	-0.156	0.0	20.50	-0.153	0.0	21.00	-0.149	0.0	21.50	-0.144	0.0
22.00	-0.139	0.0	22.50	-0.132	0.0	23.00	-0.125	0.0	23.50	-0.118	0.0
24.00	-0.110	0.0	24.50	-0.102	0.0	25.00	-0.093	0.0	25.50	-0.084	0.0
26.00	-0.075	0.0	26.50	-0.066	0.0	27.00	-0.057	0.0	27.50	-0.048	0.0
28.00	-0.039	0.0	28.50	-0.030	0.0	29.00	-0.022	0.0	29.50	-0.014	0.0
30.00	-0.006	0.0	30.50	0.001	0.0	31.00	0.007	0.0	31.50	0.013	0.0
32.00	0.018	0.0	32.50	0.022	0.0	33.00	0.026	0.0	33.50	0.030	0.0
34.00	0.033	0.0	34.50	0.036	0.0	35.00	0.038	0.0	35.50	0.039	0.0
36.00	0.041	0.0	36.50	0.042	0.0	37.00	0.042	0.0	37.50	0.042	0.0
38.00	0.042	0.0	38.50	0.042	0.0	39.00	0.041	0.0	39.50	0.040	0.0
40.00	0.039	0.0	40.50	0.037	0.0	41.00	0.036	0.0	41.50	0.034	0.0
42.00	0.032	0.0	42.50	0.030	0.0	43.00	0.028	0.0	43.50	0.026	0.0
44.00	0.023	0.0	44.50	0.021	0.0	45.00	0.019	0.0	45.50	0.016	0.0
46.00	0.014	0.0	46.50	0.011	0.0	47.00	0.009	0.0	47.50	0.007	0.0
48.00	0.005	0.0	48.50	0.003	0.0	49.00	0.001	0.0	49.50	-0.001	0.0
50.00	-0.002	0.0	50.50	-0.004	0.0	51.00	-0.005	0.0	51.50	-0.006	0.0
52.00	-0.007	0.0	52.50	-0.008	0.0	53.00	-0.008	0.0	53.50	-0.009	0.0
54.00	-0.009	0.0	54.50	-0.009	0.0	55.00	-0.009	0.0	55.50	-0.009	0.0
56.00	-0.009	0.0	56.50	-0.009	0.0	57.00	-0.009	0.0	57.50	-0.009	0.0
58.00	-0.008	0.0	58.50	-0.008	0.0	59.00	-0.007	0.0	59.50	-0.007	0.0
60.00	-0.006	0.0	60.50	-0.005	0.0	61.00	-0.004	0.0	61.50	-0.004	0.0
62.00	-0.003	0.0	62.50	-0.002	0.0	63.00	-0.001	0.0	63.50	-0.000	0.0

EFFORTS TRANCHANTS TRAVÉE 2 CÔTÉ 1

DANS LE CAS B LA REPARTITION TRANSVERSALE SE FAIT EN SUPPOSANT LES DALLES ARTICULEES SUR LES POUTRES, DANS LE CAS A ELLE SE FAIT ENTRE LES POUTRES REUNIES PAR ENTRETOISES INENDIMENT RIGIDES

COEFFICIENTS LONGITUDINAUX DES SURCHARGES

EFFORT MAXIMUM

	ABSCISSES DES CAMIONS		SENS	COEFFICIENT RELATIF AU CAS	
				A	B
SURCHARGE BC	12.00	22.50	1.	17.71	19.17
	LONGUEUR DE TRAVÉE CHARGÉE				
SURCHARGE A	18.80	0.0		8.77	4.66
SURCHARGE TROTTOIR				1.11	0.43
	ABSCISSE DU CHAR				
SURCHARGE DU CHAR	12.00			40.56	54.03

EFFORT MINIMUM

	ABSCISSES DES CAMIONS		SENS	COEFFICIENT RELATIF AU CAS	
				A	B
SURCHARGE BC	33.00	43.50	1.	-3.98	0.0
	LONGUEUR DE TRAVÉE CHARGÉE				
SURCHARGE A	18.80	0.0		-1.81	0.0
SURCHARGE TROTTOIR				-0.19	0.0
	ABSCISSE DU CHAR				
SURCHARGE DU CHAR	34.50			-11.65	0.0

LIGNES D INFLUENCE DE L EFFORT TRANCHANT QU IL FAUT PRENDRE EN COMPTE DANS LES CAS A ET B

ABSC	A	B	ABSC	A	B	ABSC	A	B	ABSC	A	B
0.0	0.000	0.0	0.50	0.007	0.0	1.00	0.014	0.0	1.50	0.021	0.0
2.00	0.027	0.0	2.50	0.034	0.0	3.00	0.039	0.0	3.50	0.045	0.0
4.00	0.050	0.0	4.50	0.054	0.0	5.00	0.057	0.0	5.50	0.060	0.0
6.00	0.062	0.0	6.50	0.063	0.0	7.00	0.063	0.0	7.50	0.062	0.0
8.00	0.060	0.0	8.50	0.056	0.0	9.00	0.051	0.0	9.50	0.045	0.0
10.00	0.037	0.0	10.50	0.028	0.0	11.00	0.017	0.0	11.50	0.004	0.0
12.00	0.054	0.936	12.50	0.131	0.843	13.00	0.204	0.752	13.50	0.275	0.662
14.00	0.342	0.574	14.50	0.405	0.489	15.00	0.464	0.406	15.50	0.518	0.327
16.00	0.567	0.252	16.50	0.612	0.180	17.00	0.652	0.113	17.50	0.686	0.050
18.00	0.707	0.0	18.50	0.677	0.0	19.00	0.646	0.0	19.50	0.615	0.0
20.00	0.584	0.0	20.50	0.552	0.0	21.00	0.520	0.0	21.50	0.488	0.0
22.00	0.456	0.0	22.50	0.424	0.0	23.00	0.392	0.0	23.50	0.361	0.0
24.00	0.330	0.0	24.50	0.299	0.0	25.00	0.269	0.0	25.50	0.239	0.0
26.00	0.210	0.0	26.50	0.182	0.0	27.00	0.155	0.0	27.50	0.129	0.0
28.00	0.104	0.0	28.50	0.080	0.0	29.00	0.059	0.0	29.50	0.037	0.0
30.00	0.017	0.0	30.50	-0.001	0.0	31.00	-0.018	0.0	31.50	-0.033	0.0
32.00	-0.047	0.0	32.50	-0.059	0.0	33.00	-0.069	0.0	33.50	-0.079	0.0
34.00	-0.087	0.0	34.50	-0.093	0.0	35.00	-0.099	0.0	35.50	-0.103	0.0
36.00	-0.107	0.0	36.50	-0.109	0.0	37.00	-0.111	0.0	37.50	-0.111	0.0
38.00	0.111	0.0	38.50	-0.110	0.0	39.00	-0.108	0.0	39.50	-0.105	0.0
40.00	-0.102	0.0	40.50	-0.099	0.0	41.00	-0.094	0.0	41.50	-0.090	0.0
42.00	-0.085	0.0	42.50	-0.079	0.0	43.00	-0.073	0.0	43.50	-0.068	0.0
44.00	-0.061	0.0	44.50	-0.055	0.0	45.00	-0.049	0.0	45.50	-0.042	0.0
46.00	-0.036	0.0	46.50	-0.030	0.0	47.00	-0.024	0.0	47.50	-0.018	0.0
48.00	-0.012	0.0	48.50	-0.007	0.0	49.00	-0.002	0.0	49.50	0.002	0.0
50.00	0.006	0.0	50.50	0.010	0.0	51.00	0.013	0.0	51.50	0.015	0.0
52.00	0.018	0.0	52.50	0.020	0.0	53.00	0.021	0.0	53.50	0.023	0.0
54.00	0.024	0.0	54.50	0.024	0.0	55.00	0.025	0.0	55.50	0.025	0.0
56.00	0.024	0.0	56.50	0.024	0.0	57.00	0.023	0.0	57.50	0.022	0.0
58.00	0.021	0.0	58.50	0.020	0.0	59.00	0.019	0.0	59.50	0.017	0.0
60.00	0.015	0.0	60.50	0.014	0.0	61.00	0.012	0.0	61.50	0.010	0.0
62.00	0.007	0.0	62.50	0.005	0.0	63.00	0.003	0.0	63.50	0.001	0.0

TRAVEE 2 COTE 1

	NOMBRE DE BANDES CHARGÉES	EXCENTREMENT DE LA SURCHARGE	DALLES LONGIT	COEFFICIENT D INFLUENCE AVEC REPARTITION DES ENTRET LONGIT	TRANSV	COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE	EFFORT TRANCHANT EXTREME
EFFORT TRANCHANT MAXIMUM							
SURCHARGE BC	2	-1.25	19.17	0.75	17.71	0.65	29.88
SURCHARGE A	2	0.0	4.66	1.76	8.77	2.43	29.53
TROTTOIRS	2	0.0	0.43	1.37	1.11	0.32	1.50
CHAR		-1.75	54.03	0.41	40.56	0.32	40.42
CHARGE PERMANENTE						1.14	34.90
EFFORT EXTREME PONDERE							76.81
EFFORT TRANCHANT MINIMUM							
SURCHARGE BC	2	-1.25	0.0	0.0	-3.98	0.65	-2.98
SURCHARGE A	2	0.0	0.0	0.0	-1.81	2.43	-4.40
TROTTOIRS	2	0.0	0.0	0.0	-0.19	0.32	-0.16
CHAR		-1.50	-11.65	0.32	1.14	-4.33	
CHARGE PERMANENTE							34.90
EFFORT EXTREME PONDERE							18.71

TRAVEE 2 COTE 2

	NOMBRE DE BANDES CHARGÉES	EXCENTREMENT DE LA SURCHARGE	DALLES LONGIT	COEFFICIENT D INFLUENCE AVEC REPARTITION DES ENTRET LONGIT	TRANSV	COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE	EFFORT TRANCHANT EXTREME
EFFORT TRANCHANT MAXIMUM							
SURCHARGE BC	2	-1.25	18.52	0.75	17.04	0.65	28.81
SURCHARGE A	2	0.0	4.60	1.76	8.27	2.43	28.19
TROTTOIRS	2	0.0	0.43	1.37	1.15	0.32	1.51
CHAR		-1.75	51.29	0.41	40.34	0.32	39.05
CHARGE PERMANENTE						1.14	37.94
EFFORT EXTREME PONDERE							78.50
EFFORT TRANCHANT MINIMUM							
SURCHARGE BC	2	-1.25	0.0	0.0	-2.29	0.65	-1.72
SURCHARGE A	2	0.0	0.0	0.0	-0.84	2.43	-2.04
TROTTOIRS	2	0.0	0.0	0.0	-0.11	0.32	-0.09
CHAR		-1.50	-6.24	0.32	1.14	-2.32	
CHARGE PERMANENTE							37.94
EFFORT EXTREME PONDERE							23.17

OPTIMISATION DES GOUSSETS

	EFFORT MAX SUR APPUI	EFFORT MIN SUR APPUI	BRAS DE LEVIER SUR APPUI	TAUX DE CISAILLEMENT ADMISSIBLE	EPAISSEUR MINIMUM DU GOUSSET	BRAS DE LEVIER EN TRAVEE	TAUX DE CISAILLEMENT ADMISSIBLE	LONGUEUR MINIMUM DU GOUSSET
TRAVEE 1 COTE 1								
POUTRE 1	50.83	3.09	0.84	217.	0.28	0.81	217.	-2.69
POUTRE 2	64.24	1.24	0.91	217.	0.32	0.88	217.	-1.23
TRAVEE 1 COTE 2								
POUTRE 1	70.54	18.20	0.75	155.	0.61	0.81	193.	1.78
POUTRE 2	85.62	17.40	0.81	155.	0.68	0.88	204.	2.30
TRAVEE 2 COTE 1								
POUTRE 1	76.81	18.71	0.75	155.	0.66	0.81	196.	3.11
POUTRE 2	91.68	17.66	0.81	155.	0.73	0.88	205.	3.77
TRAVEE 2 COTE 2								
POUTRE 1	78.50	23.17	0.75	155.	0.68	0.81	199.	3.34
POUTRE 2	92.90	22.53	0.81	155.	0.74	0.88	207.	3.96
TRAVEE 3 COTE 1								
POUTRE 1	79.87	21.62	0.75	155.	0.69	0.81	200.	3.44
POUTRE 2	96.13	20.84	0.81	155.	0.76	0.88	210.	4.19
TRAVEE 3 COTE 2								
POUTRE 1	77.41	19.48	0.75	155.	0.67	0.81	197.	3.19
POUTRE 2	92.59	18.52	0.81	155.	0.73	0.88	206.	3.88
TRAVEE 4 COTE 1								
POUTRE 1	77.28	21.81	0.75	155.	0.67	0.81	200.	2.63
POUTRE 2	93.38	20.74	0.81	155.	0.74	0.88	211.	3.26
TRAVEE 4 COTE 2								
POUTRE 1	57.56	8.77	0.84	217.	0.32	0.81	217.	-1.68
POUTRE 2	71.30	6.91	0.91	217.	0.36	0.88	217.	-0.24

CARACTERISTIQUES DES POUTRES ET DES GOUSSETS

	POUTRE 1	POUTRE 2	POUTRE 3	POUTRE 4	POUTRE 5	POUTRE 6	POUTRE 7	POUTRE 8
EPAISSEUR DES AMES	0.38	0.38	0.38					
HAUTEUR TOTALE	0.960	1.040	0.960					
DISTANCE DE L AXE DES POUTRES A L AXE DE LA CHAUSSEE	-4.00	0.0	4.00					
DISTANCE DE L AXE DES POUTRES A LEUR CENTRE D INERTIE	-4.00	0.0	4.00					
INERTIE RELATIVE	0.324	0.351	0.324					
COEFFICIENT D EXCENTREMENT	-0.385	0.0	0.385					
	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4	APPUI 5	APPUI 6	APPUI 7	
EPAISSEUR DES GOUSSETS	0.380	0.727	0.762	0.740	0.380			
	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4	TRAVEE 5	TRAVEE 6		
LONGUEUR DES GOUSSETS COTE GAUCHE	-2.69	0.0	0.0	0.0				
COTE DROIT	0.0	0.0	0.0	-1.68				

DENSITE ET CENTRE DE GRAVITE DES CHARGES PERMANENTES

	HOUPDIS		POUTRES		GOUSSETS		ENTRÉTOISES		TOTAL	
	DENS	G	DENS	G	DENS	G	DENS	G	DENS	G
TRAVEE 1	8.404	0.0	2.265	0.0	0.0	0.0	0.477	0.00	11.146	0.00
TRAVEE 2	8.404	0.0	2.265	0.0	0.0	0.0	0.591	0.00	11.260	0.00
TRAVEE 3	8.404	0.0	2.265	0.0	0.0	0.0	0.591	0.00	11.260	0.00
TRAVEE 4	8.404	0.0	2.265	0.0	0.0	0.0	0.385	0.00	11.054	0.00

LES ABSCISSES DES CENTRES DE GRAVITE SONT COMPTEES A PARTIR DU CENTRE D INERTIE DES POUTRES

DENSITE DE CHARGE PERMANENTE PAR POUTRE

DENSITE A PRENDRE EN COMPTE DANS LE CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS QUAND LA REPARTITION TRANSVERSALE SE FAIT PAR DALLES SUPPOSEES ARTICULEES SUR LES POUTRES

TRAVEE 1		HOURDIS	POUTRES	GOUSSSETS	ENTRETOISES,	TOTAL
	POUTRE 1	3.170	0.729	0.0	0.155	4.054
	POUTRE 2	2.064	0.806	0.0	0.167	3.038
TRAVEE 2		HOURDIS	POUTRES	GOUSSSETS	ENTRETOISES,	TOTAL
	POUTRE 1	3.170	0.729	0.0	0.192	4.091
	POUTRE 2	2.064	0.806	0.0	0.208	3.078
TRAVEE 3		HOURDIS	POUTRES	GOUSSSETS	ENTRETOISES,	TOTAL
	POUTRE 1	3.170	0.729	0.0	0.192	4.091
	POUTRE 2	2.064	0.806	0.0	0.208	3.078
TRAVEE 4		HOURDIS	POUTRES	GOUSSSETS	ENTRETOISES,	TOTAL
	POUTRE 1	3.170	0.729	0.0	0.125	4.024
	POUTRE 2	2.064	0.806	0.0	0.135	3.005

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

	DENSITE DE CP	PORTEE	SURCHARGE BC	SURCHARGE MILI	C.M.D.CIVIL	C.M.D.MILI
TRAVEE 1	11.653	11.66	84.	100.000	1.20	1.21
TRAVEE 2	11.592	18.80	120.	100.000	1.16	1.15
TRAVEE 3	11.590	18.80	120.	100.000	1.16	1.15
TRAVEE 4	11.462	14.45	108.	100.000	1.19	1.18

REACTIONS D APPUIS EXTREMES

LES EFFORTS EXTREMES SONT CALCULES POUR L APPUI COMPLET SANS PONDERATION DES SUPCHARGES
NI MAJORATION POUR EXCENTREMENT NI MAJORATION POUR EFFET DYNAMIQUE

	CHARGE PERMANENTE	ABSCISSE DES NO 1	CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHE	EFFORT DU A BC	LONGUEUR CHARGEE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAP	EFFORT DU CHAP	EFFORT TROTTOIR	EFFORT EXTREME	
CORRECTION DUE A L'ABCLT DU TABLIER	4.6				3.1		4.7		3.9	0.1		
APPUI 1	49.4	0.0	36.00	1.	59.8	11.66	0.0	68.7	0.0	*****	2.3138027152.	
	49.4	14.50	25.00	1.	-12.6	18.80	0.0	-18.3	0.0	0.0	-0.7	30.4
APPUI 2	204.3	4.50	15.00	-1.	106.8	18.80	11.66	138.7	0.0	111.9	7.0	350.0
	204.3	33.00	43.50	1.	-12.1	18.80	0.0	-17.5	0.0	0.0	-0.7	186.1
APPUI 3	236.4	21.00	31.50	-1.	110.0	18.80	18.80	140.0	0.0	116.1	7.9	385.1
	236.4	51.50	2.00	-1.	-11.2	14.45	11.66	-13.7	0.0	0.0	-0.6	222.0
APPUI 4	220.0	39.00	49.50	-1.	108.8	14.45	18.80	141.6	0.0	117.1	7.5	369.1
	220.0	11.50	22.00	-1.	-10.7	18.80	0.0	-15.4	0.0	0.0	-0.6	204.0
CORRECTION DUE A L'ABCLT DU TABLIER	4.5				3.2		4.2		3.2	0.1		
APPUI 5	67.0	62.00	51.50	1.	65.5	14.45	0.0	75.2	0.0	91.8	2.7	161.5
	67.0	30.00	40.50	-1.	-9.2	18.80	0.0	-13.4	0.0	0.0	-0.5	53.1

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES

EFFORTS PARTIELS NON PONDERES

	CHARGE PERMANENTE	ABSCISSE NO 1	ABSCISSE DES CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHE	EFFORT DU A BC	LONGUEUR CHARGEE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAP	EFFORT DU CHAP	EFFORT TROTTOIR	EFFORT EXTREME PONDERE
ABSCISSE 0.0											
POUTRE 1	0.0	-6.50	-17.50	1.	0.0	11.66	0.0	0.0	-17.50	0.0	0.0
POUTRE 1	0.0	-6.50	-17.50	1.	0.0	0.0	0.0	0.0	-17.50	0.0	0.0
ABSCISSE 1.50											
POUTRE 1	16.3	1.50	36.00	1.	40.6	11.66	0.0	26.7	0.50	61.7	1.2
POUTRE 1	16.3	14.50	25.00	1.	-10.9	18.80	0.0	-8.9	16.00	-16.0	-0.5
ABSCISSE 3.00											
POUTRE 1	24.4	3.00	36.00	1.	64.8	11.66	0.0	44.4	1.50	101.8	2.1
POUTRE 1	24.4	14.50	25.00	1.	-21.8	18.80	0.0	-17.8	16.00	-32.0	-1.0
ABSCISSE 4.50											
POUTRE 1	24.4	3.00	36.00	1.	74.4	11.66	0.0	53.2	2.00	121.5	2.5
POUTRE 1	24.4	14.50	25.00	1.	-32.7	18.80	0.0	-26.7	16.00	-48.0	-1.4
ABSCISSE 6.00											
POUTRE 1	16.2	4.50	36.00	1.	76.2	11.66	0.0	53.0	2.50	120.3	2.7
POUTRE 1	16.2	14.50	25.00	1.	-43.7	18.80	0.0	-35.6	16.00	-63.9	-1.9
ABSCISSE 7.50											
POUTRE 1	-0.1	1.50	33.50	-1.	69.0	11.66	0.0	43.9	3.50	100.3	2.4
POUTRE 1	-0.1	14.50	25.00	1.	-54.6	18.80	0.0	-44.4	16.00	-79.9	-2.4
ABSCISSE 9.00											
POUTRE 1	-24.5	3.00	33.50	-1.	52.7	11.66	18.80	26.8	4.50	62.2	1.8
POUTRE 1	-24.5	14.50	25.00	1.	-65.5	18.80	0.0	-53.3	16.00	-95.9	-2.9
ABSCISSE 10.50											
POUTRE 1	-57.0	33.50	4.50	-1.	26.9	3.66	18.80	18.2	34.50	29.6	1.0
POUTRE 1	-57.0	14.50	25.00	1.	-76.4	18.80	0.0	-62.2	16.00	-111.9	-3.6
ABSCISSE 12.00											
POUTRE 1	-76.8	33.00	43.50	1.	19.9	18.80	0.0	16.8	34.50	28.7	0.9
POUTRE 1	-76.8	7.50	18.00	1.	-84.5	18.19	11.66	-63.2	16.50	-103.1	-4.3
ABSCISSE 13.50											
POUTRE 1	-33.4	9.00	33.50	-1.	20.0	3.97	18.80	14.1	34.50	18.2	0.8
POUTRE 1	-33.4	2.00	17.50	-1.	-51.2	11.66	14.83	-35.8	3.50	-48.7	-2.3
ABSCISSE 15.00											
POUTRE 1	1.8	15.00	36.00	1.	40.3	9.31	0.0	25.6	12.50	58.1	1.2
POUTRE 1	1.8	2.00	21.00	-1.	-27.7	11.66	0.0	-21.9	3.50	-43.0	-1.1
ABSCISSE 16.50											
POUTRE 1	28.7	12.00	22.50	-1.	60.9	18.80	0.0	41.4	14.00	98.4	2.1
POUTRE 1	28.7	2.00	33.50	-1.	-21.5	11.66	0.0	-19.0	3.50	-37.4	-0.9
ABSCISSE 18.00											
POUTRE 1	47.5	12.00	22.50	-1.	81.6	18.80	0.0	60.5	15.50	130.0	3.2
POUTRE 1	47.5	2.00	33.50	-1.	-24.1	11.66	0.0	-16.2	3.50	-31.8	-1.1
ABSCISSE 19.50											
POUTRE 1	58.0	13.50	24.00	-1.	93.7	18.80	0.0	72.5	17.00	150.5	3.9
POUTRE 1	58.0	2.00	33.50	-1.	-26.8	11.66	18.80	-19.0	3.50	-26.2	-1.3

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES

EFFORTS PARTIELS NON PONDERES

	CHARGE PERMANENTE	ABSCISSE NO 1	ABSCISSE DES CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHE	EFFORT DU A BC	LONGUEUR CHARGEE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAP	EFFORT DU CHAP	EFFORT TROTTOIR	EFFORT EXTREME PONDERE	
ABSCISSE 21.00												
POUTRE 1	60.3	10.50	21.00	1.	94.4	18.80	0.0	77.3	18.00	159.3	4.2	223.7
POUTRE 1	60.3	33.50	2.00	-1.	-29.4	18.80	11.66	-22.0	34.50	-34.4	-1.5	9.3
ABSCISSE 22.50												
POUTRE 1	54.4	12.00	22.50	1.	96.3	18.80	0.0	75.0	19.00	155.3	4.1	213.8
POUTRE 1	54.4	36.00	4.50	1.	-32.1	18.80	0.0	-26.4	34.50	-44.9	-1.7	2.5
ABSCISSE 24.00												
POUTRE 1	40.2	13.50	24.00	1.	87.4	18.80	0.0	65.6	20.50	139.1	3.7	183.0
POUTRE 1	40.2	33.00	43.50	1.	-38.5	18.80	0.0	-32.5	34.50	-55.4	-1.9	-17.0
ABSCISSE 25.50												
POUTRE 1	17.9	19.50	51.50	-1.	72.8	18.80	0.0	48.9	21.50	110.9	2.9	131.7
POUTRE 1	17.9	33.00	43.50	1.	-45.8	18.80	0.0	-38.7	34.50	-65.9	-2.1	-50.1
ABSCISSE 27.00												
POUTRE 1	-12.7	21.00	51.50	-1.	53.2	12.43	0.0	31.4	23.00	72.2	1.8	61.3
POUTRE 1	-12.7	33.00	43.50	1.	-53.1	18.80	0.0	-44.9	34.50	-76.4	-2.3	-91.4
ABSCISSE 28.50												
POUTRE 1	-51.5	22.50	51.50	-1.	28.4	5.18	14.45	16.3	24.50	25.0	1.0	-4.9
POUTRE 1	-51.5	36.00	18.00	1.	-62.8	18.80	0.0	-51.0	34.50	-86.9	-3.3	-141.7
ABSCISSE 30.00												
POUTRE 1	-98.5	51.50	2.00	-1.	18.2	14.45	11.66	13.1	52.50	21.2	0.8	-46.6
POUTRE 1	-98.5	36.00	20.50	1.	-95.5	18.80	17.82	-70.4	34.50	-97.4	-5.2	-219.3
ABSCISSE 31.50												
POUTRE 1	-80.0	51.50	2.00	-1.	16.0	2.35	14.45	10.3	52.50	16.2	0.8	-36.6
POUTRE 1	-80.0	19.00	35.00	-1.	-81.7	18.80	16.45	-60.1	20.00	-90.7	-4.4	-183.2
ABSCISSE 33.00												
POUTRE 1	-37.1	33.00	4.50	1.	34.8	7.28	0.0	19.4	31.00	43.2	1.1	11.2
POUTRE 1	-37.1	11.50	22.00	-1.	-55.8	18.80	0.0	-47.1	20.00	-80.7	-2.8	-120.6
ABSCISSE 34.50												
POUTRE 1	-2.4	34.50	4.50	1.	58.5	18.80	0.0	34.9	32.50	87.8	2.0	87.4
POUTRE 1	-2.4	11.50	22.00	-1.	-48.9	18.80	0.0	-41.3	20.00	-70.7	-2.1	-75.3
ABSCISSE 36.00												
POUTRE 1	24.0	31.50	42.00	-1.	78.1	18.80	0.0	56.6	33.50	123.4	3.1	150.6
POUTRE 1	24.0	11.50	22.00	-1.	-42.0	18.80	0.0	-35.4	20.00	-60.7	-2.0	-38.7
ABSCISSE 37.50												
POUTRE 1	42.3	31.50	42.00	-1.	93.4	18.80	0.0	71.1	35.00	148.3	3.8	194.4
POUTRE 1	42.3	19.00	51.50	-1.	-36.4	18.80	0.0	-29.6	20.00	-50.7	-1.9	-10.4
ABSCISSE 39.00												
POUTRE 1	52.3	33.00	43.50	-1.	98.5	18.80	0.0	78.5	36.00	161.0	4.2	217.4
POUTRE 1	52.3	19.00	51.50	-1.	-35.3	18.80	14.45	-26.2	20.00	-40.7	-1.8	-2.3
ABSCISSE 40.50												
POUTRE 1	54.1	30.00	40.50	1.	98.0	18.80	0.0	78.8	37.50	161.2	4.1	219.5
POUTRE 1	54.1	54.00	21.50	1.	-34.2	14.45	18.80	-24.8	52.50	-32.9	-1.7	0.1
ABSCISSE 42.00												
POUTRE 1	47.7	31.50	42.00	1.	93.9	18.80	0.0	71.8	38.50	149.3	3.8	200.8
POUTRE 1	47.7	54.00	21.50	1.	-33.3	14.45	18.80	-23.5	52.50	-41.1	-1.6	-3.2

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES

EFFORTS PARTIELS NON PONDERES

	CHARGE PERMANENTE	ABSCISSE DES NO 1	CAMIONS NO 2	SENS DE MARCHÉ	EFFORT DU A BC	LONGUEUR CHARGÉE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU CHAR	EFFORT TROTTOIR	EFFORT EXTREME PONDERE	
ABSCISSE 43.50												
POUTRE 1	33.0	42.00	31.50	1.	79.2	18.80	0.0	57.8	40.00	125.1	3.0	161.2
POUTRE 1	33.0	54.00	21.50	1.	-32.4	14.45	0.0	-27.1	52.50	-49.3	-1.5	-17.8
ABSCISSE 45.00												
POUTRE 1	10.2	39.00	28.50	-1.	55.5	18.80	0.0	36.6	41.00	90.6	1.9	102.7
POUTRE 1	10.2	50.50	61.00	-1.	-32.8	14.45	0.0	-31.6	52.50	-57.5	-1.5	-48.7
ABSCISSE 46.50												
POUTRE 1	-20.9	40.50	19.00	-1.	35.5	7.74	0.0	21.0	42.50	47.1	1.0	27.2
POUTRE 1	-20.9	54.00	35.00	1.	-43.3	14.45	0.0	-36.1	52.50	-65.6	-2.0	-88.5
ABSCISSE 48.00												
POUTRE 1	-60.2	11.50	22.00	-1.	13.3	2.79	18.80	12.8	20.00	19.2	0.7	-26.1
POUTRE 1	-60.2	54.00	38.00	1.	-70.7	14.45	16.01	-50.6	52.50	-73.8	-3.4	-149.1
ABSCISSE 49.50												
POUTRE 1	-91.7	11.50	22.00	-1.	19.3	18.80	0.0	15.8	20.00	28.0	0.8	-41.1
POUTRE 1	-91.7	40.00	54.00	1.	-96.7	18.80	13.92	-70.1	39.00	-108.0	-5.0	-213.7
ABSCISSE 51.00												
POUTRE 1	-47.9	51.00	21.50	1.	31.7	5.11	18.80	19.5	20.00	25.0	1.1	0.9
POUTRE 1	-47.9	30.00	40.50	-1.	-67.0	18.80	0.0	-55.1	39.00	-96.6	-3.2	-147.7
ABSCISSE 52.50												
POUTRE 1	-12.1	52.50	21.50	1.	58.1	14.45	0.0	31.2	50.50	74.7	2.1	64.7
POUTRE 1	-12.1	30.00	40.50	-1.	-59.1	18.80	0.0	-48.6	39.00	-85.2	-2.6	-99.8
ABSCISSE 54.00												
POUTRE 1	15.6	54.00	21.50	1.	77.9	14.45	0.0	53.4	52.00	115.7	3.0	134.3
POUTRE 1	15.6	30.00	40.50	-1.	-51.2	18.80	0.0	-42.1	39.00	-73.8	-2.2	-60.4
ABSCISSE 55.50												
POUTRE 1	35.3	54.00	21.50	1.	89.3	14.45	0.0	67.4	53.00	143.5	3.5	182.3
POUTRE 1	35.3	30.00	40.50	-1.	-43.3	18.80	0.0	-35.6	39.00	-62.4	-1.9	-29.0
ABSCISSE 57.00												
POUTRE 1	46.9	52.50	19.00	-1.	94.9	14.45	0.0	73.3	54.00	156.0	3.7	206.6
POUTRE 1	46.9	30.00	40.50	-1.	-35.4	18.80	0.0	-29.1	39.00	-51.0	-1.5	-5.7
ABSCISSE 58.50												
POUTRE 1	50.4	52.50	19.00	-1.	91.2	14.45	0.0	71.0	55.00	151.9	3.5	205.9
POUTRE 1	50.4	30.00	40.50	-1.	-27.5	18.80	0.0	-22.6	39.00	-39.6	-1.2	5.0
ABSCISSE 60.00												
POUTRE 1	45.9	54.00	19.00	-1.	80.7	14.45	0.0	60.6	55.50	130.6	3.0	179.4
POUTRE 1	45.9	30.00	40.50	-1.	-19.6	18.80	0.0	-16.1	39.00	-28.2	-0.9	10.2
ABSCISSE 61.50												
POUTRE 1	33.3	60.00	49.50	1.	58.3	14.45	0.0	42.1	56.50	91.5	2.0	126.7
POUTRE 1	33.3	30.00	40.50	-1.	-11.7	18.80	0.0	-9.6	39.00	-16.8	-0.5	10.0
ABSCISSE 63.00												
POUTRE 1	12.6	61.50	51.00	1.	23.5	14.45	0.0	15.5	57.50	33.5	0.7	46.8
POUTRE 1	12.6	30.00	40.50	-1.	-3.7	18.80	0.0	-3.1	39.00	-5.4	-0.2	4.5

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES AU VOISINAGE DES PILES

EFFORTS PARTIELS NON PONDERES

	CHARGE PERMANENTE	ABSCISSE NO 1	DES CAMILONS NO 2	SENS DE MARCHE	EFFORT DU A BC	LONGUEUR CHARGEE	EFFORT DU A A	ABSCISSE DU CHAR	EFFORT DU CHAR	EFFORT TROTTOIR	EFFORT EXTREME PONDERE	
ABSCISSE 11.00												
POUTRE 1	-69.7	33.00	43.50	1.	21.2	18.80	1.82	17.4	34.50	31.0	0.9	-24.4
POUTRE 1	-69.7	9.50	20.00	-1.	-80.7	18.80	0.0	-65.2	16.00	-117.2	-4.1	-191.0
ABSCISSE 11.50												
POUTRE 1	-83.2	33.00	43.50	1.	22.1	18.80	0.0	18.0	34.50	32.4	0.9	-32.4
POUTRE 1	-83.2	17.50	7.00	1.	-94.0	18.80	0.0	-68.1	16.00	-122.5	-4.7	-210.4
ABSCISSE 12.00												
POUTRE 1	-76.8	33.00	43.50	1.	19.9	18.80	0.0	16.8	34.50	28.7	0.9	-30.4
POUTRE 1	-76.8	7.50	18.00	1.	-84.5	18.19	11.66	-63.2	16.50	-103.1	-4.3	-184.2
ABSCISSE 29.50												
POUTRE 1	-81.9	51.50	2.00	-1.	16.8	2.19	14.45	12.2	52.50	20.4	0.8	-36.9
POUTRE 1	-81.9	36.00	20.00	1.	-82.5	18.80	16.61	-61.6	34.50	-93.9	-4.5	-187.5
ABSCISSE 30.00												
POUTRE 1	-98.5	51.50	2.00	-1.	18.2	14.45	11.66	13.1	52.50	21.2	0.8	-46.6
POUTRE 1	-98.5	36.00	20.50	1.	-95.5	18.80	17.82	-70.4	34.50	-97.4	-5.2	-219.3
ABSCISSE 30.50												
POUTRE 1	-113.1	51.50	2.00	-1.	19.4	14.45	11.66	13.9	52.50	21.7	0.8	-55.2
POUTRE 1	-113.1	19.00	33.50	-1.	-106.1	18.72	18.80	-78.5	35.00	-99.0	-5.9	-247.6
ABSCISSE 48.50												
POUTRE 1	-75.1	11.50	22.00	-1.	15.6	18.80	1.57	13.5	20.00	22.5	0.7	-33.7
POUTRE 1	-75.1	54.00	39.00	1.	-82.0	14.45	17.23	-59.3	52.50	-76.6	-4.1	-178.4
ABSCISSE 49.00												
POUTRE 1	-90.9	11.50	22.00	-1.	17.9	18.80	0.0	15.1	20.00	25.9	0.8	-41.9
POUTRE 1	-90.9	39.50	54.00	1.	-94.1	18.29	14.45	-69.1	38.50	-95.8	-4.9	-209.7
ABSCISSE 49.50												
POUTRE 1	-91.7	11.50	22.00	-1.	19.3	18.80	0.0	15.8	20.00	28.0	0.8	-41.1
POUTRE 1	-91.7	40.00	54.00	1.	-96.7	18.80	13.92	-70.1	39.00	-108.0	-5.0	-213.7

NOMBRE DE TRAVEES 4 BIAIS 100.00 GRADES
 SYMETRIES SYMETRIE LONGITUDINALE 0. SYMETRIE TRANSVERSALE 1.

CARACTERISTIQUES LONGITUDINALES

	TRAVEE 1	TRAVEE 2	TRAVEE 3	TRAVEE 4	TRAVEE 5	TRAVEE 6
PORTEES BIAISES	11.660	18.800	18.800	14.450		
NOMBRE D'ENTR. INTERM.	1	2	2	1		
EPAISSEUR DES GOUSSETS AU DROIT DES APPUIS						
COTE GAUCHE	0.380	0.727	0.762	0.740		
COTE DROIT	0.727	0.762	0.740	0.380		
LONGUEUR DES GOUSSETS						
COTE GAUCHE	-2.692	0.0	0.0	0.0		
COTE DROIT	0.0	0.0	0.0	-1.678		
LONGUEUR BIAISE D'UN ABOUT DE TABLIER			0.380			
EPAISSEUR ENTRETOISE D'APPUI SUR PILE			0.500			
EPAISSEUR ENTRETOISE INTERMEDIAIRE			0.380			

CARACTERISTIQUES EN COUPE TRANSVERSALE

LARGEURS	TROTTOIR DE GAUCHE	1.250	BANDE DEPASEE DE GAUCHE	0.0	CHAUSSEE	7.500			
	BANDE D'ARRET D'URGENCE	0.0	TROTTOIR DE DROITE	1.250					
EPAISSEURS DE LA DALLE	MINIMUM	0.200	MOYENNE	0.200	MAXIMUM	0.200			
	POUTRES	1	2	3	4	5	6	7	8
DISTANCE A L'AXE DE LA CHAUSSEE	-4.000	0.0	4.000						
HAUTEUR DES POUTRES	0.960	1.040	0.960						
TAUX DE FERRAILLAGE	1.000	1.000	1.000						
POIDS DU HOUPDIS AU M. LINEAIRE	3.170	2.064	3.170						
EPAISSEUR DE L'AME EN TRAVEE		0.380							
DIAMETRE DES ARMATURES LONGITUDINALES		0.032							
NOMBRE MAXIMUM D'ARMATURES PAR LIT		4							

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

CONTRAINTES ADMISSIBLES ADOPTEES POUR LE DIMENSIONNEMENT DU TABLIER, SOUS L'INFLUENCE DES SURCHARGES CIVILES PONDEREES DU PREMIER GENRE

CONTRAINTE ADMISSIBLE DU BETON EN COMPRESSION SIMPLE	750.	T/M2		
CONTRAINTE DE TRACTION DE REFERENCE DU BETON	62.	T/M2		
CONTRAINTE DE TRACTION ADMISSIBLE DE L'ACIER	POUTRES 26667.	T/M2	DALLES 28000.	T/M2

SPECIFICATIONS DE CALCUL

CLASSE DU CHAR	CM	=	110 T	
PRECISION DES CALCULS	NU	=	3	LU = 1
COEFFICIENTS DE MAJORATION OU DE MINORATION DES SURCHARGES	COEF A	=	1.000	COEF B = 1.000
	COEF TR	=	1.000	COEF CM = 1.000

CLASSE DU PONT , CONVOI EXCEPTIONNEL

ICLASS = 1

IFXC = **

LES SURCHARGES CIVILES SERONT PONDEREES , MAIS NON LES SURCHARGES MILITAIRES

(-----)
(FERRAILLAGE ET AVANT METRE)
(-----)

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

ARMATURES LONGITUDINALES

NOTA. LE CALCUL EST FAIT POUR LA POUTRE 1 ET LE FERRAILLAGE DES AUTRES POUTRES EST OBTENU PROPORTIONNELLEMENT AU

TAUX DE FERRAILLAGE.

1. MOMENTS POSITIFS

MOMENTS RESISTANTS POSITIFS DANS LA POUTRE 1

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FERS = 4	OMEGA1 = 0.003217	D1 = 0.06
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	μ = 0.15	Z = 0.85	INERTIE = 0.031130	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 73.26	BETON = 315.74	EPSILON = 1.000

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
-------------------------------	----------	-----------	----------	---------------

CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FERS = 5	OMEGA1 = 0.004021	D1 = 0.06
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.16	Z = 0.84	INERTIE = 0.037194	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 90.23	BETON = 342.58	EPSILON = 1.000

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FERS = 6	OMEGA1 = 0.004825	D1 = 0.07
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.18	Z = 0.83	INERTIE = 0.043025	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 107.05	BETON = 366.37	EPSILON = 1.000

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FERS = 7	OMEGA1 = 0.005630	D1 = 0.07
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.19	Z = 0.82	INERTIE = 0.048648	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 123.75	BETON = 387.79	EPSILON = 1.000

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FFRS = 8	OMEGA1 = 0.006434	D1 = 0.08
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.20	Z = 0.82	INERTIE = 0.054084	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 140.34	BETON = 407.29	EPSILON = 1.000

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FFRS = 9	OMEGA1 = 0.007238	D1 = 0.09
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.21	Z = 0.80	INERTIE = 0.058127	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 155.29	BETON = 404.18	EPSILON = 0.966

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FFRS = 10	OMEGA1 = 0.008042	D1 = 0.09
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.22	Z = 0.79	INERTIE = 0.062062	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 170.23	BETON = 400.75	EPSILON = 0.935

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FFRS = 11	OMEGA1 = 0.008847	D1 = 0.10
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.23	Z = 0.78	INERTIE = 0.065892	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 185.14	BETON = 398.15	EPSILON = 0.909

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	BI = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FERES = 12	OMEGA1 = 0.009651	D1 = 0.11
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	Y = 0.23	Z = 0.78	INERTIE = 0.069618	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 200.04	BETON = 396.17	EPSILON = 0.888

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	BI = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FERES = 13	OMEGA1 = 0.010455	D1 = 0.12
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	Y = 0.24	Z = 0.77	INERTIE = 0.072689	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 214.14	BETON = 393.10	EPSILON = 0.871

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	BI = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FERES = 14	OMEGA1 = 0.011259	D1 = 0.12
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	Y = 0.25	Z = 0.76	INERTIE = 0.075686	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 228.22	BETON = 390.58	EPSILON = 0.856

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	BI = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FERES = 15	OMEGA1 = 0.012064	D1 = 0.13
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	Y = 0.26	Z = 0.75	INERTIE = 0.078610	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 242.28	BETON = 388.51	EPSILON = 0.842

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FERS = 16	OMEGA1 = 0.012868	D1 = 0.13
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.26	Z = 0.75	INERTIE = 0.081463	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 256.33	BETON = 386.80	EPSILON = 0.831

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FERS = 17	OMEGA1 = 0.013672	D1 = 0.14
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.27	Z = 0.74	INERTIE = 0.083235	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 268.80	BETON = 382.92	EPSILON = 0.822

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FERS = 18	OMEGA1 = 0.014476	D1 = 0.15
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.27	Z = 0.73	INERTIE = 0.084982	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 281.25	BETON = 379.52	EPSILON = 0.814

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FERS = 19	OMEGA1 = 0.015281	D1 = 0.16
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.28	Z = 0.72	INERTIE = 0.086701	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 293.69	BETON = 376.53	EPSILON = 0.807

CARACTERISTIQUES DE LA POUTRE

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 3.33	B1 = 0.38	H = 0.96	HDALLE = 0.20
CARACTERISTIQUES DES ACIERS	PHI = 0.032	NB DE FEPS = 20	OMEGA1 = 0.016085	D1 = 0.16
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	Y = 0.28	Z = 0.71	INERTIE = 0.088392	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 306.12	BETON = 373.88	EPSTLON = 0.800

	NOS DES BARRES	COMPOSITION	ABSCISSES DES EXTREMES DU GROUPE DE BARRES		BRAS DE LEVIER	LONGUEUR DE BARRE	POIDS PAR TRAVÉE
TRAVÉE 1							
	5 ET 6	2. PHI 0.032	0.70	8.91	0.83	8.22	
	7 ET 8	2. PHI 0.032	1.82	7.77	0.82	5.96	
	APPOINT	1.0 PHI 0.032	3.24	6.32	0.82	3.78	0.504
TRAVÉE 2							
	5 ET 6	2. PHI 0.032	14.83	27.16	0.83	12.32	
	7 ET 8	2. PHI 0.032	14.84	27.15	0.82	12.31	
	9 ET 10	2. PHI 0.032	16.11	25.96	0.79	9.85	
	11 ET 12	2. PHI 0.032	17.21	24.88	0.78	7.67	
	APPOINT	2.0 PHI 0.032	18.42	23.67	0.78	5.25	1.084
TRAVÉE 3							
	5 ET 6	2. PHI 0.032	33.79	45.95	0.83	12.16	
	7 ET 8	2. PHI 0.032	33.80	45.94	0.82	12.15	
	9 ET 10	2. PHI 0.032	35.05	44.74	0.79	9.69	
	11 ET 12	2. PHI 0.032	36.16	43.63	0.78	7.48	
	APPOINT	1.5 PHI 0.032	37.38	42.43	0.78	5.05	1.057
TRAVÉE 4							
	5 ET 6	2. PHI 0.032	52.25	63.48	0.83	11.22	
	7 ET 8	2. PHI 0.032	52.26	62.72	0.82	10.46	
	9 ET 10	2. PHI 0.032	53.51	61.86	0.79	9.34	
	11 ET 12	2. PHI 0.032	54.65	60.74	0.78	6.09	
	APPOINT	1.0 PHI 0.032	56.01	59.38	0.78	3.37	0.853
POIDS TOTAL D ARMATURES							3.498 T

MOMENTS RESISTANTS NEGATIFS DANS LA POUTRE 1

MOMENTS RESISTANTS EN TRAVEE POUR L APPUI 2

CARACTERISTIQUES DE LA SECTION

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

B = 0.73

B1 = 0.73

H = 0.960

HDALLE = 0.200

CARACTERISTIQUES DES ACIERS

1.SECTION CONSTANTE

2.SECTION VARIABLE

3.SECTION TOTALE

PHI = 0.032

NB DE FERES = 0

OMEGA1 = 0.004206

OMEGA1 = 0.0

OMEGA1 = 0.004206

D1 = 0.107

D2 = 0.0

D3 = 0.107

CARACTERISTIQUES MECANQUES

Y = 0.308

Z = 0.750

INERTIE = 0.025801

MOMENTS RESISTANTS

ACIER = 75.72

BETON = 125.81

EPSILON = 1.000

CARACTERISTIQUES DE LA SECTION

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.003401	D1 = 0.123
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FERS = 4	OMEGA1 = 0.003217	D1 = 0.057
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.006618	D1 = 0.091
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.369	Z = 0.746	INERTIE = 0.037006	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 118.49	BETON = 150.25	EPSILON = 1.000
CARACTERISTIQUES DE LA SECTION				
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.004535	D1 = 0.100
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FERS = 4	OMEGA1 = 0.003217	D1 = 0.057
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.007752	D1 = 0.082
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.394	Z = 0.747	INERTIE = 0.042066	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 138.95	BETON = 160.28	EPSILON = 1.000
CARACTERISTIQUES DE LA SECTION				
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.003401	D1 = 0.123
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FERS = 5	OMEGA1 = 0.004021	D1 = 0.064
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.007423	D1 = 0.091
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.385	Z = 0.740	INERTIE = 0.039879	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 131.90	BETON = 155.39	EPSILON = 1.000
CARACTERISTIQUES DE LA SECTION				
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.004535	D1 = 0.100
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FERS = 5	OMEGA1 = 0.004021	D1 = 0.064
3.SFCTION TOTALE			OMEGA1 = 0.008556	D1 = 0.083
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.407	Z = 0.741	INERTIE = 0.044671	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 152.19	BETON = 164.54	EPSILON = 1.000

CARACTERISTIQUES DE LA SECTION

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.003401	D1 = 0.123
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FEPS = 6	OMEGA1 = 0.004825	D1 = 0.070
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.008227	D1 = 0.092
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.399	Z = 0.735	INERTIE = 0.042581	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 145.19	BETON = 160.02	EPSILON = 1.000
CARACTERISTIQUES DE LA SECTION				
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.004535	D1 = 0.100
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FEPS = 6	OMEGA1 = 0.004825	D1 = 0.070
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.009361	D1 = 0.084
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.420	Z = 0.736	INERTIE = 0.047132	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 165.34	BETON = 168.42	EPSILON = 1.000
CARACTERISTIQUES DE LA SECTION				
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.003401	D1 = 0.123
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FEPS = 7	OMEGA1 = 0.005630	D1 = 0.073
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.009031	D1 = 0.092
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.412	Z = 0.731	INERTIE = 0.045129	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 158.38	BETON = 164.21	EPSILON = 1.000
CARACTERISTIQUES DE LA SECTION				
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.004535	D1 = 0.100
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FEPS = 7	OMEGA1 = 0.005630	D1 = 0.073
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.010165	D1 = 0.085
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.431	Z = 0.731	INERTIE = 0.049463	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 178.39	BETON = 171.98	EPSILON = 1.000

CARACTERISTIQUES DE LA SECTION

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.003401	D1 = 0.123
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FERS = 8	OMEGA1 = 0.006434	D1 = 0.076
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.009835	D1 = 0.092
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.424	Z = 0.726	INERTIE = 0.047540	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 171.48	BETON = 168.05	EPSILON = 1.000
CARACTERISTIQUES DE LA SECTION				
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.004535	D1 = 0.100
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FERS = 8	OMEGA1 = 0.006434	D1 = 0.076
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.010969	D1 = 0.086
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.442	Z = 0.727	INERTIE = 0.051677	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 191.37	BETON = 175.27	EPSILON = 1.000
CARACTERISTIQUES DE LA SECTION				
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.003401	D1 = 0.123
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FERS = 9	OMEGA1 = 0.007238	D1 = 0.074
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.010640	D1 = 0.090
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.437	Z = 0.725	INERTIE = 0.050222	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 185.14	BETON = 172.56	EPSILON = 1.000
CARACTERISTIQUES DE LA SECTION				
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.004535	D1 = 0.100
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FERS = 9	OMEGA1 = 0.007238	D1 = 0.074
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.011773	D1 = 0.084
CARACTERISTIQUES MECANQUES	Y = 0.453	Z = 0.725	INERTIE = 0.054170	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 204.91	BETON = 179.23	EPSILON = 1.000

CARACTERISTIQUES DE LA SECTION

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.003401	D1 = 0.123
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FERS = 10	OMEGA1 = 0.008042	D1 = 0.076
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.011444	D1 = 0.090
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	Y = 0.447	Z = 0.721	INERTIE = 0.052386	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 198.08	BETON = 175.77	EPSILON = 1.000
CARACTERISTIQUES DE LA SECTION				
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	B = 0.73	B1 = 0.73	H = 0.960	HDALLE = 0.200
CARACTERISTIQUES DES ACIERS				
1.SECTION CONSTANTE			OMEGA1 = 0.004535	D1 = 0.100
2.SECTION VARIABLE	PHI = 0.032	NB DE FERS = 10	OMEGA1 = 0.008042	D1 = 0.076
3.SECTION TOTALE			OMEGA1 = 0.012578	D1 = 0.085
CARACTERISTIQUES MECANIQUES	Y = 0.463	Z = 0.721	INERTIE = 0.056169	
MOMENTS RESISTANTS		ACIER = 217.74	BETON = 182.02	EPSILON = 1.000

ARRETS DE BARRES SUR L APPUI 2

MOMENT MAXIMUM SUR L APPUI = -216.673
 DIAMETRE DES ARMATURES SUPERIEURES = 0.032

NOS DES BARRES	ABSCISSES DES EXTRÉMITES DES BARRES		BRAS DE LEVIER	LONGUEUR DE BARRE	POIDS POUR L APPUI
1 A 4	6.85	14.40	0.75	7.55	
5	8.47	14.37	0.74	5.90	
6	8.47	13.15	0.74	4.68	
7	8.47	13.15	0.73	4.68	
8	10.19	13.15	0.73	2.96	
9	10.19	13.15	0.73	2.96	
10	10.19	13.14	0.72	2.96	

NOMBRE MAXIMUM D ARMATURES = 10

POIDS D ARMATURES 0.343 T

ETRIERS

CARACTERISTIQUES DE LA NAPPE DE BASE

DIAMETRE = 0.008
 SECTION TOTALE = 0.000503
 LONGUEUR DEVELOPEE = 9.49
 POIDS = 0.0037

FERRAILLAGE DEDUIT DE L AIRE DE LA COURBE ENVELOPPE

TRAVEE 1 BRAS DE LEVIER SUR APPUI DE GAUCHE 0.78
 SUR APPUI DE DROITE 0.72
 MOYEN 0.75

	ESPACEMENT DE GAUCHE	SUR APPUI DE DROITE	AIRE	NBRE DE NAPPES	POIDS
POUTRE 1	0.21	0.14	511.42	54	0.202
POUTRE 2	0.17	0.11	639.62	67	0.272
POUTRE 3					0.202
			POIDS POUR LA TRAVEE 1	-----	0.676

TRAVÉE 2

BRAS DE LEVIER SUR APPUI DE GAUCHE 0.72
 SUR APPUI DE DROITE 0.72
 MOYEN 0.72

	ESPACEMENT DE GAUCHE	SUR APPUI DE DROITE	AIRÉ	NBRE DE NAPPES	POIDS
POUTRE 1	0.13	0.13	989.14	109	0.408
POUTRE 2	0.11	0.10	1198.70	132	0.536
POUTRE 3					0.408

POIDS POUR LA TRAVÉE 2 ----- 1.352

TRAVÉE 3

BRAS DE LEVIER SUR APPUI DE GAUCHE 0.72
 SUR APPUI DE DROITE 0.72
 MOYEN 0.72

	ESPACEMENT DE GAUCHE	SUR APPUI DE DROITE	AIRÉ	NBRE DE NAPPES	POIDS
POUTRE 1	0.12	0.13	1003.30	111	0.416
POUTRE 2	0.10	0.11	1228.44	135	0.548
POUTRE 3					0.416

POIDS POUR LA TRAVÉE 3 ----- 1.379

TRAVÉE 4

BRAS DE LEVIER SUR APPUI DE GAUCHE 0.72
 SUR APPUI DE DROITE 0.78
 MOYEN 0.75

	ESPACEMENT DE GAUCHE	SUR APPUI DE DROITE	AIRÉ	NBRE DE NAPPES	POIDS
POUTRE 1	0.13	0.19	685.03	72	0.270
POUTRE 2	0.10	0.15	852.33	90	0.365
POUTRE 3					0.270

POIDS POUR LA TRAVÉE 4 ----- 0.905

POIDS TOTAL DES ETRIERS ----- 4.313 T

FERRAILLAGE DE LA DALLE

POIDS DES ARMATURES TRANSVERSALES	9.647 T
POIDS DES ARMATURES LONGITUDINALES	6.821 T
POIDS TOTAL DES ARMATURES DE LA DALLE (COMPTE NON TENU DES GOUSSETS DES POUTRES)	<u>16.468 T</u>

FERRAILLAGE DE LA CORNICHE

POUR DEUX CORNICHES, COMPRIS FRETTE DES GARDE-CORPS	<u>1.032 T</u>
---	----------------

FERRAILLAGE DES ENTRETOISES

ENTRETOISE INTERMEDIAIRE

MOMENT FLECHISSANT POSITIF MAXIMUM	66.473 TM
EFFORT TRANCHANT MAXIMUM	53.225 T
SECTION APPROXIMATIVE DES ARMATURES INFERIEURES	0.003268 M2
POIDS DES ARMATURES LONGITUDINALES	0.225 T
POIDS DES ARMATURES TRANSVERSALES	0.136 T
POIDS TOTAL DES ARMATURES	0.361 T

ENTRETOISE D APPUI

POIDS DU FERRAILLAGE DES ENTRETOISES D APPUI	2.668 T
POIDS DU FERRAILLAGE DE TOUTES LES ENTRETOISES	<u>4.837 T</u>

VOLUME DU BETON

POIDS TOTAL DU TABLIER	737.320 T
POIDS DU BETON ARME	650.722 T
VOLUME DU BETON	<u>257.712 M3</u>

COFFRAGES

COFFRAGES VERTICAUX	416.05 M2
COFFRAGES HORIZONTAUX	644.70 M2
COFFRAGES DE LA CORNICHE	110.12 M2
SURFACE TOTALE DES COFFRAGES	<u>1170.87 M2</u>

(-----)
 (RECAPITULATION DE L'AVANT-METRE)
 (-----)

<u>CHAPITRE I - BETONS</u>		
-BETON POUR BETON ARME		258. M3
-REPLISSAGE SOUS TROTTOIRS		30. M3
<u>CHAPITRE II - ACIER DES ARMATURES</u>		41.5 T
<u>CHAPITRE III- COFFRAGES</u>		
-COFFRAGES VERTICAUX	416.05	
-COFFRAGES HORIZONTAUX	644.70	
-COFFRAGES DE LA CORNICHE	110.12	
	TOTAL	----- 1171. M2
<u>CHAPITRE IV - CHAPE</u>		645. M2
<u>CHAPITRE V - CHAUSSEE</u>		482. M2
<u>CHAPITRE VI - BORDURES</u>		129. M
<u>CHAPITRE VII- GARDE-CORPS</u>		129. M

NOTA

LES DIAMETRES DES ACIERS PRIS EN COMPTE PAR LE PROGRAMME POUR L'AVANT-METRE DES ARMATURES, ET NE FIGURANT PAS DEJA DANS LA PRESENTE NOTE DE CALCUL, SONT :

- 16 MM POUR LES PORTE-ETRIERS DES POUTRES,
- 8 ET 10 MM POUR LES ARMATURES DES ENTRETOISES D'APPUIS,
- 8 MM POUR LES ARMATURES DE LA CORNICHE (SOIT 0.016 T PAR METRE LINEAIRE D'OUVRAGE).

LA SECTION THEORIQUE DES CHAPEAUX TRANSVERSAUX DE LA DALLE EST PRISE PAR LE PROGRAMME COMME ETANT LES 5/8 DE CELLE DES ARMATURES INFERIEURES CORRESPONDANTES.

LA SECTION DES ARMATURES INFERIEURES D'UNE ENTRETOISE INTERMEDIAIRE EST APPROXIMATIVE (5 % ENVIRON).

D'AUTRE PART, L'AVANT-METRE NE TIEN PAS COMPTE DES BARRES DE RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES, NI DES CADRES ET ETRIERES DANS LES TALONS, NI DES EPINGLES ET ARMATURES D'ENTRAINEMENT DANS LES AMES, NI DES ARMATURES DE MONTAGE.

DANS CES CONDITIONS, ON AURA UNE EVALUATION RELATIVEMENT EXACTE DU METRE DES ARMATURES EN MAJORANT LE POIDS TOTAL DES ACIERS DE 20 % ENVIRON .

LES VALEURS DES VOLUMES DE BETONS ET DES SURFACES DE COFFRAGES SONT EXACTES A 3 % ENVIRON .

Ce document est propriété de l'Administration, il ne pourra être utilisé ou reproduit, même partiellement sans l'autorisation du SETRA



**MINISTÈRE
DE L'ÉQUIPEMENT ET
DE L'AMÉNAGEMENT
DU TERRITOIRE**

DIRECTION DES ROUTES ET DE LA CIRCULATION ROUTIÈRE

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

**V-ETABLISSEMENT DES PLANS
D'EXECUTION A PARTIR
DE LA NOTE DE CALCULS**

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE

Direction des Routes et de la Circulation Routière 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS Cedex 16

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

V.1- Etablissement des plans d'exécution

Document réalisé et diffusé par la Division des Ouvrages d'Art du
46, av. Aristide Briand - 92223 BAGNEUX - Tél. 664.14.77

SETRA

NOVEMBRE 1977

V - ETABLISSEMENT DES PLANS D'EXECUTION A
PARTIR DE LA NOTE DE CALCULS

- Sommaire -

V.1 - ETABLISSEMENT DES PLANS D'EXECUTION.

1.1. PLANS DE COFFRAGE DU TABLIER

- 1.1.1. - Vue en plan du tablier
- 1.1.2. - Coupe transversale du tablier

1.2. FERRAILLAGE DE LA DALLE

- 1.2.1. - Efforts dans la dalle
 - a) Effort dans la dalle "de rive" ou "centrale" la plus sollicitée
 - b) Calcul des efforts dans la dalle en encorbellement
 - c) Récapitulation des efforts
- 1.2.2. - Armatures inférieures des dalles
- 1.2.3. - Armatures supérieures des dalles
 - a) Armatures transversales supérieures
 - b) armatures longitudinales supérieures
- 1.2.4. - Armatures des dalles en encorbellement

1.3. ARMATURES LONGITUDINALES INFERIEURES DES POUTRES

- 1.3.1. - Epure d'arrêt des barres
- 1.3.2. - Coupures des barres

1.4. ARMATURES LONGITUDINALES SUPERIEURES DES POUTRES

- 1.4.1. - Nombre d'armatures par lit
- 1.4.2. - Arrêt des barres

1.5. ARMATURES D'AME DES POUTRES

- 1.5.1. - Courbe enveloppe des efforts tranchants
- 1.5.2. - Contrainte de cisaillement du plan neutre de l'âme des poutres
- 1.5.3. - Epure de répartition des étriers
- 1.5.4. - Dispositions constructives
- 1.5.5. - Cas des poutres à talon
- 1.5.6. - Couture d'attache et d'enrobage

1.6. JONCTION HOURDIS-POUTRE

1.7. FERRAILLAGE DES ENTRETOISES INTERMEDIAIRES

- 1.7.1. - Armatures inférieures
- 1.7.2. - Armatures supérieures
- 1.7.3. - Armatures d'âme
- 1.7.4. - Etriers suspentes

1.8. FERRAILLAGE DES ENTRETOISES D'APPUI

V.2 - P L A N S

- 2.1 Vue en plan de l'ouvrage
- 2.2 Coupe transversale (simplifiée)
- 2.3 Ferrailage dalle-vue en plan
- 2.4 Ferrailage dalle-coupe transversale
- 2.5 Coupures et arrêts des barres
- 2.6 Ferrailage des poutres - Coupe transversale - Détails
- 2.7 Epure de répartition des étriers des poutres - Exemple
- 2.8 Epure de répartition des étriers dans une entretoise intermédiaire

V.3 - EPURE D'ARRET DES BARRES - COMPLEMENTS

- 3.1 Rappels
- 3.2 Construction de l'épure d'arrêt des barres
- 3.3 Tableaux des largeurs des tables de compression
- 3.4 Tableaux des moments résistants positifs du béton et de l'acier (poutre n° 1)
- 3.5 Epure d'arrêt des barres principales (inférieures) rectifiées (poutre n° 1)
- 3.6 Tableaux des moments résistants négatifs du béton et de l'acier (poutre n° 1)
- 3.7 Epure d'arrêt des barres supérieures (au droit de l'appui n° 2)

Comme il est rappelé en première page de la note de calculs électronique, la remise de cette dernière à l'entrepreneur n'atténue en rien sa responsabilité en matière de calcul de l'ouvrage.

Le but de la présente notice est donc de fournir à l'ingénieur projeteur les moyens d'exploiter les résultats de la note de calculs et de le renseigner sur les calculs complémentaires ou rectificatifs qu'il y aura lieu d'effectuer afin de rendre l'ouvrage définitivement conforme à la réglementation relative au béton armé.

Dans ce qui suit nous désignerons en abrégé les textes réglementaires suivants par :

a) "Fas 61, tit. II" : titre II "Programme de charges et épreuves des ponts routiers" du fascicule n° 61 "Conception, calcul et épreuve des ouvrages d'art" du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics relevant des services de l'équipement; approuvé par arrêté du 28 Décembre 1971, annexé à la circulaire n° 71.155 du 29 Décembre 1971.

b) "Fas 61, tit. VI" : titre VI modifié "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé" du fascicule n° 61 "Conception, calcul et épreuve des ouvrages d'art" du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics relevant des services de l'équipement; modifié par décret n° 70.505 du 5 Juin 1970, annexé à la circulaire M.E.L n° 70.115 du 27 Octobre 1970.

Il est bon de rappeler que le calcul électronique correspond à un ouvrage entièrement coulé sur cintre, bien que la tendance actuelle soit de supprimer celui-ci, ce qui implique des calculs justificatifs supplémentaires (notamment : art. 22, Conditions de sécurité et art. 47, Reprises de bétonnage du "Fas 61, tit. VI").

Nous traitons, dans les pages qui suivent du dépouillement de la note de calcul décrite dans la pièce IV précédente. Il est à noter, à ce propos, que la contrainte de compression admissible en compression simple du béton σ_b' a été prise volontairement inférieure aux valeurs moyennes courantes, cela dans le but de dévoiler certains problèmes dus aux particularités du programme PSIBA et de proposer différentes solutions à chacun d'eux que le projeteur sera libre de choisir.

L'ouvrage étudié a été choisi continu afin de montrer ce qu'il y aura lieu d'effectuer au niveau des appuis.

Cet ouvrage présente des formes et des dispositifs très simples, le but étant d'exploiter les résultats de la note de calculs électroniques. En conséquence dans la majorité des cas, l'utilisateur devra procéder aux adaptations nécessitées à l'établissement du projet d'une structure plus complexe.

1.1. Plans de coffrage du tablier.

Il s'agit de recenser les dimensions optimisées fournies par la note de calculs et qui sont :

a) - l'épaisseur de la dalle de couverture : $h_0 = 0,200$ m.

- b) - la hauteur totale des poutres de rive : $h_t = 0,960$ m.
- c) - l'épaisseur de l'âme en travée : $b_0 = 0,380$ m.
- d) - l'épaisseur et la longueur des goussets au droit des appuis intermédiaires
- e) - l'épaisseur des entretoises intermédiaires : $(b_0)_e = 0,380$ m.

1.1.1. - Vue en plan du tablier.

L'épaisseur des goussets relatifs à un même appui sera identique pour toutes les poutres et égale au moins à la plus grande valeur optimisée et corrigée d'entre elles (voir plus bas pour la correction). Il en sera de même pour les longueurs des goussets situés d'un même côté de l'appui.

Si l'ouvrage comporte des entretoises intermédiaires, il sera bon de comparer l'entreaxe "entretoises d'appui - première entretoise intermédiaire" avec la longueur de gousset et voir s'il n'est pas préférable d'égaliser ces deux valeurs et de permettre ainsi une simplification des coffrages. Il est recommandé de toute façon de rallonger les goussets, car la contrainte de cisaillement dans la zone "en pointe" est souvent voisine (parfois supérieure), de la contrainte de cisaillement limite.

Il est à noter que le programme optimise l'épaisseur du gousset sur appui de manière que la contrainte de cisaillement du béton τ_d soit inférieure à la contrainte admissible, mais il peut arriver que le moment résistant négatif du béton n'équilibre pas le moment sollicitant. Plusieurs solutions s'offrent alors au projecteur pour remédier à cette insuffisance :

- a) - augmenter la valeur de la contrainte admissible de compression du béton (en faisant $k = 1$ si l'on a entré une valeur inférieure dans le bordereau des données),
- b) - augmenter la largeur de l'âme,
- c) - ajouter des aciers de compression,
- d) - ajouter des aciers de traction.

La solution c) est à bannir car elle diminue le coefficient ϵ de la contrainte de compression du béton lorsque l'aire des aciers de compression augmente.

La solution a) est la meilleure car il est alors possible de reprendre le maximum de renseignements de l'épure d'arrêt des barres supérieures fournie par la note de calculs.

S'il n'est pas possible de choisir un béton plus résistant on adoptera la solution b) + d), mais elle oblige à recalculer les moments résistants négatifs du béton et de l'acier. Cette solution a été choisie pour notre exemple dans un but d'illustration.

Dans ce cas, on utilisera la règle suivante pour le dimensionnement définitif des goussets :

- choisir l'appui le plus sollicité (dans notre exemple il s'agit de l'appui n° 3)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{épaisseur du gousset} : 0,760 \text{ m.} \\ \text{moment sollicitant} : - 250,907 \text{ tm.} \\ \text{moment résistant du béton maximum} : 197,770 \text{ tm.} \end{array} \right.$$

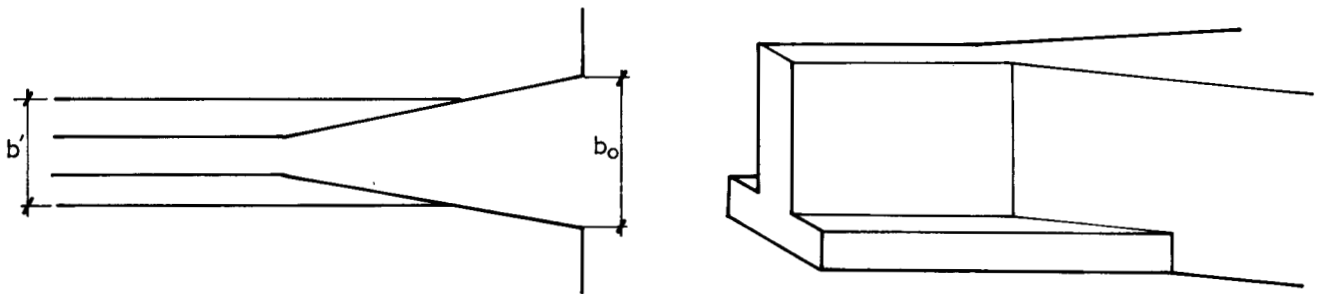
- effectuer une "règle de trois" pour déterminer l'épaisseur du gousset :

$$(b_0)_{\text{gousset}} = 0,760 \times \frac{251}{198} = 0,960 \text{ m.}$$

- ajouter aux autres goussets la même valeur de l'épaississement (0,200 m.) ainsi obtenue, soit :

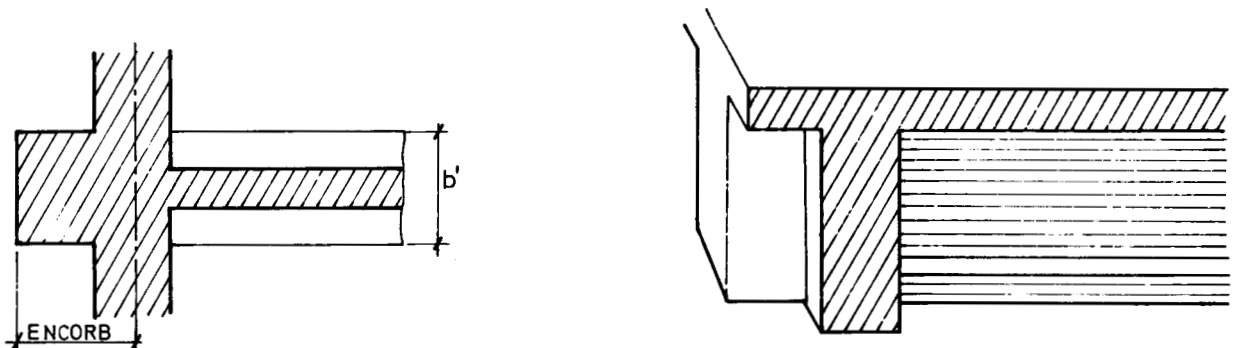
$$\begin{cases} \text{appui n}^\circ 2 : 0,730 + 0,200 = 0,930 \text{ m.} \\ \text{appui n}^\circ 4 : 0,740 + 0,200 = 0,940 \text{ m.} \end{cases}$$

D'autre part, dans le cas de poutre à talon, les largeurs de ces derniers ne devront pas, en principe, dépasser celles qui ont été définies implicitement dans les valeurs QTAB (1) du bordereau des données. S'il arrivait qu'au niveau d'un appui, l'épaisseur b_0 du gousset soit supérieure à la largeur b' du talon, il faudrait faire varier cette dernière corrélativement avec l'épaississement du gousset (figures n° 1).



figures (1)

De même, et toujours dans le cas de poutre à talon, l'épaisseur des bouts de poutre situés derrière les entretoises d'appui, doit être constante et égale à la largeur b' des talons, afin de permettre le relevage et l'ancrage des armatures longitudinales inférieures situées dans les ailes du talon (figure n° 2).



Vue de dessus (hourdis enlevé)

figures (2)

2°/ - Coupe transversale du tablier.

Connaissant la hauteur des poutres et l'épaisseur du hourdis, il est possible de définir différentes coupes transversales du tablier, en travée et sur appuis.

Les goussets des poutres de rive et les ailes du talon (le cas échéant) seront placés du côté intérieur de l'ouvrage pour des raisons esthétiques.

Le niveau inférieur des entretoises intermédiaires, si elles existent, sera celui de l'intrado des poutres. Si ces poutres sont munies de talon, ce niveau sera celui de la face supérieure des ailes.

Ces dessins sont indispensables car ils permettent de définir sans erreur les caractéristiques géométriques d'une section quelconque du tablier et aussi d'en déduire des valeurs auxiliaires comme la largeur de la table de compression à prendre en compte pour le calcul d'une poutre par exemple.

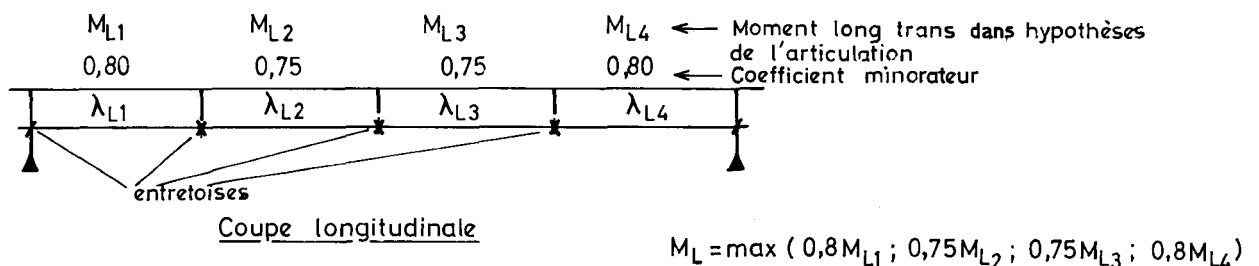
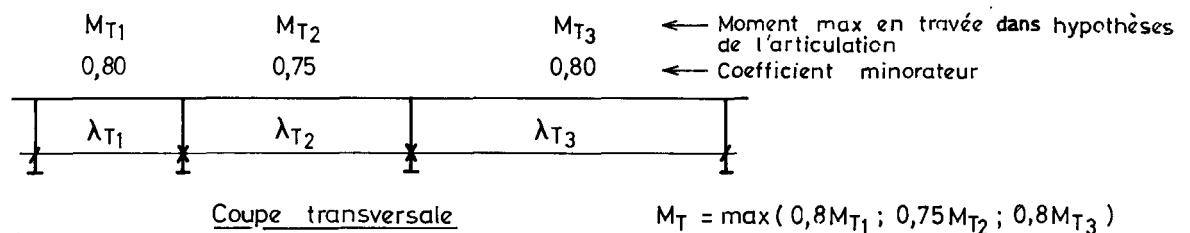
On trouvera dans la sous-pièce (V.2), la vue en plan de l'ouvrage (V.2.1), ainsi qu'une coupe transversale sommaire (V.2.2).

1.2. Ferraillage de la dalle.

La note de calcul délivre les moments fléchissants maximaux transversaux et longitudinaux au milieu de la (où les) dalle (s) la (les) plus sollicitée (s), ainsi que les efforts tranchants transversaux et longitudinaux sur les bords de dalle. Ces efforts sont calculés à l'aide des formules de Pigeaud.

Les moments sont réduits de 20 % pour les dalles de rive.
et de 25 % pour les dalles centrales pour tenir compte de l'encastrement de la dalle sur les appuis que sont les poutres ou les entretoises.

Dans le cas des poutres sans entretoises, ces moments ne sont pas réduits



Pour le calcul des moments sur appui, le règlement (art. 39.4.2 du fas. 61, tit. VI) exige de les prendre au moins égaux à la moitié des moments maximaux entravée dans l'hypothèse de l'articulation, en attirant l'attention sur le fait que les moments d'encastrement sur les petits cotés peuvent être du même ordre de grandeur que ceux sur les grands cotés.

D'autre part, des cas de chargement symétriques par rapport aux poutres ou aux entretoises peuvent fournir des moments supérieurs à ceux calculés précédemment et il est nécessaire de procéder à une vérification.

Le programme électronique n'effectue aucun calcul de ferrailage de la dalle en encorbellement. Il appartiendra donc au projeteur de déterminer les moments d'encastrement et l'effort tranchant sous charge permanente et sous surcharge réglementaire (fasc. 61, tit. II).

1.2.1. - Efforts dans la dalle.

a) - Efforts dans la dalle "de rive" ou "centrale" la plus sollicitée.

$$\text{Moments en travée} \begin{cases} (M_T)_t = 6,097 \text{ Tm/ml} \\ (\text{réduits de 20 \%}) (M_L)_t = 2,558 \text{ Tm/ml} \end{cases}$$

$$\text{Moments d'encastrement sur appui} \begin{cases} (M_T)_a = 0,5 \times \left(\frac{10}{8}\right) \times 6,097 = 3,811 \text{ Tm/ml} \\ (M_L)_a = 0,5 \times \left(\frac{10}{8}\right) \times 2,558 = 1,599 \text{ Tm/ml} \end{cases}$$

on prendra 3,811 Tm/ml
(art. 39)

$$\text{Efforts tranchants sur appui} \begin{cases} T_T = 6,588 \text{ T/ml} \\ T_L = 6,736 \text{ T/ml} \end{cases}$$

b) - Calcul des efforts dans la dalle en encorbellement.

* Charge permanente : Voir le schéma (pièce II.7).

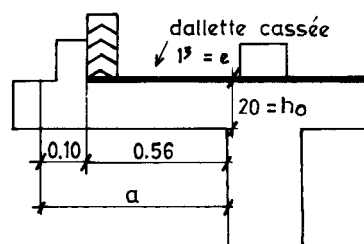
$$\begin{cases} M_g = 0,635 \text{ Tm/ml} \\ T_g = 1,092 \text{ T/ml} \end{cases}$$

* Surcharges : roue de 6 tonnes sur trottoir.

Les effets de la roue de 6 tonnes ne sont à prendre en compte que lorsqu'il s'agit d'état limite ultime (circulaire n° 71.155 du 29 Décembre 1971).

En l'attente d'un règlement de B.A. aux états-limites, il est recommandé d'étudier les effets de la roue de 6 tonnes sous sollicitation pondérées du deuxième genre, sollicitations qui se rapprochent le mieux de l'état limite ultime.

On ne vérifiera que les contraintes normales développées sur le béton et l'acier (les contraintes d'adhérence étant à vérifier sous sollicitation du premier genre).



On place la roue accolée sur la contre corniche en supposant la dalette cassée et on utilise les abaques (p. 176) de M. THENOZ (1) pour déterminer le moment d'encastrement,

$$E = \frac{h_0}{2} + \frac{3}{4} e = \frac{0,20}{2} + \frac{3}{4} 0,015 = 0,11 \text{ m.}$$

Le bord extrême de l'impact étant situé à 0,10 m. du bord libre de la dalle on prendra un encorbellement fictif : $a = 0,56 + 0,10 = 0,66 \text{ m.}$
On lit immédiatement $M_p = 2,220 \text{ Tm/ml}$ en interpolant entre $\begin{cases} E = 0,08 \\ E = 0,14 \end{cases}$

D'ou le moment fléchissant sous sollicitation du 2ème genre.

$$(M_T)_e = Mg + \gamma_p \cdot M_p$$

$$\gamma_p = 1,5 \text{ (circulaire n° 71.156 du 30 Décembre 1971).}$$

Il n'y a pas de coefficient de majoration dynamique pour les charges de trottoirs (art. 11 fasc. 61, tit. II).

$$(M_T)_e = 0,635 + 1,5 \times 2,220 = 3,965 \text{ Tm/ml}$$

c) - Récapitulation des efforts :

	Sens Transversal		Sens longitudinal	
	Moments	Eff.tranchants	Moments	Eff.tranchants
Milieu de dalle centrale	$(M_T)_t = 6,097 \text{ Tm}$	/	$(M_L)_t = 2,558 \text{ Tm}$	/
Encastrement de dalle centrale	$(M_T)_a = 3,811 \text{ Tm}$	$T_T = 6,588 \text{ T}$	$(M_L)_a = 3,811 \text{ Tm}$	$T_L = 6,736 \text{ T}$
Encastrement de dalle en encorbellement	$(M_T)_e = 3,967 \text{ Tm} *$	$(T_T)_e = 1,610 \text{ T}$	faible	/

* sollicitations pondérées du 2ème genre (roue de 6 tonnes sur trottoir)

1.2.2. - Armatures inférieures des dalles.

La note de calcul donne les sections nécessaires d'acier suivantes :

$$\begin{cases} \text{sens transversal : HA 14 avec l'espacement } e_T = 0,105 \text{ m.} \\ \text{sens longitudinal : HA 10 avec l'espacement } e_L = 0,120 \text{ m.} \end{cases}$$

Un hourdis sous chaussées supportent des charges concentrées, toutes les armatures inférieures seront prolongées et ancrées totalement au delà du nu de l'appui (poutre ou entretoise) (art. 39.7 fas. 61, tit. IV), et dans le

Il convient toutefois de vérifier la section d'armature proposée. Les efforts sont, rappelons le :

$$\begin{cases} (M_T)_a = 3,811 \text{ Tm/ml} \\ (T_T) = 6,588 \text{ T/ml} \end{cases}$$

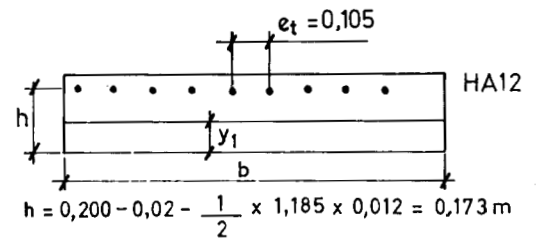
* contraintes normales

On utilise la méthode "volume des contraintes"

$$\frac{1}{2} by_1^2 - nA(h - y_1) = 0$$

$$\frac{1}{2} y_1^2 - 15 \frac{0,000113}{0,105} (0,173 - y_1) = 0$$

$$\text{d'où } \begin{cases} y_1 = 0,060 \text{ m} \\ \gamma = h - \frac{y_1}{3} = 0,153 \end{cases}$$



$$\text{force de compression du béton } Nb = \frac{(M_T)_a}{\gamma} = \frac{3,811}{0,153} = 24\,927 \text{ T/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b' = \frac{2Nb'}{by_1} = \frac{2 \times 24,927}{1 \times 0,060} = 831 \text{ T/m}^2 < \bar{\sigma}_b' \\ \sigma_a = n\sigma_b' \frac{h-y_1}{y_1} = 15 \times 831 \times \frac{0,173-0,060}{0,060} = 23\,437 \text{ T/m}^2 < \bar{\sigma}_a' \end{array} \right.$$

On aurait également pu obtenir des résultats au moyen des programmes élémentaires, par exemple le programme BASREC pour Olivetti Programma 101 ou le programme Fortran CONTRA.

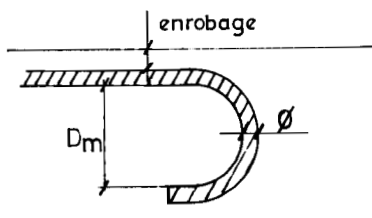
* Contrainte d'adhérence

$$\tau_d = \frac{T_T}{p \cdot \gamma} = \frac{6,588}{\pi \times 0,012 \left(\frac{1}{0,105}\right) \times 0,153} = 120 \text{ T/m}^2 < \bar{\tau}_d = 233 \text{ T/m}^2$$

La section convient donc. Il est possible de courber les barres, en effet le diamètre minimum du mandrin pour les HA 12 est de $R_m = 0,120 \text{ m}$.

$$\text{encombrement} = R_m + 2 (\text{diamètre armature} \times 1,195) + 2 (\text{enrobage})$$

$$\text{Soit } 0,120 + 2 \times 0,012 \times 1,185 + 2 \times 0,020 = 0,184 \text{ m} \quad \text{épaisseur dalle}$$

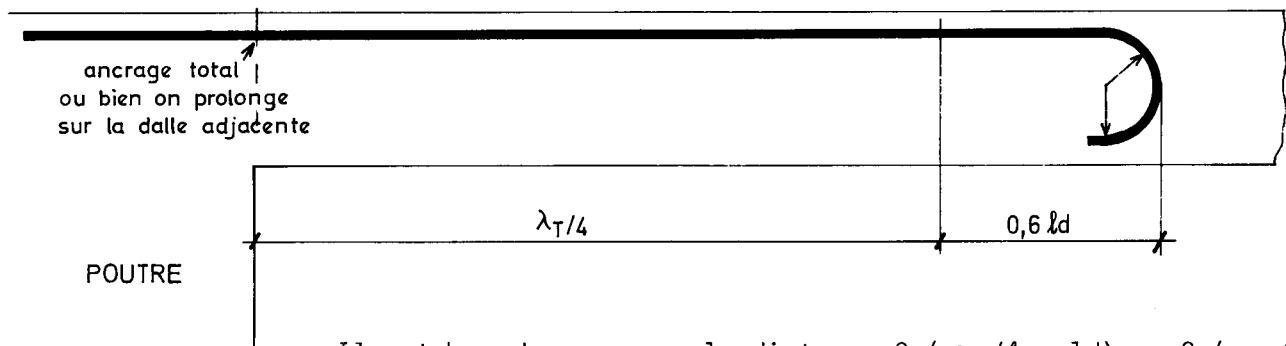


La portée transversale de la dalle est $\lambda = 3,62 \text{ m}$.

Longueur d'ancrage droit du HA 12 : $l_d = 0,480 \text{ m}$.

D'où la longueur du chapeau à partir du nu de la poutre

$$\frac{\lambda_t}{4} + 0,6 l_d = 1,193 \text{ m} \quad \text{soit } 1,20 \text{ m}$$



Il est bon de comparer la distance $2 (\lambda_t/4 + ld)$ ou $2 (\lambda_t/4 + 0,6 ld)$ avec la portée transversale et juger s'il n'est pas préférable de laisser les aciers continus.

D'autre part, les chapeaux doivent être maintenus à l'aide d'acier de montage qui peuvent être des ronds lisses ($\emptyset 10$ par exemple).

b) - Armatures longitudinales supérieures.

Ces armatures constituent les chapeaux sur entretoises. La règle est de prendre une section égale à celles des armatures inférieures, soit dans notre exemple des HA 10 disposés tout les $e_L = 0,120$ m. et de vérifier les contraintes.

Les calculs montrent que la section est insuffisante, en effet on trouve $\sigma_a = 41.177 \text{ T/m}^2$.

On peut prendre un diamètre plus gros ou réduire l'espacement, ou combiner les deux solutions; c'est cette dernière que nous adoptons dans notre exemple.

Il faut choisir un espacement $e_L = 0,115$ m. avec des HA 12 pour que les contraintes normales soient vérifiées, en effet on trouve

$$\begin{cases} \sigma_b' = 981 \text{ T/m}^2 \\ \sigma_a = 27599 \text{ T/m}^2 \end{cases} \text{ avec } \gamma = 0,141 \text{ m.}$$

Quand à la contrainte d'adhérence elle vaut.

$$\tau_d = \frac{T_L}{P \gamma} = \frac{6,736}{\pi \times 0,012 \times \left(\frac{1}{0,115}\right) \times 0,141} = 148 \text{ T/m}^2 < \bar{\tau}_d = 279 \text{ T/m}^2$$

L'espacement des armatures longitudinales inférieures est réduit lui aussi.

Pour les chapeaux longitudinaux, la distance entre l'extrémité de la barre et le nu de l'entretoise doit être égale à la moitié de la plus grande portée transversale de la dalle auquel il convient d'ajouter les longueurs d'ancrage ld .

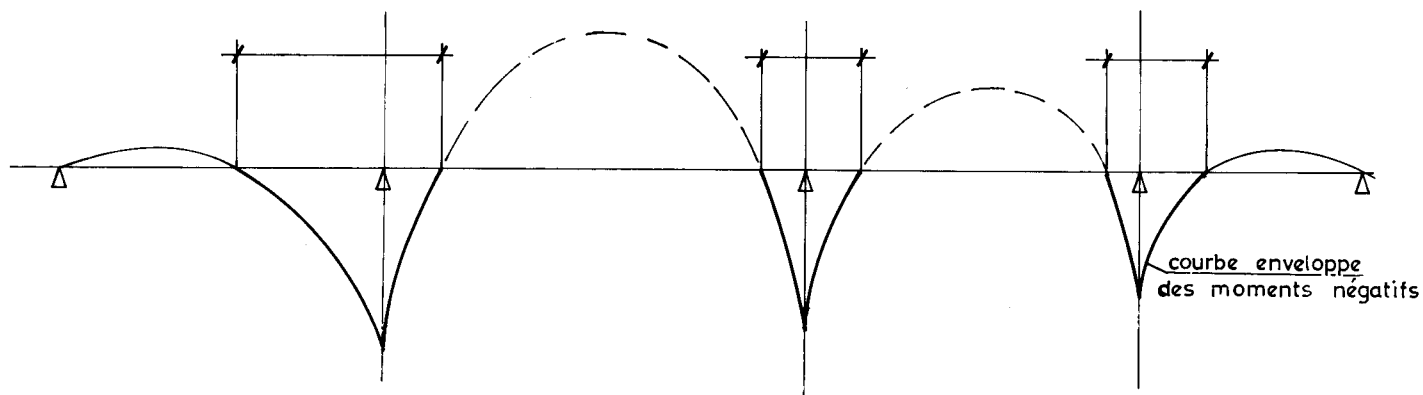
Comme pour les chapeaux transversaux, l'extrémité doit être munie de crochets, l'ancrage droit n'étant toléré que pour les aciers HA et lorsqu'on ne peut faire autrement.

La distance $2 \left(\frac{\lambda_t}{2} + ld \right)$ ou $2 \left(\frac{\lambda_t}{2} + 0,6 ld \right)$ est à comparer avec

La portée longitudinale de la dalle afin de voir s'il n'est pas préférable de laisser les barres continues.

Dans notre exemple la longueur des chapeaux comptée à partir du nu de l'entretoise est égale à $\frac{3,620}{2} + 0,6 ld = 2,098$ m. soit 2,100 m.

La moitié des chapeaux longitudinaux relatifs aux entretoises d'appui sur piles intermédiaire sera prolongée dans toute la zone des moments négatifs (voir dessin ci-dessous).



Remarques : La longueur des chapeaux relatifs aux entretoises d'appui des culées peut être prise égale à 1,000 m. auquel on ajoute la longueur d'ancrage ld (ou $0,6 ld$).

Les chapeaux doivent être maintenus à l'aide d'aciers de montage qui peuvent être des ronds lisses

Tableau relatif aux dalles centrales.

	Sens transversal	Sens longitudinal
Nappe inférieure	HA 14 $e_T = 0,105$ m.	HA 10 $e_L = 0,115$ m.
Nappe supérieure	HA 12 $e_T = 0,105$ m. disposée en chapeau, munis de crochet, longueur 1,20 m.	HA 12 $e_L = 0,115$ m. disposée en chapeau, munis de crochet, longueur 2,10 m. (4,30m aux entretoi- ses d'appui)

Nota : l'espacement e_T est provisoire, il faudra attendre le chapitre sur l'attache du hourdis sur les poutres (ch. VI) pour le fixer définitivement.

D'autre part les espacements vérifient bien les conditions.

$$\begin{cases} e_T \leq \inf. (2 h_0; 0,22 \text{ m.}) \text{ art. 39.6} \\ e_L \leq \inf. (3 h_0; 0,33 \text{ m.}) \text{ art. 57.3} \end{cases}$$

1.2.4. - Armatures des dalles en encorbellement.

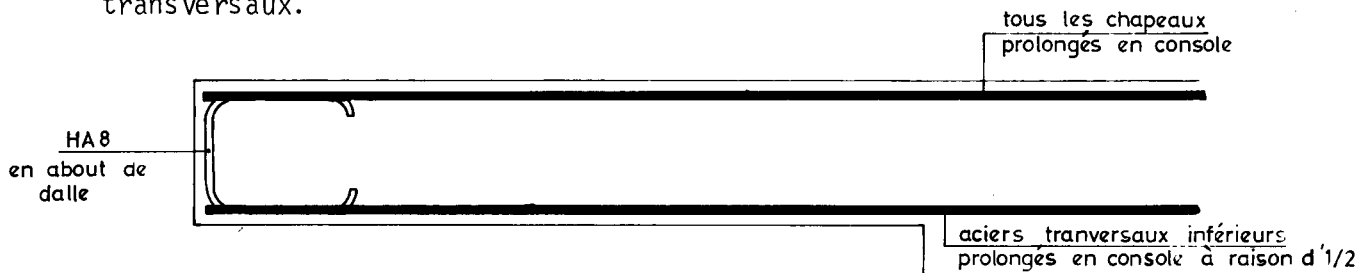
Le moment d'encastrement sous effet de la roue de 6 tonnes vaut, rappelons le :

$M_e = 3,965 \text{ Tm/ml}$ (solicitation du 2ème genre).

On peut prolonger tous les chapeaux dans l'encorbellement (HA 12, $e_T = 0,105 \text{ m.}$) les contraintes normales valant :

$$\begin{cases} \sigma'_b = 1115 \text{ T/m}^2 < 1,5 & \bar{\sigma}'_b = 2250 \text{ T/m}^2 \\ \sigma'_a = 24403 \text{ T/m}^2 < 1,5 & \bar{\sigma}'_a = 42000 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

On constate que la section est surabondante. Il est possible de prendre un diamètre plus petit en conservant le même espacement $e_T = 0,105 \text{ m.}$, mais l'économie envisagée ici est illusoire car l'encorbellement est modeste et il faudrait prévoir l'ancrage des barres ainsi que celui des chapeaux transversaux.



Longitudinalement la règle est de prendre une section, tant en nappe supérieure qu'inférieure, égale au quart (si charge répartie) ou un tiers (si charges concentrées) de celle des armatures principales.

Dans notre exemple on prendra des HA 8 à l'espacement $e_L = 2 \times 0,115 = 0,230 \text{ m.}$

Remarque : l'espacement sera de toute façon un multiple des espacements précédemment définis dans les dalles centrales. Il ne faut pas oublier que les encorbellements comportant en général des dispositifs pour la fixation de garde-corps, glissières, contre bordure, contre corniche etc ... il sera nécessaire de les prévoir à ce stade afin d'éviter les concentrations excessives d'armatures

D'autre part, dans les zones de dalles situées derrière les entretoises d'about, il est recommandé de renforcer le ferrailage et de prévoir l'emplacement et la fixation des joints de chaussées.

- TABLEAU RELATIF AUX ENCORBELLEMENTS

	Sens transversal	Sens longitudinal
Nappe supérieure	HA12 $e_T = 0,105 \text{ m}$ chapeau de la dalle adjacente prolongé en console	HA8 $e_L = 0,230 \text{ m}$
Nappe inférieure	HA14 $e_T = 0,210 \text{ m}$ armature inf. de la dalle adjacente prolonguée à raison d'1 ou 2 en console	HA8 $e_L = 0,230 \text{ m}$

Rappelons, d'autre part, que la continuité des barres est assurée par des recouvrements rectilignes si la proportion des barres mise en recouvrement (pour une section) ne dépasse pas $1/3$ pour les barres transversales et $1/2$ pour les barres longitudinales (art. 30.7.1.). Sinon les crochets sont obligatoires.

On évitera aussi de concentrer les recouvrements au droit d'une même section en les répartissant sur toute la surface de la dalle.

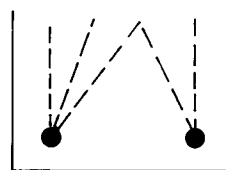
1.3. Armatures longitudinales inférieures des poutres

Il faut vérifier au préalable que la valeur de NPHI (nombre de barres par lit) convient toujours, c'est-à-dire que l'effort tranchant estimé lors du prédimensionnement n'a pas été sous évalué.

La note de calcul donne $T = 71,300$ tonnes pour la poutre centrale sur l'appui n° 5. Il faut vérifier que $T \leq A \bar{\sigma}_a$ (art. 35.3.1. Fas.61, Tit.VI)

$$A \bar{\sigma}_a = 4 \times 0,000804 \times 26667 = 85,760 \text{ T.}$$

S'il arrivait que le nombre de barres nécessaire pour résister à l'effort tranchant sur appui soit nettement inférieur à NPHI, il faudrait de toute façon prolonger le lit dans sa totalité jusqu'à l'about afin d'éviter les risques de fissuration autour des barres restantes (fig.ci-contre) c'est d'ailleurs ce que prévoit le programme..



1.3.1. - Epure d'arrêt des barres

Le programme effectue l'épure d'arrêt des barres de la poutre la plus sollicitée. La largeur de la table de compression n'est pas réduite au voisinage des points de moment nul, comme elle devrait l'être en appliquant l'article 23.3., Fas.61, Tit.VI. Il s'en suit que la section des armatures est légèrement sous-dimensionnée et qu'il y a lieu de procéder à une rectification sur les arrêts de barre.

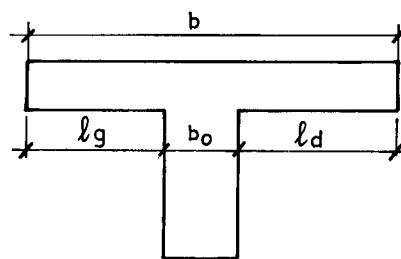
Rappelons que la largeur de hourdis comptée à partir du parement de la poutre est limitée à la plus restrictive des conditions :

- une même zone de hourdis ne doit pas appartenir à deux poutres différentes.
- dans les cas de travée indépendante, la largeur est limitée au 1/6 de la portée; si la travée est continue, cette largeur est limitée au 1/10 de la portée.
- la largeur ne doit pas dépasser les 2/3 de la distance section-point de moment nul le plus voisin.

Les points de moments nuls que l'on doit considérer sont ceux définis sous la seule action des charges permanentes.

Le programme prend une largeur de la table de compression égale au quotient de la largeur du tablier (en fait entre lisse de garde-corps) par le nombre de poutres.

Il se peut que la condition b) soit en fait beaucoup plus restrictive que prévue. C'est le cas dans notre exemple de la travée n° 1.



Dans le cas général, le moment résistant* des aciers pour une section donnée, varie très peu lorsque l'on fait varier la largeur b du hourdis associé, ou l'épaisseur de l'âme. D'autre part, le moment résistant* du béton est pratiquement toujours surabondant.

Dans ces conditions, l'utilisateur a le choix entre deux solutions :

- a) refaire une étude détaillée de l'épure d'arrêt des barres compte tenu de la variation d'épaisseur de l'âme et de la largeur de la table de compression, ce qui lui permettra de mettre la quantité d'acier juste nécessaire (voir pièce V.3).
- b) appliquer la règle forfaitaire consistant à allonger les aciers du double du bras de levier du couple élastique, soit $2z$.

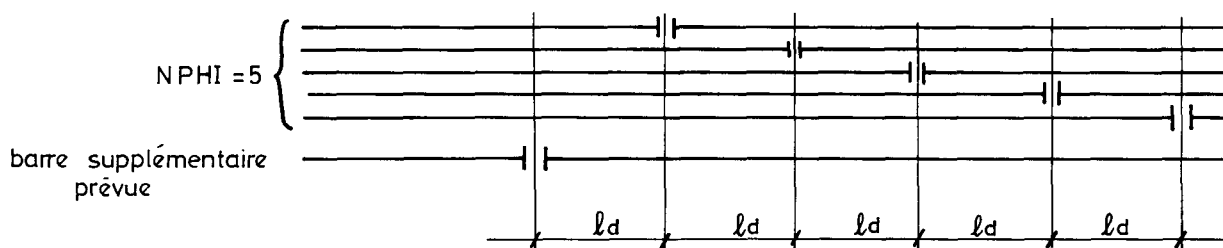
Pour le point a), on se reportera au sous-dossier V-3 où notre exemple a été étudié "manuellement" en vue d'une comparaison avec la note de calculs électroniques.

Les résultats de cette comparaison et l'application de la règle b) sont représentés graphiquement sur le plan V-2.5. "Coupures et arrêts des barres".

1.3.2. - Coupures des barres

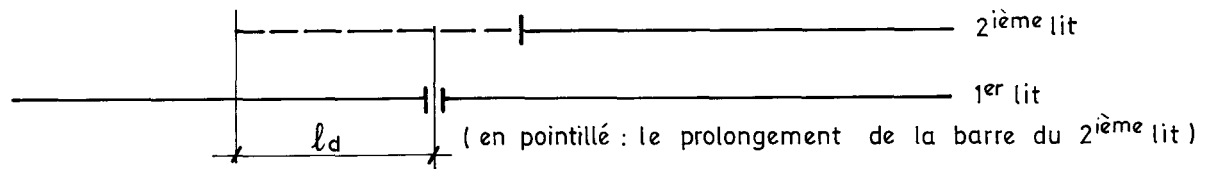
Le programme, lors de la détermination de l'épure d'arrêt des barres ne tient pas compte des longueurs commerciales des barres. Sauf dans le cas d'ouvrage modeste, le projeteur devra ménager des coupures et les munir de couvre-joint.

Dans le cas de travée indépendante et si le projeteur a entré une valeur de NPHI représentant le nombre de barres utile par lit, le problème est rapidement résolu. Il lui suffira de chaîner à l'aide de la barre supplémentaire qui a été prévue à cet effet.

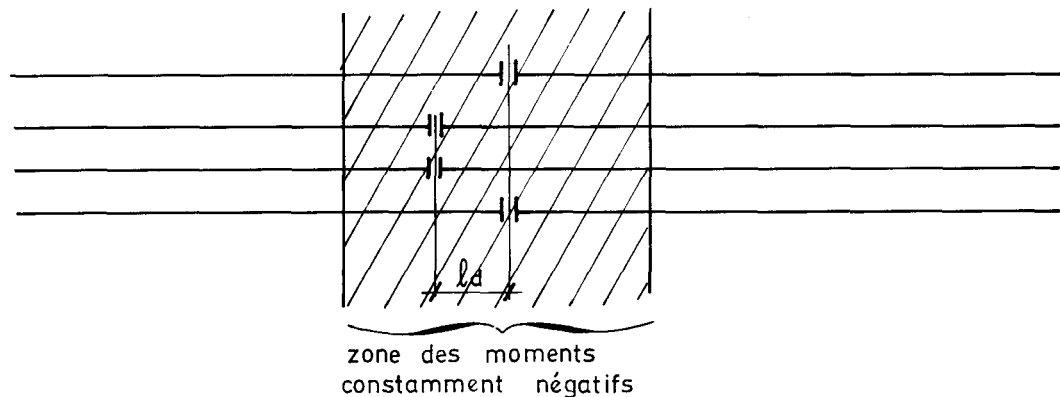


Sinon, il essaiera de prolonger une armature du lit supérieur au-delà de la coupure d'une longueur égale au moins à l_d .

* Voir définition et calcul des moments résistants dans la sous-pièce V.3.



Si les travées sont continues, le maximum de coupure sera placé dans la zone des moments entièrement négatifs au voisinage des appuis intermédiaires, décalées de la longueur l_d de manière que l'armature contiguë joue le rôle de couvre-joint.



La longueur commerciale des barres est de 12 m. Il est possible d'obtenir des barres plus longues moyennant un supplément de prix. Il appartiendra donc au projeteur de définir une longueur "économique" des barres permettant d'une part, de réduire le nombre de coupures, d'autre part, de limiter le plus possible les chutes.

Dans notre exemple, nous avons choisi la longueur $l = 14$ m dans un but d'illustration seulement (voir plan V-2.5 "Coupures et arrêts des barres").

Il est à noter que les coupures munies de leur couvre-joint doivent être pourvues d'armatures de couture conformément aux prescriptions des articles 30.2 à 30.5, Fas.61, Tit.VI (voir chapitre 1.5 "Armature d'âme").

1.4 Armatures longitudinales supérieures des poutres (cas des travées continues)

La note de calcul fournit, à l'heure actuelle des résultats insuffisants en ce qui concerne cette partie et notamment :

- a) Les moments résistants négatifs du béton n'équilibrent pas le moment extérieur si les camions Bc ont un effet plus défavorable que $A(l)$, en effet, la hauteur et les épaisseurs des goussets sont optimisés uniquement d'après les effets de $A(l)$.*.

* On peut remédier à ce défaut en entrant une contrainte admissible faible pour le béton.

- b) le nombre de barre par lit ne permet pas, dans certains cas, de respecter les prescriptions relatives aux espacements entre barre et de disposer les cheminées de vibration.
- c) la largeur d'âme pour le calcul des moments en travée est prise égale à l'épaisseur du gousset sur appui, mais cette anomalie n'a souvent aucune influence dans le déroulement des calculs.
- d) Les 3e et 4e lits d'armatures peuvent s'interpénétrer avec ceux des armatures transversales des dalles, mais il est assez rare que la section exige plus de deux lits et armatures, sauf dans le cas d'ouvrage exceptionnellement important.
- e) la section "constante" de la dalle a pu être corrigée (paragraphe 1.2.3.b) et être ainsi différente de celle indiquée sur la note de calcul. Souvent la correction portera essentiellement sur une augmentation de la section d'armature.

En ce qui concerne le point a), de loin le plus important, on pourra choisir un béton de résistance plus forte que celle entrée dans le bordereau des données en agissant sur la valeur du coefficient k .

Si pour $k = 1$, le moment résistant du béton équilibre le moment sollicitant sur appui, les résultats issus de la note de calculs relatifs au nombre de barre et aux arrêts de barres pourront être utilisés directement. On veillera toutefois à loger toutes les barres d'un même lit dans le gousset (point b), quitte pour cela à épaissir l'âme.

Si, dans le cas contraire, le moment résistant du béton reste inférieur au moment sollicitant, il sera nécessaire d'épaissir les goussets (voir § 1.1 de la présente pièce) et de recalculer les moments résistants du béton et de l'acier (voir sous-pièce V.3).

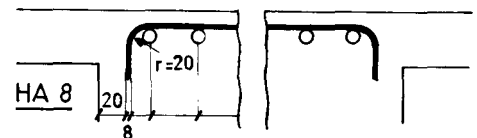
Nous traitons dans ce qui suit cette dernière solution appliquée à notre exemple (le coefficient k ayant été pris intentionnellement égal à l'unité dans le bordereau des données).

1.4.1. - Nombre d'armatures par lit.

Les goussets ont des épaisseurs sur les appuis 2, 3, 4 respectivement de 0,930, 0,960, et 0,940 m (voir paragraphe 1.1 pour leur détermination).

La note de calcul fournit 10 armatures par lit.

La largeur minimum (b_0)m permettant le logement de 10 barres est égale à :



$$(b_0)m = 2 (0,02 + 0,008 + 0,02) + 9 (0,032 + \frac{7 \times 0,025}{5}) = 0,699 \text{ m}$$

↑ enrobage

↑ diamètre arm. trans.

↑ rayon mandrin min. arm. trans.

↑ diamètre nominal

distance libre entre armature

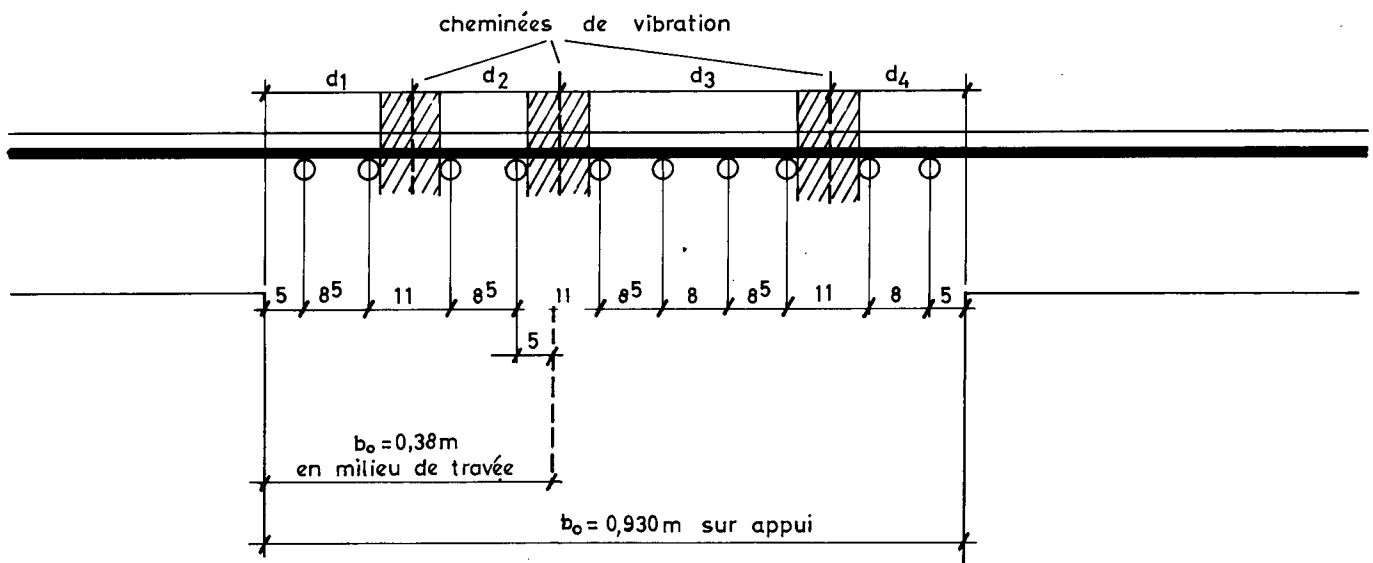
diamètre granulat

.../...

Il y a intérêt, de toute façon, à augmenter les espacements afin de permettre une bonne exécution du béton, surtout dans les zones d'appui où le ferrailage est particulièrement dense, sans oublier de prévoir les cheminées de vibration.

Dans notre exemple les largeurs de gousset corrigées (§ 1.1) permettent effectivement le logement d'un lit de 10 barres ainsi que le passage des aiguilles de vibration en 3 points différents (cheminée de 7 à 8 cm, rayon d'action ≈ 20 cm) voir dessin ci-dessous.

Exemple de disposition des armatures longitudinales supérieures au droit de l'appui n° 1 (poutre de rive) :



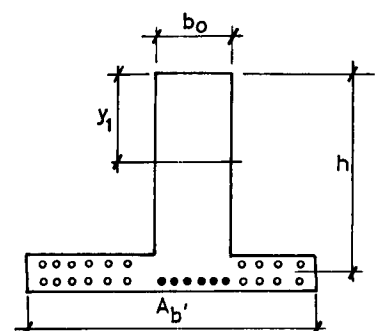
On vérifie que les distances d_1 à d_4 sont inférieures aux rayons d'action des vibrations.

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 = 0,19 \text{ m} < 0,20 \text{ m} \\ d_2 = 0,195 \text{ m} < 2 \times 0,20 \text{ m} \\ d_3 = 0,360 \text{ m} < 2 \times 0,20 \text{ m} \\ d_4 = 0,185 \text{ m} < 0,20 \text{ m} \end{array} \right.$$

On essaie, d'autre part, d'avoir une disposition symétrique au droit de la section courante (milieu de la travée).

1.4.2. - Arrêt des barres

Dans le cas où le moment résistant du béton (M_{rb}) est insuffisant pour équilibrer le moment extérieur, ou si le ferrailage de la dalle a été jugé insuffisant ou surabondant et a dû être rectifié, il y a lieu de calculer les M_{rb} et M_{ra} en fonction du nombre d'armatures.



.../...

* Calcul des moments résistants

La section est rectangulaire, d'où $\epsilon = 1$, Ad représente la section d'acier de la dalle associée au hourdis. Il n'existe pas de règle pour la largeur de la dalle à prendre en compte. On prendra tout simplement :

$$b' = \frac{\text{largeur total du tablier}}{\text{nombre de poutres}}$$

et l'on en déduira Ad :

$$\left\{ \begin{array}{l} (Ad)_{\text{tot}} = \text{section totale des aciers de la dalle, ce sera la section à prendre en compte au voisinage de l'appui.} \\ (Ad)_{\text{red}} = (Ad)_{\text{tot}} - \text{la moitié des chapeaux supérieurs longitudinaux.} \end{array} \right.$$

La distance y_1 de l'axe neutre à la fibre extrême comprimée est donnée en résolvant l'équation :

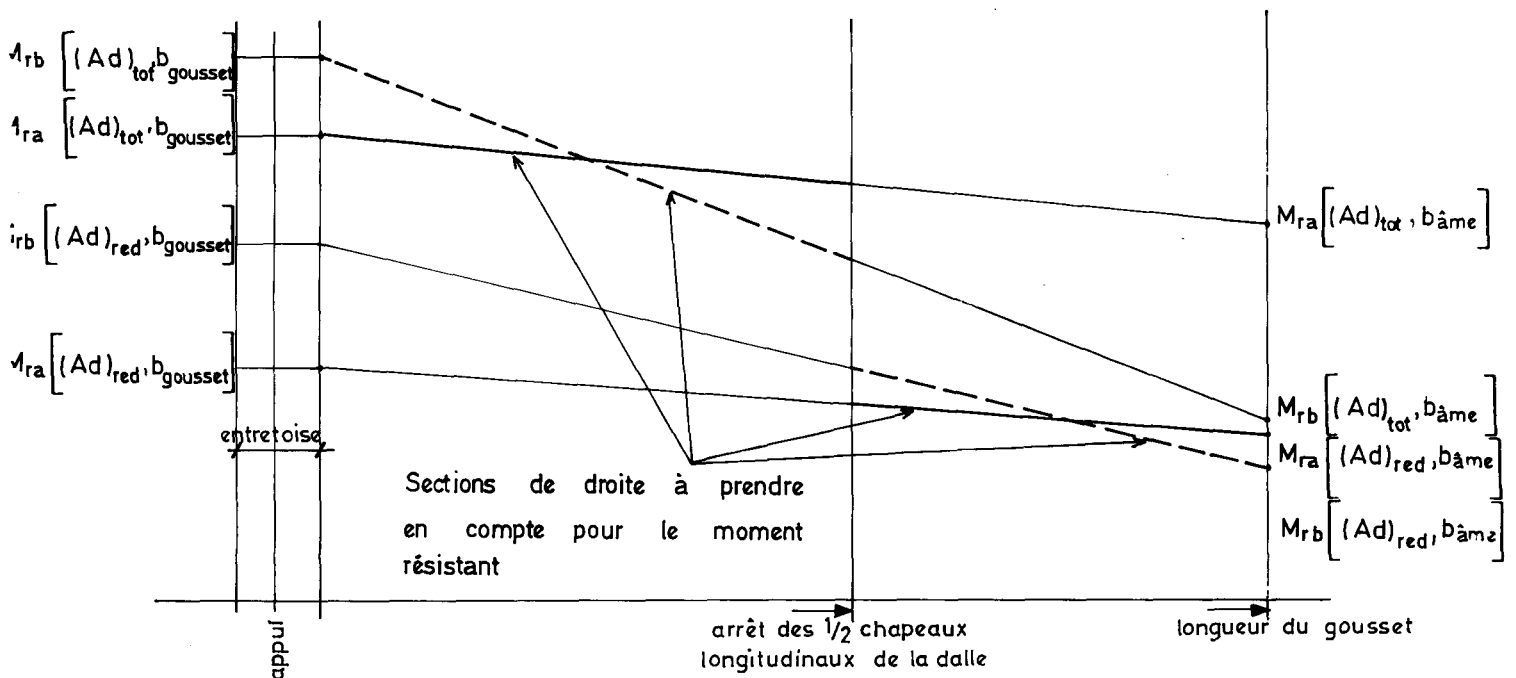
$$\frac{b_0}{2} y_1^2 + n (A + Ad) y_1 - n (A + Ad) h = 0$$

et en prenant la racine positive.

On calculera ensuite les moments résistants par les formules : (voir sous-pièce V.3).

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{rb} = b_0 y_1 \times \sigma'_{b_0} \times \left(h - \frac{y_1}{3} \right) \\ M_{ra} = A \sigma_a \times \left(h - \frac{y_1}{3} \right) \end{array} \right.$$

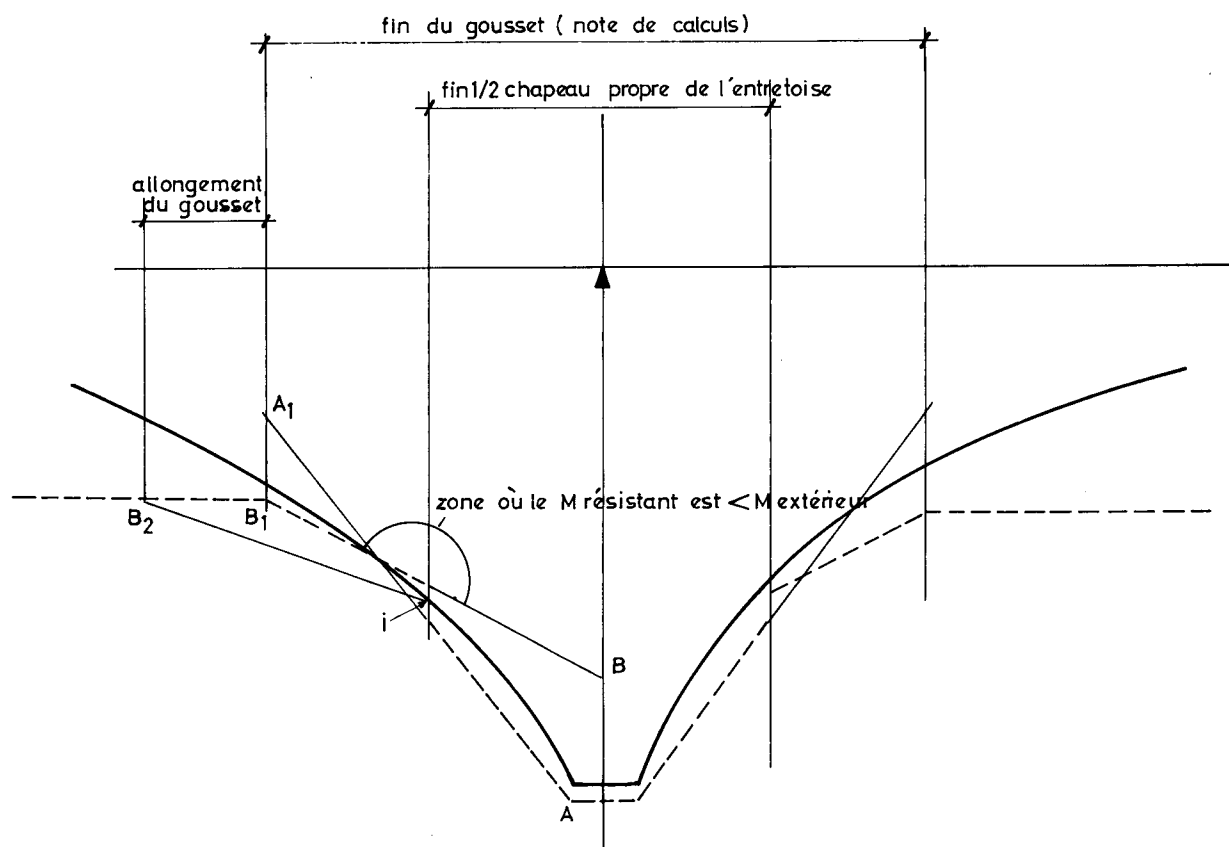
Les calculs seront effectués pour les valeurs limites de b_0 , c'est-à-dire largeur de l'âme en travée et épaisseur du gousset sur appui, ainsi que pour les deux sections du ferrailage de la dalle. Il est alors possible de construire la courbe représentative du moment résistant correspondante à une section donnée A des armatures longitudinales supérieures.



La détermination des arrêts des barres s'effectue de la même manière que pour les armatures longitudinales inférieures.

En général, la pente de la courbe enveloppe des moments minimaux est grande, il suffira donc de déterminer l'intersection de la courbe enveloppe (décalée de $\frac{\xi}{2}$) avec les droites représentatives du moment résistant et d'y ajouter la longueur d'ancrage droit l_d .

On sera parfois obligé d'allonger le gousset du côté des travées de rive afin d'avoir le même nombre de barres longitudinales de part et d'autre de l'appui intermédiaire (cela est dû à la discontinuité provoquée par l'arrêt des chapeaux longitudinaux supérieurs des dalles propres à l'entretoise d'appui).



soit AA_1 = M résistant de la section dans la zone du gousset compte tenu des chapeaux propres de l'entretoise (en ----- la partie valable de la courbe).

BB_1 = M résistant de la section dans la zone du gousset compte tenu de la moitié seulement des chapeaux propres de l'entretoise (en ----- la partie valable de la courbe).

Dans ce schéma on voit qu'il existe une zone où la courbe du moment résistant n'englobe pas la courbe enveloppe des moments et qu'il est nécessaire d'augmenter le nombre d'armatures d'un seul côté seulement.

Afin d'éviter cette dissymétrie, il est préférable d'allonger le gousset en procédant graphiquement de la manière suivante :

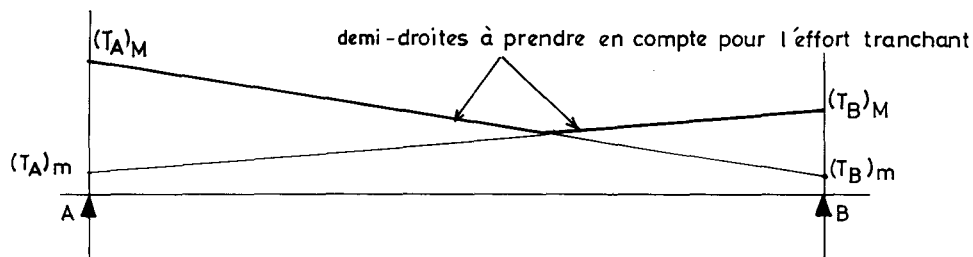
- tracer la droite BI (I = intersection de la courbe enveloppe avec la droite verticale dont l'abscisse représente l'arrêt des chapeaux propres à l'entretoise d'appui).
- la droite BI coupe la droite représentative du moment résistant de la section dans sa partie courante en un point B_2 . L'abscisse du point B_2 déterminera l'allongement du gousset.

1.5 Armatures d'âme des poutres

La note de calcul fournit la section d'un cours $A_t = 0,000503 \text{ m}^2$, ainsi que le diamètre des barres utilisé soit des H A 8 dans notre exemple. Par contre, elle ne donne pas la répartition des nappes d'étrier. L'utilisateur devra donc définir graphiquement cette répartition.

1.5.1. - Courbe enveloppe des efforts tranchants

Les valeurs extrêmes de l'effort tranchant ne sont données qu'au voisinage des appuis.

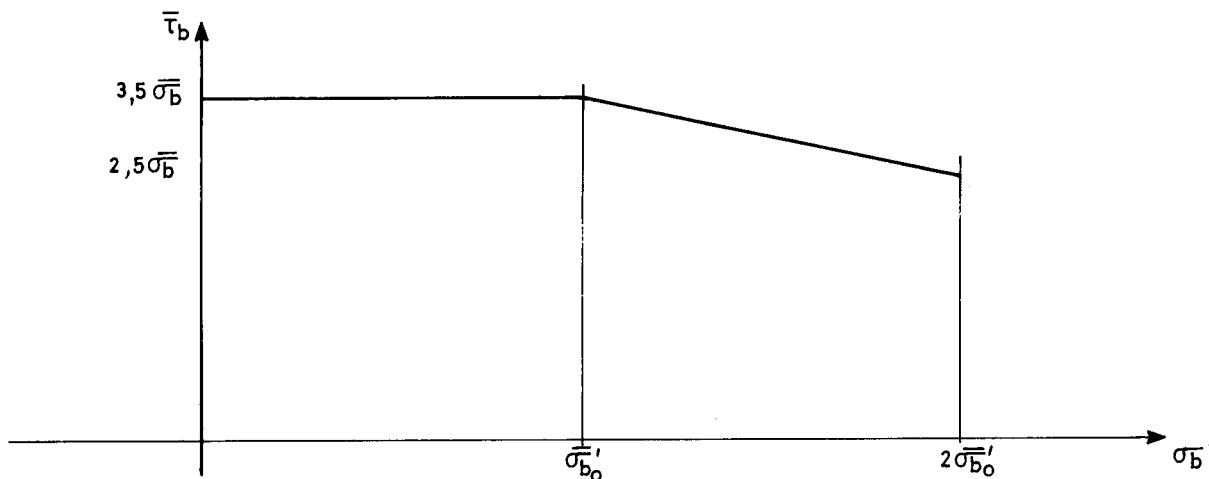


La courbe enveloppe surestimée sera obtenue à l'aide de deux demi-droites telles que représentées sur le dessin ci-dessus.

1.5.2. - Contraintes de cisaillement du plan neutre de l'âme des poutres

Elle est donnée par la formule simple $\tau_b = \frac{T}{b o \eta}$. Le règlement admet de prendre $\eta = \frac{7}{8} h$ pour les sections rectangulaires ou en T et pour le calcul des contraintes dépendant uniquement de l'effort tranchant dans les poutres soumises à la flexion simple (commentaire art.25.11, Fas.61, Tit.VI), h étant, rappelons le, la hauteur utile de la section.

La contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_b$ est fonction de la contrainte de compression du béton et donnée par la courbe ci-dessous (art. 25.1.2).



Rappelons qu'il s'agit de la contrainte de compression maximale du béton sous moment fléchissant concomitant à l'effort tranchant maximal. Le moment fléchissant concomitant n'est pas connu et n'est pas fourni par la note de calcul. On opérera donc comme suit :

- * si $\tau_b \leq 2,5 \sigma_b$ il n'y a aucun problème.
- * si $\bar{\tau}_b > 3,5 \sigma_b$ la largeur de l'âme n'est pas suffisante. Cela peut se produire (assez rarement d'ailleurs) dans la zone des goussets au voisinage des points de moment nul. La solution sera de rallonger les goussets.
- * si $2,5 \sigma_b < \tau_b < 3,5 \sigma_b$, on calculera la contrainte maximale de béton à l'aide du moment maximum et l'on en déduira $\bar{\tau}_b$ par la formule du règlement ($\bar{\tau}_b = (4,5 - \sigma_b' / \sigma_{b0}') \sigma_b$)

si $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$, la largeur b_0 convient, dans le cas contraire il faudrait déterminer rigoureusement le moment fléchissant concomitant, on peut évidemment s'en affranchir en épaississant la largeur d'âme.

1.5.3. - Epure de répartition des étriers

La section d'un cours d'étrier A_t fournie par la note de calcul est suffisante. Dans notre exemple, elle se compose de 10 brins HA 8. Cette section sera constante d'une extrémité à l'autre de l'ouvrage. L'espacement t entre cours est donné par la condition de résistance.

$$t = \frac{\gamma \cdot A_t \cdot \sigma_{at}}{T} \quad (\text{art. 25.1.2. ii}) \quad (1)$$

avec $\sigma_{at} = \rho_a \sigma_{cn}$, ρ_a pouvant prendre la valeur $\rho_a = 1 - \frac{T_b}{9\sigma_b}$ si elle est supérieure à $2/3$ et si la section ne comporte aucune reprise de bétonnage, sinon $\rho_a = 2/3$.

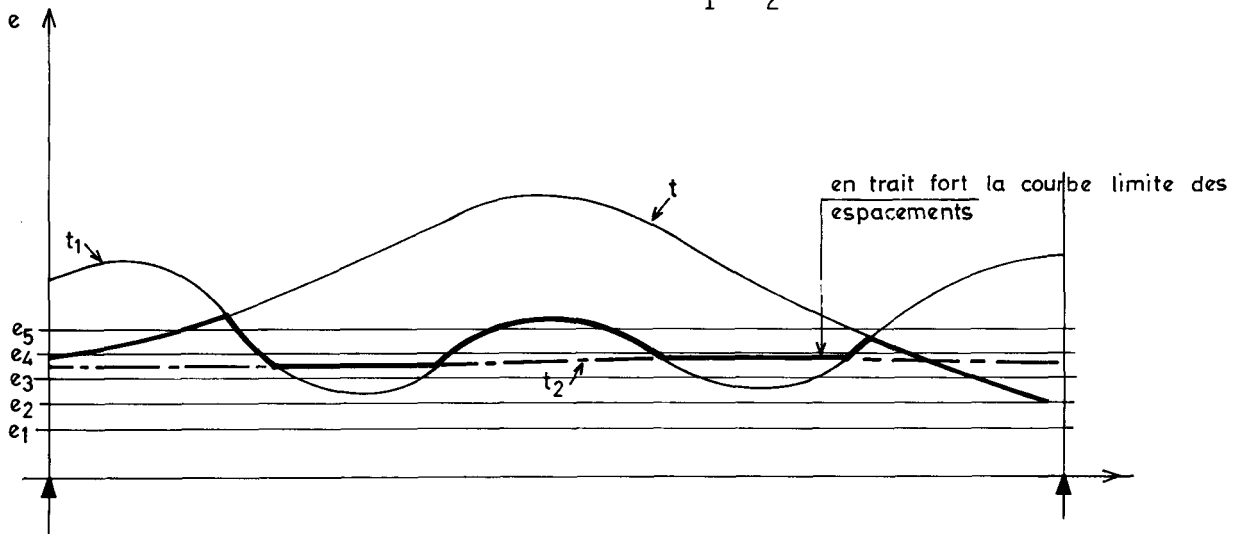
D'autre part, l'espacement ne doit pas dépasser l'espacement admissible \bar{t} :

$$\bar{t} = \sup (\bar{t}_1, \bar{t}_2)$$

$$\text{avec } \begin{cases} \bar{t}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{T_b}{\sigma_b} \right) & (2) \\ \bar{t}_2 = 0,2 h & (3) \end{cases}$$

On trouvera donc les courbes (1) (2) (3) représentatives des espacements et l'on en déduira la courbe "enveloppe" réglant les espacements maximum e entre cours en prenant

$$e = \inf (t; \sup (\bar{t}_1, \bar{t}_2)).$$



On tracera ensuite les parallèles à l'axe des abscisses correspondantes à divers espacements e_1, e_2, e_n , qui seront des nombres simples, 0,10, 0,15; 0,20 par exemple. On procédera finalement à la répartition proprement dite.

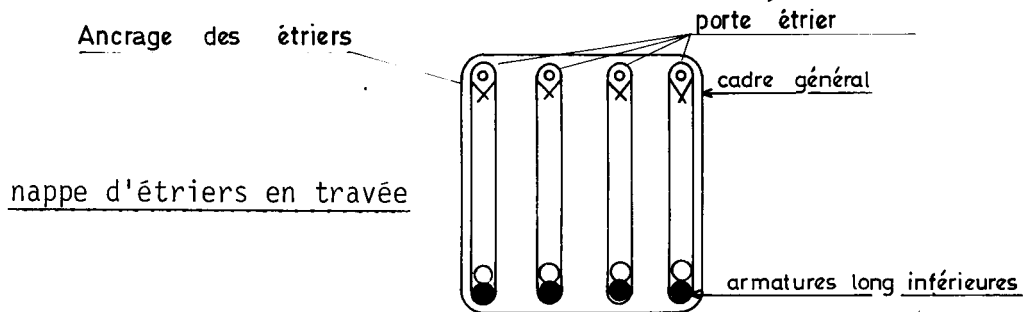
Il est à noter que le nombre de nappes d'étrier donné par la note de calcul est en général légèrement sous évalué. de l'ordre de 5 à 10 %.

L'étude de la répartition des cours doit être effectuée pour toutes les poutres car la courbe-enveloppe peut être très différente d'une poutre à l'autre (voir plan n° V 2.6 pour la répartition des armatures d'âme de la poutre n° 1 dans les travées 1 et 2).

1.5.4. - Dispositions constructives

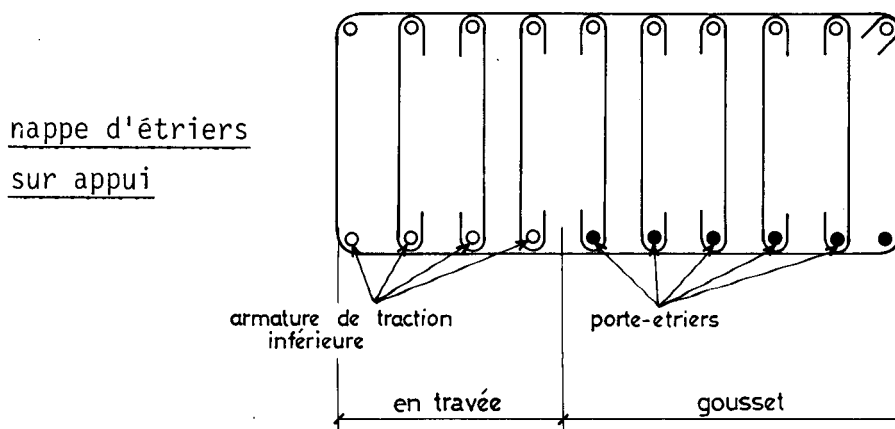
On a supposé que la section A_t d'un cours était constante. En fonction du nombre de barres par lit, qui est variable dans la zone des goussets, il faut imaginer divers assemblages de cadre, étrier ou épingle de telle sorte que la somme des aires des brins aient une section au moins égale à A_t .

Dans notre exemple où $NPHI = 4$ en travée et $A_t = 10HA8$, on peut envisager un cadre général et 4 étriers. Pour les maintenir en place, il est nécessaire de prévoir dans la partie supérieure des poutres des armatures dites "porte-étrier". On choisira des barres de diamètre $\leq 0,016$ m de manière à s'affranchir de l'article 36.2 Fas.61, titre VI.



Ces porte-étriers peuvent être constitués par les armatures longitudinales supérieures des poutres.

A l'appui le nombre de barres supérieures est égal à 10 dans notre exemple,



.. / ..

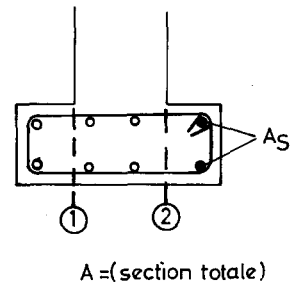
On peut donc envisager un cadre général et 8 épingles, ou 1 cadre général et 4 cadres, ou 5 cadres, etc... Dans la partie inférieure des goussets et au niveau des armatures de traction principale, il faut prévoir des armatures "porte-étrier" de diamètre $\leq 0,016$ m pour la même raison que précédemment définie.

Dans les zones d'about de poutres, le volume relatif d'armatures transversales sera au moins égal à 6%.

1.5.5. - Cas des poutres à talon

Dans le cas de poutre munie de talon, il est nécessaire de prévoir des armatures de couture pour couder les plans de jonction talon-poutre selon les prescriptions de l'article 25.3 du Fas.61, Tit.VI. On prévoiera des cadres dont l'espacement sera le même que celui des armatures d'âme des poutres et dont la section A_c sera telle que :

$$\frac{A_c}{A_t} \geq \frac{A_s}{A}$$



Si l'espacement t_c des cadres doit être différent de ceux des armatures d'âme, A_c sera donné par :

$$\frac{A_c}{t_c} \geq \frac{t}{\gamma} \frac{A_s}{A} \frac{1}{\sigma_{at}}$$

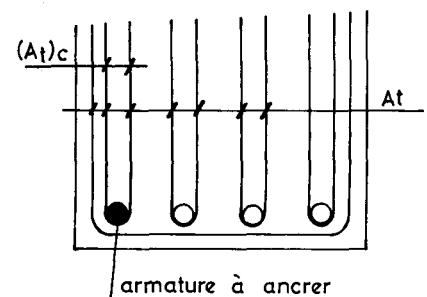
1.5.6. - Couture d'attache et d'enrobage

Les armatures d'âme précédemment calculées peuvent éventuellement jouer le rôle de couture d'attache vis-à-vis des arrêts de barres et des recouvrements. Le projeteur aura donc à vérifier que la section des armatures d'âme est suffisante pour tenir ce rôle et dans le cas contraire, il lui suffira de rajouter le supplément d'armature nécessaire car en vertu de l'article 30.4.1 du Fas.61, tit.VI, les sections d'armatures précédentes ne se cumulent pas.

Rappelons que les recouvrement ou ancrage des barres doivent être ligaturées sur une longueur égale à $l_d = \frac{\phi \sigma_a}{4 \tau_d}$, que la contrainte de traction admissible $\sigma_{at} = \rho_a \sigma_{en}$ est fixée selon les prescriptions de l'article (30.4.2 ii), σ_{en} ne pouvant être supérieure à la limite d'élasticité des armatures à ancrer.

Si $(A_t)_c$ est la section d'une nappe d'armature de couture (qui n'est pas la section A_t^c du cours total d'armature d'âme calculé précédemment mais une fraction de cette dernière), on vérifie que :

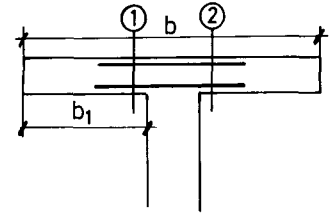
$$\frac{(A_t)_c}{t} \sigma_{at} \geq \pi \phi \tau_d$$



.../...

1.6. Jonction hourdis-poutre

Il s'agit de coudre les plans de jonction (1) et (2) du hourdis à la poutre. Les armatures transversales du hourdis, inférieures et supérieures, peuvent jouer le rôle de couture d'attache. Il suffit donc de vérifier que la section calculée dans le § 1.2 est suffisante et dans le cas contraire, de renforcer le ferrailage en ajoutant le supplément d'armature nécessaire.



La largeur b_1 du hourdis à prendre en compte est limitée par la plus restrictive des conditions suivantes :

- les trois conditions rappelées en (§ 1.3.1)
- la largeur totale b du hourdis est telle que le moment résistant du béton M_{rb} est égal au moment fléchissant maximum droit de la section (art. 23.3.4 et 25.2.1 du Fasc.61, tit.VI).

On utilisera une méthode approchée pour le calcul de b_1 (4ème condition) car dans une poutre en T la valeur de ε n'est connue qu'à postériori.

On supposera donc que le bras de levier ζ du couple élastique est constant lorsque b varie, donc que la position du centre de gravité de la zone de béton comprimé est fixe.

$\bar{\sigma}_{bm}'$ désignant la contrainte moyenne de compression du béton relative à la largeur b du hourdis déterminé en 1.3.1, le théorème de Thalès permet d'écrire :

$$\frac{\bar{\sigma}_b' + \frac{\sigma_a}{n}}{\sigma_b' + \frac{\sigma_a}{n}} = \frac{\bar{\sigma}_{b_0}' + \frac{\sigma_a}{n}}{\bar{\sigma}_{bm}' + \frac{\sigma_a}{n}} \quad (1)$$

Ce rapport permet de déterminer $\bar{\sigma}_b'$, donc la distance de l'axe neutre à la fibre comprimée y_1 correspondante :

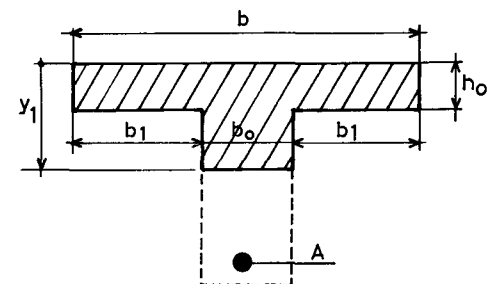
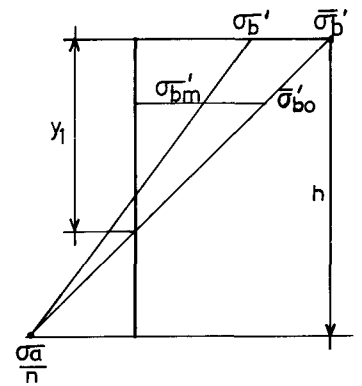
$$y_1 = \frac{\bar{\sigma}_b'}{\frac{\sigma_a}{n} + \bar{\sigma}_b'} h \quad (2)$$

En posant $b = b_0 + 2 b_1$ et en écrivant l'égalité des forces F_a et F_b (force de traction de l'acier et effort de compression du béton) on obtient l'équation permettant de calculer b .

$$A \sigma_a = [b y_1 - (b - b_0)(y_1 - h_0)] \bar{\sigma}_{b_0}' \quad (3)$$

Dans notre exemple et à titre d'illustration, nous choisissons la section la plus sollicitée qui se trouve en travée 2 à l'abscisse absolue 21 m.

.../...

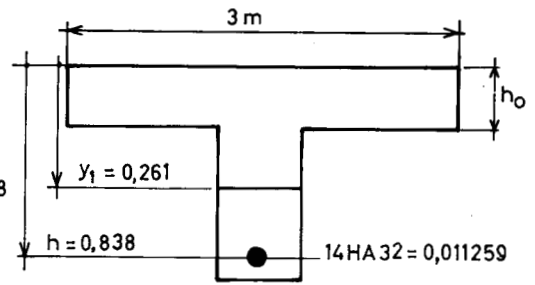


La section comporte 14 H A 32 soit $A = 0,011259 \text{ m}^2$

$M = 224 \text{ Tm}$

$I = 0,073808 \text{ m}^2$ Inertie de la section homogène réduite

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{224 \times (0,838 - 0,261)}{0,073808} = 26\,267 \text{ T/m}^2 \\ \bar{\sigma}_{bm}' = \frac{0,011259 \times 26267}{3 \times 0,261 - (3 - 0,38)(0,261 - 0,20)} = 475 \text{ T/m}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = \frac{224 \times 0,261}{0,073808} = 792 \text{ T/m}^2 \end{array} \right.$$



$$(1) \text{ donne } \frac{\bar{\sigma}_b' + \frac{26267}{15}}{792 + \frac{26267}{15}} = \frac{750 + \frac{26267}{15}}{475 + \frac{26267}{15}} \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 1106 \text{ T/m}^2$$

$$(2) \Rightarrow y_1 = \frac{1106}{\frac{26267}{15} + 1106} \times 0,838 = 0,324 \text{ m}$$

$$(3) \Rightarrow 0,324 b - (b - 0,38)(0,261 - 0,200) = \frac{0,011259 \times 26267}{750}$$

$$\text{soit } b = 1,411 \text{ m } (b_1 = 0,516)$$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule $\frac{T}{ho \zeta} \times \frac{b_1}{b}$

(commentaire de l'art.25.2.2 du Fasc.61, Tit.II, ho désignant, rappelons-le, l'épaisseur de la table de compression)

$$\tau_b = \frac{48,610}{0,27 \times 0,838} \times \frac{0,516}{1,411} = 121,22 \text{ T/m}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 4 \times \bar{\sigma}_b = 4 \times 62 = 248 \text{ T/m}^2 \text{ (art. 25.2.2)}$$

L'effort de glissement par mètre linéaire de hourdis est égal à $F_g = 1 \times ho \times \tau_d$

$$F_g = 1 \times 0,200 \times 121,22 = 24,240 \text{ tonnes}$$

Le hourdis est armé transversalement par (côté encorbellement) (voir § 1.2.4).

.../...

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{H A 12 en nappe supérieure avec l'espacement } e_T = 0,210 : \quad 0,000539 \text{ m}^2 \\ \text{H A 14 en nappe inférieure avec l'espacement } e_T = 0,210 : \quad 0,000733 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$A = \underline{\underline{0,001272}} \text{ m}^2/\text{ml}$$

Ces armatures peuvent reprendre un effort égal à $A \bar{\sigma}_a = 0,001272 \times 28000 = 35,62 \text{ T}$ donc suffisant.

N O T A - l'étude doit être effectuée au droit de la section où la valeur de τ_d est maximale.

1.7. Ferraillage des entretoises intermédiaires

Il est à noter que l'approximation du programme électronique PSIBA est bonne et suffisante en pratique si le tablier de l'ouvrage est étroit (environ la moitié de la portée la plus faible).

Dans le cas de tablier large, les hypothèses du PSIBA conduisent à surestimer les moments fléchissants dans les entretoises intermédiaires dans une proportion qui est d'autant plus inadmissible que le tablier est plus large.

On peut évidemment dimensionner les sections d'armatures selon les résultats fournis par la note de calcul, mais cela risque de conduire à un ferraillage excessif. Si tel est le cas, le projeteur aura à déterminer la valeur du moment maximal en utilisant un programme spécial pour le calcul des efforts.

Sauf dans le cas de poutre à talon où l'intrados des entretoises se trouve au niveau de la face supérieure des ailes, la disposition des lits d'armature est conditionnée par celle des armatures longitudinales des poutres. Le premier lit sera placé entre les 2e et 3e lit d'armatures principales des poutres et ancré par courbure dans les poutres de rive.

On trouvera dans les tableaux qui suivent la distance minimale d entre barres longitudinales permettant le relevage des armatures des entretoises en fonction des diamètres d'encombrement et du rayon R_m minimal des mandrins de cintrage.

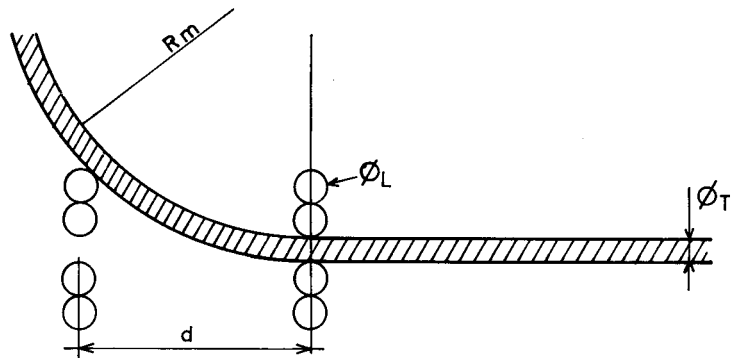
.../...

$\left\{ \begin{array}{l} \varnothing_L = \text{diamètre des armatures longitudinales des poutres} \\ \varnothing_T = \text{diamètre des armatures à relever des entretoises} \end{array} \right.$

4 LITS D'ARMATURE

4^e lit
 3^e lit
 2^e lit

$$d = \left[(R_m + \varnothing_T + \frac{\varnothing_L}{2})^2 - (R_m - 1,5\varnothing_L)^2 \right]^{1/2}$$

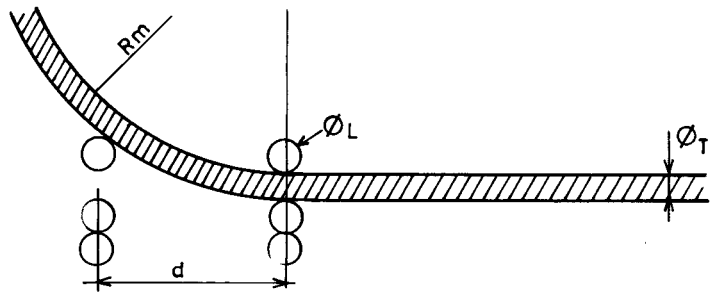


$\varnothing_L \backslash \varnothing_T$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
20	41	49	61	72	83	92	105	119	/	/
25	41	50	64	76	88	98	112	127	149	/
32	38	49	66	81	93	105	120	136	160	213

3 LITS D'ARMATURE

3^e lit
 2^e lit

$$d = \left[(R_m + \varnothing_T + \frac{\varnothing_L}{2})^2 - (R_m - \frac{\varnothing_L}{2})^2 \right]^{1/2}$$



$\varnothing_L \backslash \varnothing_T$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
20	41	45	54	63	71	79	90	103	/	/
25	45	50	59	68	77	85	96	109	129	/
32	50	55	65	75	84	92	104	117	137	182

Les ancrages par courbures des armatures inférieures des entretoises seront soigneusement ligaturés en raison des poussées au vide qui risquent de s'y produire (art.43.3.3 du Fasc.61,Tit.VI)./..

1.7.1. - Armature inférieure

La section A_1 que l'on doit ancrer par courbure doit pouvoir résister à un effort égal à l'effort tranchant au droit de la section d'encastrement.

Si les espacements entre barres longitudinales ne permettent pas le recourbement des barres, la section précédemment définie serait placée au dessus des 3e et 4e lits et ancrée par courbure de toute façon.

Dans notre exemple, l'effort tranchant sur une poutre de rive vaut $T = 53,22 \text{ T}$,

$$\text{soit } (A_1 = \frac{T}{\overline{\sigma_a}} = \frac{48,78}{26667} = 0,001829 \text{ m}^2 \text{ si } (\emptyset > 20 \text{ mm})$$

on prendra (4 H A 25)

D'autre part, la section d'acier que l'on logerait entre les 2e et 3e lits servirait d'appoint vis-à-vis des efforts d'entraînements ou du moment fléchissant maximum si l'on n'envisage pas d'épure d'arrêt des barres.

Ce moment vaut $M = 66,47 \text{ T m}$ à l'abscisse - 1,75 m et est donné dans le tableau récapitulatif de la note de calcul.

La largeur b de la table de compression à prendre en compte doit obéir à l'article 23.3 comme pour une poutre. On prendra ici le 1/10 de la portée transversale entre poutres de rive, soit :

$$b = 2 \times \left(\frac{8,00}{10} \right) + 0,38 = 1,980 \text{ m}$$

hauteur utile $h \# 0,960 - 5 \times 1,185 \times 0,032 = 0,770 \text{ m}$
(on envisage le cas le plus défavorable, c'est-à-dire 4 lits d'armature dans les poutres et impossibilité d'ancrer par courbure entre les 2e et 3e lit).

Prédimensionnement des aciers : $A \geq \frac{M}{\gamma \overline{\sigma_a}}$

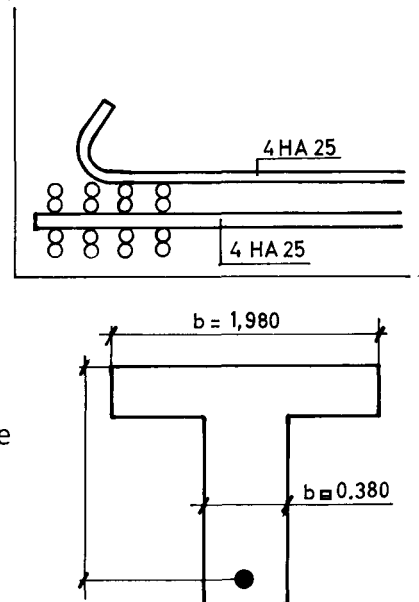
$$A \geq \frac{66,47}{\frac{7}{8} \times 0,770 \times 2667} = 0,003700 \text{ m}^2$$

On prendra pour lit inférieur 4 HA 25 qui avec les aciers du 2e lit donnent une section $A = 0,003927 \text{ m}^2$.

Les grandeurs mécaniques correspondant à cette section d'acier valent :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0,770 \\ \gamma_1 = 0,186 \\ \gamma = 0,898 \\ \epsilon = 1 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M_{rb} = 248,037 \text{ Tm} \\ M_{ra} = 94,040 \text{ Tm} \end{array}$$

.../...



On vérifie que la largeur b_0 de l'entretoise permet de disposer les armatures avec les espacements.

N O T A - S'il avait été possible de courber les aciers entre les 2e et 3e lits, la section aurait pu être armée par 4 HA 32 + 1 HA 20 disposés en un seul lit.

On vérifie de plus que les contraintes d'adhérences à l'encastrement sont bien inférieures aux contraintes autorisées.

$$T = 53,22 \text{ T} \quad \bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 62 = 186 \text{ T/m}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{(\Sigma p) z} = \frac{53,22}{2 \pi (4 \times 0,025 + 6 \times 0,020) \times 0,683} = 56,37 \text{ T/m}^2$$

1.7.2. - Armatures supérieures des entretoises

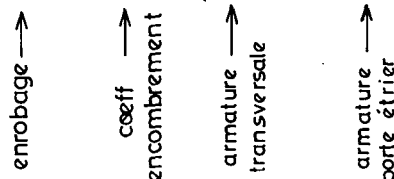
Ces armatures seront continues d'une poutre de rive à l'autre et placées en 1 lit.

La position de ce lit est conditionnée par celles des nappes supérieures du hourdis et les armatures "porte-étrier" des poutres.

De plus, le lit doit permettre le passage des aiguilles de pervibration.

Dans notre exemple d'application, le lit supérieur se trouvera à une distance d' égale à :

$$d' = 0,02 + 1,185 (0,012 + 0,032) = 0,072 \text{ m}$$



$$d'où h = 0,960 - 0,072 = 0,888 \text{ m}$$

$$M_{min.} = - 19,96 \text{ Tm.}$$

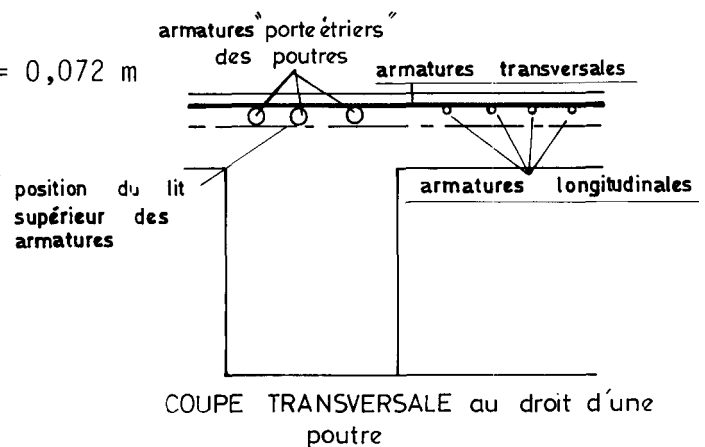
Prédimensionnement des aciers :

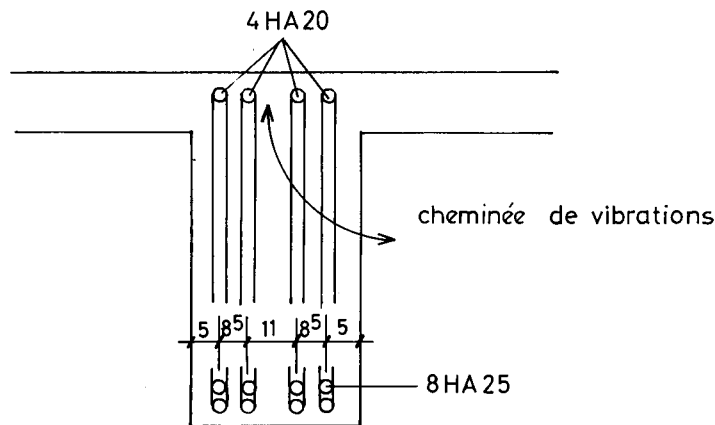
$$A = \frac{M_{min}}{z \sigma_a} = \frac{19,96}{\frac{7}{8} \times 0,888 \times 28000} = 0,000917 \text{ m}^2.$$

On prendra un nombre de barres supérieur par lit égal à celui des armatures inférieures afin de jouer le rôle de "porte-étrier", soit :

$$A = 4 \text{ HA } 20 = 0,001257 \text{ m}^2$$

L'ancrage de ces armatures sera droit et compté à partir du nu intérieur des poutres de rive.





Coupe transversale d'une entretoise

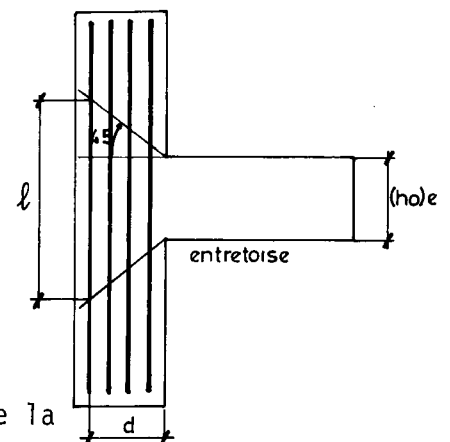
1.7.3. - Armatures d'âme des entretoises

Les efforts tranchants sont donnés au droit des poutres. On effectuera (ou non) une épure de répartition des étriers. La courbe enveloppe des efforts tranchants sera déterminée de la même manière que pour les poutres (voir § 1.5.1 et pièce V.27).

1.7.4. - Etriers suspendes

L'entretoise exerce sur la poutre de rive un effort de 53,22 T et de 38,86 T sur la poutre centrale. Ces efforts sont appliqués au niveau inférieur des poutres avec une diffusion à 45 ° à partir de la section d'encastrement entretoise-poutre. En application de l'article n° 38, Fasc.61, Tit.VI, il y a lieu de reporter ces efforts au niveau supérieur des poutres, dans une zone où ces dernières sont comprimées. Ce report sera effectué à l'aide d'étriers dit "étriers suspendes"; le projeteur devra donc vérifier ou compléter la section d'armatures et les répartir sur une longueur égale à :

$l = (ho)_e + 2 d$ avec $d =$ distance nu intérieur de la poutre-armature longitudinale extrême.

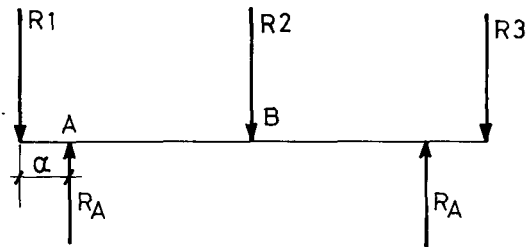


.. / ..

1.8. Entretoises d'about avec relevage sur vérins

- Calcul des efforts

On calculera les efforts dans l'entretoise d'about comme ceux d'une poutre cantilever posée sur deux appuis simples au niveau des vérins et soumise à des forces appliquées R_i au niveau des poutres (cf. figure ci-dessous)

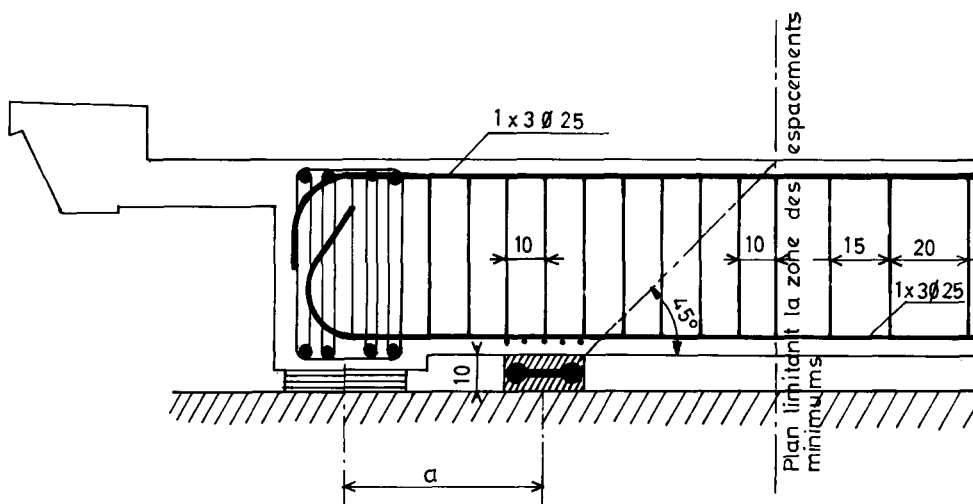


On calculera " a " de façon à obtenir dans l'entretoise d'appui des moments fléchissants et des efforts tranchants acceptables. Dans les deux modèles, la valeur de a est choisie de telle sorte que $M_B \approx -M_A$.

- Disposition et dimensionnement des armatures

Les principes des dispositions et du dimensionnement sont les mêmes que pour les entretoises intermédiaires.

Toutefois, afin d'éviter toute fissuration du béton lors du relevage par vérins, des nappes d'armatures transversales espacées de 0,10 m au maximum seront disposées dans la zone délimitée par un plan incliné à 45° issu du bord intérieur du vérin (cf. figure ci-dessous).



MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE

Direction des Routes et de la Circulation Routière 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS Cedex 16

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

V.2 - Plans

Document réalisé et diffusé par la Division des Ouvrages d'Art du
46, av. Aristide Briand - 92223 BAGNEUX - Tél. 664.14.77

SETRA

NOVEMBRE 1977

- AVERTISSEMENT -

Ces plans sont essentiellement destinés à montrer comment l'on exploite les résultats de la note de calculs électroniques. En conséquence ils ne définissent pas toutes les dispositions constructives ; par exemple ne figurent pas :

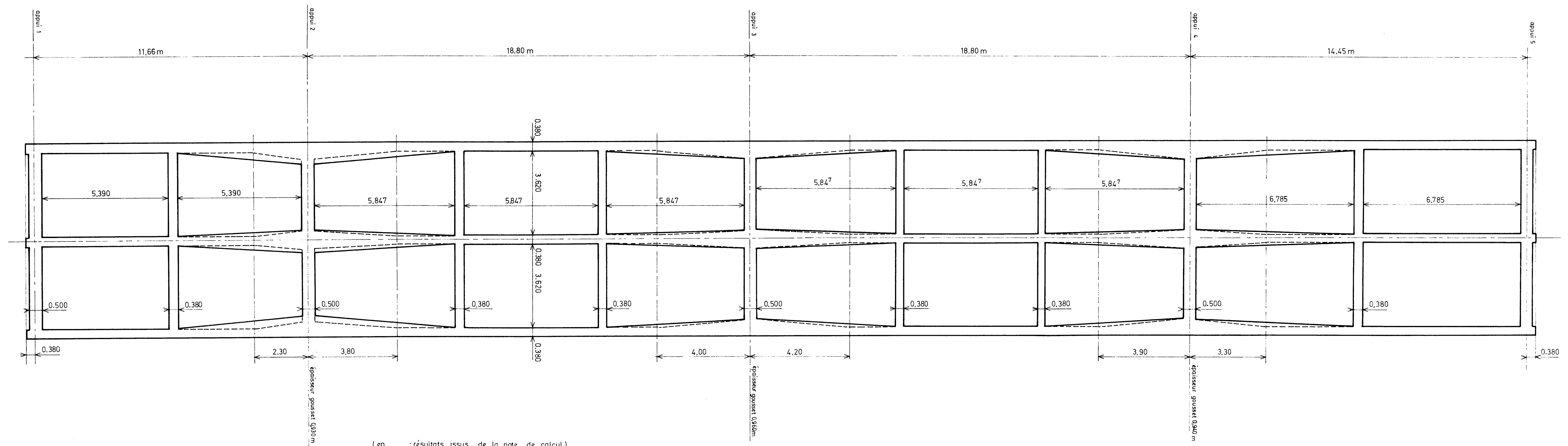
- le détail de ferrailage d'une entretoise,
- les frettages à disposer au droit des appareils d'appuis et au droit des vérins permettant le changement de ces appareils d'appuis,
- le détail de ferrailage de l'about des poutres,
- le positionnement et l'accrochage des joints de chaussée.

L'utilisateur complètera d'après ses connaissances générales relatives aux ouvrages d'art.

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

V.2.1. Vue en plan de l'ouvrage



(en.....: résultats issus de la note de calcul)
 - Les goussets ont été rallongés jusqu'à la première entretoise intermédiaire
 - L'épaisseur des goussets a été augmentée (v. V.1.1.1)

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE

Direction des Routes et de la Circulation Routière 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS Cedex 16

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

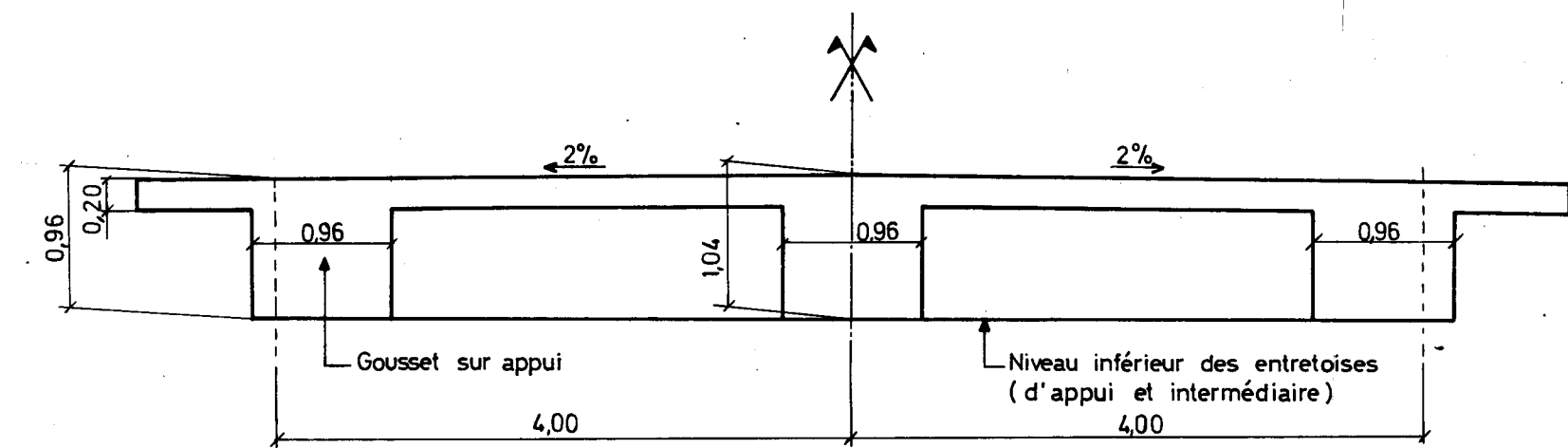
V.2.2. Coupe transversale (simplifiée)

Document réalisé et diffusé par la Division des Ouvrages d'Art du
46, av. Aristide Briand - 92223 BAGNEUX - Tél. 664.14.77

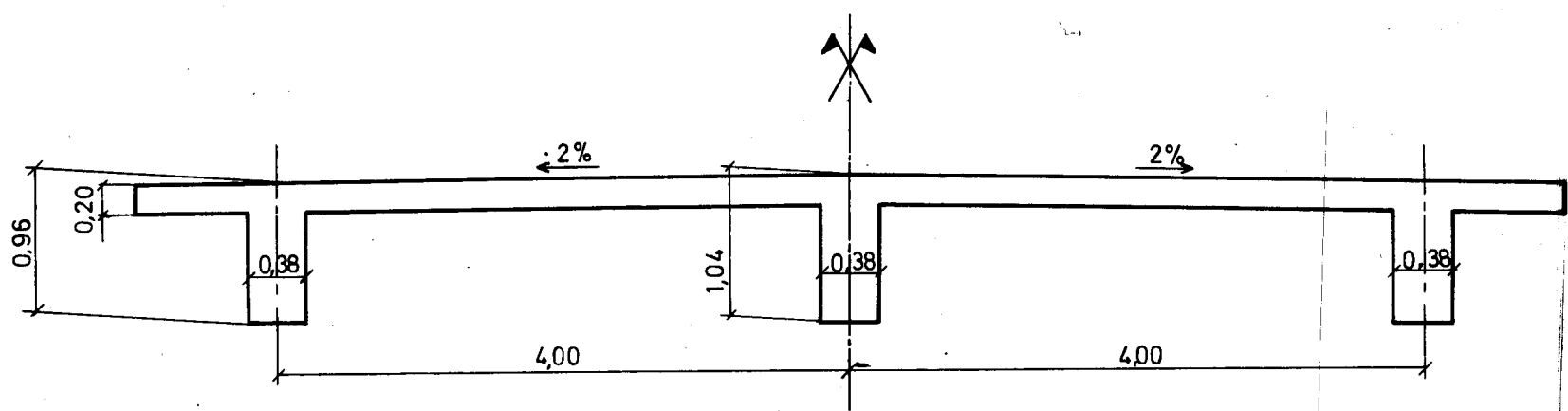
SETRA

NOVEMBRE 1977

Coupe sur appui intermédiaire n° 3



Coupe en travée



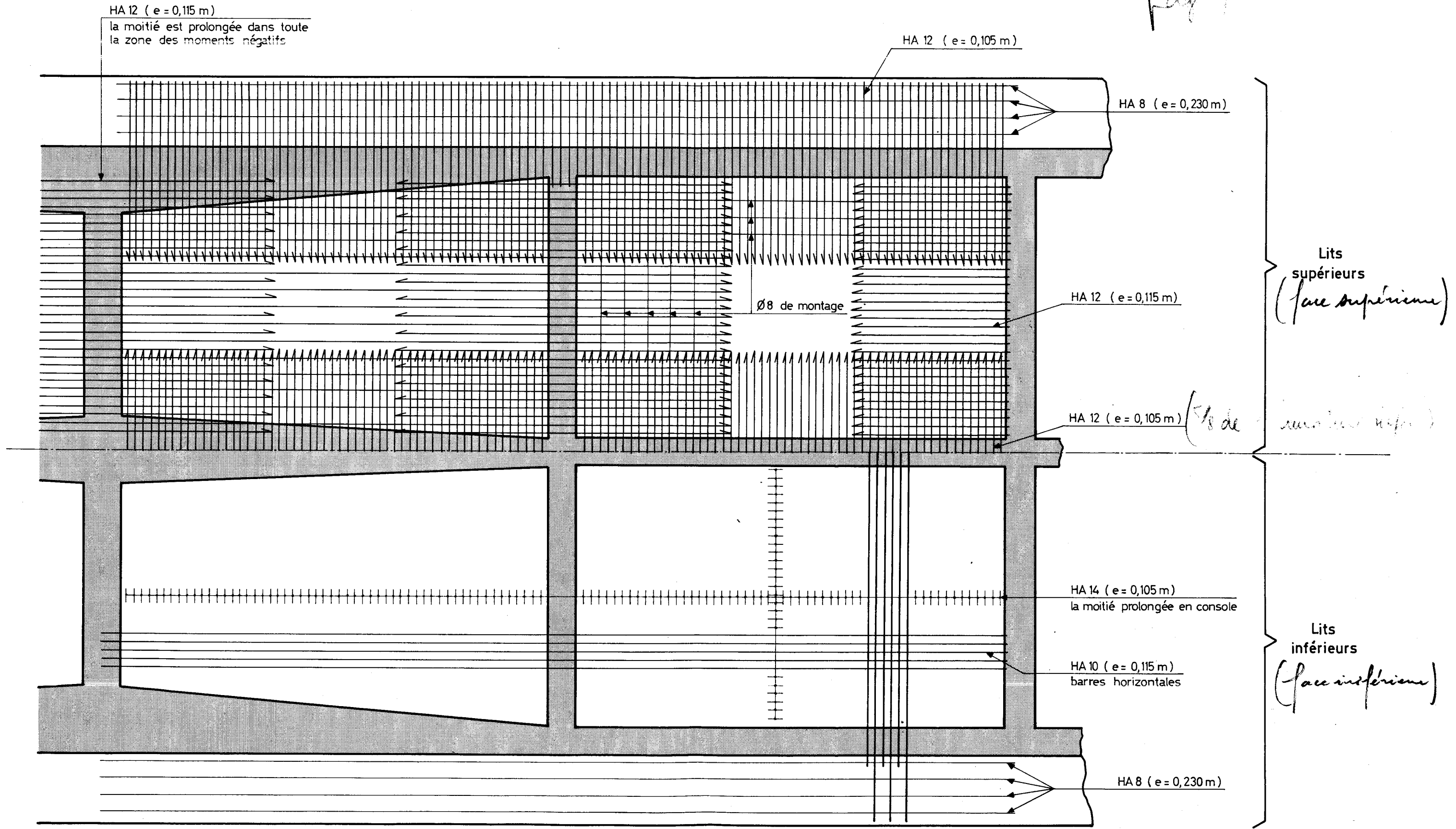
Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

V.2.3 - Ferrailage de la dalle

Vue en plan

Page 7



MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE

Direction des Routes et de la Circulation Routière 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS Cedex 16

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

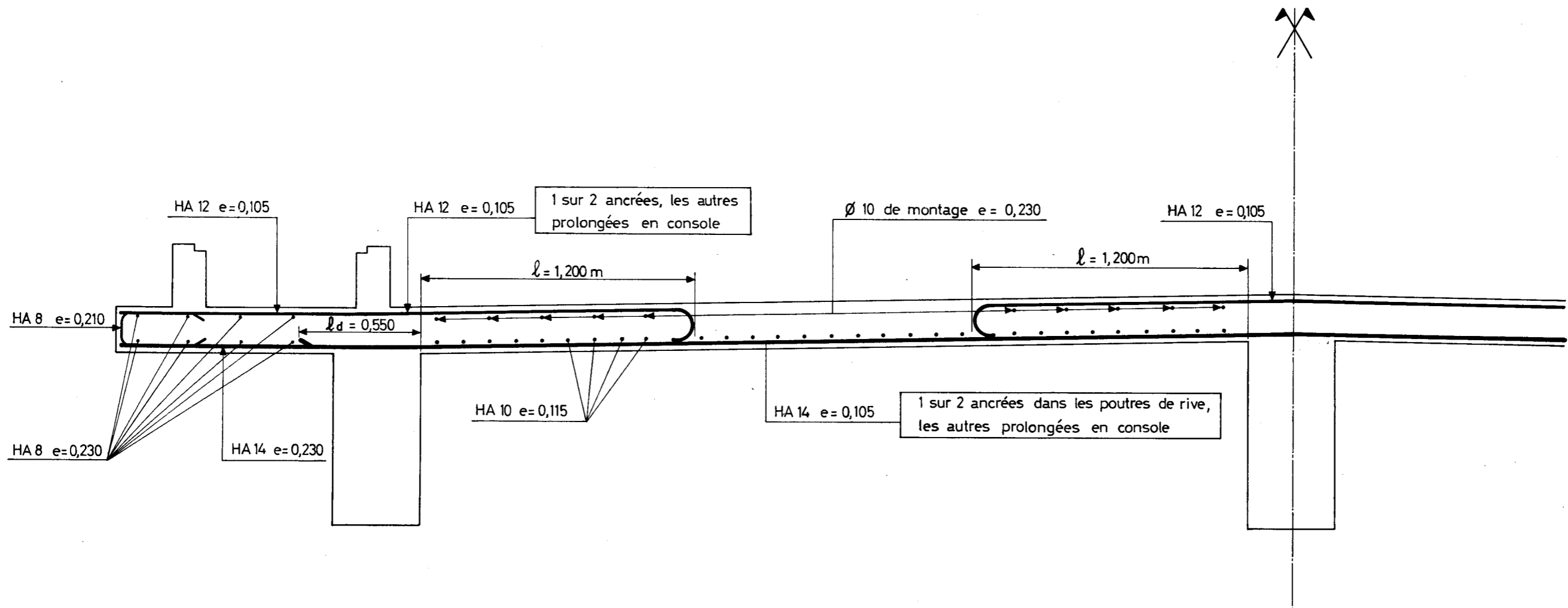
V.2.4. Ferrailage de la dalle Coupe transversale

Document réalisé et diffusé par la Division des Ouvrages d'Art du
46, av. Aristide Briand - 92223 BAGNEUX - Tél. 664.14.77

SETRA

NOVEMBRE 1977

Ferrailage de la dalle - Coupe transversale



MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE

Direction des Routes et de la Circulation Routière 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS Cedex 16

NO 77

Ponts à poutres en béton armé

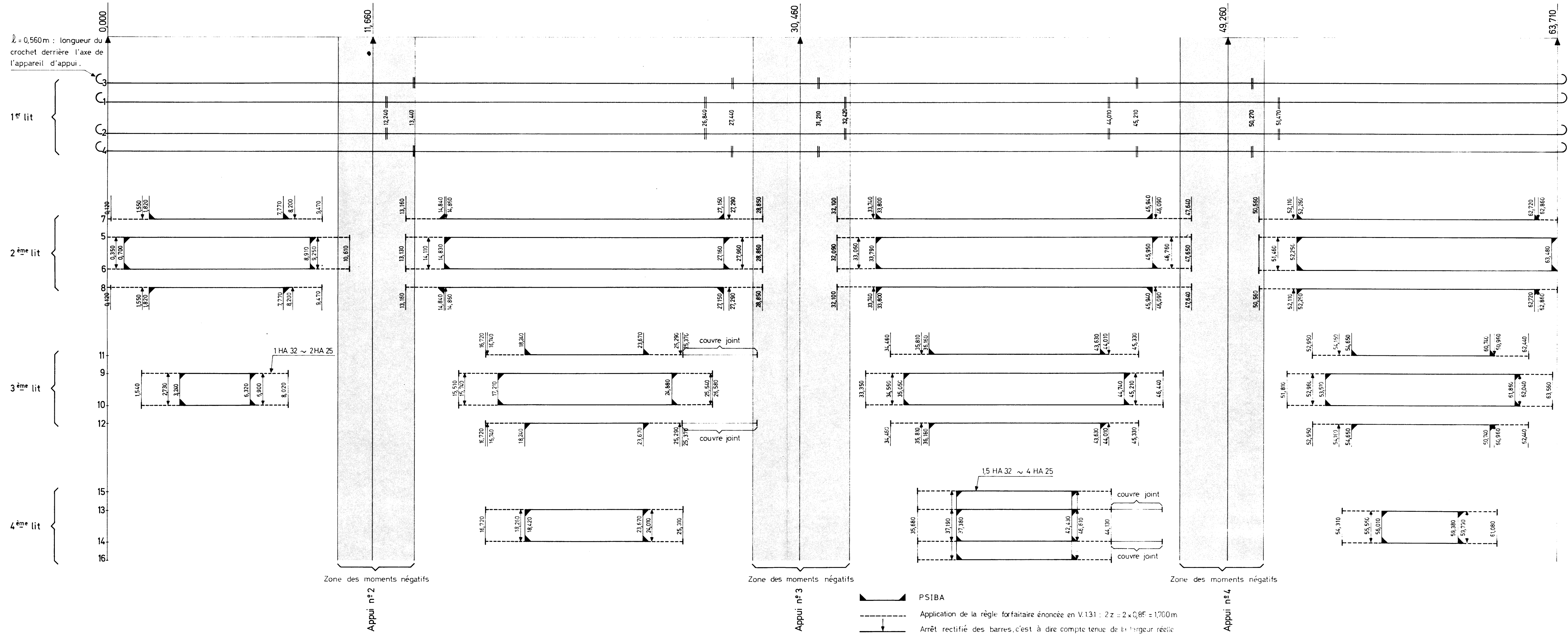
PSI BA 77

V.2.5. Coupures et arrêt des barres

Document réalisé et diffusé par la Division des Ouvrages d'Art du
46, av. Aristide Briand - 92223 BAGNEUX - Tél. 664.14.77

SETRA

NOVEMBRE 1977



Ponts à poutres en béton armé

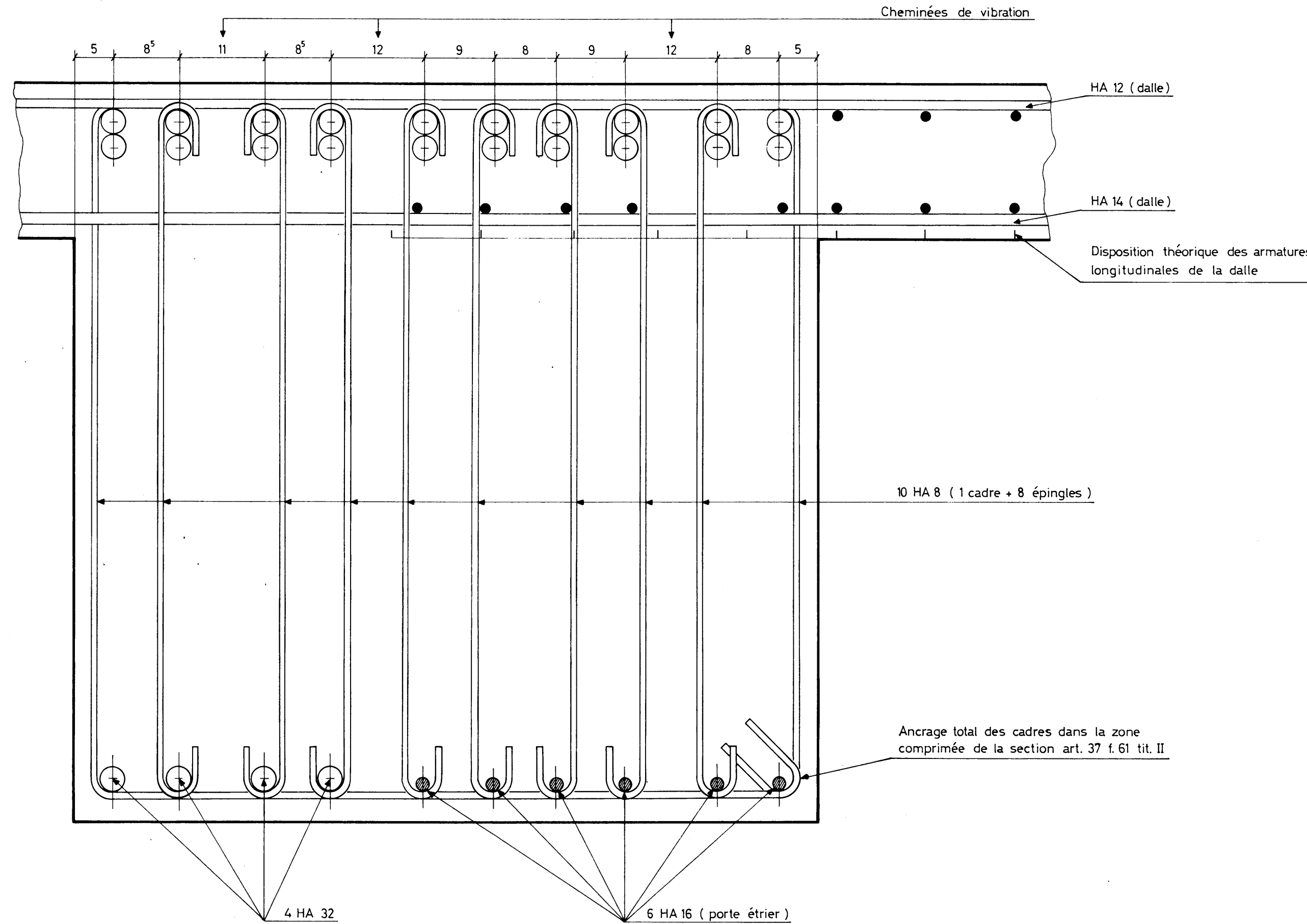
PSI BA 77

V.2.6. Ferrailages des poutres

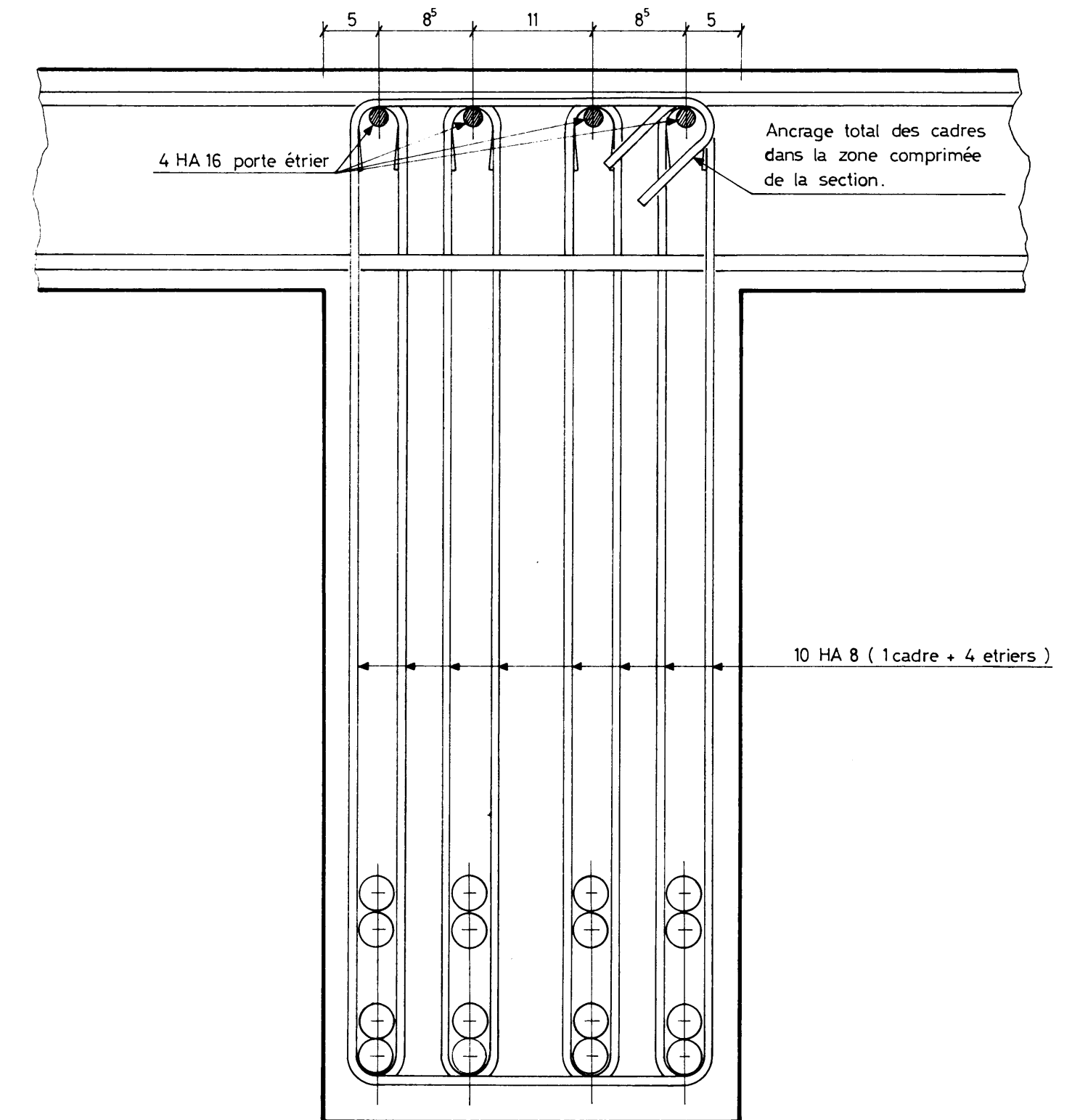
Coupes transversales

Détails

Coupe transversale sur appui n° 3



Coupe transversale en travée



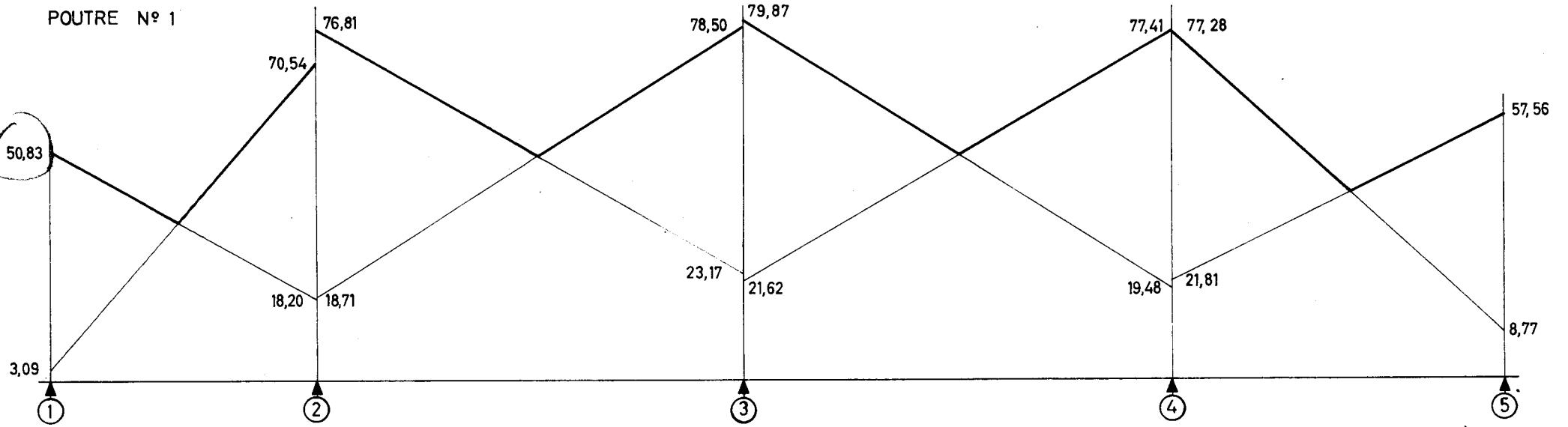
Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

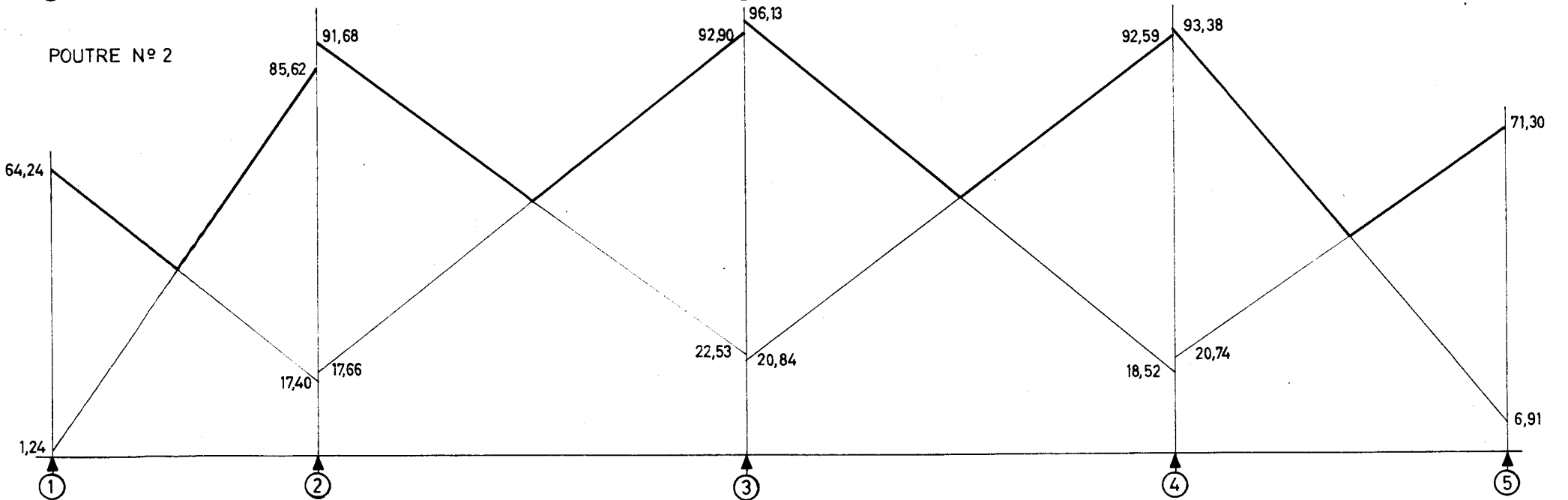
V.2.7. Épure de répartition des étriers des poutres

Exemple

POUTRE N° 1



POUTRE N° 2



Section	1,0 d	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0 g
abscisse a c	0,000 "	1,166 "	2,332 "	3,498 "	4,664 "	5,830 "	6,996 "	8,162 "	9,328 "	10,494 "	11,660 "
b ₀	0,380	0,380	0,380	0,380	0,380	0,380	0,490	0,600	0,710	0,820	0,930
z	0,790	0,779	0,774	0,765	0,765	0,765	0,774	0,774	0,790	0,790	0,790
T	50,830	47,567	44,304	41,041	37,778	36,815	43,560	50,305	57,050	63,795	70,540
ζ _b	169,32	160,688	150,632	141,180	129,955	126,643	114,855	108,323	101,712	98,325	96,012
$\bar{\zeta}_b$	217	217	155	155	155	155	155	155	155	155	155
$t = \frac{z \cdot At \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$	0,219	0,230	0,246	0,262	0,285	0,292	0,250	0,217	0,195	0,174	0,158
$t_1 = h(1 - 0,3 \frac{\zeta_b}{J_b})$	0,163	0,198	0,240	0,277	0,325	0,339	0,393	0,421	0,459	0,473	0,483
t ₂ = 0,2 h	0,181	0,178	0,177	0,175	0,175	0,175	0,177	0,177	0,181	0,181	0,181

Section	2,0 d	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0 g
abscisse $\begin{matrix} a \\ c \end{matrix}$	11.660 0.000	13.540 1.880	15.420 3.760	17.300 5.640	19.180 7.520	21.060 9.400	22.940 11.280	24.820 13.160	26.700 15.040	28.580 16.920	30.460 18.800
b_0	0,930	0,658	0,386	0,380	0,380	0,380	0,380	0,380	0,415	0,687	0,960
z	0,790	0,790	0,774	0,746	0,733	0,733	0,733	0,746	0,757	0,790	0,790
T	76,810	66,821	56,814	46,816	42,626	48,605	54,584	60,563	66,542	72,512	78,500
ζ_b	104,546	128,529	190,163	165,147	153,034	174,499	195,965	213,641	211,813	133,623	103,507
$\bar{\zeta}_b$	155	155	217	217	155	212	217	217		155	155
$t = \frac{z \cdot At \cdot \sigma_{at}}{T}$	0,145	0,166	0,192	0,224	0,242	0,212	0,189	0,173	0,160	0,153	0,142
$t_1 = h(1 - 0,3 \frac{\zeta_b}{\sigma_b})$	0,446	0,341	0,071	0,171	0,217	0,130	0,043	0	0	0,319	0,451
$t_2 = 0,2 h$	0,181	0,181	0,177	0,171	0,168	0,168	0,168	0,171	0,173	0,181	0,181

NCE page 58

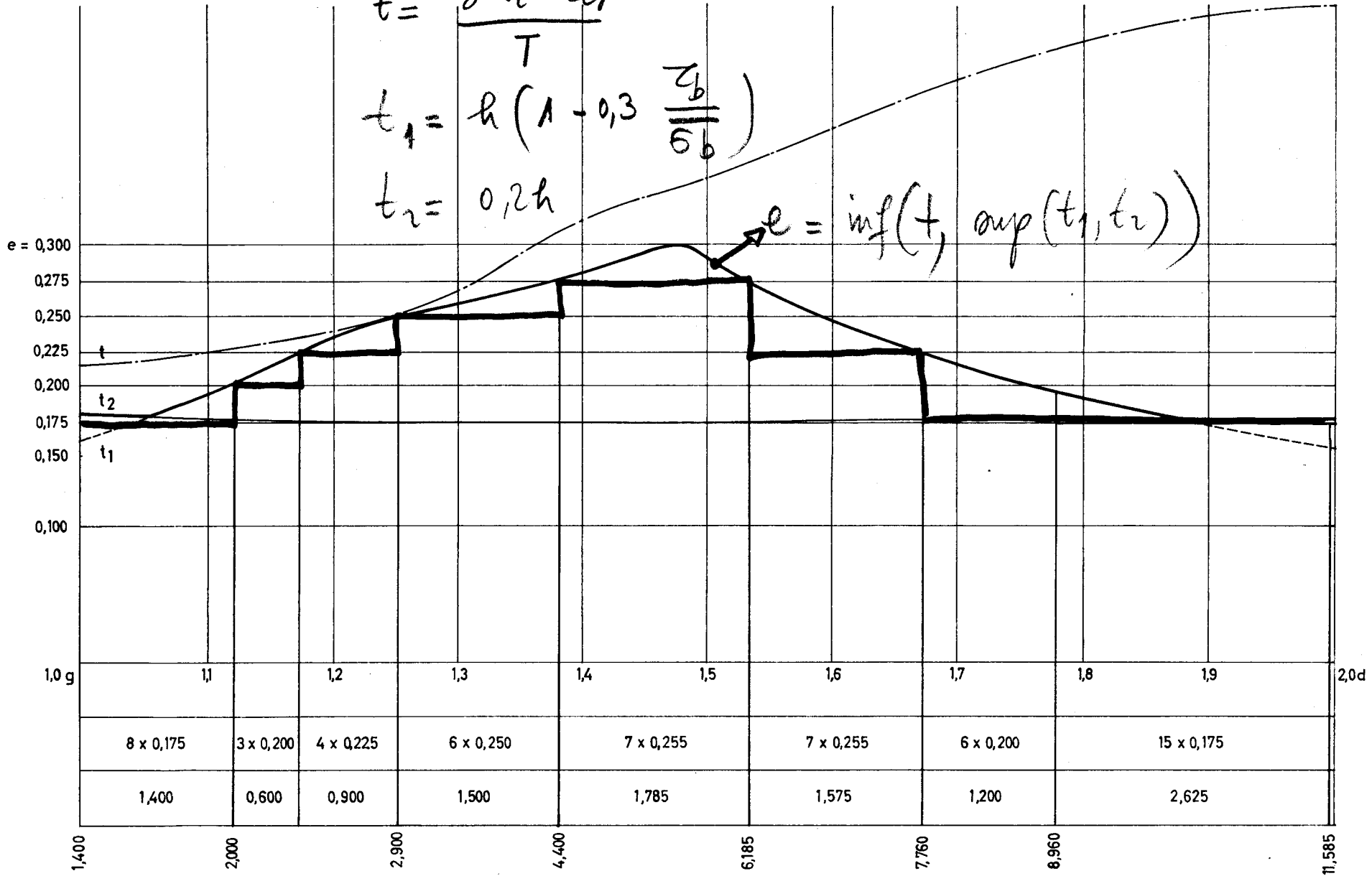
18, $A_t = 5,05 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{3 A_t \bar{\sigma}_a t}{T}$$

$$t_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b} \right)$$

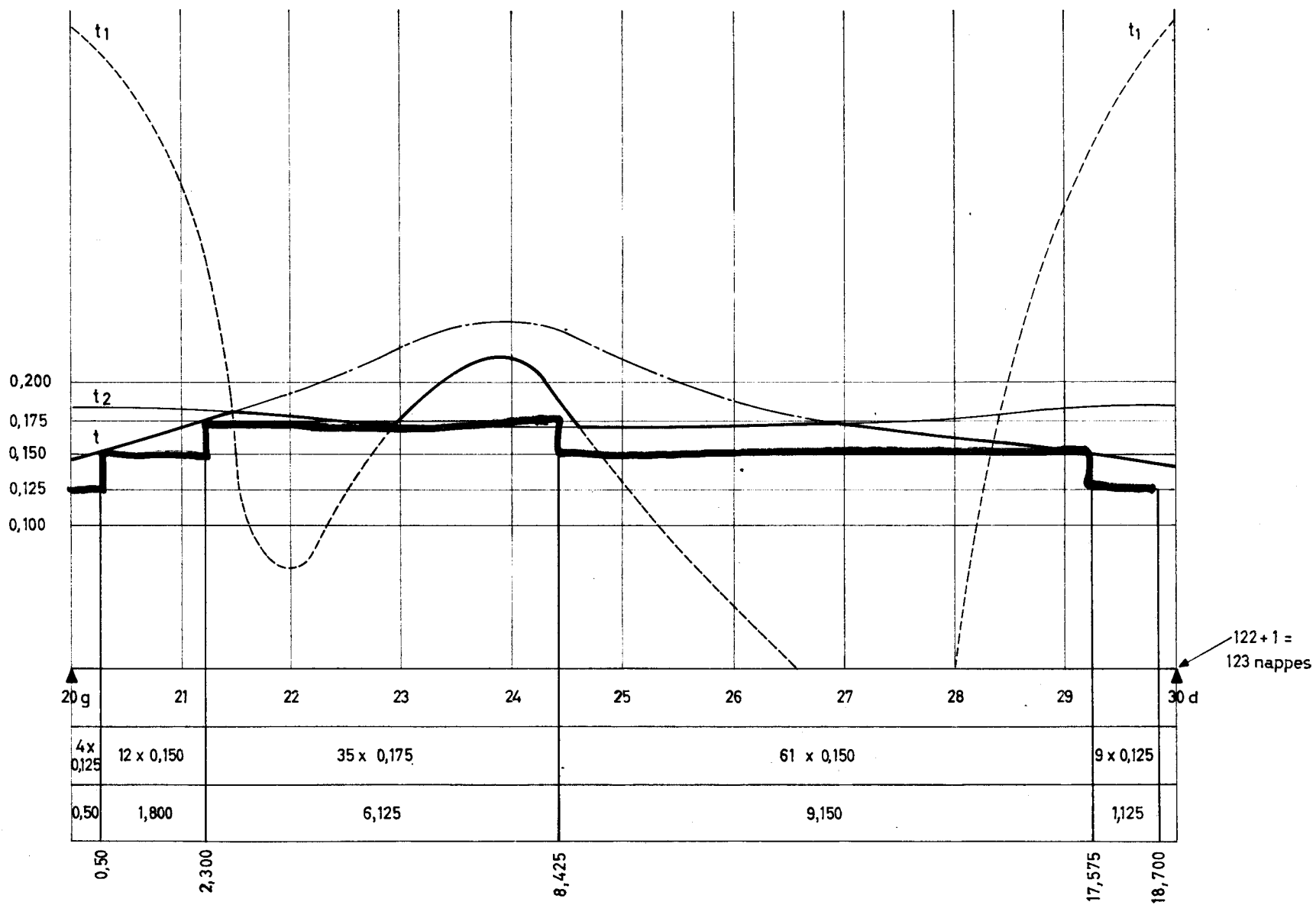
$$t_2 = 0,2h$$

$$e = \inf(t, \sup(t_1, t_2))$$



Répartition des étriers travée n° 1

Répartition des étriers travée n° 2



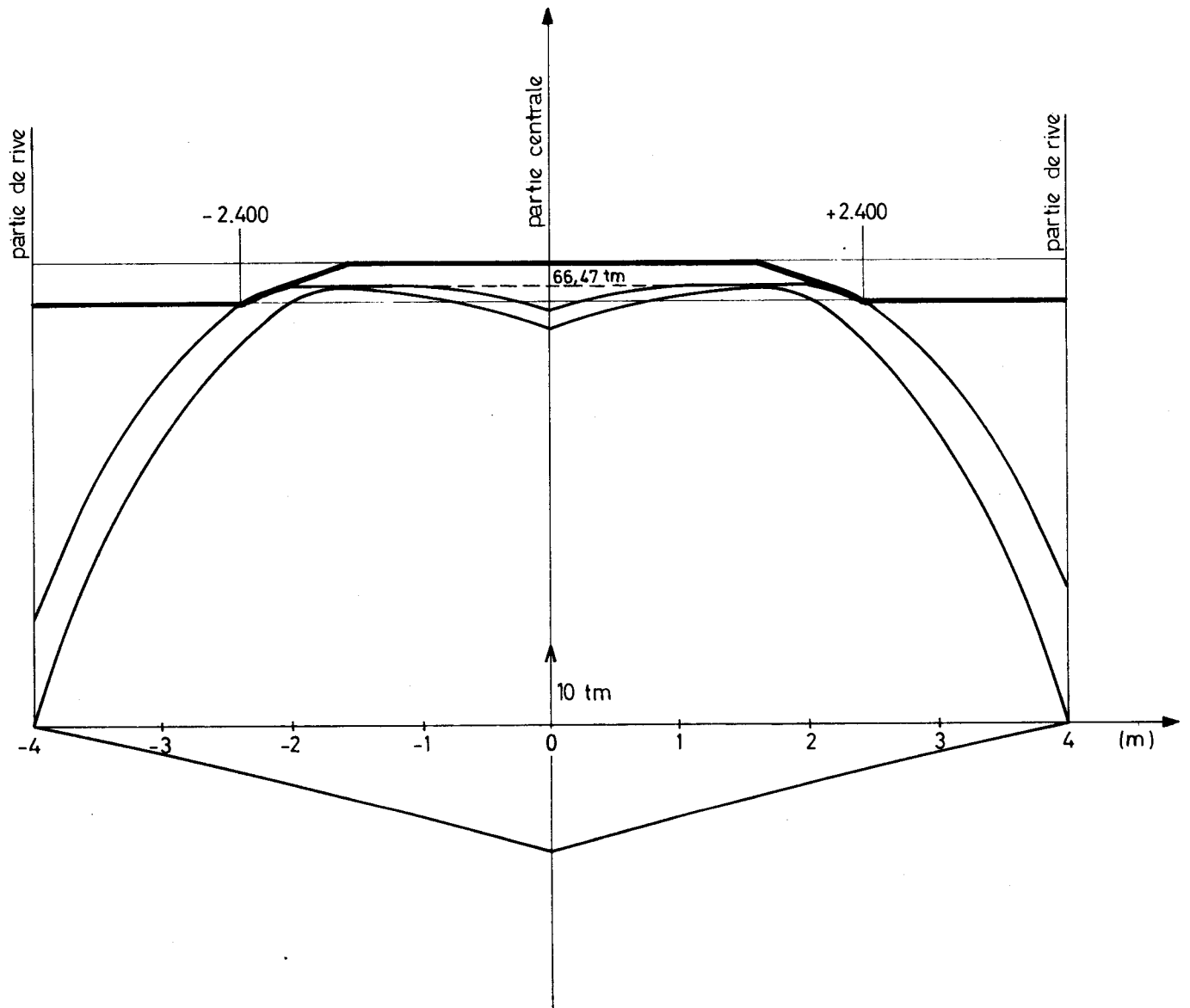
Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

V.2.8. Épure de répartition des étriers dans une entretoise intermédiaire

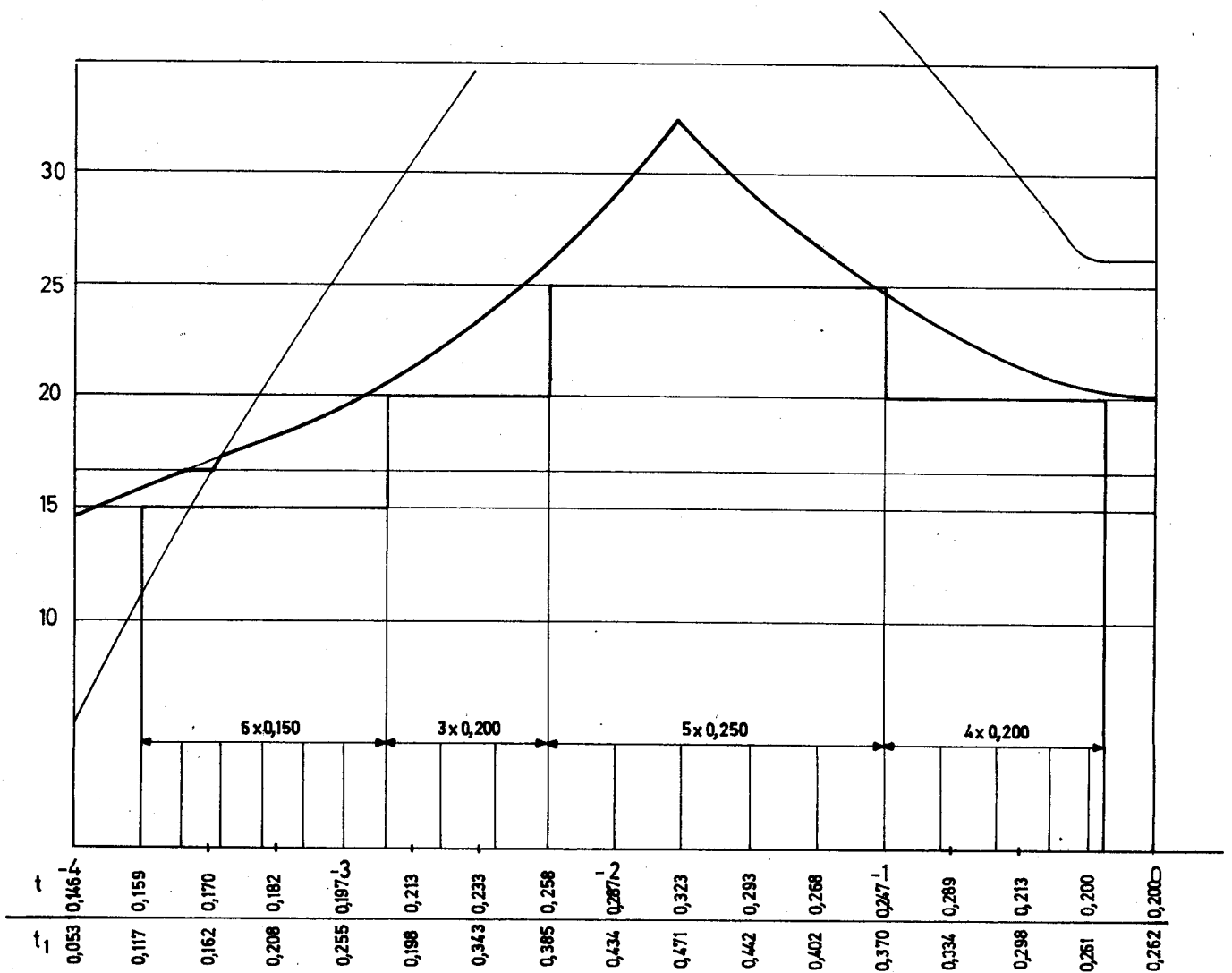
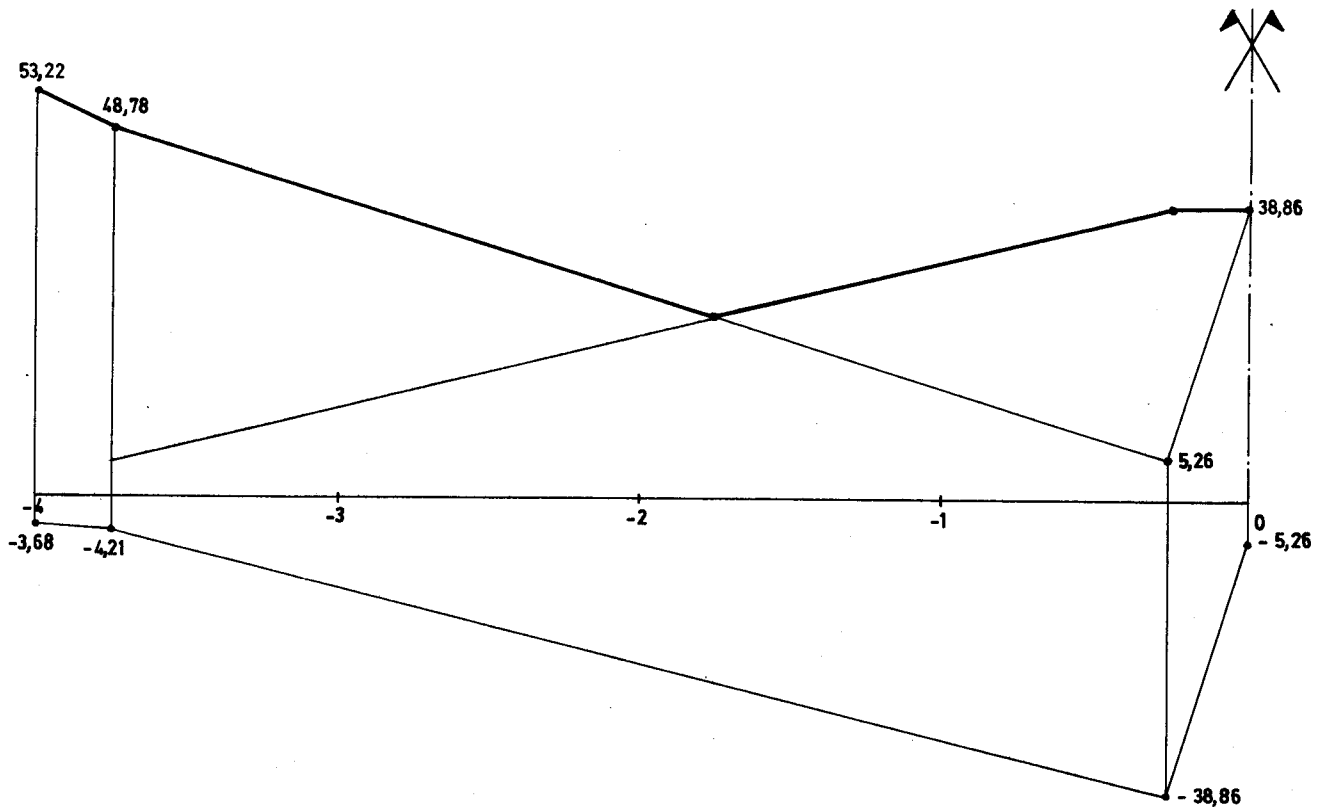
*NCE
page 19²⁰ 21²²*

Courbe enveloppe des moments fléchissants dans une entretoise



Entretoises intermédiaires

Courbe enveloppe des efforts tranchants



MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE

Direction des Routes et de la Circulation Routière 244, Bd Saint-Germain - 75775 PARIS Cedex 16

Ponts à poutres en béton armé

PSI BA 77

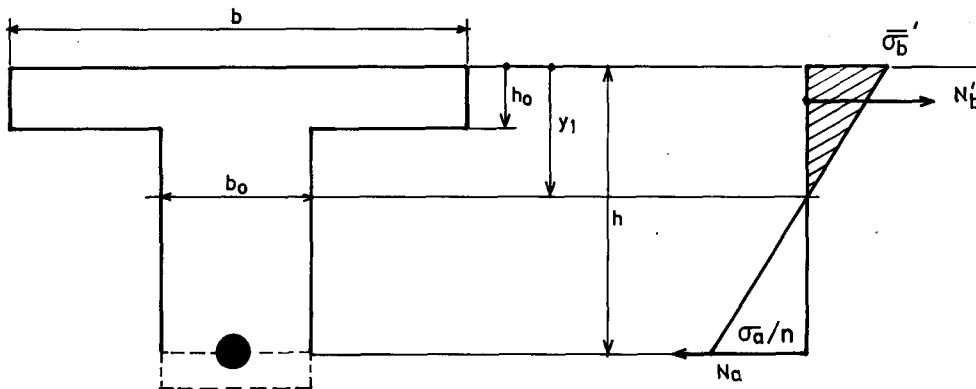
V.3 - Epure d'arrêt des barres principales - Compléments

Cette sous-pièce constitue d'une part un complément pour l'utilisateur s'il désire effectuer l'épure d'arrêt des barres en tenant compte de la largeur réelle de la table de compression associée aux poutres (c'est-à-dire qu'il n'applique pas la règle forfaitaire édictée en V.1.3.1) ; d'autre part une comparaison, sur la poutre de rive de l'ouvrage pris comme exemple d'application, entre ce que donnent le calcul électronique et le calcul "manuel".

V.3 - EPURE D'ARRET DES BARRES

3.1. Rappels

En général, la section est en forme de T. On suppose que les armatures tendues sont suffisamment groupées pour pouvoir être considérées comme concentrées au niveau de leur centre de gravité.



La sollicitation extérieure appliquée M est un moment de flexion simple.
Soit :

- N'_b = résultante des efforts de compression dans le béton.
- S'_b = moment statique par rapport à l'axe neutre de la section de béton comprimé.
- N_a = résultante des efforts de traction dans les armatures tendues.
- S_a = moment statique par rapport à l'axe neutre de la section droite des armatures tendues.

L'équilibre de la section exige :

$$\begin{cases} N'_b = N_a \\ S'_b = n S_a \end{cases}$$

équation exprimant que le moment statique de la zone comprimée est égal au moment statique de la zone tendue rendue homogène, donc que l'axe neutre, en flexion simple, passe par le centre de gravité de la section réduite.

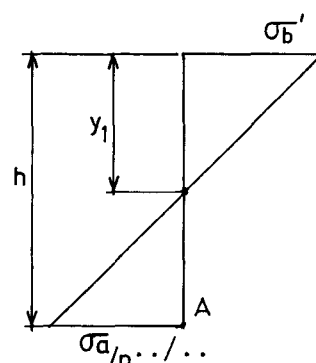
3.1.1. - Calcul de la distance y_1 de l'axe neutre à la fibre extrême comprimée

(on ne connaît pas σ'_b à priori)

Equation des moments statiques

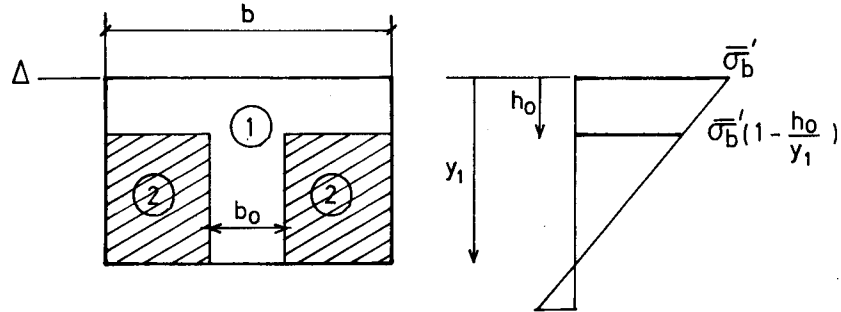
$$b \frac{y_1^2}{2} - \frac{(b-b_0)}{2} (y_1-h_0)^2 = nA(h-y_1)$$

$$\frac{b_0}{2} y_1^2 + [h_0(b-b_0) + nA] y_1 - [(b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + nAh] = 0$$



On prend la racine positive de cette équation à condition que $y_1 \geq h_0$ sinon on se retrouve dans le cas de la section rectangulaire.

3.1.2. - Calcul de l'effort $N'b$ dans le béton comprimé b



Section	Aire	contrainte moyenne	Effort de compression	bras de levier par rapport à Δ fibre extrême comprimé
1	by_1	$\frac{\overline{\sigma}_b'}{2}$	$b \frac{\overline{\sigma}_b'}{2} y_1$	$y_1/3$
2	$(b-b_0)(y_1-h_0)$	$\frac{\overline{\sigma}_b'}{2} (1 - \frac{h_0}{y_1})$	$(b-b_0) \frac{\overline{\sigma}_b'}{2y_1} (y_1-h_0)^2$	$\frac{y_1+2h_0}{3}$
1_2	$by_1 - (b-b_0)(y_1-h_0)$		$N'b = \frac{\overline{\sigma}_b'}{2y_1} [by_1^2 - (b-b_0)(y_1-h_0)^2]$	

3.1.3. - Calcul du bras de levier z du couple élastique

On calcule le moment M_G de la force de compression $N'b$ par rapport à la fibre extrême comprimée (l'axe Δ).

$$M_G = b \frac{\overline{\sigma}_b'}{2} y_1 \cdot \frac{y_1}{3} - (b-b_0) \frac{\overline{\sigma}_b'}{2y_1} (y_1-h_0)^2 \frac{(y_1+2h_0)}{3}$$

$$M_G = \frac{\overline{\sigma}_b'}{6y_1} [by_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^2(y_1+2h_0)]$$

d'où $\bar{y} = h - \frac{y_1^2}{N'b}$

$$\bar{y} = h - \frac{1}{3} \frac{by_1^3 - (b-b_0)(y_1 - h_0)^2(y_1 + 2h_0)}{by_1^2 - (b-b_0)(y_1 - h_0)^2}$$

3.1.4. - Limitation de la contrainte admissible dans le béton

La contrainte moyenne σ_m' du béton ne doit pas dépasser $\bar{\sigma}_{b_0}'$:

$$\sigma_m' = \frac{N'b}{\text{section}} = \frac{1by_1^2 - (b-b_0)(y_1 - h_0)^2}{2by_1 - (b-b_0)(y_1 - h_0)} \frac{\bar{\sigma}_{b_0}'}{y_1} \leq \bar{\sigma}_{b_0}'$$

or $\bar{\sigma}_{b_0}' = 2\varepsilon\bar{\sigma}_{b_0}'$ on en tire

$$\varepsilon = \frac{by_1 - (b-b_0)(y_1 - h_0)}{by_1^2 - (b-b_0)(y_1 - h_0)^2} \times y_1$$

3.1.5. - Moments résistants (section en T)

a) du béton : Mrb = pour une section A d'acier donné, moment maximum que peut équilibrer le béton, quelle que soit la contrainte dans les aciers (elle peut donc être $\geq \bar{\sigma}_a$).

$$Mrb = N'b \times \bar{y}$$

$$Mrb = [by_1 - (b-b_0)(y_1 - h_0)] \left[h - \frac{1}{3} \frac{by_1^3 - (b-b_0)(y_1 - h_0)^2(y_1 + 2h_0)}{by_1^2 - (b-b_0)(y_1 - h_0)^2} \right] \bar{\sigma}_{b_0}'$$

b) de l'acier : Mra = moment maximum que peut équilibrer la section A d'acier lorsqu'elle travaille à sa contrainte admissible $\bar{\sigma}_a$ abstraction faite de la contrainte du béton (elle peut être $> \bar{\sigma}_{b_0}'$).

$$Mra = A\bar{y}\bar{\sigma}_a$$

$$Mra = \left[h - \frac{1}{3} \frac{by_1^3 - (b-b_0)(y_1 - h_0)^2(y_1 + 2h_0)}{by_1^2 - (b-b_0)(y_1 - h_0)^2} \right] A \cdot \bar{\sigma}_a$$

N O T A - Le moment résistant de la section est égal au plus petit moment précédemment calculé.

Il faut donc que :

$$M \leq \inf (M_{rb}, M_{ra})$$

3.1.6. - Moments résistants (section rectangulaire)

Il suffit de faire $b = b_0$

$$M_{rb} = b_0 y_1 \left(h - \frac{y_1}{3} \right) \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$M_{ra} = A \left(h - \frac{y_1}{3} \right) \bar{\sigma}_a$$

3.2. Construction de l'épure d'arrêt des barres

Il faut calculer les moments résistants à l'aide des formules précédemment définies en fonction :

- du nombre de barres
- des largeurs extrêmes b de la table de compression
- de la largeur de l'âme (pratiquement inutile car les goussets vont en général au-delà des points de moment nul)

(* Le moment résistant du béton est en général prépondérant pour la largeur totale de la table de compression et pour les petites valeurs du nombre de barres).

On supposera ensuite que dans les zones de rétrécissement de la largeur b de la table de compression (ou de la largeur de l'âme), la courbe représentative du moment résistant (béton ou acier) est linéaire.

On tracera la courbe enveloppe des moments fournie par la note de calculs que l'on décalera de $\frac{\tau_y}{2}$ (art. 35.2.1. du Fasc.61, Tit.VI) entre les points de moment nul et de τ_y au-delà de ces points.

On représentera les courbes des moments résistants et l'on procèdera aux arrêts des barres.

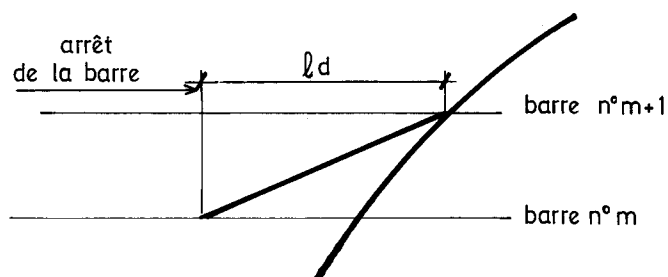
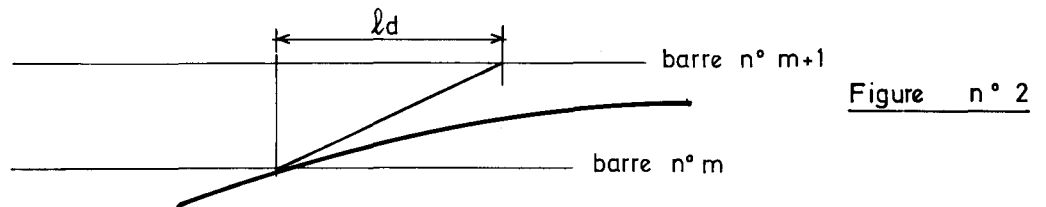


Figure n° 1

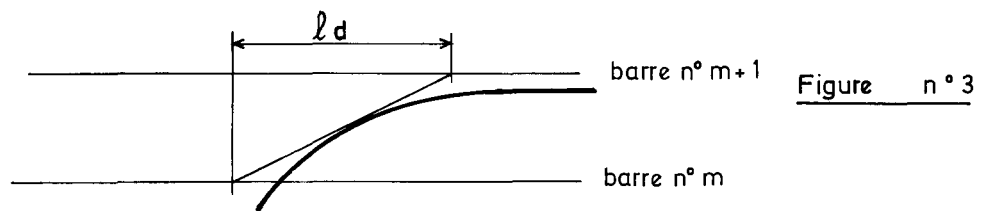
La pente de la courbe du moment résistant dans la zone d'ancrage de l'armature n° m + 1 est donnée par :

$$p = \frac{M_r (m + 1) - M (m)}{l_d}$$

et est à comparer avec la pente moyenne de la courbe enveloppe des moments et suivant qu'elle est plus grande ou plus petite que cette dernière, on a les cas de figure 1 et 2.



Si elles sont sensiblement égales, on a le cas de la figure n° 3.



3.3. - Tableaux des largeurs des tables de compression.

On trouvera dans les pages suivantes les tableaux donnant les différentes valeurs des largeurs des tables de compression associées aux poutres ainsi que les diagrammes correspondants.

l_g et l_d désignent la largeur du hourdis comptée à partir du nu de la poutre respectivement à gauche et à droite de la poutre.

Les conditions a) et b) sont définies en V § 1.3.1.

Il est à noter que ces largeurs de table de compression ne concernent que les moments fléchissants positifs et que les points de moment nul sont ceux définis sous le seul effet de la charge permanente (ce qui va dans le sens de la sécurité).

Travée n° 1

	Poutre de rive		Poutre centrale	
	lg	ld	lg	ld
Condition a)	0,810	1,810	1,810	1,810
Condition b)	1,166	1,166	1,166	1,166
Condition a + b	0,810	1,166	1,166	1,166
b	$0,810 + 0,380 + 1,166 = 2,356$		$0,380 + 2 \times (1,166) = 2,712$	

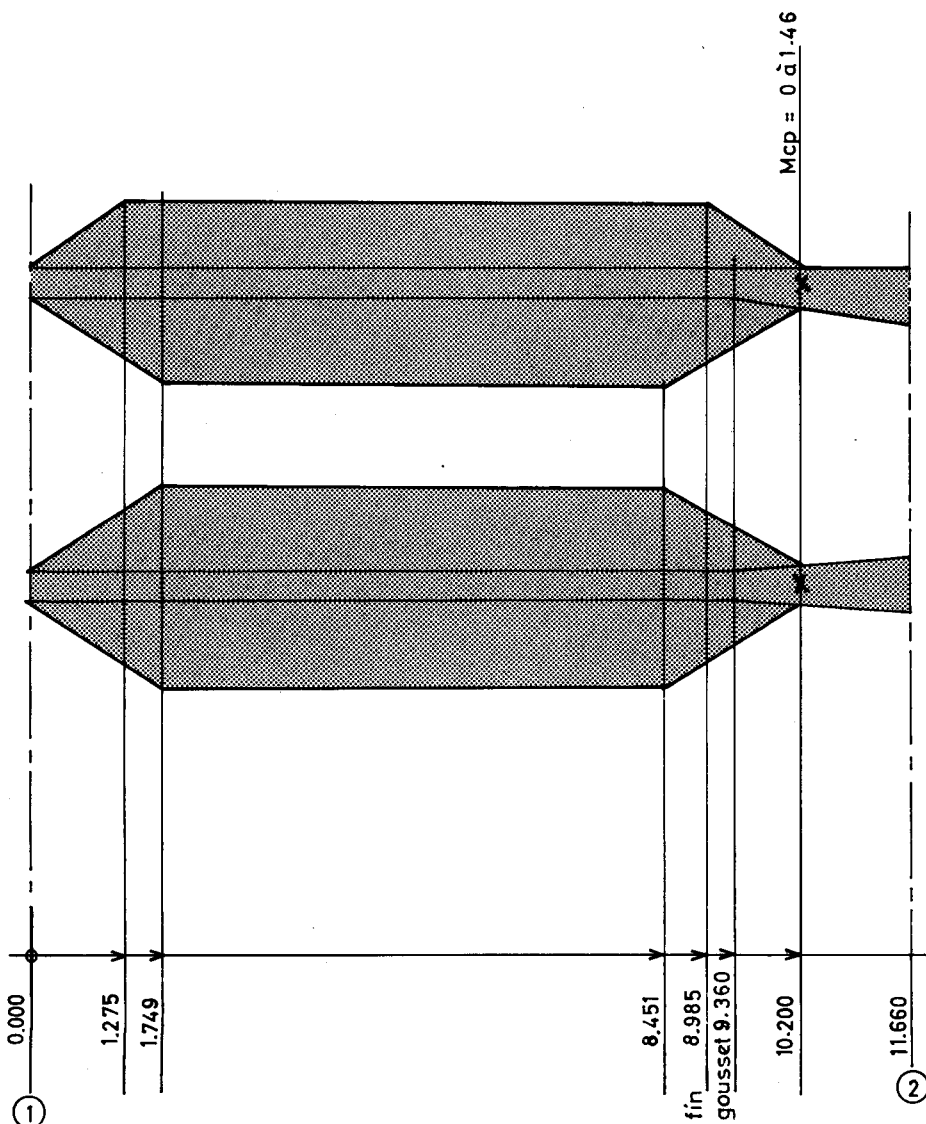


Diagramme de compression dans la travée n°1

Travées n° 2 et 3

	Poutre de rive		Poutre centrale	
	lg	ld	lg	ld
Condition a)	0,810	1,810	1,810	1,810
Condition b)	1,880	1,880	1,880	1,880
Condition a + b	0,810	1,810	1,810	1,810
b	$0,810 + 0,380 + 1,810 = 3,000$		$0,380 + 2 \times (1,810) = 4,000$	

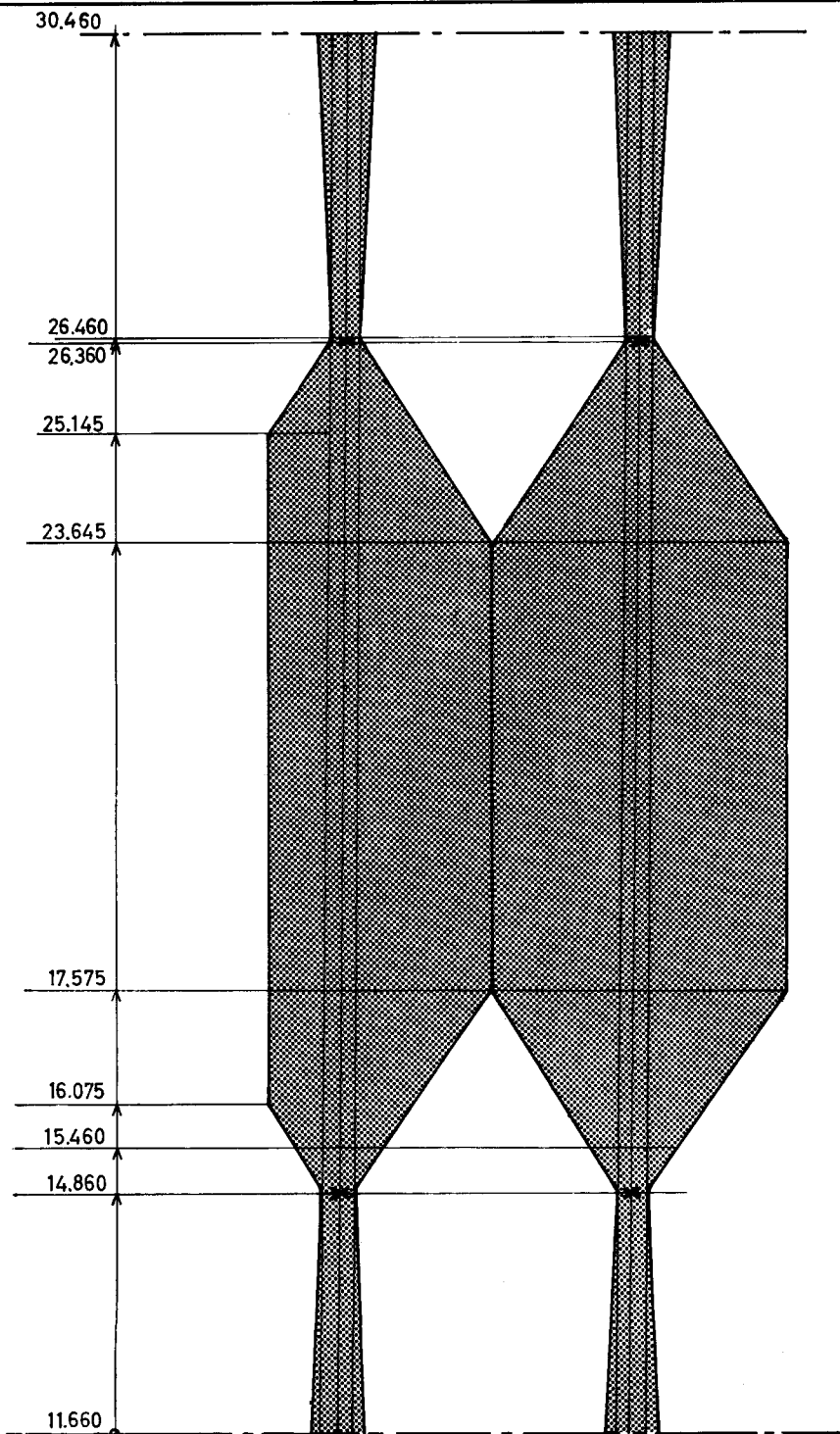
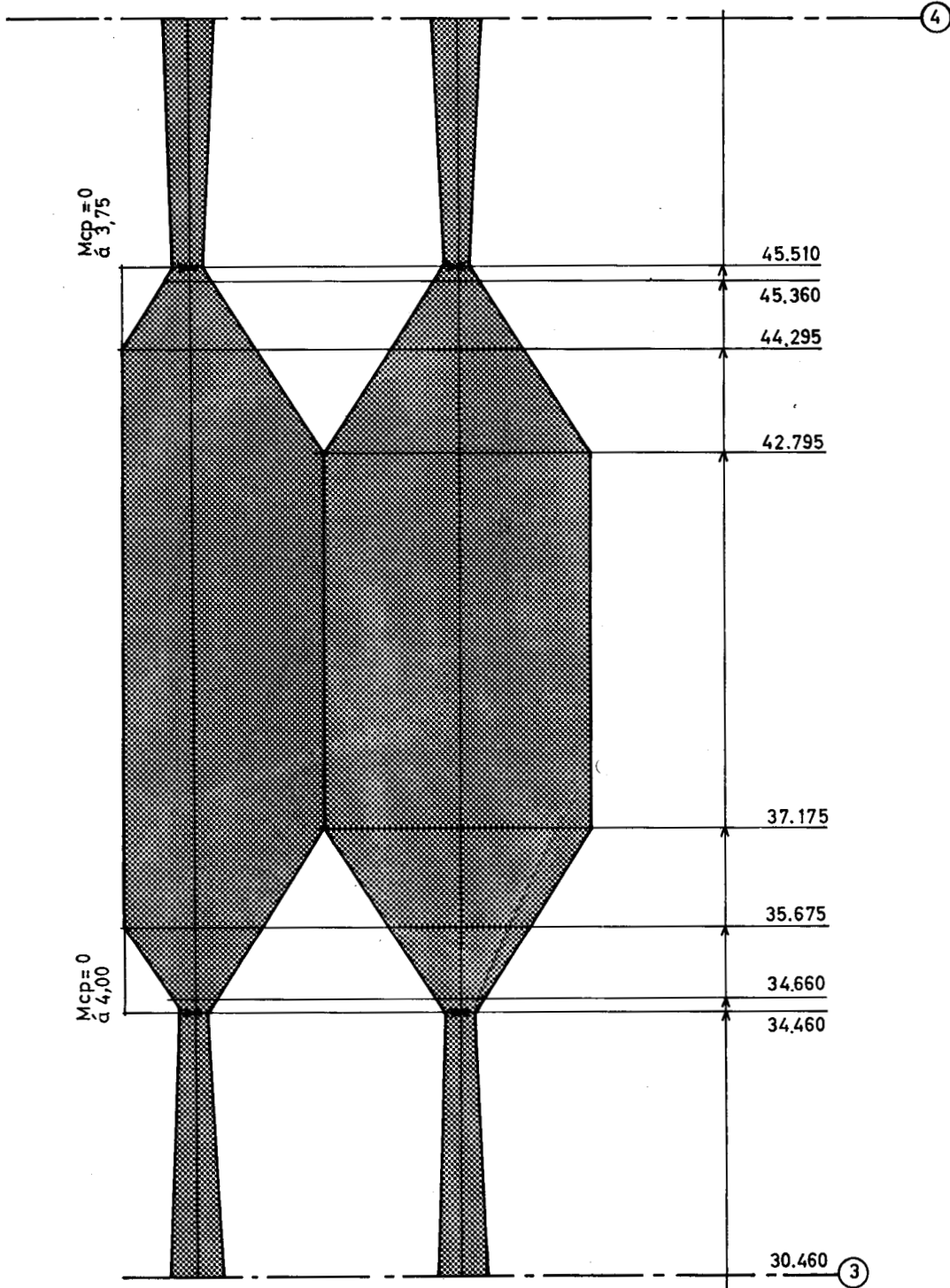


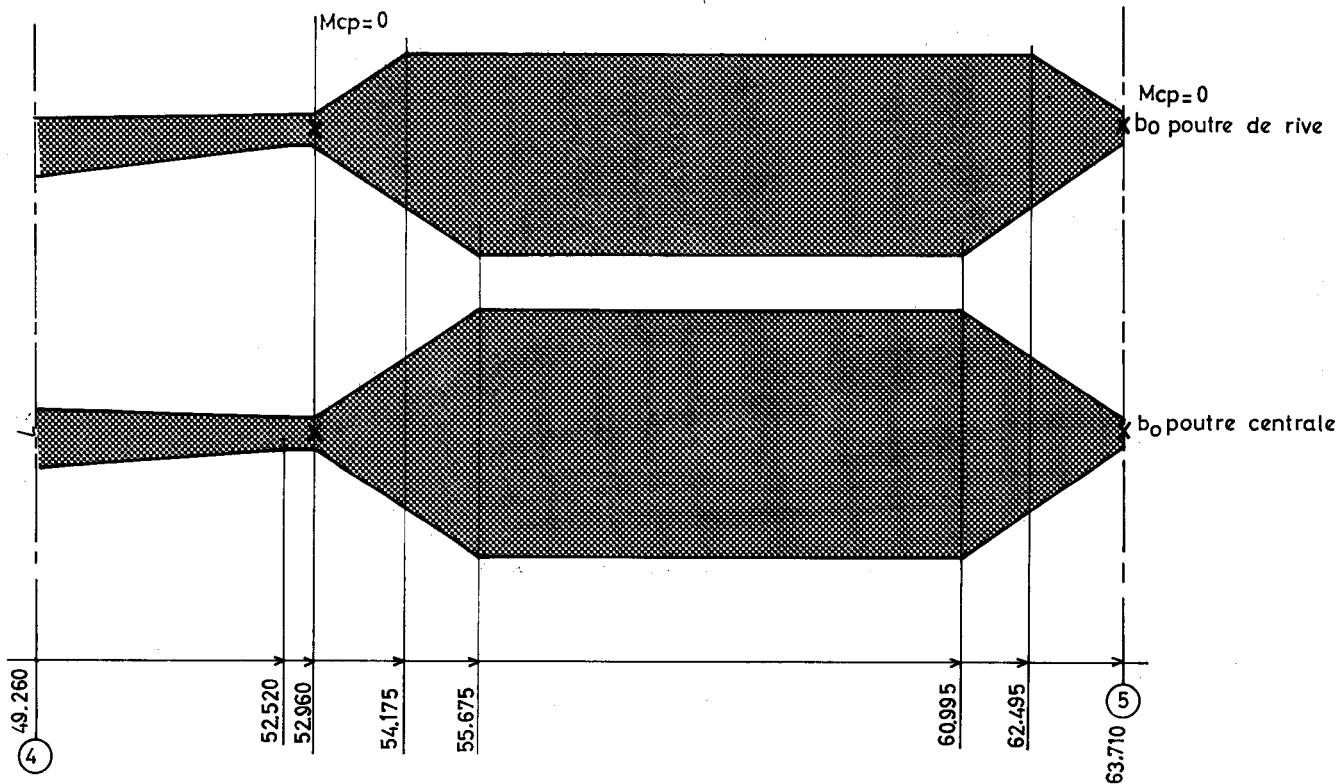
Diagramme de la table de compression dans la travée n° 2

Diagramme de la table de compression dans la travée n° 3



Travée n° 4

	Poutre de rive		Poutre centrale	
	lg	ld	lg	ld
Condition a)	0,810	1,810	1,810	1,810
Condition b)	1,445	1,445	1,445	1,445
Condition a + b	0,810	1,445	1,445	1,445
b	$0,380+0,810+1,445 = 2,635$		$0,380+2 \times 1,445 = 3,270$	



3.4 - Tableaux des moments résistants du béton et de l'acier (Poutre n° 1)

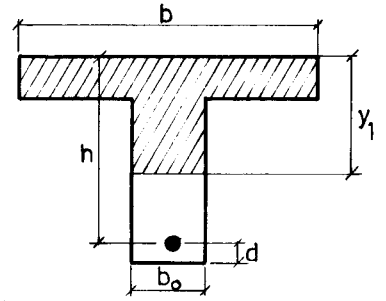
On trouvera dans les pages suivantes les tableaux relatifs aux calculs des moments résistants positifs du béton et de l'acier en différentes sections de la poutre de rive en fonction du nombre de barres longitudinales.

Les différentes sections sont :

- les sections médianes de chaque travée,
- les sections sur appui.

Moment positif acier et béton en travée 1 (section médiane)

Poutre n° 1 $b = 2,356 \text{ m}$
 $b_0 = 0,380 \text{ m}$



n	A	d	h	y_1	Z	ϵ	Mrb	Mra
4	0,003217	0,057	0,903	0,173	0,845	1,000	258,309	72,491
5	0,004021	0,064	0,896	0,190	0,833	1,000	279,663	89,321
6	0,004825	0,070	0,890	0,205	0,822	0,980	291,656	105,765
7	0,005630	0,073	0,887	0,219	0,815	0,933	292,395	122,360
8	0,006434	0,076	0,884	0,233	0,809	0,896	293,414	138,805
9	0,007238	0,086	0,874	0,244	0,796	0,873	291,437	153,641
10	0,008042	0,095	0,865	0,255	0,785	0,852	289,602	168,348
11	0,008847	0,102	0,858	0,265	0,777	0,836	288,817	183,312
12	0,009651	0,107	0,853	0,275	0,770	0,823	288,725	198,170
13	0,010455	0,115	0,845	0,284	0,761	0,811	286,989	212,169
14	0,011259	0,122	0,838	0,292	0,753	0,803	286,008	226,084
15	0,012064	0,128	0,832	0,300	0,746	0,794	284,730	239,996
16	0,012868	0,133	0,827	0,308	0,740	0,787	284,267	253,932

Moment résistant positif acier et béton en travée 2 et 3 (section médiane)

Poutre n° 1 $b = 3,000$

$b_o = 0,380$

n	A	d	h	y_1	Z	ϵ	Mrb	Mra
4	0,003217	0,057	0,903	0,155	0,851	1,000	296,786	73,005
5	0,004021	0,064	0,896	0,171	0,839	1,000	322,805	89,964
6	0,004825	0,070	0,890	0,185	0,828	1,000	344,655	106,537
7	0,005630	0,073	0,887	0,197	0,821	1,000	363,908	123,261
8	0,006434	0,076	0,884	0,209	0,815	0,964	368,858	139,824
9	0,007238	0,086	0,874	0,219	0,802	0,930	365,107	154,799
10	0,008042	0,095	0,865	0,228	0,791	0,905	362,397	169,635
11	0,008847	0,102	0,858	0,237	0,782	0,882	359,967	184,492
12	0,009651	0,107	0,853	0,246	0,775	0,863	358,890	199,456
13	0,010455	0,115	0,845	0,254	0,766	0,848	356,575	213,563
14	0,011259	0,122	0,838	0,261	0,758	0,838	354,381	227,585
15	0,012064	0,128	0,832	0,268	0,751	0,825	352,598	241,605
16	0,012868	0,133	0,827	0,276	0,744	0,813	350,75	251,304

Moment résistant positif acier et béton en travée 4 (section médiane)

Poutre n° 1 $b = 2,635$
 $b_o = 0,38$

n	A	d	h	y_1	Z	ϵ	Mrb	Mra
4	0,003217	0,057	0,903	0,164	0,848	1,000	274,841	72,748
5	0,004021	0,064	0,896	0,181	0,836	1,000	299,038	89,643
6	0,004825	0,070	0,890	0,195	0,825	1,000	317,927	106,151
7	0,005630	0,073	0,887	0,209	0,818	0,965	325,521	122,811
8	0,006434	0,076	0,884	0,221	0,811	0,926	325,460	139,148
9	0,007238	0,086	0,874	0,232	0,799	0,897	323,251	154,220
10	0,008042	0,095	0,865	0,242	0,788	0,874	320,888	168,991
11	0,008847	0,102	0,858	0,252	0,779	0,855	319,613	183,784
12	0,009651	0,107	0,853	0,261	0,773	0,839	318,884	198,942
13	0,010455	0,115	0,845	0,270	0,763	0,826	316,943	212,727
14	0,011259	0,122	0,838	0,277	0,755	0,817	315,339	226,684
15	0,012064	0,128	0,832	0,285	0,748	0,806	313,717	240,640

Moment résistant positif acier et béton (sections sur appuis n° 1 et n° 5)

Poutre n° 1 $b = 0,380$

$b_0 = 0,380$

n	A	d	h	y_1	Z	ϵ	Mrb	Mra
4	0,003217	0,057	0,903	0,368	0,780	1,00	81,806	66,914
5	0,004021	0,064	0,896	0,398	0,763	1,000	86,547	81,815
6	0,004825	0,070	0,890	0,422	0,749	1,000	90,082	96,373
7	0,005630	0,073	0,887	0,444	0,739	1,000	93,513	110,950
8	0,006434	0,076	0,884	0,463	0,730	1,000	96,327	125,250
9	0,007238	0,086	0,874	0,477	0,715	1,000	97,201	138,006
10	0,008042	0,095	0,865	0,489	0,702	1,000	97,834	150,548
11	0,008847	0,102	0,858	0,500	0,691	1,000	98,468	163,023
12	0,009651	0,107	0,853	0,511	0,683	1,000	99,469	175,779
13	0,010455	0,115	0,845	0,519	0,672	1,000	99,399	187,356
14	0,011259	0,122	0,838	0,526	0,663	1,000	99,390	199,062
15	0,012064	0,128	0,832	0,533	0,654	1,000	99,346	210,399
16	0,012868	0,133	0,827	0,540	0,647	1,000	99,573	222,019

Moment résistant positif acier et béton

(section sur appui n° 2)

Poutre n° 1 $b = 0,730 \text{ m}$ $b_0 = 0,730 \text{ m}$

n	A	d	h	y_1	Z	ϵ	Mrb	Mra
4	0,003217	0,057	0,903	0,286	0,808	1,000	126,521	69,316
5	0,004021	0,064	0,896	0,311	0,792	1,000	134,856	84,925
6	0,004825	0,070	0,890	0,332	0,779	1,000	141,599	100,233
7	0,005630	0,073	0,887	0,352	0,770	1,000	148,394	115,604
8	0,006434	0,076	0,884	0,369	0,761	1,000	153,743	130,569
9	0,007238	0,086	0,874	0,382	0,747	1,000	156,231	144,183

Moment résistant positif acier et béton

(section sur appui n° 3)

poutre n° 1

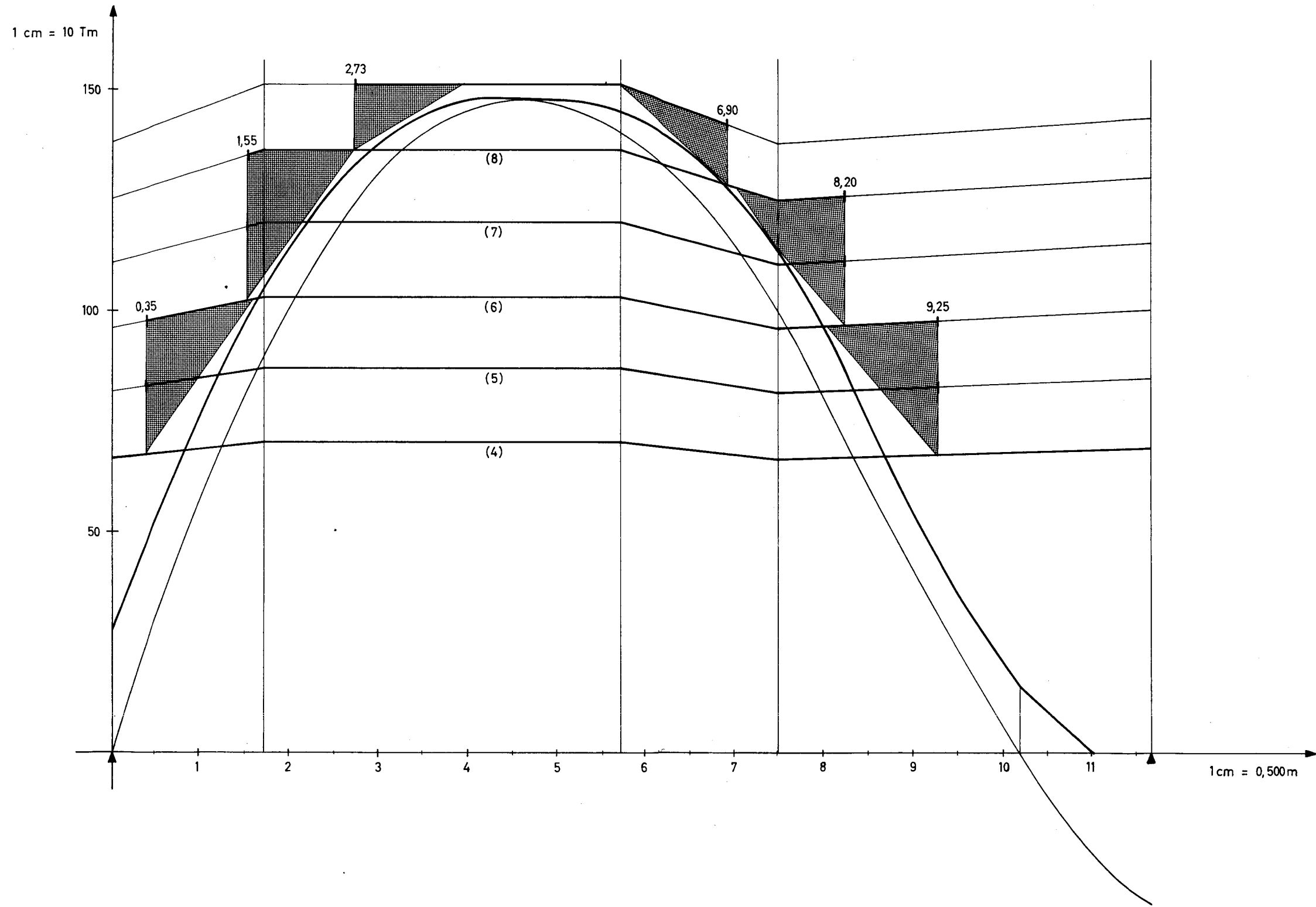
 $b = 0,760 \text{ m}$ $b_o = 0,760 \text{ m}$

n	A	d	h	y_1	Z	ϵ	Mrb	Mra
4	0,003217	0,057	0,903	0,281	0,809	1,000	129,578	69,402
5	0,004021	0,064	0,896	0,306	0,794	1,000	138,489	85,139
6	0,004825	0,070	0,890	0,327	0,781	1,000	145,571	100,490
7	0,005630	0,073	0,887	0,347	0,771	1,000	152,496	115,754
8	0,006434	0,076	0,884	0,364	0,763	1,000	158,307	130,912
9	0,007238	0,086	0,874	0,377	0,748	1,000	160,738	144,376
10	0,008042	0,095	0,865	0,389	0,735	1,000	162,972	157,625
11	0,008847	0,102	0,858	0,400	0,725	1,000	165,300	171,044
12	0,009651	0,107	0,853	0,411	0,716	1,000	167,737	184,272
13	0,010455	0,115	0,845	0,419	0,705	1,000	168,375	196,556
14	0,011259	0,122	0,838	0,427	0,696	1,000	169,399	208,970
15	0,012064	0,128	0,832	0,435	0,687	1,000	170,342	221,015
16	0,012868	0,133	0,827	0,442	0,680	1,000	171,319	233,343

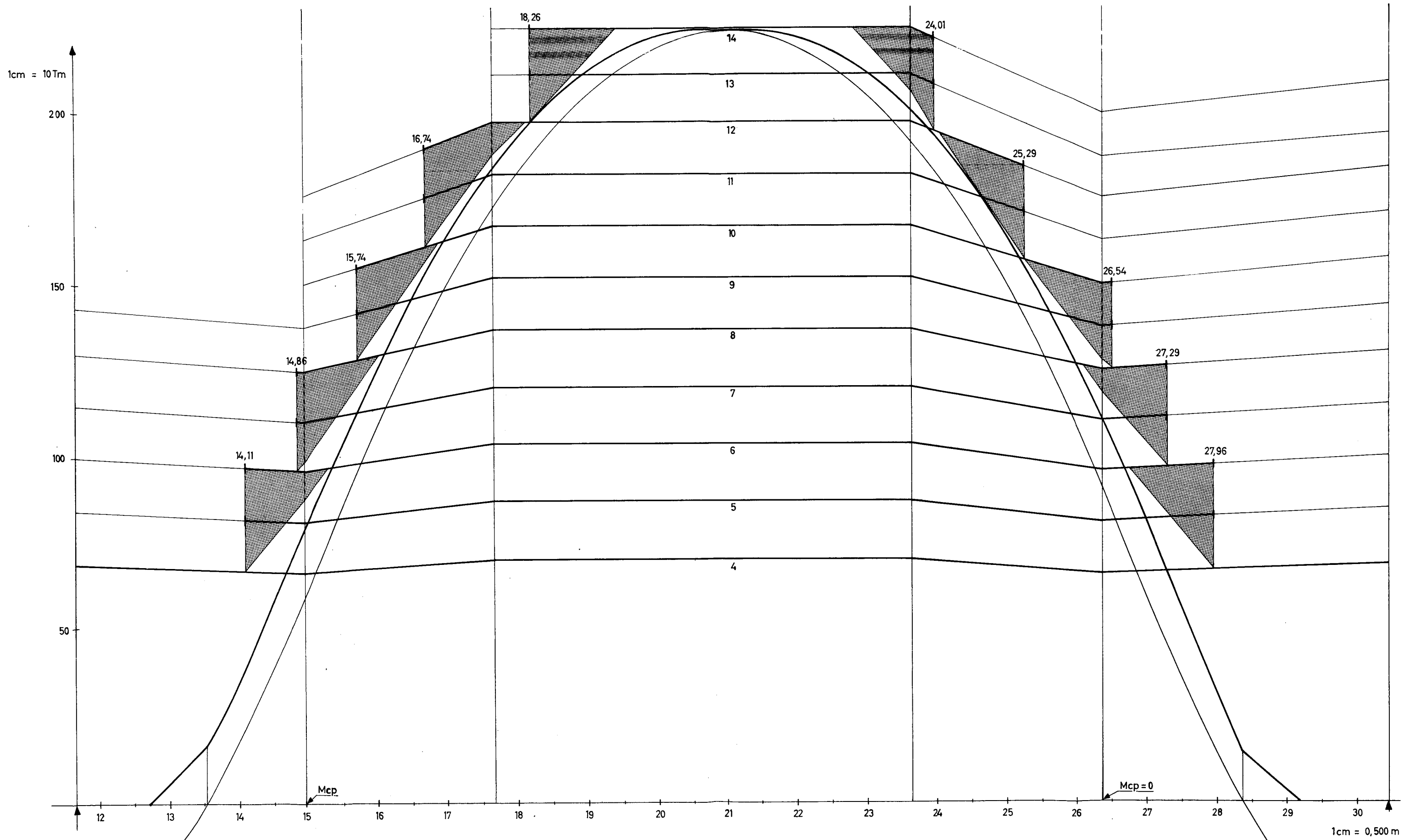
3.5. - Epure d'arrêt des barres principales (inférieures) rectifiées (poutre n° 1)

On trouvera dans les pages suivantes, l'épure d'arrêt des barres relative à la poutre de rive n° 1 et pour les différentes travées.

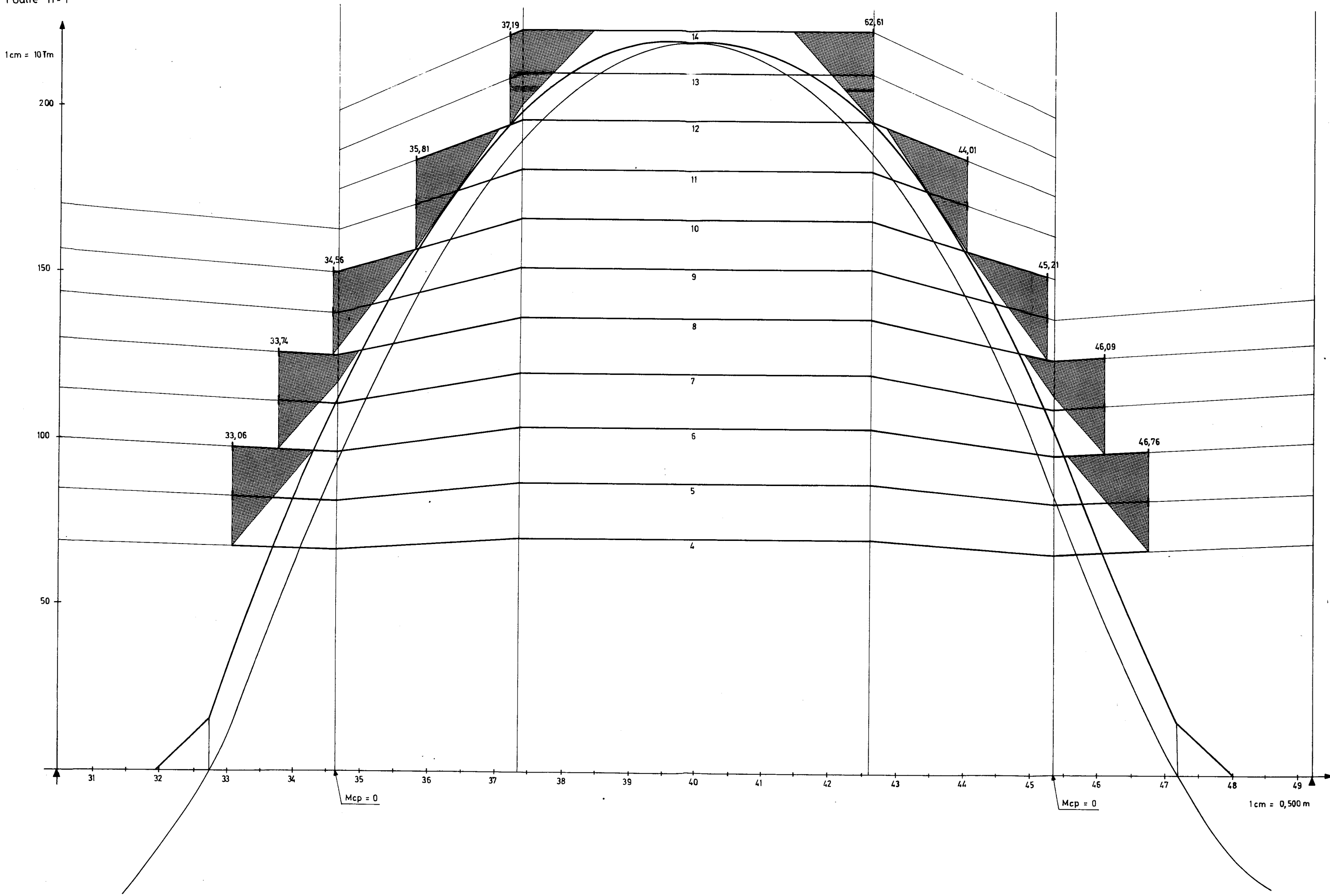
La comparaison avec les résultats issus de la note de calculs a été représentée sur le plan V.2.5. On pourra y remarquer que si la règle forfaitaire édictée en V.1.3.1. (c'est-à-dire déplacer les arrêts de barres de 2) est bonne pour la travée n° 2, elle reste pénalisante pour les autres travées.

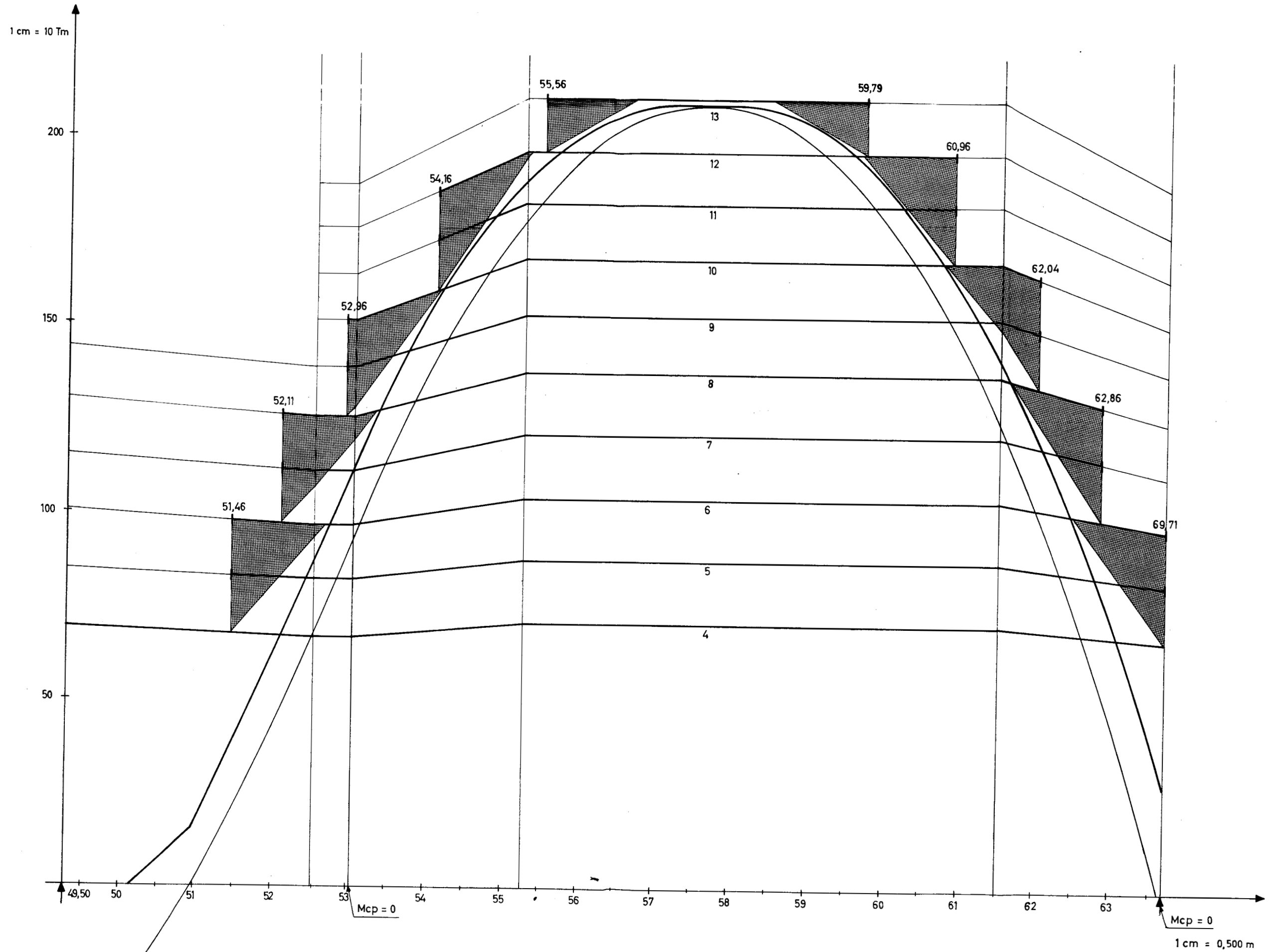


Travée n° 2
Poutre n° 1



Travée n° 3
Poutre n° 1





3.6 - Tableaux des moments résistants négatifs du béton et de l'acier (poutre n° 1)

On trouvera dans les pages suivantes les tableaux relatifs aux calculs des moments résistants négatifs du béton et de l'acier au droit de l'appui n° 2 et en section courante (hors gousset) en fonction du nombre de barre longitudinale et du ferrailage de la dalle.

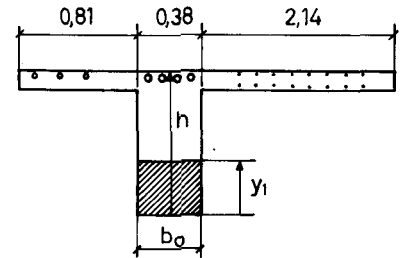
Moments résistants négatifs acier et béton

(appui n° 2)

Poutre n° 1 $b_0 = 0.930 \text{ m}$

Section total des armatures
de la dalle : $(Ad)_{\text{tot}} = 0.004563 \text{ m}^2$

Distance de la fibre extrême tendue : $d_{\text{tot}} = 0.099 \text{ m}$



n_b	A	d	h	y_1	z	Mrb	Mra
1	0,005367	0,092	0,868	0,311	0,764	165,634	109,410
2	0,006171	0,087	0,873	0,329	0,763	175,194	125,612
3	0,006976	0,083	0,877	0,346	0,762	183,707	141,707
4	0,007780	0,080	0,880	0,361	0,760	191,251	157,612
5	0,008584	0,077	0,883	0,375	0,758	198,282	173,510
6	0,009388	0,075	0,885	0,388	0,756	204,493	189,184
7	0,010192	0,074	0,886	0,400	0,753	209,911	204,585
8	0,010997	0,072	0,888	0,411	0,751	215,397	220,212
9	0,011801	0,071	0,889	0,422	0,748	220,162	235,525
10	0,012605	0,070	0,890	0,432	0,740	224,654	250,793
11	0,013409	0,071	0,889	0,440	0,742	228,016	265,386
12	0,014213	0,072	0,888	0,449	0,738	231,131	279,872
13	0,015018	0,073	0,887	0,457	0,735	234,025	294,274
14	0,015822	0,074	0,886	0,464	0,731	236,713	308,559
15	0,016626	0,075	0,885	0,471	0,728	239,217	322,750
16	0,017430	0,076	0,884	0,478	0,725	241,554	336,850

Appui n° 2 poutre n° 1

$$b_0 = 0.930 \text{ m}$$

Section réduite des armatures de la dalle : $(Ad)_{red} = 0.003511 \text{ m}^2$

Distance à la fibre extrême tendue : $d_{red} = 0.116 \text{ m}$

n_b	A	d	h	y_1	z	Mrb	Mra
1	0,004315	0,104	0,856	0,283	0,752	150,129	87,662
2	0,005119	0,096	0,864	0,304	0,763	161,749	104,107
3	0,005924	0,090	1,870	0,323	0,762	171,858	120,417
4	0,006728	0,086	0,874	0,340	0,761	180,541	136,456
5	0,007532	0,082	0,878	0,356	0,759	188,594	152,510
6	0,008336	0,080	0,880	0,370	0,757	195,382	168,186
7	0,009140	0,077	0,883	0,384	0,755	202,083	184,046
8	0,009945	0,075	0,885	0,396	0,753	208,009	199,693
9	0,010719	0,074	0,886	0,407	0,750	213,169	215,042
10	0,011553	0,072	0,886	0,418	0,749	218,430	20,615
11	0,012355	0,073	0,887	0,428	0,744	222,122	245,258
12	0,013161	0,074	0,886	0,437	0,740	225,548	259,862
13	0,013966	0,075	0,885	0,445	0,737	228,714	274,339
14	0,014770	0,076	0,884	0,453	0,733	231,646	288,694
15	0,015574	0,077	0,883	0,461	0,729	234,370	302,951
16	0,015378	0,078	0,882	0,468	0,726	236,907	317,112

Moment résistant négatif acier et béton (section hors gabarit)

Poutre n° 1 $b_0 = 0.380 \text{ m}$

Section totale des armatures de la dalle : $(Ad)_{\text{tot}} = 0.004563 \text{ m}^2$

Distance à la fibre extrême tendue : $d_{\text{tot}} = 0.099 \text{ m}$

n_b	A	d	h	y_1	z	Mrb	Mra
0	0,004563	0,099	0,861	0,405	0,726	83,834	88,332
1	0,005367	0,092	0,868	0,431	0,724	88,896	103,690
2	0,006171	0,087	0,873	0,453	0,722	93,145	118,837
3	0,006976	0,083	0,877	0,472	0,720	96,838	133,868
4	0,00778	0,080	0,88	0,490	0,717	100,027	148,711
5	0,008584	0,077	0,883	0,506	0,714	102,963	163,543
6	0,009388	0,075	0,885	0,520	0,712	105,480	178,160
7	0,010192	0,074	0,886	0,533	0,708	107,595	192,521
8	0,010997	0,072	0,888	0,545	0,706	109,769	207,099
9	0,011801	0,071	0,889	0,557	0,703	111,583	221,385
10	0,012605	0,070	0,890	0,567	0,701	113,274	235,636
11	0,013409	0,071	0,889	0,576	0,697	114,391	249,255
12	0,014213	0,072	0,888	0,584	0,693	115,402	262,783
13	0,015018	0,073	0,887	0,592	0,690	116,319	276,241
14	0,015822	0,074	0,886	0,599	0,686	117,150	289,599
15	0,016626	0,075	0,885	0,606	0,683	117,905	302,879

Appui n° 2 (hors gousset) poutre n° 1

$$b_0 = 0.380 \text{ m}$$

Section réduite des armatures de la dalle : $(Ad)_{red} = 0.003511 \text{ m}^2$

Distance à la fibre extrême tendue : $d_{red} = 0.116 \text{ m}$

n_b	A	d	h	y_1	z	Mrb	Mra
0	0,003511	0,116	0,844	0,365	0,722	75,064	67,645
1	0,004315	0,104	0,856	0,396	0,724	81,694	83,313
2	0,005119	0,096	0,864	0,422	0,723	98,067	98,721
3	0,005924	0,090	0,870	0,446	0,721	91,614	113,977
4	0,006728	0,086	0,874	0,466	0,719	95,397	128,958
5	0,007532	0,082	0,872	0,484	0,717	98,860	143,945
6	0,008336	0,080	0,880	0,500	0,713	101,658	158,568
7	0,009140	0,077	0,883	0,515	0,711	104,434	173,363
8	0,009945	0,075	0,885	0,529	0,709	106,815	187,957
9	0,010749	0,074	0,886	0,541	0,706	108,810	202,270
10	0,011553	0,072	0,888	0,553	0,704	110,882	216,802
11	0,012355	0,073	0,887	0,563	0,699	112,145	230,459
12	0,013161	0,074	0,886	0,572	0,695	113,292	244,087
13	0,013966	0,075	0,885	0,580	0,692	114,325	257,605
14	0,014770	0,076	0,884	0,588	0,688	115,260	271,017

3.7 - Epure d'arrêt des barres supérieures (au droit de l'appui n° 2)

On trouvera, page suivante, l'épure d'arrêt des barres longitudinales supérieures au droit de l'appui n° 2.

La discontinuité des courbes représentatives des moments résistants négatifs (acier ou béton) s'explique par le fait que l'ancrage des chapeaux propres sur entretoises est réalisé à l'aide de crochet.

Appui n° 2
Poutre n° 1

