

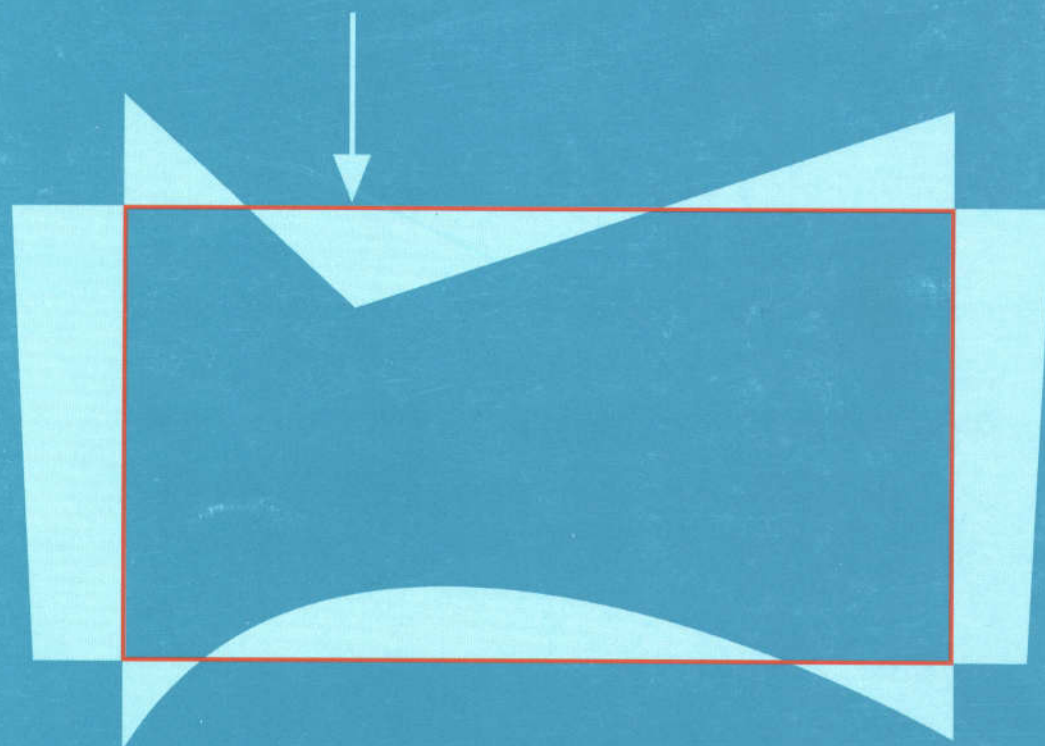
**PONTS - CADRES EN BETON ARME**

# ***PROGRAMME DE CALCUL PICF-EL***

*Notice d'emploi du programme*

*Note de calcul modèle*

*Guide de calcul*



**PONTS-CADRES EN BETON ARME**

# ***PROGRAMME DE CALCUL PICF-EL***

*Notice d'emploi du programme*

*Note de calcul modèle*

*Guide de calcul*

*Décembre 1991*

Document réalisé et diffusé par le



---

SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES  
Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art  
46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 Bagneux Cedex - FRANCE  
Tél. : (1) 46 11 31 31 - Télécopieur : (1) 46 11 31 69 - Télex 632263

---

Ce document a été rédigé au sein de l'arrondissement T1 du Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art du S.E.T.R.A.  
par A. PLOUZEAU, Ingénieur INSA

## NOTE DE PRESENTATION

Les ponts-cadres PICF en béton armé font l'objet d'un dossier-pilote du S.E.T.R.A., assorti du programme de calcul automatique correspondant.

Conçus à l'origine pour le passage de petits cours d'eau ou le rétablissement sous autoroute de voies existantes, ces ouvrages sont maintenant d'utilisation courante sur tous les types de voies, en milieu urbain ou non.

Très simples à exécuter et néanmoins relativement sobres et élégants, ces ouvrages ont fait l'objet, en moyenne sur les dernières années, de plus de deux cents calculs par an au S.E.T.R.A.

Le dossier-pilote ainsi que le programme de calcul étaient conformes à la réglementation française en vigueur, à savoir les règles CCBA relatives au calcul de béton armé et le titre II du fascicule 61 concernant les charges d'exploitation des ponts-routes.

L'avènement de la réglementation de calcul aux états-limites a déjà conduit à la mise à jour en 1982 du programme de calcul. Bien que ce programme soit en mesure de répondre à la demande des projeteurs, il a été jugé nécessaire de refondre cette version de façon à améliorer sa souplesse d'emploi, non seulement dans le cadre de la réglementation française (B.A.E.L. 91), mais également dans le cadre d'autres réglementations semblables.

Le présent document constitue un guide d'emploi de cette version améliorée du programme. Il comporte en outre une présentation succincte du type de structure, de son domaine d'emploi et des indications pour sa conception, dans l'attente de la publication prochaine d'un document traitant de la conception des ponts-cadres et portiques.

## SOMMAIRE

1 - PRESENTATION DE LA STRUCTURE .....	5
2 - PRESENTATION DU PROGRAMME .....	9
3 - ACQUISITION DES DONNEES .....	15
4 - NOTE DE CALCUL COMMENTEE .....	33
DESSIN AUTOMATIQUE .....	58
EXEMPLE D'ADAPTATION A LA PENTE TRANSVERSALE .....	63
EXEMPLE DE CALCUL DE RENFORCEMENTS LOCAUX .....	66
ANNEXE 1 - PREDIMENSIONNEMENT .....	73
ANNEXE 2 - DETERMINATION DU MODULE D'ELASTICITE DIFFERE DU SOL DE FONDATION .....	79
ANNEXE 3 - DETERMINATION DE LA MASSE DES SUPERSTRUCTURES .....	81
DETERMINATION DE LA REACTION DE LA DALLE DE TRANSITION .....	83
DETERMINATION DE LA DENSITE DE SURCHARGE SUR LES REMBLAIS .....	85
ANNEXE 4 - CADRES SOUS REMBLAI .....	86
ANNEXE 5 - PONTS-CADRES BIAIS .....	91
ANNEXE 6 - METHODE DE GUYON-MASSONNET-BARRES .....	96

# 1 - PRESENTATION DE LA STRUCTURE

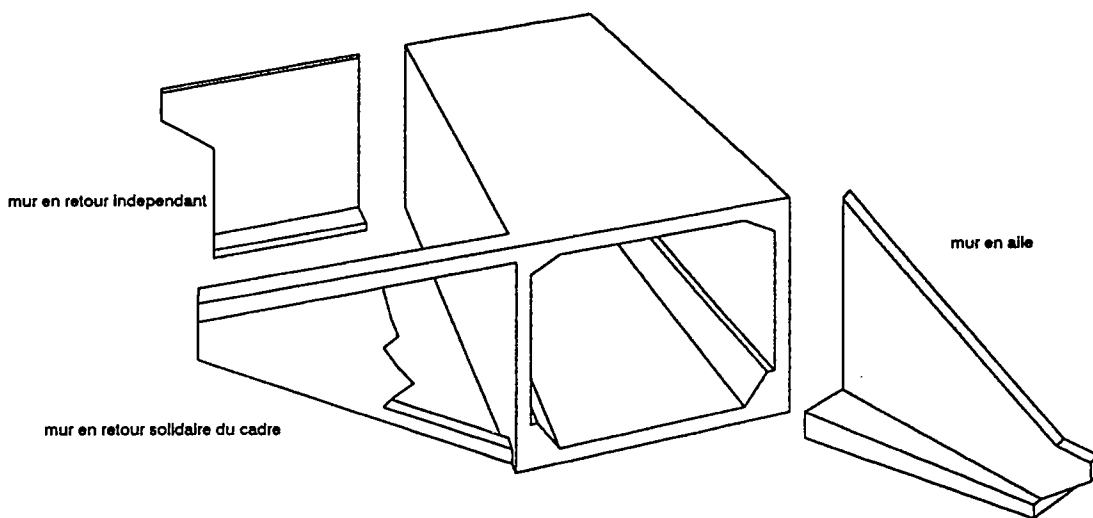
## 1.1 - DESCRIPTION D'UN PICF

L'ouvrage est constitué d'un cadre rectangulaire dont la traverse supérieure, dalle encastrée d'épaisseur constante (aux goussets d'encastrement près), constitue le tablier.

Les piédroits verticaux font office de culées incorporées et sont fondés sur radier.

L'encastrement de la traverse supérieure et du radier sur les piédroits se fait au moyen de goussets dont la présence est fortement recommandée pour assurer un comportement satisfaisant à l'encastrement.

Généralement, les ouvrages autoroutiers sont constitués de deux demi-ouvrages séparés par un vide central au niveau des tabliers, et reliés par des murs masqués assurant la continuité du soutènement et du parement entre les piédroits.



L'ouvrage est complété par des murs de tête, soit en aile, soit en retour, assurant le soutènement des remblais.

Pour la traverse supérieure, l'élançement est de l'ordre de 1/25, sans retenir toutefois, dans les cas courants, d'épaisseur inférieure à 30 cm en raison des difficultés de mise en place du béton dans les piédroits que cela engendre.

## 1.2 - DOMAINE D'EMPLOI

Les cadres conviennent surtout lorsque les portées restent modestes (jusqu'à environ 12 m) et présentent l'avantage de pouvoir être fondés sur tous les sols acceptant une fondation superficielle peu chargée (la traverse inférieure faisant office de radier général, exerce des pressions sur le sol de l'ordre de 0,1 MPa, ce qui n'exclut pratiquement que les vases, les tourbes ou certains limons, et autorise même souvent la fondation sur remblai compacté).

Les cadres fermés peuvent être utilisés comme petits ouvrages hydrauliques (si une déviation provisoire coûteuse pour le cours d'eau n'est pas nécessaire), et, en particulier, comme ouvrages de décharge.

Dans ce cas, sur autoroute, on supprimera l'ouverture du trou central que ne justifie plus la nécessité d'éclairage; on pourra même prévoir, suivant la largeur de la voie portée et la portance du sol de fondation,

un ouvrage soit monolithique, soit formé de plusieurs tronçons assemblés par des joints.

Toutefois, si l'ouvrage est plat (rapport ouverture/hauteur supérieur à 2) et si le régime de la rivière s'y prête, on aura le plus souvent intérêt, surtout si on est sous remblai, à réaliser un cadre double ou multiple.

On peut également employer les cadres comme petits ouvrages sous remblais (ouvrages hydrauliques ou passages à bétail) lorsque la hauteur du remblai sur l'ouvrage est inférieure à 2 m.

Au-delà de cette valeur l'ouverture maximale décroît lorsque le remblai devient de plus en plus haut. A titre indicatif, une hauteur de remblai de 3m ne semble pas devoir être dépassée pour une ouverture de 8m. D'une manière générale on ne se bornera pas à comparer les configurations extrêmes (gabarit normal et remblai d'une part, surgabarit sans remblai d'autre part), mais on envisagera aussi des solutions avec hauteur intermédiaire de remblai, qui pourront se révéler plus économiques.

Lorsque la voie portée par l'ouvrage est large et la hauteur de remblai importante, il est nécessaire de considérer le problème de l'éclairage sous l'ouvrage. En effet la longueur couverte sera augmentée de 3 à 4 fois la hauteur de remblai, ce qui peut mener à un éclairage naturel insuffisant sous l'ouvrage. Or, a priori, un éclairage artificiel de jour est exclu pour ce type de franchissement. Une solution, toujours sous remblai, mais de hauteur intermédiaire, sera alors à envisager; elle aura les avantages suivants :

- augmenter l'éclairage à la fois par le raccourcissement de l'ouvrage et par augmentation du tirant d'air,
- conserver une part très importante de l'économie, à savoir la suppression des dalles de transition et des aménagements latéraux, dès lors qu'il subsistera au moins 1 m de remblai au dessus de l'ouvrage.

## 1.3 - CONCEPTION

### 1.3.1 - DISPOSITIONS GEOMETRIQUES

La coupe droite de l'ouvrage (largeur, hauteur libre, hauteur de remblai intérieur) doit être déterminée en fonction de la fiche nécessaire aux fondations et du gabarit à respecter. Pour ce dernier, on tiendra compte de toutes les contraintes géométriques des voies, c'est-à-dire pente et dévers de la voie franchissante et de la voie franchie et éventuellement rayons de courbure en plan et sur le profil en long (cas des passages souterrains notamment).

Pour les passages hydrauliques la coupe droite devra assurer le débouché hydraulique de la rivière ainsi que le gabarit relatif aux servitudes attachées à ses rives.

### 1.3.2 - LARGEUR DE L'OUVRAGE

Lorsque la largeur biaise est importante (plus de 20 à 25 m suivant la nature du sol de fondation) l'ouvrage commencera à apparaître comme une longue poutre creuse que sa rigidité rend sensible aux tassements différentiels de la fondation, d'autant qu'il n'est qu'assez peu ferrailé dans cette direction. Par ailleurs le retrait devient très important lorsque la largeur atteint les valeurs ci-dessus et peut entraîner une fissuration notable.

Pour éviter les conséquences d'une largeur biaise importante on pourra procéder de la façon suivante :

- Si la largeur biaise dépasse nettement les limites ci-dessus on tronçonnera l'ouvrage. Normalement, ce tronçonnement ne peut être effectué sur la zone de la traverse accessible aux charges routières. Il n'est donc possible que pour les ouvrages à chaussées séparées, à la faveur des bandes séparatrices non circulées (carrefour à îlots aménagés, autoroutes).
- Si la largeur biaise atteint les limites ci-dessus sans qu'il soit possible de tronçonner l'ouvrage on renforcera le ferrailage transversal des piédroits et de la traverse supérieure.

La présence d'un faible remblai peut permettre le tronçonnement d'un ouvrage large en créant un joint sous une zone accessible aux charges routières. Toutefois la hauteur de remblai ne devra pas être inférieure à 50 cm pour recourir à cette disposition.

### 1.3.3 - BIAIS

Les cadres peuvent être utilisés jusqu'à un angle de biais limite d'une cinquantaine de grades environ. Pour les franchissements de biais plus important, il est possible en général de diminuer le biais de l'ouvrage en augmentant sa longueur.

En tout état de cause, un ouvrage biais, surtout lorsque l'angle de biais est inférieur à 70 grades environ, demande des soins particuliers dans le calcul et dans l'exécution, notamment en ce qui concerne le ferrailage des bords libres et des angles.

### 1.3.4 - MURS DE TÊTE

Nous examinerons principalement le cas des murs de tête en béton armé car ils constituent la solution la plus généralement retenue. D'autres solutions sont cependant envisageables (murs en terre-armée, murs poids, palplanches...).

La fonction des murs de tête est d'assurer le soutènement des remblais situés derrière les piédroits. On distingue les murs en aile et les murs en retour suivant l'angle qu'ils font avec l'axe de la voie portée.

A côté de cette fonction de soutènement, les murs de tête, de par la relative importance de leur surface vue, conditionnent l'aspect de l'ouvrage. Ces deux éléments font que, tant à l'étude qu'à l'exécution, les murs devront être traités avec beaucoup de soin.

Le coût des murs de tête constitue une partie fixe (indépendante des dimensions en plan de l'ouvrage) dans le coût total du passage inférieur. Il est donc nécessaire de l'estimer avec une précision suffisante car il peut influencer sur le choix de la structure.

Le choix des murs dépend donc de critères économiques et esthétiques ainsi que de certaines contraintes spécifiques pour chaque projet. Dans la majorité des cas la différence de coût entre les murs en aile et les murs en retour conduit à adopter la première solution.

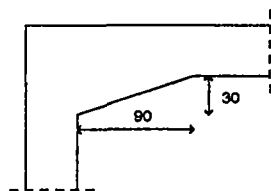
Il est à noter que, quel que soit le type des murs disposés de part et d'autre de l'ouvrage (à l'exception des murs en retour suspendus) ceux-ci devront être indépendants de la structure, la liaison des murs avec la structure porteuse modifiant le fonctionnement de chacun des éléments. Il s'ensuit que, quel que soit le type de mur, le niveau des semelles doit être choisi indépendamment de celui des fondations de l'ouvrage.

### 1.3.5 - GOUSSETS

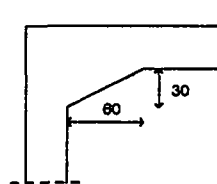
Les goussets sont destinés à améliorer l'encastrement des traverses sur les piédroits et à résorber les concentrations de contraintes. De plus, la réaction élastique du sol sur les piédroits conduit à une augmentation des moments négatifs à l'encastrement traverse-piédroit ; les goussets permettent la reprise de ces efforts non pris en compte dans le calcul.

Un bon cheminement des efforts dans les encastremets étant subordonné à la forme des goussets, on adaptera leurs dimensions à la taille de l'ouvrage. Pour le dessin, les dimensions des goussets sont les suivantes :

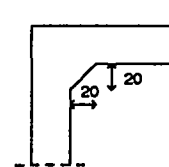
Angle supérieur (coupe droite)



ouverture > 5 m



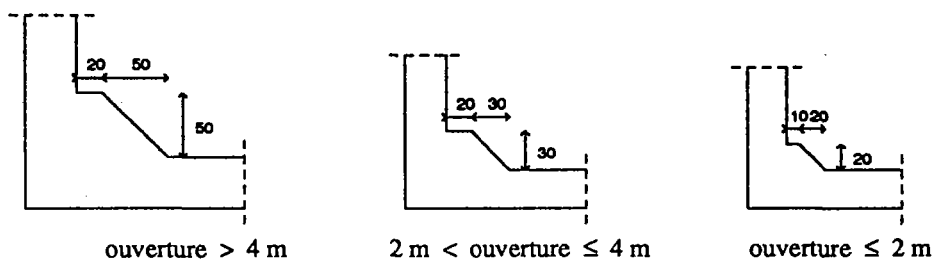
3 m < ouverture ≤ 5 m



ouverture ≤ 3 m



## Angle inférieur (coupe droite)



### 1.3.6 - FONDATIONS

De construction rustique et chargeant peu le sol (0,1 à 0,15 MPa) le pont-cadre possède une grande insensibilité aux tassements de la fondation. Ces derniers peuvent tout de même entraîner des dégradations importantes et inacceptables (telles qu'épaufrures, fissures et même cassures) aux joints entre cadre et masque et entre cadre et murs: on veillera donc à la libre ouverture de ces joints et on évitera les contacts par arêtes.

Le niveau de fondation du radier sera choisi en fonction du sol et en particulier à l'issue d'une étude de tassements, étant entendu que des tassements probables de l'ordre de 10 cm sont parfaitement admissibles sous réserve d'une bonne ouverture des joints.

On tiendra compte, dans l'étude du tassement, du fait que les remblais adjacents à l'ouvrage (y compris le reprofilage ultérieur de la chaussée) apportent généralement une contrainte sur le sol supérieure à celle du cadre. Leur influence contribue donc au tassement de l'ouvrage lui-même.

### 1.3.7 - OUVRAGES SOUS REMBLAI

La morphologie n'est pas modifiée profondément du fait de l'existence du remblai. Toutefois, pour un usage autoroutier, la grille centrale et les masques sont supprimés et le passage inférieur se compose de deux ou plusieurs morceaux jointifs, chaque tronçon ne devant pas dépasser 20 à 25 m selon la nature du terrain. Dans le cas où l'on peut craindre des tassements pour un ouvrage ainsi composé de tronçons, il sera parfois nécessaire (joint situé sous la largeur roulable) d'éviter les mouvements relatifs verticaux de deux tronçons successifs. Ceci sera d'autant moins indispensable que le remblai sera important car celui-ci absorbera dans une certaine mesure les tassements différentiels sans dommage pour la chaussée.

L'implantation et la morphologie des murs de tête ne sont pas modifiées par l'existence d'un remblai sur l'ouvrage. En ce qui concerne le calcul de ces murs, le remblai sur l'ouvrage entraîne une augmentation du coefficient de poussée à prendre en compte, ce qui a pour effet de pénaliser davantage les murs en retour qui seront éliminés dans la plupart des cas au profit des murs en aile.

Les glissières de sécurité et garde-corps pourront être différents selon la hauteur du remblai :

- en cas de faible hauteur, l'ouvrage sera traité comme un passage inférieur classique,
- en cas de forte hauteur, l'ouvrage pourra être traité comme une section courante (avec glissière mais sans garde-corps),
- les cas intermédiaire seront à apprécier en fonction des risques.

Le raccordement entre le pied de talus et la traverse supérieure devra permettre l'évacuation des eaux de ruissellement sur le remblai. Ce système d'évacuation devra être raccordé aux descentes d'eaux ou prolongé jusqu'au pied de remblai.

En tête de talus il pourra être placé un dispositif assurant le guidage des eaux de ruissellement de la plate-forme. Par ailleurs, il convient de prévoir une pente longitudinale de la traverse supérieure afin d'évacuer les eaux d'infiltration.

## 2 - PRESENTATION DU PROGRAMME

Le programme PICF-EL permet de justifier les cadres fermés, conformément aux règlements français ou selon une réglementation généralisée aux états-limites.

Ce nouveau programme constitue une refonte totale par rapport à sa version de 1982, avec une beaucoup plus grande souplesse d'utilisation ainsi que des extensions :

- une phase de calcul sous engin de chantier,
- des poussées des terres pouvant être dissymétriques sur les piédroits,
- une prise en compte des variations uniformes de température dans la traverse supérieure.

Le programme s'applique normalement à des ouvrages mécaniquement droits. On peut considérer que pour des ouvrages présentant un biais modéré (entre 70 et 100 grades), l'effet du biais, non pris en compte par le programme, est négligeable.

De plus, sous cette condition limite de biais, il est possible de calculer le cadre comme un portique plan comportant un radier posé sur un sol élastique. L'effet de dalle, tant en ce qui concerne la répartition transversale des charges que la flexion transversale, peut être évalué par la théorie de Guyon-Massonnet-Barès, qui constitue la méthode suivie par le programme.

Par ailleurs, les goussets ne sont pris en compte par le programme :

- ni dans le calcul des efforts, ceux-ci dépendant peu des goussets;
- ni dans le dimensionnement du ferrailage, pour des raisons de construction, étant entendu que les aciers à prévoir dans chaque angle sur la face extérieure équilibrent à la fois les moments dans la traverse et dans les piédroits.

### 2.1 - BASES DE CALCULS

#### 2.1.1 - PRINCIPE

Le programme PICF-EL permet un calcul d'ouvrage conforme à la réglementation française, c'est-à-dire aux textes suivants :

- Fascicule 61, titre II (conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art - édition de 1972),
- Fascicule 62, titre I section I du C.C.T.G. (Règles B.A.E.L. 91).

Ce programme permet en outre une adaptation à d'autres cas. A cet effet, deux tableaux particuliers permettent de modifier certaines données réglementaires :

- Le tableau B - charges généralisées - permet de remplacer chaque charge d'exploitation réglementaire par une charge de même type.
- Le tableau C - règlement généralisé - permet de modifier certaines données réglementaires telles que les coefficients des combinaisons d'actions, les caractéristiques des matériaux, les contraintes admissibles sur les fibres extrêmes (E.L.S.), les déformations ultimes limites (E.L.U.).

#### 2.1.2 - MODALITES D'APPLICATION

##### 2.1.2.1 - Charges

###### *a - Charges permanentes*

Elles sont généralement définies par leur valeur moyenne.

Pour le poids des superstructure et les réactions d'appui des écarts sensibles peuvent se produire par rapport à cette valeur : on donnera donc directement les valeurs caractéristiques maximale et minimale (voir Annexe 3).

Pour les autres actions permanentes (poids propre, poids spécifique du sol et retrait) il est aussi possible de prendre en compte des valeurs maximale et minimale en définissant des coefficients au tableau C (règlement généralisé).

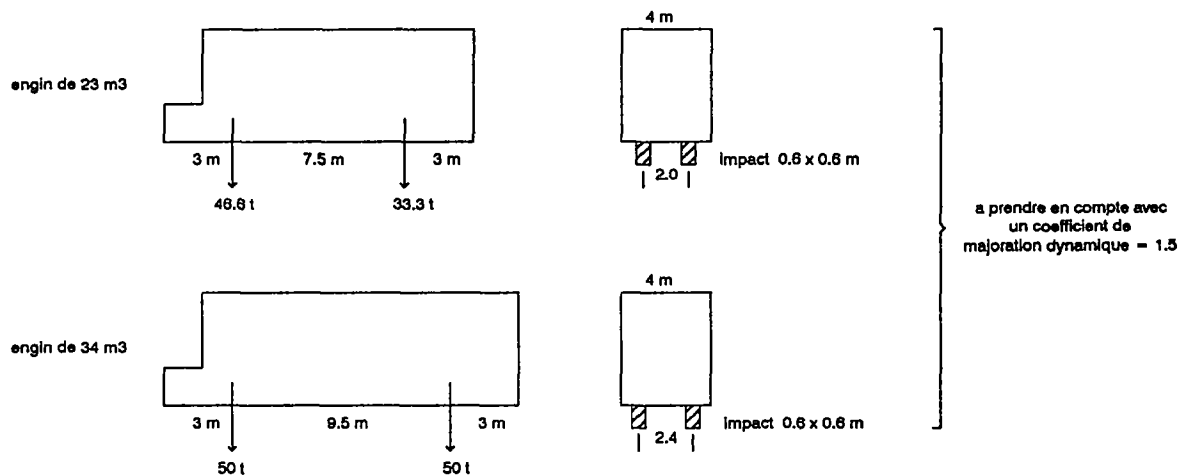
### b - Charges d'exploitation

Outre les trois classes du règlement français, une "classe" généralisée peut être définie au tableau B pour A(L) et les charges de type "CAMION".

De plus, le programme peut admettre :

- les charges sans caractère particulier qui sont les charges A(L), B<sub>c</sub>, B<sub>i</sub> du règlement français *ou* celles définies au tableau B.
- les charges de caractère particulier qui sont les charges M<sub>c</sub>, M<sub>e</sub>, exceptionnelles du règlement français *ou* celles définies au tableau B.
- le cumul des charges A(L) avec certaines charges de type "CAMION".

Par ailleurs, il est possible de prendre en compte la charge apportée par un engin de chantier, soit de type indiqué dans le dossier DELTA 70 du S.E.T.R.A. (voir croquis ci-dessous), soit de caractéristiques définies par le tableau B.



Enfin, il est possible de prendre en compte l'effet d'une dilatation thermique, ou de l'effet des charges de trottoirs, ou des charges de remblai.

### 2.1.2.2 - Action du sol

L'action et la réaction des terres qui portent et enserrant la structure constituent une des difficultés du calcul du cadre. La mécanique des sols ne permet de connaître les caractéristiques des sols et leurs effets sur l'ouvrage que de façon approximative.

#### a - Sol de fondation

Il intervient dans le calcul par son module de réaction calculé à l'aide de son module d'élasticité ESOL sous des charges de longue durée d'application.

Ce module est difficile à évaluer de façon précise, et de plus le rapport entre modules instantané et différé peut être très variable selon la nature du sol. Toutefois cette incertitude n'affecte que très faiblement le dimensionnement de l'ouvrage. Pour le calcul, une détermination approximative de ESOL suffira ( voir Annexe 2 ).

### *b - Poussées des terres*

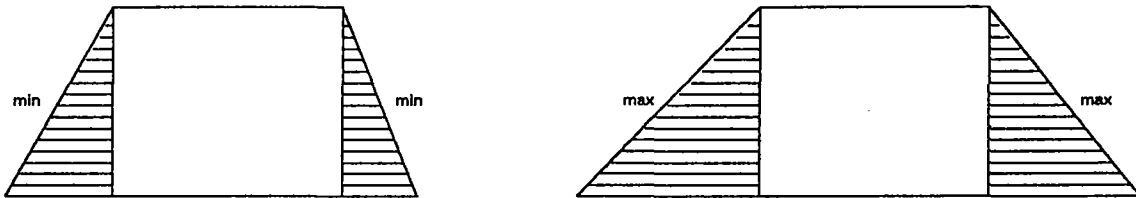
Il est admis dans le calcul PICF que la poussée des terres s'exerce selon la théorie de RANKINE. Le calcul utilise deux valeurs limites du coefficient de Rankine ( $RANK_{min}$  et  $RANK_{max}$ ) : selon l'effet que l'on a en vue, ce sera la valeur la plus faible ou la valeur la plus forte qui conduira au résultat le plus défavorable.

Généralement les poussées des terres sont symétriques, mais le programme peut prendre en compte des poussées dissymétriques pour permettre le calcul de rares cas particuliers (doublement ultérieur du pont-cadre qui nécessite un double calcul: avant doublement avec poussées symétriques et après doublement avec poussée nulle d'un côté).

Au bordereau des données on définit les coefficients de poussée de Rankine ( $RANK_{min}$  et  $RANK_{max}$ ) à gauche et à droite.

Il convient de noter que le calcul est fait :

- d'une part avec  $RANK_{gauche_{min}}$  et  $RANK_{droite_{min}}$ ,
- d'autre part avec  $RANK_{gauche_{max}}$  et  $RANK_{droite_{max}}$ .



### **2.1.2.3 - Matériaux utilisés**

#### *a - Béton*

Pour un ouvrage correctement dimensionné, c'est-à-dire selon les conditions indiquées dans l'Annexe 1, il est possible de prévoir un béton de classe B25, une classe inférieure n'étant pas en mesure de garantir comme il convient une bonne durabilité à l'ouvrage. Dans le cas où l'ouvrage est élancé, un béton de classe supérieure est nécessaire. Cependant, il n'est pas avantageux d'utiliser des bétons de classe supérieure à B30, car cela risque de conduire à des épaisseurs trop faibles, d'où des déformations excessives, ou à des armatures trop denses et, qui plus est, de gros diamètres.

#### *b - Aciers*

Pour le choix des aciers, il y a lieu de respecter les conditions du Fascicule 4, titre I (Armatures pour béton armé). L'acier sera, en quasi-totalité, de l'acier à haute adhérence, de la classe Fe E 500.

Pour le ferrailage du cadre proprement dit, les diamètres ont été limités à trois dans le programme PICF-EL.

- diamètre PHI1 pour les armatures principales des nappes tendues,
- diamètre PHI2 pour les armatures transversales de répartition, les armatures longitudinales de la nappe comprimée, les armatures des goussets,
- diamètre PHI3 pour les étriers et le ferrailage de construction.

### 2.1.2.4 - Justifications de béton armé

#### a - Notations

$G_{max}$  charges permanentes défavorables,

$G_{min}$  charges permanentes favorables,

$Q_1$  actions variables de base (valeur nominale),

$Q_i$  actions d'accompagnement.

Conformément au B.A.E.L., les sections sont justifiées dans le cadre de l'état-limite ultime (E.L.U.) et de l'état-limite de service (E.L.S.).

Les deux calculs, en flexion simple, sont menés de façon indépendante.

#### b - Etat-limite de service

Selon le B.A.E.L. il y a lieu de considérer :  $G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$ .

Pour plus de souplesse le programme envisage :  $\gamma_{G_{max}} G_{max} + \gamma_{G_{min}} G_{min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum \psi_i Q_i$  et les coefficients  $\gamma_{G_{max}}$ ,  $\gamma_{G_{min}}$ ,  $\gamma_{Q_1}$  et  $\psi_i$  peuvent être redéfinis au tableau C (règlement de béton armé généralisé).

Tableau d'initialisation de ces coefficients dans le programme :

action	coefficient pour valeur nominale	coefficient du B.A.E.L.	coefficient du programme
$G_{max}$		1,0	1,0
$G_{min}$		1,0	1,0
trottoirs	1,0	1,0	1,0
A(L)	1,2	1,0	1,2
passerelle piétons	1,0	1,0	1,0
$B_c, B_t$	1,2	1,0	1,2
$M_c, M_t$ , exceptionnel	1,0	1,0	1,0
engin chantier	1,2	1,0	1,2
température		0,6	0,6
	(1)	(2)	(1)x(2)

Pour le choix de la condition de fissuration, il résulte de l'expérience acquise dans la conception et le comportement de ce type d'ouvrage que :

- de façon générale, les ouvrages PICF sont à justifier en considérant la fissuration comme peu préjudiciable;
- dans le cas d'une ambiance très agressive ou de variation de niveau d'eau importante et fréquente, la justification doit s'effectuer en fissuration préjudiciable.

#### c - Etat-limite ultime

Selon le B.A.E.L. il y a lieu de considérer :  $1,35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i$ .

Pour plus de souplesse le programme envisage :  $\gamma_{G_{max}} G_{max} + \gamma_{G_{min}} G_{min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum \psi_i Q_i$  et les coefficients  $\gamma_{G_{max}}$ ,  $\gamma_{G_{min}}$ ,  $\gamma_{Q_1}$  et  $\psi_i$  peuvent être redéfinis au tableau C (règlement de béton armé généralisé).

Tableau d'initialisation de ces coefficients dans le programme :

action	coefficient pour valeur nominale	coefficient du B.A.E.L.	coefficient du programme
$G_{max}$		1,35	1,35
$G_{min}$		1,00	1,00
trottoirs	1,07	1,50	1,60
A(L)	1,07	1,50	1,60
passerelle piétons	1,07	1,50	1,60
$B_c, B_t$	1,07	1,50	1,60
$M_c, M_e$ , exceptionnel	1,00	1,35	1,35
engin chantier	1,07	1,50	1,60
température		0,00	0,00
	(1)	(2)	(1)x(2)

## 2.2 - CALCULS EFFECTUES PAR LE PROGRAMME

De façon générale, le programme fournit, outre les calculs d'efforts, le dimensionnement des aciers longitudinaux, transversaux et, le cas échéant, verticaux (c'est-à-dire cadres et étriers), ainsi que le dessin du ferrailage.

A l'issue du calcul des efforts, une optimisation des épaisseurs peut être effectuée par le programme, si cette option est demandée au préalable par l'utilisateur. Cette optimisation est faite sous sollicitations de service, dans le cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, ou sous sollicitations ultimes, dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable.

Dans les détails, le programme effectue les calculs suivants :

- calcul des coefficients de majoration dynamique et de répartition transversale,
- calcul des sollicitations,
- calcul des pressions sous la traverse inférieure,
- justifications réglementaires sous sollicitations normales et tangentés à l'état-limite de service et à l'état-limite ultime,
- calcul des aciers longitudinaux, transversaux, et, le cas échéant, des étriers,
- avant-métré de l'ouvrage.

En ce qui concerne le ferrailage, le programme évalue les sections d'aciers requises à partir des efforts enveloppes, à savoir :

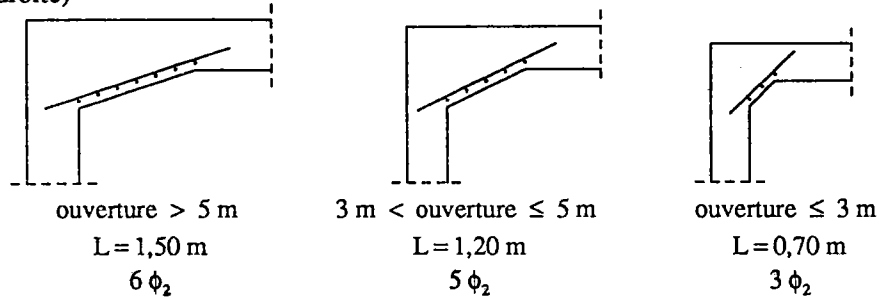
- les aciers longitudinaux  $\left\{ \begin{array}{l} \text{de la face extérieure des angles du cadre,} \\ \text{des faces intérieures des traverses et des piédroits.} \end{array} \right.$
- les aciers transversaux en face inférieure de la traverse supérieure.

Outre ces aciers, le programme fournit également les sections minimales d'armatures à prévoir dans les autres parties du cadre conformément aux règles de l'art. Ces sections, à base de fers de diamètre  $\phi_s$ , sont définies comme suit :

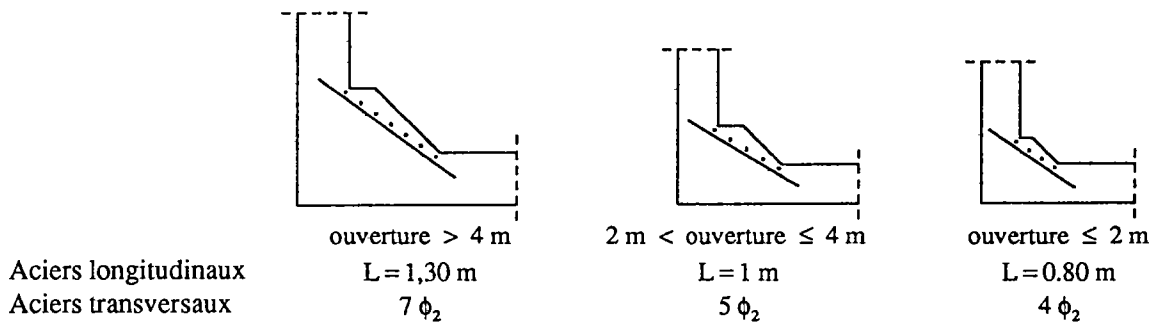
- Les aciers longitudinaux principaux sont prolongés à raison d'un fer toutes les 2 mailles.
- Transversalement, sur la face supérieure de la traverse supérieure et sur les deux faces de la traverse inférieure on place systématiquement le maximum de :
  - la moitié du ferrailage calculé pour la face inférieure de la traverse supérieure,
  - le ferrailage nécessaire vis à vis de la condition de non fragilité ,
  - un ferrailage plancher, dans le cas où les étriers ne sont pas nécessaires.
- Transversalement sur les deux faces des piédroits on place systématiquement le maximum de :

- un fer tous les 40 cm ramenés à 20 cm sur les deux premiers mètres au dessus des reprise de bétonnage,
- le ferrailage nécessaire vis à vis de la condition de non fragilité et le ferrailage plancher définis ci-dessus.
- Dans les goussets, on place longitudinalement les fers à un espacement double de celui du ferrailage principal; transversalement on place un ferrailage de principe.

Angle supérieur (coupe droite)



Angle inférieur (coupe droite)



## 2.3 - DESSINS DE FERRAILLAGE

Le dessin de ferrailage se compose de deux parties complémentaires :

- la première est la représentation du ferrailage tel qu'il a été déterminé par la note de calcul.
- la seconde représente les adaptations qu'il est nécessaire de prévoir lorsque la hauteur libre (distance verticale entre nus intérieurs des traverses supérieure et inférieure) de l'ouvrage réel est variable.

Afin de pouvoir utiliser le dessin automatique dans le plus grand nombre de cas nous avons imposé de donner la même pente longitudinale (suivant l'axe de la voie portée) aux deux traverses ; les deux piédroits sont donc identiques.

La différence de pente transversale entre les traverses supérieure et inférieure est une donnée du bordereau ; sur le dessin, l'arête inférieure du piédroit sera figurée horizontale.

La variation importante des moments longitudinaux en fonction de la hauteur libre de calcul nous a conduit à limiter l'adaptation possible du ferrailage extrait de la note de calcul à une variation maximale de 1 m de la hauteur entre points extrêmes (soit 0,50 cm entre la hauteur moyenne de calcul et la plus petite ou la plus grande des hauteurs libres réelles). Au delà, deux calculs seront nécessaires.

## 2.4 - CALCULS COMPLEMENTAIRES

Les calculs mentionnés ci-dessous qui ne sont pas effectués par le programme sont à compléter par l'utilisateur :

- dimensionnement du ferrailage des corbeaux, des dalles de transition ainsi que des corniches et des dallettes sous trottoirs,
- calcul des efforts et du ferrailage des murs de tête
- détermination des fers de montage.

# 1 - ACQUISITION DES DONNEES

L'acquisition des données se fait par l'intermédiaire d'un bordereau et d'une lettre de commande dont on trouvera un exemplaire reproductible en encart.

Le bordereau et la lettre de commande, dûment remplis, seront envoyés au S.E.T.R.A. *en double exemplaire*. L'utilisateur joindra, si possible, les coupes longitudinale et transversale qui permettront une vérification des données.

## 1.1 - INTRODUCTION

Le bordereau des données du programme PDCF-EL comprend trois séries de données faisant l'objet des tableaux A, B, C.

- le tableau A contient toutes les données nécessaires à un calcul standard : charges et calculs selon les règlements français.
- le tableau B est facultatif. Il permet à l'utilisateur de définir des charges généralisées non prévues par le règlement. (Fascicule 61, titre II).
- le tableau C est également facultatif. Il ne sera rempli que si le calcul doit déroger aux règles du B.A.E.L.

## 1.2 - UNITES ADOPTEES

Longueur	Mètre (m) sauf les diamètres en mm
Masse	Tonne (t)
Contrainte	Méga Pascal (MPa)
Température	Degré Celsius (°C)
Angle	Grade (gr)

## 1.3 - INDICATIONS PRELIMINAIRES

Les données sont lues en format libre. Il ne doit figurer aucun espace entre les différents caractères constituant une valeur numérique. Lorsqu'une donnée comporte une partie décimale, on pourra utiliser indifféremment le point (.) ou la virgule (,) comme séparateur.

Une donnée est identifiée par sa position sur la ligne de donnée. Il est donc indispensable de définir toutes les données d'une ligne, même si dans un cas d'espèce telle ou telle donnée n'est pas significative. Donner dans ce cas la valeur 0 à la variable concernée.

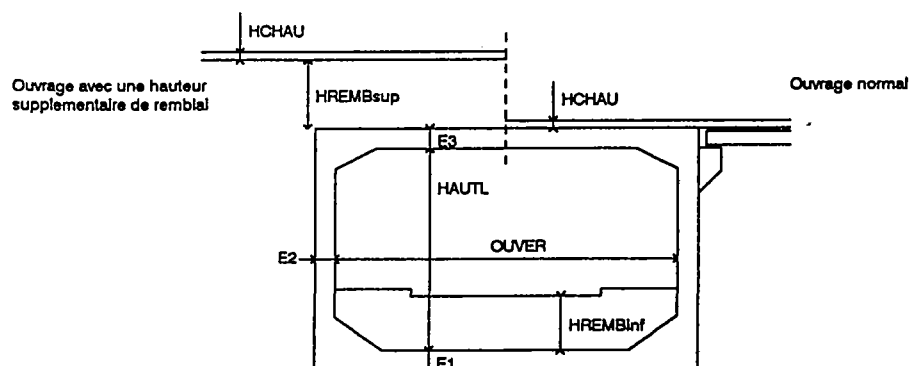
**Certaines données peuvent admettre une valeur par défaut précisée en commentaire de la donnée. Ces données sont repérées par un "=" sur le bordereau. Pour utiliser la valeur par défaut, il suffit de coder un = dans la case correspondante.**





## LIGNE A5

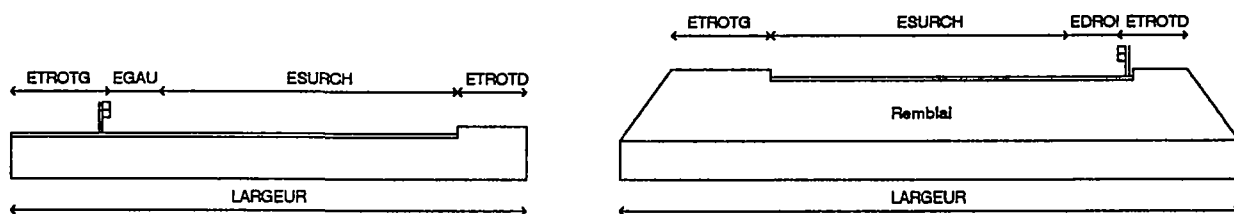
## COUPE LONGITUDINALE



HAUTL	hauteur libre moyenne (m); distance moyenne entre les nus intérieurs des traverses inférieure et supérieure.	
HREMB <sub>inf</sub>	hauteur moyenne de remblai sur la traverse inférieure (m).	
OUVER	ouverture (m); distance droite entre parements intérieurs des piédroits.	
BIAIS	biais géométrique (gr); pour un ouvrage droit porter 100	
E1	épaisseur de la traverse supérieure (m).	} voir Annexe 1 (Prédimensionnement)
E2	épaisseur des piédroits (m).	
E3	épaisseur de la traverse supérieure (m).	

## LIGNE A6

## COUPE TRANSVERSALE

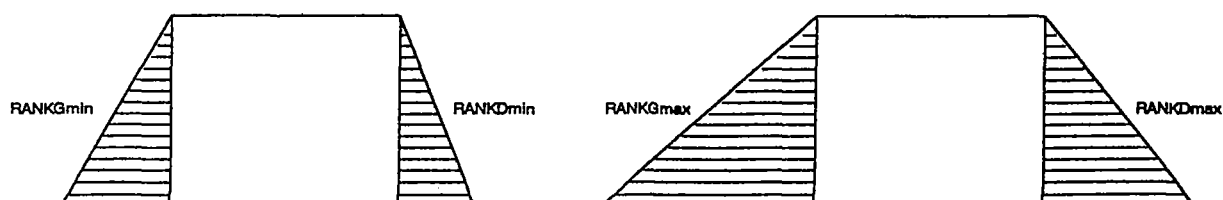


NVOIE	(=) nombre de voies de circulation ( $\leq 10$ ) <i>Valeur par défaut calculée selon le règlement français (Article 2.2 du fascicule 61, titre II)</i>
ETROTG	largeur du trottoir de gauche (m) : - pour un ouvrage autoroutier : largeur de la bande non chargeable située à gauche de la glissière de sécurité de gauche; - pour la voirie ordinaire : largeur du trottoir de gauche.
EGAU	largeur non chargeable de la bande dérasée de gauche, située entre le bord gauche de la largeur chargeable de la chaussée et le dispositif de retenue (m). En général, porter : - 0,50 s'il y a un dispositif de retenue à gauche; - 0 s'il n'y a pas de dispositif de retenue.

ESURCH	largeur chargeable (m)
EDROI	largeur non chargeable de la bande dérasée de droite, située entre le bord droit de la largeur chargeable de la chaussée et le dispositif de retenue (m). En général, porter : - 0,50 s'il y a un dispositif de retenue à droite; - 0 s'il n'y a pas de dispositif de retenue.
ETROTD	largeur du trottoir de droite (m) : - pour un ouvrage autoroutier : largeur de la bande non chargeable située à droite de la glissière de sécurité de droite; - pour la voirie ordinaire : largeur du trottoir de droite.
LARGEUR	(*) largeur droite de l'ouvrage (m) ( $\leq 32$ m) <i>Valeur par défaut ETROTG+EGAU+ESURCH+EDROI+ETROTD (ouvrage sans remblai sur la traverse supérieure)</i>
LDALT	portée droite de la dalle de transition (m).
HCHAU	hauteur de chaussée sur la traverse en service (m).
HREMB <sub>sup</sub>	hauteur de remblai sur la traverse supérieure en service (m).
PTRAN	différence de pente transversale entre les traverses supérieure et inférieure, mesurée suivant l'axe de la voie franchie (%). (Voir §2.3) Est utilisée pour le dessin dans la deuxième partie (adaptation)

**LIGNE A7****CHARGES PERMANENTES**

MVBET	(*) masse volumique moyenne du béton ( $t/m^3$ ). <i>Valeur par défaut 2,5</i>
MVSOL	(*) masse volumique moyenne des remblais ( $t/m^3$ ). Pour les ouvrages sous fort remblai, il convient de prendre en compte l'effet MARSTON (voir Annexe 4 - Cadre sous remblai) <i>Valeur par défaut 2,0</i>
RANK	(*) coefficients de poussée des terres de Rankine. RANKGmin coefficient minimal sur le piédroit gauche. RANKGmax coefficient maximal RANKDmin coefficient minimal sur le piédroit droit. RANKDmax coefficient maximal } <i>Valeurs par défaut</i> } <i>0,25 pour les min</i> } <i>0,50 pour les max</i>  Rappel : le calcul du cadre est fait avec

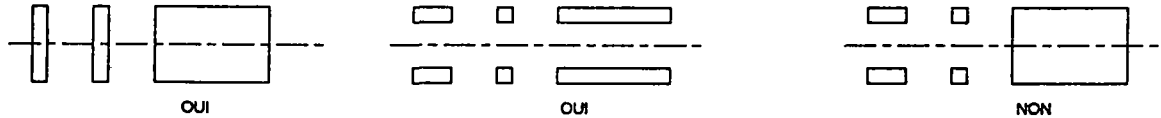


QSUP <sub>min</sub>	poids minimal des superstructures (t/m <sup>2</sup> ).	}	en service voir Annexe 3
QSUP <sub>max</sub>	poids maximal		
QDT <sub>min</sub>	réaction minimale d'une dalle de transition (t)	}	
QDT <sub>max</sub>	réaction maximale		
QREMB <sub>min</sub>	(=) poids minimal du remblai (t/m <sup>2</sup> )	}	Pour un cadre sous remblai voir Annexe 4
QREMB <sub>max</sub>	(=) poids maximal		
	Valeurs par défaut { $QREMB_{min} = 0,90 \times \text{poids des terres}$ $QREMB_{max} = 1,10 \times \text{poids des terres}$		
R	coefficient r permettant le calcul du poids de remblai en tenant compte du coefficient de Marston (Annexe 4 : cadre sous remblai). - Si le cadre est sous remblai et "=" dans une des 2 cases précédentes : $r = \begin{cases} 1 & \text{pour une fondation sur rocher} \\ 0,7 & \text{pour une fondation sur sol compressible} \end{cases}$ - Dans les autres cas porter 0		

**LIGNE A8****CHARGES D'EXPLOITATION**

Toutes les charges d'exploitation sont définies selon 2 types :

- le type "CHARGE REPARTIE" qui est appliqué entre zéros de ligne d'influence
- le type "CAMION" défini par une série d'essieux ayant même définition transversale



CLAS	classe de l'ouvrage (cf Article 3 du fascicule 61, titre II) :
0	les coefficients relatifs à la classe sont entrés en tableau supplémentaire B;
1	première classe du règlement français;
2	deuxième classe
3	troisième classe

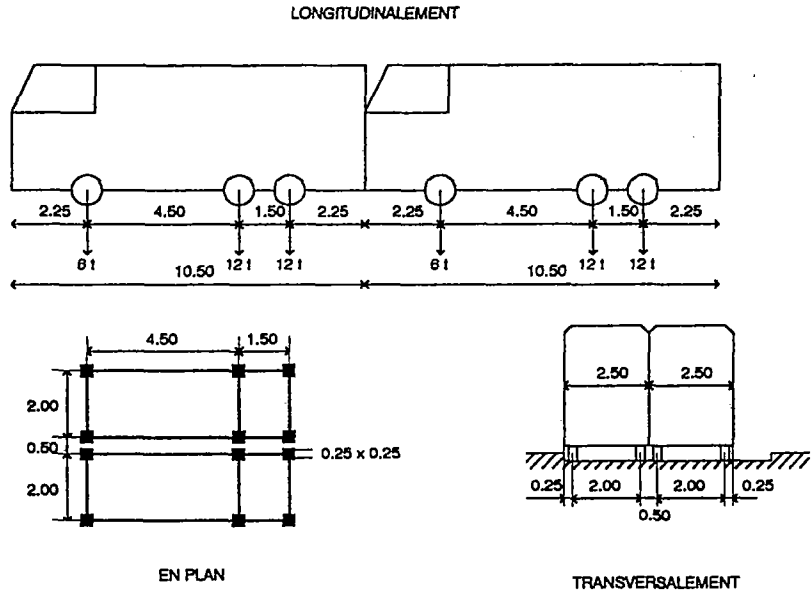
**CHARGES SANS CARACTERE PARTICULIER**

AL	charge "REPARTIE" :
0	pas de charge;
AL	charge routière A(L) du règlement français ;
	$A(L) = 0,23 + \frac{36}{L+12}$
PP	passerelle-piètons du règlement français;
ALG	charge "généralisée" définie au tableau supplémentaire B.

BC

0  
BC

charge civile de type "CAMION" :  
pas de charge;  
camion B<sub>c</sub> du règlement français;



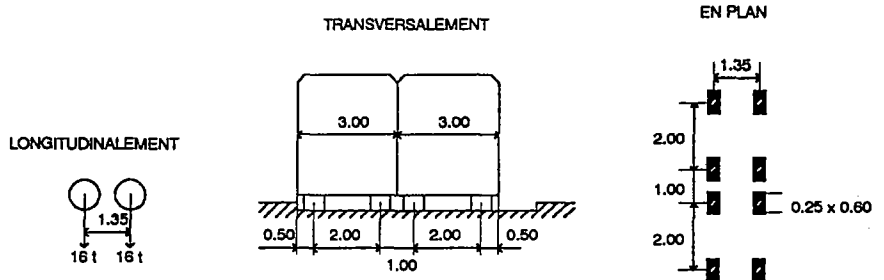
BCG  
BC+AL  
BCG+AL

charge BC "généralisée" définie au tableau supplémentaire B;  
Les effets des charges BC et AL définies ci-dessus sont cumulées.

BT

0  
BT

charge civile de type "CAMION" :  
pas de charge;  
camion B<sub>1</sub> du règlement français;



BTG

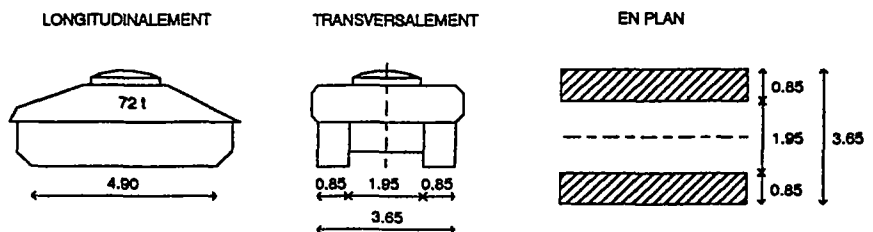
charge BT "généralisée" définie au tableau supplémentaire B.

**CHARGES DE CARACTERE PARTICULIER**

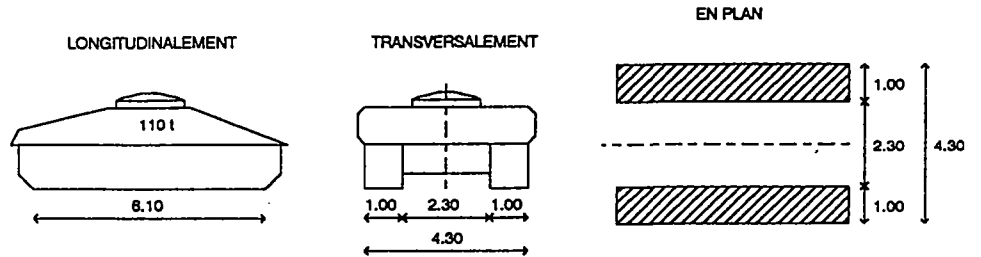
MC

0  
MC80

charge militaire de type "CAMION":  
pas de charge;  
char M<sub>80</sub> du règlement français;



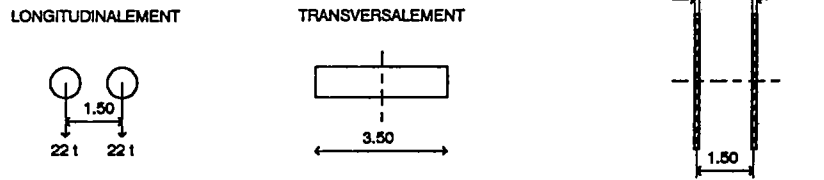
MC120 char M<sub>c</sub>120 du règlement français;



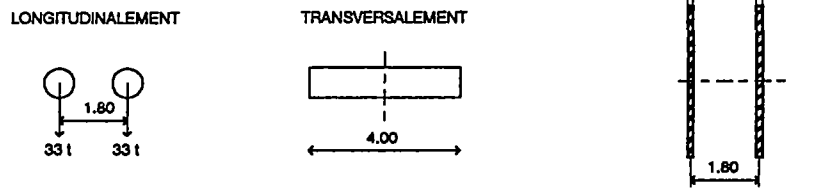
MCG charge MC "généralisée" définie au tableau supplémentaire B.  
 MC80+AL } Les effets des charges MC et AL définies ci-dessus sont cumulées.  
 MC120+AL }  
 MCG+AL }

ME

0 charge militaire de type "CAMION":  
 pas de charge;  
 ME80 char M<sub>c</sub>80 du règlement français;



ME120 char M<sub>c</sub>120 du règlement français;



MEG charge ME "généralisée" définie au tableau supplémentaire B.  
 ME80+AL } Les effets des charges ME et AL définies ci-dessus sont cumulées.  
 ME120+AL }  
 MEG+AL }

EX

0 charge exceptionnelle de type "CAMION":  
 pas de charge;

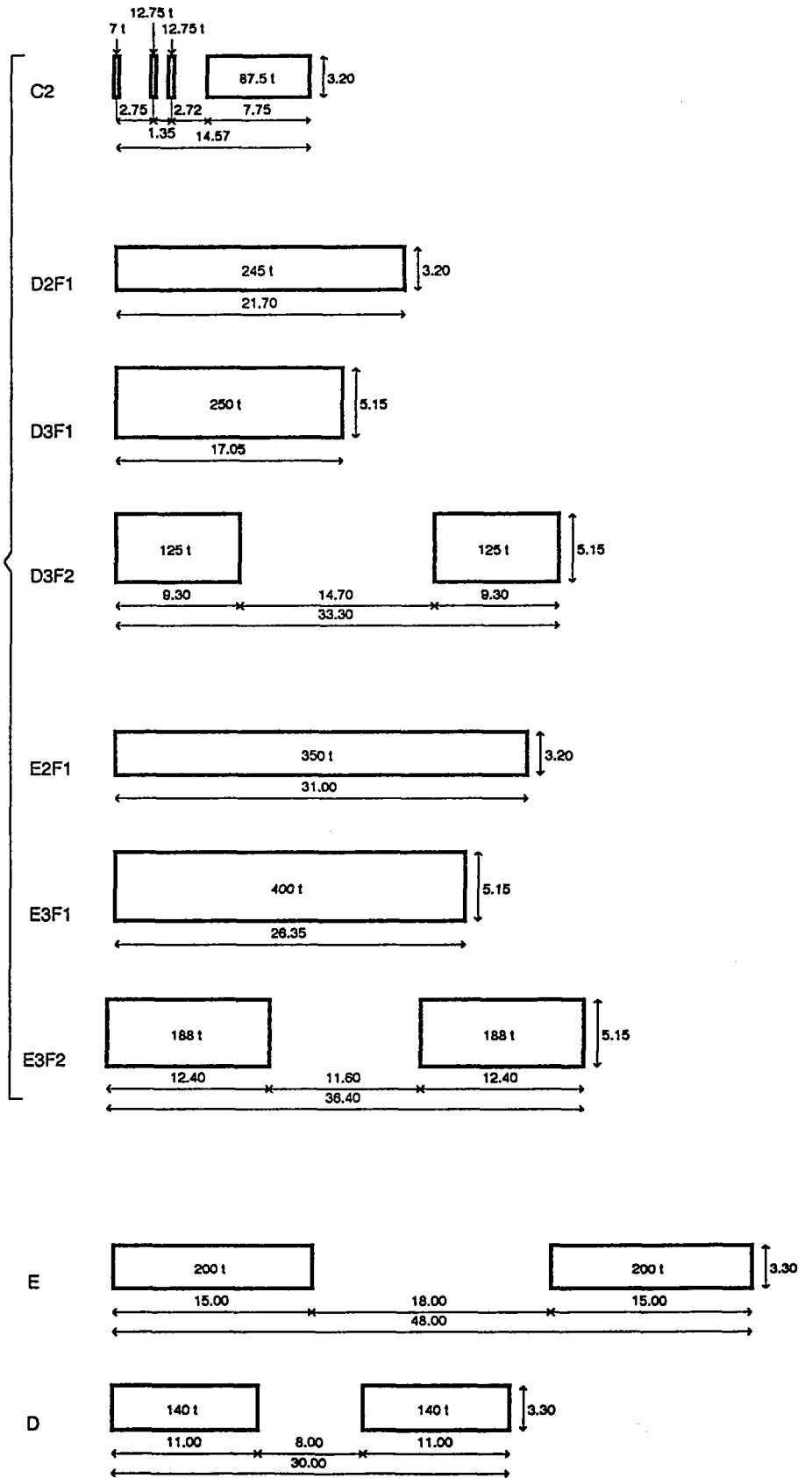
C2 }  
 D2F1 } Charges exceptionnelles définies par la circulaire R/EG.3 du 20 juillet 1983.  
 D3F1 }  
 D3F2 }  
 E2F1 }  
 E3F1 }  
 E3F2 }

D } charges exceptionnelles définies au fascicule 61, titre II.

E }  
 EXG charge "généralisée" EX définie au tableau supplémentaire B.

Les charges donnees ci-contre sont les charges nominales

Dans le programme, conformement a la circulaire R/EG.3, les actions caracteristiques prises en compte sont les charges nominales mutipliees par 1.1



PSTROT		densité de charge des trottoirs ( $t/m^2$ ) ; charge "REPARTIE" En général, porter : - 0 dans le cas d'une plate-forme autoroutière - 0,150 $t/m^2$ dans le cas d'une voirie ordinaire	
TEMP(+)	(=)	variation uniforme positive de température ( $^{\circ}C$ ) (Article A.3.1,33) <i>Valeur par défaut +30</i>	
TEMP(-)	(=)	variation uniforme négative de température ( $^{\circ}C$ ) <i>Valeur par défaut -40</i>	
TEMP <sub>rapide</sub>	(=)	partie de TEMP(+) et TEMP(-) rapidement variable ( $^{\circ}C$ ). <i>Valeur par défaut 10</i>	
PSREMB	(=)	densité de charge sur remblais ( $t/m^2$ ). <i>Porter = si le calcul est fait par programme</i>	} voir Annexe 3

## LIGNE A9

## COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE

KAL	(=)	pour A(L)	} <i>porter = si le calcul est fait par le programme</i>
KBC	(=)	pour B <sub>c</sub>	
KBT	(=)	pour B <sub>t</sub>	
KMC	(=)	pour M <sub>c</sub>	
KME	(=)	pour M <sub>e</sub>	
KEX	(=)	pour charge exceptionnelle	
KTR	(=)	pour les trottoirs	

## Remarque

Pour A(L), B<sub>c</sub>, B<sub>t</sub> ces coefficients doivent tenir compte non seulement des majorations dues à l'excentrement mais aussi des coefficients a et b<sub>c</sub> fonction du nombre de voies chargées donnant l'effet le plus défavorable :

avec KAL = la plus grande des valeurs de ( $a_1 \times a_2 \times K$ )

avec KBC = la plus grande des valeurs de ( $b_c \times K$ )

avec KBT = la plus grande des valeurs de ( $b_t \times K$ )

Pour les charges "REPARTIES" :

$$K = \frac{1}{2b} \times \text{surface de la partie chargée de ligne d'influence de K}$$

avec 2b largeur droite de l'ouvrage

Pour les charges de type "CAMION" :

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

avec 2b largeur droite de l'ouvrage

j nombre de voies chargées

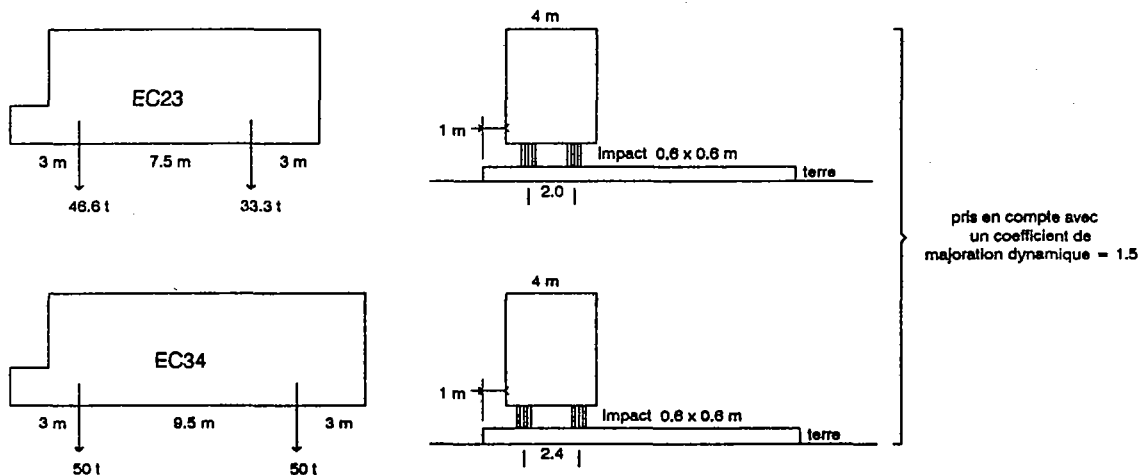
K<sub>1i</sub> et K<sub>2i</sub> ordonnées correspondant aux deux roues



EC

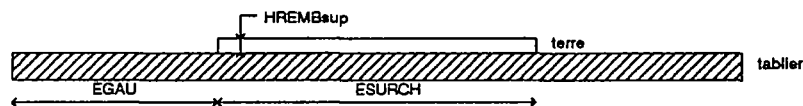
charge de type "CAMION" :

0 pas de charge;

EC23 circulation d'un engin de 23 m<sup>3</sup> défini dans DELTA 70EC34 circulation d'un engin de 34 m<sup>3</sup> défini dans DELTA 70

ECG charge EC "généralisée" définie au tableau supplémentaire B.

EGAU largeur non chargeable de gauche (m).

ESURCH largeur chargeable ; largeur sur laquelle il y a HREMB<sub>sup</sub> de terre (m).HREMB<sub>sup</sub> hauteur de remblai sur la traverse supérieure (m).

QDT<sub>min</sub> réaction minimale d'une dalle de transition (t) } voir Annexe 3  
 QDT<sub>max</sub> réaction maximale }

QREMB<sub>min</sub> (⇒) poids minimal du remblai (t/m<sup>2</sup>) } voir Annexe 4  
 QREMB<sub>max</sub> (⇒) poids maximal }  
 Valeurs par défaut { QREMB<sub>min</sub> = 0,90 × poids des terres  
 QREMB<sub>max</sub> = 1,10 × poids des terres }

PSREMB (⇒) densité de charge sur remblais (t/m<sup>2</sup>). } voir Annexe 3  
 Porter = si le calcul est fait par programme }

KEC (⇒) coefficient de répartition transversale

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

avec { 2b largeur droite de l'ouvrage  
 j nombre de voies chargées  
 K<sub>1i</sub> et K<sub>2i</sub> ordonnées correspondant aux deux roues

Porter = si le calcul est fait par programme

**LIGNES A11-A12****REGLEMENTS RELATIFS AUX MATERIAUX**

le règlement français est le fascicule 62 titre I (B.A.E.L. 91)

FISS état limite d'ouverture des fissures  
 0 les caractéristiques de cet état limite sont définis au tableau supplémentaire C  
 PP fissuration peu préjudiciable  
 P fissuration préjudiciable  
 TP fissuration très préjudiciable

FC28  $f_{c28}$  résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours (MPa) (article A.2.1,11)

ENROB<sub>sup</sub> enrobage des aciers extérieurs de la face supérieure de la traverse (m) (article A.7.1)  
 ENROB enrobage des autres aciers extérieurs (m)

ESOL module d'élasticité différé du sol de fondation (MPa)

A titre indicatif, conformément à l'Annexe 2, rappel de quelques ordres de grandeur :

type de sol	argile	limon	sable	sable et gravier
sur consolidé ou très serré	80	70	180	300
normalement consolidé ou serré	55	50	150	170
sous consolidé altéré et remanié ou lâche	30	15	30	

roche	
très peu fracturée	1600
normale	1100
très fracturée	800
très altérée	160

PHI diamètres (mm)  
 PHI1 armatures longitudinales principales  
 PHI2 armatures longitudinales auxiliaires et armatures transversales  
 PHI3 armatures de couture

diamètres conseillés	PORTEE biaise		
	8 à 10 m	11 à 16 m	14 à 22 m
PHI1	20	25	32
PHI2	14	14	16
PHI3	8	8	8 ou 10

FE  $f_e$  limite d'élasticité garantie des armatures (MPa) (article A.2.2,1).

(=) FE1 des armatures PHI1	} Valeurs par défaut 500
(=) FE2 des armatures PHI2	
(=) FE3 des armatures PHI3	

ETA

 $\eta$  coefficient de fissuration des armatures (article A.4.5.3).

- ronds lisses bruts de laminage: ETA = 1

- autres : fixé par la fiche d'identification (généralement ETA = 1,6)

- |     |                         |   |                                |
|-----|-------------------------|---|--------------------------------|
| (⇒) | ETA1 des armatures PHI1 | } | <i>Valeurs par défaut 1,60</i> |
| (⇒) | ETA2 des armatures PHI2 |   |                                |
| (⇒) | ETA3 des armatures PHI3 |   |                                |

PSIS

(⇒)  $\psi_s$  coefficient de scellement des barres pour l'adhérence (article A.6.1,1)

- ronds lisses bruts de laminage: PSIS = 1

- autres : fixé par la fiche d'identification

*Valeur par défaut 1,50**Valeur par défaut 1,50*

## TABLEAU B - CHARGES GENERALISEES

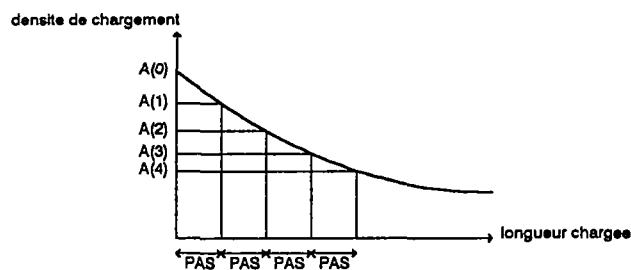
Les seules charges généralisées à définir sont celles codifiées 100 en ligne A8. Pour chaque type on se reportera au modèle de début de tableau B. Chaque définition de charge commence par le code de la ligne A8.

### CHARGE REPARTIE

- code AL Charge sans caractère particulier
- PAS (⇨) La densité de chargement est représentée par une courbe définie en 5 points. On adoptera pour PAS une valeur voisine de la valeur par défaut.

$$\text{Valeur par défaut PAS} = \frac{\text{portée} + 2 \text{ dalles de transition (biaises)}}{4}$$

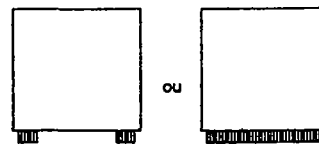
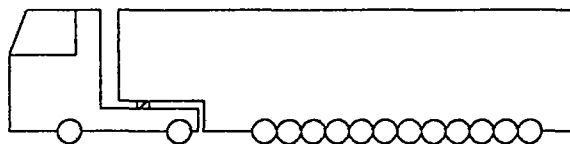
- A(0)  
A(1)  
A(2)  
A(3)  
A(4)
- } A(j) Densité de chargement pour une longueur chargée de j pas.



- NVOIE (⇨) nombre de voies chargeables (maximum=10)  
*Valeur par défaut conforme au règlement français*
- LVOIE (⇨) largeur nominale d'une voie (m) ( $v_0$  de l'article 4.22 du fascicule 61, titre II)  
*Valeur par défaut conforme au règlement français*
- CDTi (⇨) coefficient  $a_1$  correspondant à  $i$  voies chargées ( $i$  de 1 à 6)  
pour  $i$  de 7 à 10,  $CDTi = CDT_6$   
(article 4.21 du fascicule 61, titre II).  
*Valeurs par défaut conformes au règlement français (selon la classe définie en ligne A8)*

## CHARGE DE TYPE "CAMION"

## CHARGE DE TYPE "CAMION"

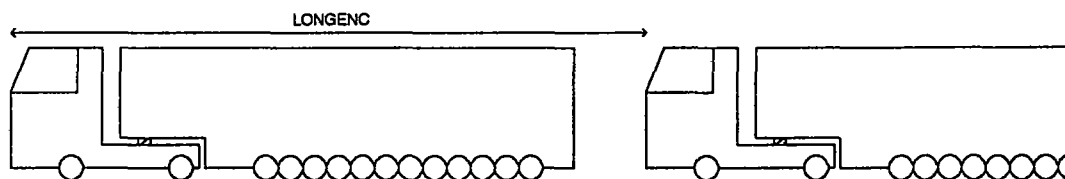


code	BC	} Charges sans caractère particulier
	BT	
	MC	} Charges à caractère particulier
	ME	
	EX	
	EC	

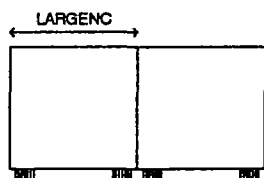
Toutes les valeurs par défaut sont initialisées:

<i>BC</i>	<i>selon la charge <math>B_c</math> du règlement français;</i>	} voir ligne A8
<i>BT</i>	<i>selon la charge <math>B_t</math> du règlement français;</i>	
<i>MC</i>	<i>selon la charge <math>M_c120</math> du règlement français;</i>	
<i>ME</i>	<i>selon la charge <math>M_e120</math> du règlement français;</i>	
<i>EX</i>	<i>selon la charge C2 de la circulaire R/EG.3 du 20 juillet 1983</i>	} voir ligne A10
<i>EC</i>	<i>selon la charge EC34 du document DELTA 70.</i>	

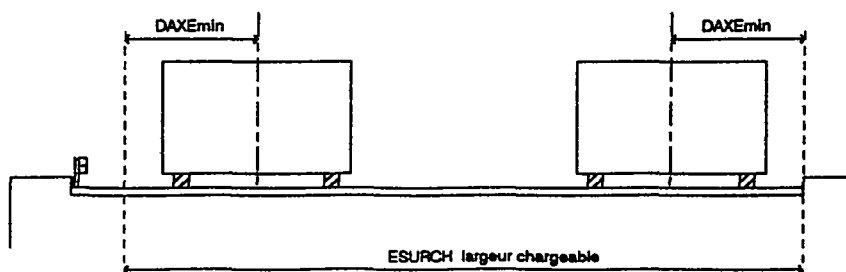
NFILE	(=)	nombre maximal de files de camions (maximum=10) dans le sens transversal.
NCAM	(=)	nombre maximal de camions dans une file (maximum=3)
LONGENC	(=)	longueur d'encombrement du véhicule (m) (peut être fictive si une distance minimale est imposée entre deux camions)



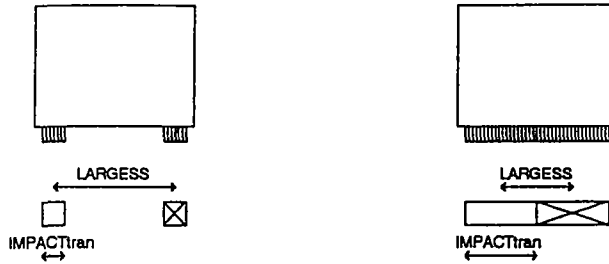
LARGENC	(=)	largeur d'encombrement du véhicule (m)
---------	-----	--



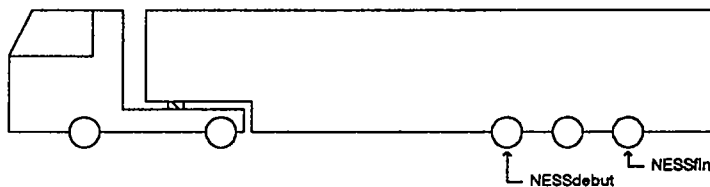
DAXEmin	(=)	distance minimale de l'axe du véhicule au bord de la partie chargeable (m)
---------	-----	--



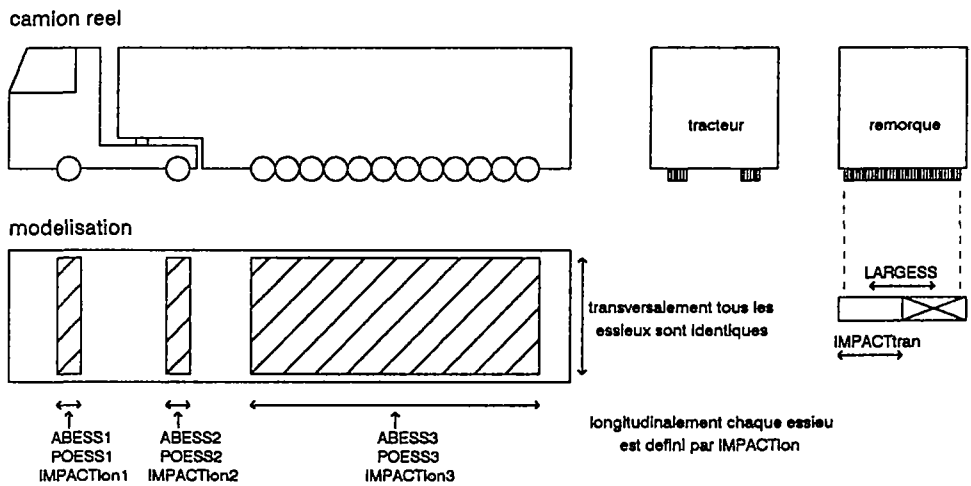
- NESS (⇒) nombre d'essieux du véhicule (maximum=6)
- LARGESS (⇒) entre axes des roues d'un essieu (m) } transversalement les essieux sont identiques  
 IMPACT<sub>tran</sub> (⇒) impact transversal d'une roue (m) } et composés de 2 roues.



- DYNAM (⇒) coefficient de majoration dynamique
- NESS<sub>début</sub> (⇒) numéro du { premier } essieu pris en compte pour le calcul de flexion transversale  
 NESS<sub>fin</sub> (⇒) { dernier }



- ABESS<sub>j</sub> (⇒) abscisse longitudinale de l'essieu j par rapport au premier (m) } (j de 1 à 6)  
 POESS<sub>j</sub> (⇒) poids de l'essieu j (t)  
 IMPACT<sub>lon,j</sub> (⇒) impact longitudinal de la roue j (m)



- CDTi (⇒) coefficient  $b_c$  correspondant à  $i$  voies chargées ( $i$  de 1 à 6)  
 pour  $i$  de 7 à 10,  $CDTi = CDT6$   
 (article 5.22 du fascicule 61, titre II)

## TABLEAU C - REGLEMENT DE CALCUL GENERALISE

Toutes les lignes doivent être remplies si FISS=0 en ligne A9

### CHARGES PERMANENTES

### CHARGES PERMANENTES

**coefficients multiplicateurs pour le calcul des valeurs caractéristiques maximale et minimale**

- OSSAT   (=) poids propre  
 SOL      (=) poids du sol  
 RETRAIT   (=) retrait

*Valeurs par défaut :*

OSSAT		SOL		RETRAIT	
<i>max</i>	<i>min</i>	<i>max</i>	<i>min</i>	<i>max</i>	<i>min</i>
1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

**pondération de l'ensemble des actions permanentes (articles A.3.3.3 et A.3.3.21)**

- Gmax   (=) actions défavorables.  
 Gmin   (=) actions favorables.

*Valeurs par défaut :*

E.L.S.		E.L.U.	
<i>G<sub>max</sub></i>	<i>G<sub>min</sub></i>	<i>G<sub>max</sub></i>	<i>G<sub>min</sub></i>
1,0	1,0	1,0	1,0

### CHARGES D'EXPLOITATION

### CHARGES D'EXPLOITATION

**coefficients de prise en compte (articles D.1.1 et D.2.1) - à l'E.L.S. sur la première ligne  
 - à l'E.L.U. sur la deuxième ligne**

- AL       (=) charge "REPARTIE" de code AL  
 BC       (=) charge de type "CAMION" de code BC  
 BT       (=) charge de type "CAMION" de code BT  
 MC       (=) charge de type "CAMION" de code MC  
 ME       (=) charge de type "CAMION" de code ME  
 EX       (=) charge de type "CAMION" de code EX  
 EC       (=) engin de chantier, charge de type "CAMION" de code EC  
 TR       (=) charge "REPARTIE" de trottoirs  
 PSREM   (=) charge sur les remblais d'accès  
 TEMP    (=) effet des variations uniformes de température

*Valeurs par défaut de ces coefficients :*

	AL	BC	BT	MC	ME	EX	EC	TR	PSRE	TEMP
<i>E.L.S.</i>	1,20	1,20	1,20	1,00	1,00	1,00	1,20	1,00	1,20	0,60
<i>E.L.U.</i>	1,60	1,60	1,60	1,35	1,35	1,35	1,60	1,60	1,60	0,00

## MATERIAUX

## MATERIAUX

## caractéristiques des matériaux

ES	(=)	$E_s$ module de déformation des aciers (MPa) (article A.2.2,1) Valeur par défaut $E_s = 200\ 000$
EBv	(=)	$E_v$ module de déformation différée du béton (MPa) (article A.2.1,22) Valeur par défaut $E_v = 3\ 700 \sqrt[3]{f_{c28}}$
EBi	(=)	$E_i$ module de déformation instantanée du béton (MPa) (article A.2.1,22) Valeur par défaut $E_i = 11\ 000 \sqrt[3]{f_{c28}}$
FT28	(=)	$f_{c28}$ valeur caractéristique de la résistance à la traction (MPa) (article A.2.1,12) Valeur par défaut $f_{c28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$
COEFdilat	(=)	coefficient de dilatation du béton armé (article A.3.1,33) Valeur par défaut $10^{-5}$

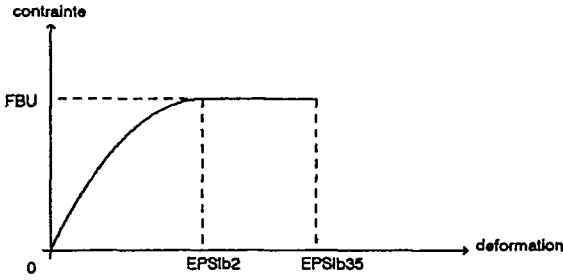
## E.L.S. état limite de service

POISS	(=)	$\nu$ coefficient de Poisson du béton (article A.4.5,1) Valeur par défaut 0,20
N	(=)	$n$ coefficient d'équivalence acier-béton (article A.4.5,1) Valeur par défaut 15
FBSER	(=)	$f_{b,ser}$ contrainte limite de compression de béton (MPa) (article A.4.5,2) Valeur par défaut $f_{b,ser} = 0,6 f_{c28}$
FSSER1	(=)	} $f_{s,ser}$ contraintes limite de traction des aciers (MPa) (article A.4.5,3) FSSER1 des armature PHI1 FSSER2 des armature PHI2 FSSER3 des armature PHI3 Valeur par défaut pas de limite (fissuration non préjudiciable)
FSSER2	(=)	
FSSER3	(=)	

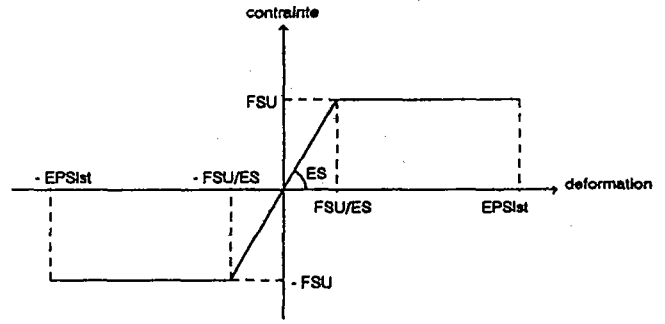
## E.L.U. état limite ultime

POISU	(=)	$\nu$ coefficient d'équivalence acier-béton (article A.4.5,1) Valeur par défaut 0
FBU1	(=)	} $f_{bu}$ contrainte limite de compression du béton (MPa) (article A.4.3,41) FBU1 contrainte limite sous charge permanente FBU2 contrainte limite sous charges d'exploitation. Valeur par défaut $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ avec $\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ pour une durée d'application de plus de 24 h (FBU1)} \\ \theta = 0,85 \text{ pour une durée d'application de moins de 24 h (FBU2)} \end{array} \right.$ $\gamma_b = 1,5$ (combinaisons fondamentales)
FBU2	(=)	





COURBE DEFORMATIONS-CONTRAINTES DE CALCUL DU BETON



COURBE DEFORMATIONS-CONTRAINTES DE CALCUL DES ACIERS

- FSU1  
FSU2  
FSU3
- (=) }  $f_{su}$  contrainte limite de traction des aciers (MPa) (article A.4.3,2)
- (=) } FSU1 des armature PHI1  
FSU2 des armature PHI2  
FSU3 des armature PHI3

Valeur par défaut  $f_{su} = \frac{f_s}{\gamma_s}$  avec  $\gamma_s = 1,15$  (combinaisons fondamentales)

- EPSIst (=)  $\varepsilon_{sl,lim}$  allongement limite de l'acier (article A.2.2,2)
- Valeur par défaut  $\varepsilon_{sl,lim} = 10 \text{ ‰}$

- EPSIbu (=) }  $\varepsilon_b$  contraintes de compression du diagramme parabole-rectangle (article A.4.3,41)
- EPSIbr (=) } EPSIbu Valeur par défaut  $2 \text{ ‰}$   
EPSIbr Valeur par défaut  $3,5 \text{ ‰}$

- TAUetrier (=)  $\tau_u$  contrainte tangente à partir de laquelle les étriers sont obligatoires (MPa) (article A.5.2,2)
- Valeur par défaut  $\tau_{etrier} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $\gamma_b = 1,5$

- TAUBU (=)  $\tau_u$  contrainte tangente limite (MPa) (article A.5.1,211)
- Valeur par défaut  $\tau_{bu} = \text{mini} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \end{array} \right.$  avec  $\gamma_b = 1,5$

- TAUSU (=)  $\tau_{su}$  contrainte d'adhérence vis à vis de l'ancrage des aciers (article A.6.1,21)
- Valeur par défaut  $\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{c28}$

## 4 - NOTE DE CALCUL COMMENTEE

BORDEREAU DES DONNES DU PICF-EL NUMERO 0000- DU 09-07-91

1

PICF-EL	NUM	S	DATE	NIV	TEL	GESTIONNAIRE	CLIENT
	0000		090790	100	4611XXXX	MONSIEUR XXX	XXXX

TITRE  
MODELE DE CALCUL PICF EN FISSURATION PREJUDICIALE

PICF EN FISSURATION PREJUDICIALE

FIXD DIRFER DES  
0 -1 1

HAUTL	HREMB	OUVER	BIAS	E1	E2	E3	LDALT
5.80	1.20	8.00	80.000	0.34	0.35	0.38	5.50

NVOI	ETROTG	EGAU	ESURCH	EDROI	ETROTD	LARGE	HCHAU	HSREM	PTRAN
= 4	0.50	0.50	13.50	0.50	1.00	=16.00	0.10	0.00	3.00

MVBET	MVSOL	RKGN	RKGX	RKDN	RKDX	OSUPN	OSUPX	RDTN	RDTX	QREMN	QREMX	R
-2.50	-2.00	+0.25	+0.50	-0.25	-0.50	0.19	0.35	67.5	77.9	= 0.00	= 0.00	0.00

CL	AL	BC	BT	MC	ME	EX	PTRO	TE+	TE-	TER	PSREM
1	AL	BC	BT	MC120	ME120	0	0.15	-30.	--40.	-10.	-0.0

KAL	KBC	KBT	KMC	KME	KEX	KTR
c0.000	c0.000	c0.000	c0.000	c0.000	c0.000	c0.000

EC	EGAU	ESURCH	HSREM	RDTN	RDTX	QREMN	QREMX	PSREM	KEC
EC34	4.50	7.00	0.20	60.	69.	=0.36	=0.44	-0.0	c0.000

IFIS	FCJ	ENROBS	ENROB	ESOL
IP1	25.00	0.030	0.020	75.0000

PHI1	PHI2	PHI3	FE1	FE2	FE3	ETA1	ETA2	ETA3	PSIS
20	14	8	400.00	400.00	400.00	-1.60	-1.60	-1.60	-1.50

VERIFICATION DES DONNEES

Cette note de calcul est conforme à la réglementation française :

- Fascicule 61, titre II (Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art - édition de 1972)
- Fascicule 62, titre I section I du C.C.T.G. (Règles B.A.E.L. 91).

Cependant, dans cette note, pour des raisons didactiques, contrairement aux règles du B.A.E.L. 91, le calcul des sollicitations est fait avec un coefficient de Poisson du béton non nul ( $\nu_{E.L.S.} = 0.20$ ). Mais, dans les calculs courants, le B.A.E.L. 91 est appliqué.

① - Cette page est une image du bordereau fournie pour contrôle.

Les valeurs précédées de  $\left\{ \begin{array}{l} = \text{ont été initialisées.} \\ c \text{ seront calculées ultérieurement par le programme.} \end{array} \right.$

② - Dans la phase chantier, l'engin de chantier de 34 m<sup>3</sup> (défini dans le document DELTA 70) circule sur 20 cm de terre dans une bande de 7 m de large située à 4,5 m du bord gauche de la dalle.

③ - Ce calcul est fait en fissuration préjudiciable afin de donner les commentaires relatifs à l'E.L.S., bien que généralement les PICF soient à calculer en fissuration peu préjudiciable.



GEOMETRIE

CARACTERISTIQUES OPTIMISEES

EPAISSEURS TRAVERSE INFERIEURE 0.36 M PIEDROITS 0.35 M TRAVERSE SUPERIEURE 0.38 M	} 2	BIAIS 80.00 GR HAUTEUR LIBRE 5.80 M OUVERTURE DROITE 8.00 M LARGEUR DROITE 16.00 M DALLE TRANSITION 5.50 M	PORTEE 8.78 M HAUTEUR MOYENNE 6.17 M	} 1
VOIE PORTEE EN SERVICE 0.50 M + 0.50 M + 13.50 M + 0.50 M + 1.00 M EN PHASE DE CHANTIER 4.50 M + 7.00 M + 4.50 M	} 3			
HAUTEURS DE REMBLAIS INTERIEUR	1.20 M			
EPAISSEUR CHAUSSEE	0.10 M			
EPAISSEUR DE REMBLAIS SUR LA TRAVERSE EN SERVICE	0.00 M			
EN PHASE DE CHANTIER	0.20 M			

MATERIAUX

BETON	RESISTANCES CARACTERISTIQUES A LA COMPRESSION	25.00 MPA		
	A LA TRACTION	2.10 MPA		
	MODULES DE DEFORMATION INSTANTANEE	32164. MPA		
	DIFFEREE	10819. MPA		
	COEFFICIENT DE DILATATION	0.10E-04		
ACIER	DIAMETRES UTILISES	PHI1 = 0.020 M	PHI2 = 0.014 M	PHI3 = 0.008 M
	LIMITES D'ELASTICITE	400.00 MPA	400.00 MPA	400.00 MPA
	COEFFICIENTS FISSURATION	1.60	1.60	1.60
	COEFFICIENT DE SCELLEMENT	1.50		
	MODULE DE DEFORMATION	200000. MPA		
	ENROBAGES DESSUS TRAVERSE	0.030 M		
	AUTRES	0.020 M		
SOL	MODULE D'ELASTICITE	75.00 MPA		
	COEFFICIENTS DE RANKINE A GAUCHE	0.250 ET 0.500		
	A DROITE	0.250 ET 0.500		

REGLEMENT DE CALCUL

ETAT LIMITE DE SERVICE (E.L.S.)

FISSURATION PREJUDICIALE	15.00 MPA			
COMPRESSION LIMITE DU BETON	PHI1 201.63 MPA	PHI2 201.63 MPA	PHI3 201.63 MPA	
TRACTION LIMITE DES ACIERS				
COEFFICIENT DE POISSON	0.200			
EQUIVALENCE ACIER - BETON	15			

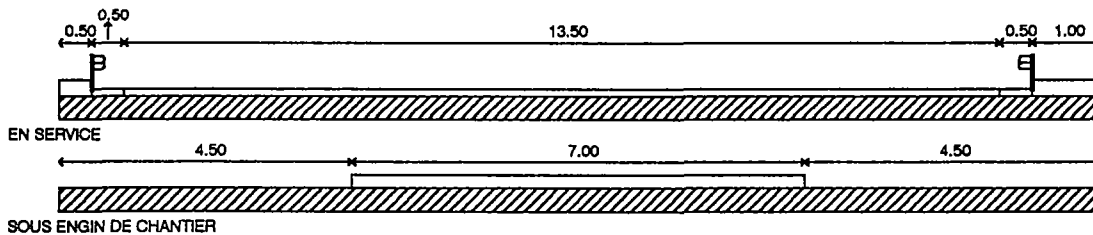
ETAT LIMITE ULTIME (E.L.U.)

COEFFICIENT DE POISSON	0.000			
COMPRESSION LIMITE DU BETON SOUS CHARGE PERMANENTE	14.17 MPA			
SOUS CHARGES D'EXPLOITATION	16.67 MPA			
TRACTION LIMITE DES ACIERS	PHI1 347.83 MPA	PHI2 347.83 MPA	PHI3 347.83 MPA	
LIMITE D'ELASTICITE DU DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION				
BETON 0.0035 ET 0.0020				
ACIER 0.0100				
AUCUNE ARMATURE D'EFFORT TRANCHANT SI LA CONTRAINTE EST AU PLUS EGALE A	1.17 MPA			
CONTRAINTE TANGENTE LIMITE DU BETON	2.50 MPA			
CONTRAINTE D'ADHERENCE VIS A VIS DE L'ANCRAGE DES ACIERS	2.84 MPA			

1- Géométrie de l'ouvrage calculé

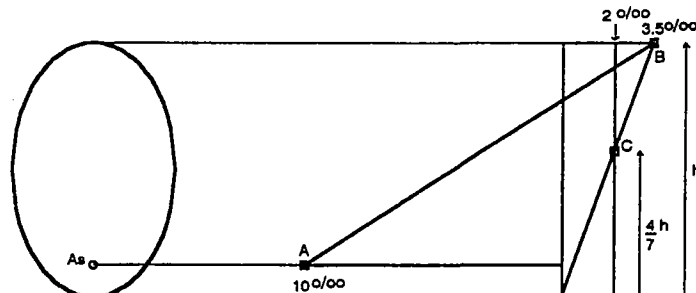
2- Ces valeurs peuvent être supérieures à celles introduites au bordereau si l'on a choisit l'option projecteur.

3



4- Calcul est fait en fissuration préjudiciable pour donner les commentaires relatifs à l'E.L.S.

5- diagramme des déformations limites de l'article A.4.3.3



## DEFINITION DES CHARGES ①

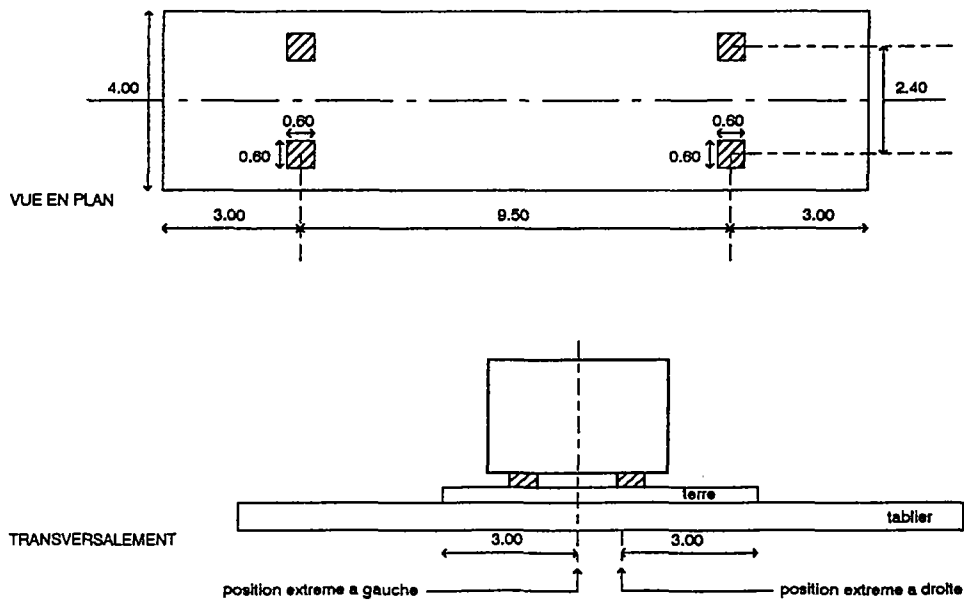
CHARGES PERMANENTES	PROBABLES	CARACTERISTIQUES		COEFFICIENTS GAMMA		ACTION DEFAVORABLE	
		MAXIMALES	MINIMALES	E.L.S	E.L.U	E.L.S	E.L.U
MASSE VOLUMIQUE DU BETON	2.500 T/M3	2.500 T/M3	2.500 T/M3	1.00	1.00	1.00	1.35
MASSE VOLUMIQUE DU SOL	2.000 T/M3	2.000 T/M3	2.000 T/M3	1.00	1.00	1.00	1.35
EN SERVICE							
SUPERSTRUCTURES	0.27 T/M2	0.35 T/M2	0.19 T/M2	1.00	1.00	1.00	1.35
REACTION DALLE	73. T	78. T	68. T	1.00	1.00	1.00	1.35
EN PHASE DE CHANTIER							
REMBLAI SUPERIEUR	0.40 T/M2	0.44 T/M2	0.36 T/M2	1.00	1.00	1.00	1.35
REACTION DALLE	65. T	69. T	60. T	1.00	1.00	1.00	1.35
CHARGES D'EXPLOITATION (OUVRAGE EN CLASSE 1)							
A CARACTERE NORMAL							
CHARGE AL	DEFINIE AU TITRE II FASC.61(1971)					1.20	1.60
CHARGE BC	DEFINIE AU TITRE II FASC.61(1971)					1.20	1.60
CHARGE BT	DEFINIE AU TITRE II FASC.61(1971)					1.20	1.60
CHARGE GENERALE DE TROTTOIR	0.150 T/M2					1.00	1.60
CHARGE EC34 (ENGIN DE CHANTIER)						1.20	1.60
1 FILE(S)							
1 CAMION(S) PAR FILE							
ENCOMBREMENT 15.500 M SUR 4.000 M							
AXE AU MINIMUM A 3.00 M DU BORD GAUCHE DE ESURCH							
ENTRE-AXES DES ROUES 2.400 M							
ESSIEU	ABSCISSE(M)	POIDS(T)	IMPACT DE ROUE(M)				
1	0.000	50.000	0.60 X 0.60				
2	9.500	50.000	0.60 X 0.60				
COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE	1.500						
A CARACTERE PARTICULIER							
CHARGE MC120	DEFINIE AU TITRE II FASC.61(1971)					1.00	1.35
CHARGE ME120	DEFINIE AU TITRE II FASC.61(1971)					1.00	1.35
VARIATION DE TEMPERATURE 30. ET -40. DEGRES CELSIUS (DONT 10. RAPIDEMENT VARIABLES)						0.60	0.00

①- Les charges sont en tonne métrique.

Rappel : 1 tonne-force (tf) = 9,81 KN  
 1 tf/m<sup>2</sup> = 9,81 × 10<sup>-3</sup> MPa

②- Valeur des différents coefficients  $\gamma$  entrant dans les combinaisons d'actions aux états-limites (E.L.S. et E.L.U.).

③- Engin de chantier de 34 m<sup>3</sup> défini dans DELTA 70 :



COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

MASSE (T)	EC34	BC	BT	MC120	ME120	EX
COEFFICIENTS	1.500	120.0*(0.800) 1.219	64.0*(1.000) 1.219	110.0 1.228	66.0 1.228	

COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS LONGITUDINAUX

PORTÉE FICTIVE	7.42	LARGEUR DROITE	16.00	PARAMÈTRE D'ENTRETOISEMENT (TETA LONGITUDINAL)	1.08
----------------	------	----------------	-------	--	------

LIGNES D'INFLUENCE FIBRE D'ETUDE

	VALEUR DES LIGNES D'INFLUENCE DANS LES SECTIONS									
	-B	-0.75 B	-0.5 B	-0.25 B	0	0.25 B	0.5 B	0.75 B	B	
-8.0000	4.51562	2.75651	1.53410	0.80948	0.41336	0.20786	0.10590	0.05763	0.03366	
-6.0000	2.75651	1.80520	1.08273	0.59869	0.31808	0.16890	0.09512	0.05763	0.03366	
-4.0000	1.53410	1.08273	0.59869	0.31808	0.16890	0.09512	0.05763	0.03366		
-2.0000	0.80948	0.59869	0.31808	0.16890	0.09512	0.05763	0.03366			
0.0000	0.41336	0.20786	0.10590	0.05763	0.03366					
2.0000	0.20786	0.10590	0.05763	0.03366						
4.0000	0.10590	0.05763	0.03366							
6.0000	0.05763	0.03366								
8.0000	0.03366									

COEFFICIENTS

NOUVEAU TERRE	CHANTIER	EC34	AL	BC	BT	TR	MC120	ME120	EX
	1	0.098*(1.000)	0.499*(1.000*1.037)	0.166*(1.200)	0.155*(1.000)				
	2		0.708*(1.000*1.037)	0.245*(1.100)	0.224*(1.000)				
	3		0.835*(0.900*1.037)	0.295*(0.950)					
4		0.925*(0.750*1.037)	0.332*(0.800)						
	0.618	-0.098	-0.779	-0.281	-0.224	0.246	0.137	0.137	

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

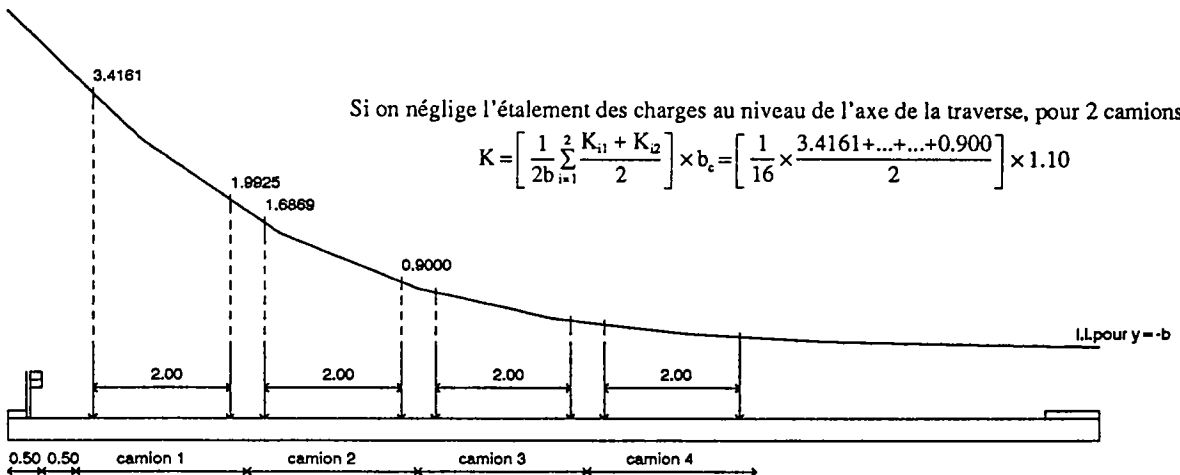
- ①- coefficient  $b_c$  pour 4 voies chargées
- ②- Les charges civiles réglementaires sont frappées du même coefficient (fasc.61,II,Art.5.5)
- ③- Les charges militaires réglementaires sont frappées du même coefficient (fasc.61,II,Art.9.6)
- NB**- Les charges généralisées gardent leur propre coefficient.

COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE

- ④- la portée fictive équivalente  $\lambda$  est la portée de la dalle isostatique ayant même flèche sous charge uniforme.
- ⑤- Selon la théorie de Guyon-Massonnet  $\theta = \frac{b}{\lambda}$  avec b demi-largeur droite
- ⑥ à ⑩- coefficients de prise en compte des charges définis au fasc 61, titre II.

- ⑦-  $a_1$
- ⑧-  $a_2$  } (art 4.22)
- ⑨-  $b_c$  (art 5.22)
- ⑩-  $b_i$  (art 5.42)

**NB**- Pour chaque cas de charge, le coefficient relatif à la fibre la plus sollicitée est appliqué à l'ensemble de l'ouvrage.

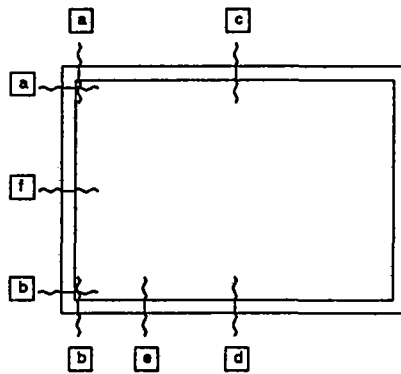


LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS LONGITUDINAUX  
(CHARGE UNITE SUR LA TRAVERSE SUPERIEURE)

1	a	b	c	d	e	f	2
ABS.	ANGLE SUP. GAUCHE	ANGLE INF. GAUCHE	1/2 TR SUP	1/2 TR INF	1/4 TR INF GAUCHE	1/2 PIEDR. GAUCHE	
0.00	-0.0109	-0.3837	0.0542	0.2376	0.4890	-0.1973	
0.50	-0.1964	-0.3711	0.1425	0.2434	0.4536	-0.2837	
1.00	-0.3510	-0.3515	0.2503	0.2485	0.4237	-0.3513	
1.50	-0.4763	-0.3266	0.3776	0.2529	0.3984	-0.4014	
2.00	-0.5736	-0.2976	0.5245	0.2566	0.3766	-0.4356	
2.50	-0.6445	-0.2661	0.6909	0.2596	0.3574	-0.4553	
3.00	-0.6904	-0.2335	0.8768	0.2619	0.3398	-0.4619	
3.50	-0.7127	-0.2012	1.0823	0.2635	0.3227	-0.4570	
4.00	-0.7129	-0.1708	1.3073	0.2644	0.3052	-0.4418	
4.50	-0.6924	-0.1437	1.4417	0.2646	0.2863	-0.4180	
5.00	-0.6527	-0.1212	1.2058	0.2641	0.2650	-0.3870	
5.50	-0.5953	-0.1049	0.9894	0.2629	0.2403	-0.3501	
6.00	-0.5215	-0.0963	0.7925	0.2610	0.2111	-0.3089	
6.50	-0.4329	-0.0966	0.6152	0.2584	0.1766	-0.2648	
7.00	-0.3309	-0.1075	0.4574	0.2551	0.1357	-0.2192	
7.50	-0.2169	-0.1304	0.3191	0.2511	0.0875	-0.1736	
8.00	-0.0924	-0.1667	0.2004	0.2463	0.0308	-0.1295	
8.50	0.0412	-0.2178	0.1012	0.2409	-0.0352	-0.0883	
8.78	0.1193	-0.2535	0.0542	0.2376	-0.0766	-0.0671	

1- abscisse de la charge

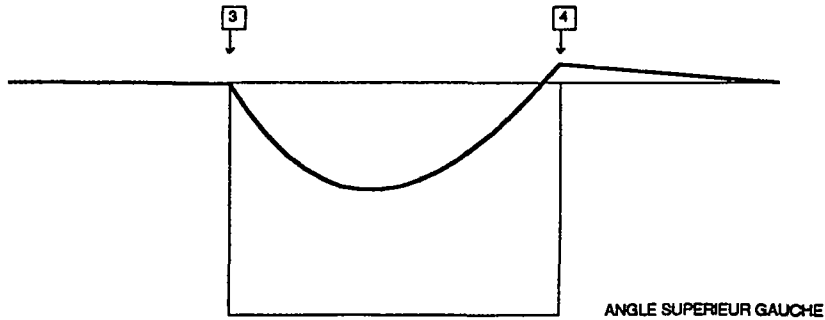
2- section étudiée



3- charge à l'angle gauche

4- charge à l'angle droit

Sur les dalles de transition, la ligne d'influence est décroissante linéairement à partir de la valeur à l'angle jusqu'à 0 à l'autre extrémité.



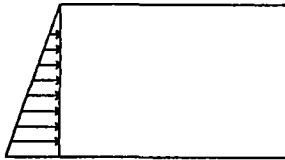
MOMENTS PERMANENTS DANS LES SECTIONS DETERMINANTES (KN\*M)

		POIDS PROPRE		POUSSEE TERRES		- CHANTIER -				EN SERVICE			
		H.SUP	DALLE TRANSI	H.SUP	DALLE TRANSI	H.SUP	DALLE TRANSI	MOMENTS E.L.S.	TOTAUX E.L.U.	H.SUP	DALLE TRANSI	MOMENTS E.L.S.	TOTAUX E.L.U.
ANGLE SUP.	MAX	-30.6	-17.7	-8.6	4.6	0.0	-52.2	-50.6	-7.3	5.2	0.0	-50.4	-48.6
	MIN	-30.6	-35.3	-10.5	4.0	0.0	-72.4	-99.2	-13.5	4.5	0.0	-74.9	-102.7
ANGLE INF.	MAX	-52.3	-30.6	-3.9	-23.4	0.0	-110.3	-110.3	-3.4	-26.4	0.0	-112.6	-112.6
	MIN	-52.3	-61.1	-4.8	-27.0	0.0	-145.2	-196.1	-6.2	-30.4	0.0	-150.1	-202.6
1/2 TR SUP	MAX	59.2	-17.7	15.2	4.6	0.0	61.3	89.0	19.6	5.2	0.0	66.3	95.7
	MIN	59.2	-35.3	12.4	4.0	0.0	40.3	27.9	10.6	4.5	0.0	39.0	26.6
1/2 TR INF	MAX	47.4	-4.9	6.0	20.1	0.0	68.6	94.3	7.7	22.7	0.0	72.9	100.1
	MIN	47.4	-9.8	4.9	17.5	0.0	60.0	56.6	4.2	19.7	0.0	61.5	58.0
1/4 TR INF	MAX	44.4	-15.2	6.1	17.4	0.0	52.8	76.6	7.9	19.7	0.0	56.8	82.0
	MIN	44.4	-30.5	5.0	15.2	0.0	34.1	23.5	4.3	17.1	0.0	35.3	24.6
1/2 PIEDR.	MAX	-41.5	95.8	-6.3	-9.7	0.0	38.3	71.9	-5.3	-10.9	0.0	38.0	71.6
	MIN	-41.5	47.9	-7.6	-11.2	0.0	-12.4	-33.5	-9.8	-12.6	0.0	-16.0	-38.4

Pour faciliter les explications, la fin de la "PAGE 8" se trouve page suivante

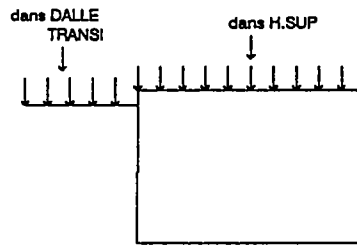
EFFETS DES TERRES

1 - POUSSEES DES TERRES

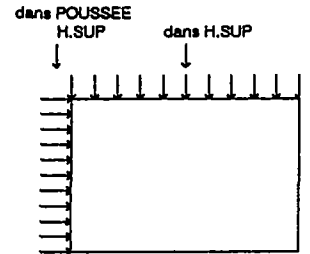


2 - HAUTEUR SUPPLEMENTAIRE DE REMBLAI

a - avec dalle



b - sans dalle



MOMENTS

1 et 2 : γ non compris

3 : γ compris

		$\gamma_{min}$ ↓	$\gamma_{max}$ ↓	$\gamma_{min}$ ↓	$\gamma_{max}$ ↓	
E.L.S.	MAX	$38.0 = (-41.5 \times 1.00) + (95.8 \times 1.00) + (-5.3 \times 1.00) + (-10.9 \times 1.00)$				
	MIN	$-16.0 = (-41.5 \times 1.00) + (47.9 \times 1.00) + (-9.8 \times 1.00) + (-12.6 \times 1.00)$				
		↑ $\gamma_{max}$	↑ $\gamma_{min}$	↑ $\gamma_{max}$	↑ $\gamma_{min}$	
		$\gamma_{min}$ ↓	$\gamma_{max}$ ↓	$\gamma_{min}$ ↓	$\gamma_{max}$ ↓	
E.L.U.	MAX	$71.6 = (-41.5 \times 1.00) + (95.8 \times 1.35) + (-5.3 \times 1.00) + (-10.9 \times 1.00)$				
	MIN	$-38.4 = (-41.5 \times 1.35) + (47.9 \times 1.00) + (-9.8 \times 1.35) + (-12.6 \times 1.35)$				
		↑ $\gamma_{max}$	↑ $\gamma_{min}$	↑ $\gamma_{max}$	↑ $\gamma_{min}$	



MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES DANS LES SECTIONS DETERMINANTES (KN*M)														MOMENTS DE CALCUL				
		CHANTIER				EN SERVICE				TROT				EX		E.L.S. E.L.U.		
		CHARGE PERM E.L.S.	CHARGE PERM E.L.U.	REMB	TEMP	CHARGE PERM E.L.S.	CHARGE PERM E.L.U.	REMB	TROT	AL	BC	BT	MC120	ME120	EX	E.L.S.	E.L.U.	
ANGLE SUP.	MAX	-52.	-51.	0.	7.	4.	-50.	-49.	0.	0.	6.	4.	5.	10.	4.	0.	-38.	-35.
	MIN	-72.	-99.	0.	-51.	-3.	-75.	-103.	0.	-1.	-60.	-56.	-59.	-101.	-74.	0.	-180.	-242.
ANGLE INF.	MAX	-110.	-110.	0.	0.	4.	-113.	-113.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	-108.	-110.
	MIN	-145.	-196.	0.	-42.	-5.	-150.	-203.	0.	-1.	-38.	-39.	-31.	-53.	-38.	0.	-207.	-276.
1/2 TR SUP	MAX	61.	89.	0.	98.	4.	66.	96.	0.	2.	86.	94.	101.	147.	119.	0.	218.	298.
	MIN	40.	28.	0.	0.	-3.	39.	27.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	37.	27.
1/2 TR INF	MAX	69.	94.	0.	32.	1.	73.	100.	0.	1.	37.	36.	23.	47.	29.	0.	121.	165.
	MIN	60.	57.	0.	0.	-1.	61.	58.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	59.	56.
1/4 TR INF	MAX	53.	77.	0.	34.	2.	57.	82.	0.	1.	46.	42.	38.	69.	47.	0.	128.	177.
	MIN	34.	23.	0.	-5.	-3.	35.	25.	0.	0.	-4.	-3.	-3.	-7.	-3.	0.	27.	16.
1/2 PIEDR.	MAX	38.	72.	0.	0.	0.	38.	72.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	39.	73.
	MIN	-12.	-34.	0.	-33.	-1.	-16.	-38.	0.	-1.	-43.	-41.	-38.	-69.	-48.	0.	-87.	-133.

Pour faciliter les explications, le début de la "PAGE 8" se trouve page précédente.

- ①- Moments en phase "engin de chantier" définie en ligne A10 du bordereau  
 ②- Moments en service sous charges d'exploitation définies en ligne A8 du bordereau  
 ③- Moments E.L.S. et E.L.U. sous charges permanentes calculés dans le tableau précédent ( $\gamma$  compris).  
 ④- Moments sous charges d'exploitation :  
 coefficient  $\gamma$  non compris, mais coefficients  $\delta$ ,  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $b_e$ ,  $b_i$  inclus

- ⑤- Moments pondérés maximum et minimum dans la section
- $$\max(\gamma S) = \begin{cases} \gamma_{\max} \times S & \text{si } S > 0 \\ \gamma_{\min} \times S & \text{si } S < 0 \end{cases}$$
- $$\min(\gamma S) = \begin{cases} \gamma_{\max} \times S & \text{si } S < 0 \\ \gamma_{\min} \times S & \text{si } S > 0 \end{cases}$$

- ⑥ E.L.S.

$$\text{MAX } -38. = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{chantier } (-52.) + (7. \times 1.20) + (4. \times 0.6) \\ \text{service } (4. \times 0.6) + (-50.) + (0. \times 1.0) + \max \left\{ \begin{array}{l} (6. \times 1.2) \\ (4. \times 1.2) \\ (5. \times 1.2) \\ (10. \times 1.0) \\ (4. \times 1.0) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\text{MIN } -180. = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{chantier } (-72.) + (-51. \times 1.20) + (-3. \times 0.6) \\ \text{service } (-3. \times 0.6) + (-75.) + (-1. \times 1.0) + \min \left\{ \begin{array}{l} (-60. \times 1.2) \\ (-56. \times 1.2) \\ (-59. \times 1.2) \\ (-101. \times 1.0) \\ (-73. \times 1.0) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

E.L.U.

$$\text{MAX } -35. = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{chantier } (-51.) + (7. \times 1.60) + (4. \times 0.0) \\ \text{service } (4. \times 0.0) + (-49.) + (0. \times 1.6) + \max \left\{ \begin{array}{l} (6. \times 1.60) \\ (4. \times 1.60) \\ (5. \times 1.60) \\ (10. \times 1.35) \\ (4. \times 1.35) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\text{MIN } -242. = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{chantier } (-99.) + (-51. \times 1.60) + (-3. \times 0.0) \\ \text{service } (-3. \times 0.0) + (-103.) + (-1. \times 1.60) + \min \left\{ \begin{array}{l} (-60. \times 1.60) \\ (-56. \times 1.60) \\ (-59. \times 1.60) \\ (-101. \times 1.35) \\ (-73. \times 1.35) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

POSITION DES SURCHARGES CORRESPONDANT AUX MOMENTS EXTREMES DANS LA TRAVERSE INFERIEURE  
(LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE)

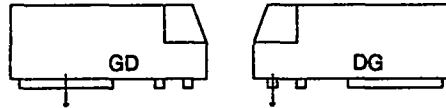
ABSC. SECTION	EC34		TROT LONG. CHARGÉE	AL LONG. CHARGÉE	BC		BT		MC120		ME120		EX	
	<- ABSCISSES ->				<- ABSCISSES ->		<- ABSCISSES ->		<- ABSCISSES ->		<- ABSCISSES ->		<- ABSCISSES ->	
0.00	DG 0.00	0.00	0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	0.00	0.00
	DG -0.50	0.00	8.78	20.35	DG -6.00	4.50	DG -0.35	0.00	DG 0.50	0.00	DG -0.30	0.00	0.00	0.00
0.50	DG -4.50	0.00	6.83	12.61	DG -0.50	0.00	DG 4.15	0.00	DG 3.00	0.00	DG 3.70	0.00	0.00	0.00
	DG 9.00	0.00	1.95	7.74	GD 7.50	0.00	DG 7.65	0.00	DG 10.50	0.00	DG 7.20	0.00	0.00	0.00
1.00	DG 0.00	0.00	7.48	13.26	DG -5.00	5.50	DG -0.35	0.00	DG 1.00	0.00	DG -0.30	0.00	0.00	0.00
	DG 9.00	0.00	1.30	7.08	GD 7.50	0.00	DG 7.65	0.00	DG 11.00	0.00	DG 8.70	0.00	0.00	0.00
1.50	DG 0.00	0.00	7.82	13.60	DG -4.50	6.00	DG -0.35	0.00	DG 1.00	0.00	DG -0.30	0.00	0.00	0.00
	DG 9.00	0.00	0.96	6.74	GD 9.00	0.00	DG 9.15	0.00	DG 11.00	0.00	DG 8.70	0.00	0.00	0.00
2.00	DG 0.00	0.00	8.11	13.89	DG -4.50	6.00	DG -0.35	0.00	DG 1.00	0.00	DG -0.30	0.00	0.00	0.00
	DG 9.00	0.00	0.67	6.46	GD 9.00	0.00	DG 9.15	0.00	DG 11.50	0.00	DG 8.70	0.00	0.00	0.00
2.50	DG 0.00	0.00	8.47	14.26	DG -4.50	6.00	DG -0.35	0.00	DG 1.00	0.00	DG -0.30	0.00	0.00	0.00
	DG 9.00	0.00	0.31	6.09	GD 9.00	0.00	DG 9.15	0.00	DG 12.00	0.00	DG 8.70	0.00	0.00	0.00
3.00	DG -0.50	0.00	8.78	14.56	DG -4.50	6.00	DG -0.35	0.00	DG 1.00	0.00	DG -0.30	0.00	0.00	0.00
	DG 0.00	0.00	0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	0.00	0.00
3.50	DG -0.50	0.00	8.78	14.56	GD -3.00	7.50	DG 0.15	0.00	DG 1.50	0.00	DG 0.20	0.00	0.00	0.00
	DG 0.00	0.00	0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	0.00	0.00
4.00	DG -0.50	0.00	8.78	14.56	GD -3.00	7.50	DG 0.15	0.00	DG 2.50	0.00	DG 0.20	0.00	0.00	0.00
	DG 0.00	0.00	0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	0.00	0.00
4.39	DG -0.50	0.00	8.78	20.35	GD -3.00	7.50	DG 3.65	0.00	DG 4.50	0.00	DG 3.70	0.00	0.00	0.00
	DG 0.00	0.00	0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	DG 0.00	0.00	0.00	0.00

①- L'effet de A(L) sur les dalles de transition est pris en compte lorsqu'il est plus défavorable que l'effet de A(L) sur la traverse seule.

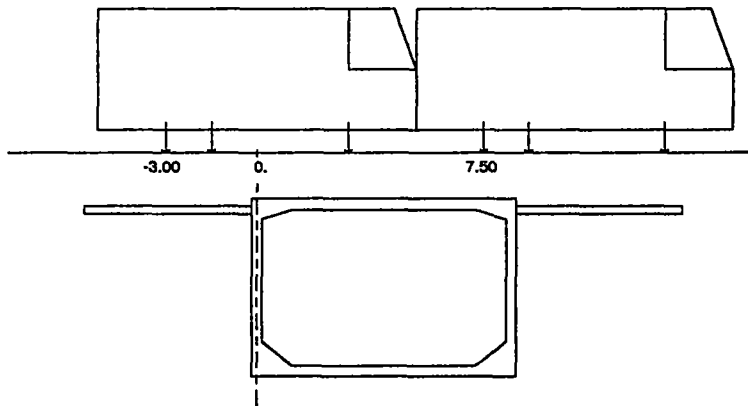
$$\text{Ici : } A(20,35) \times \text{aire(traverse+2dalles)} > A(8,78) \times \text{aire(traverse)}$$

②- L'essieu le plus à gauche sert à repérer le camion.

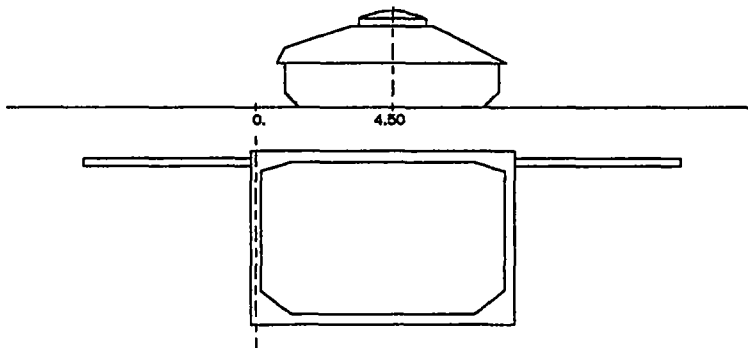
sens de la marche  $\begin{cases} \text{DG} = \text{de droite à gauche} \\ \text{GD} = \text{de gauche à droite} \end{cases}$



③-Bc



④-Mc : L'axe de l'essieu se trouve à 4.50 m au lieu des 4.39 m théoriques car les déplacements se font par pas de 0.50 m.



MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES DANS LA TRAVERSE INFERIEURE  
(LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE)

ABS. SECTION	CHANTIER										SERVICE					MOMENTS DE CALCUL	
	CHARGE E.L.S.	PERM E.L.U.	REMB	EC34	TEMP	CHARGE E.L.S.	PERM E.L.U.	REMB	TROT	AL	BC	BT	MC120	ME120	EX	E.L.S.	E.L.U.
0.00	MAX -110.	MAX -110.	0.	0.	4.	-113.	-113.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	-108.	-110.
	MIN -145.	MIN -196.	0.	-42.	-5.	-150.	-203.	0.	-1.	-38.	-39.	-31.	-53.	-38.	0.	-207.	-276.
0.50	MAX -49.	MAX -49.	0.	4.	4.	-50.	-49.	0.	0.	4.	5.	4.	6.	5.	0.	-41.	-41.
	MIN -79.	MIN -107.	0.	-15.	-5.	-80.	-108.	0.	0.	-14.	-11.	-13.	-23.	-14.	0.	-107.	-140.
1.00	MAX -3.	MAX 4.	0.	19.	4.	-2.	6.	0.	0.	27.	24.	22.	40.	27.	0.	41.	61.
	MIN -30.	MIN -48.	0.	-13.	-4.	-30.	-48.	0.	0.	-11.	-8.	-9.	-19.	-10.	0.	-52.	-74.
1.50	MAX 28.	MAX 45.	0.	29.	3.	31.	49.	0.	1.	40.	36.	33.	60.	41.	0.	93.	131.
	MIN 4.	MIN -11.	0.	-10.	-4.	5.	-10.	0.	0.	-8.	-6.	-6.	-14.	-7.	0.	-12.	-29.
2.00	MAX 48.	MAX 70.	0.	33.	2.	51.	75.	0.	1.	45.	41.	37.	68.	46.	0.	122.	169.
	MIN 27.	MIN 16.	0.	-6.	-3.	28.	17.	0.	0.	-5.	-4.	-4.	-9.	-4.	0.	18.	5.
2.50	MAX 59.	MAX 84.	0.	33.	2.	63.	90.	0.	1.	46.	41.	38.	69.	47.	0.	134.	184.
	MIN 43.	MIN 34.	0.	-2.	-2.	44.	35.	0.	0.	-2.	-1.	-2.	-3.	-1.	0.	38.	30.
3.00	MAX 65.	MAX 91.	0.	31.	1.	69.	97.	0.	1.	44.	39.	35.	64.	43.	0.	135.	185.
	MIN 52.	MIN 45.	0.	0.	-2.	53.	47.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	51.	45.
3.50	MAX 67.	MAX 93.	0.	32.	1.	72.	99.	0.	1.	41.	35.	30.	57.	38.	0.	130.	178.
	MIN 57.	MIN 52.	0.	0.	-1.	58.	54.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	56.	52.
4.00	MAX 68.	MAX 94.	0.	32.	1.	73.	100.	0.	1.	38.	36.	25.	50.	32.	0.	124.	169.
	MIN 59.	MIN 56.	0.	0.	-1.	61.	57.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	59.	56.
4.39	MAX 69.	MAX 94.	0.	32.	1.	73.	100.	0.	1.	37.	36.	23.	47.	29.	0.	121.	165.
	MIN 60.	MIN 57.	0.	0.	-1.	61.	58.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	59.	57.

①- AL  $37. = A(20,35) \times \text{aire}(20,35) \times 0.779$

↑           ↑  
coefficient de répartition transversale  
↑ longueur donnée page précédente

②- BC  $36. = \sum (\text{Poids essieu} \times \text{valeur moyenne de la ligne d'influence sur la longueur de l'essieu}) \times 0.281 \times 1.219$

↑           ↑           ↑  
majoration dynamique  
↑           ↑  
répartition transversale  
↑ position repérée page précédente

③- MC  $47. = 110. \times \frac{\text{aire}(6.10 \text{ centrée sur } 4.50)}{6.10} \times 0.137 \times 1.228$

↑           ↑  
majoration dynamique  
↑ répartition transversale

④ E.L.S.

MAX 121. = max {  
 chantier (69.) + (32. × 1.20) + (1. × 0.60)  
 service (1. × 0.60) + (73.) + (1. × 1.00) + max {  
     (37. × 1.20)  
     (36. × 1.20)  
     (23. × 1.20)  
     (47. × 1.00)  
     (29. × 1.00)
 }

MIN 59. = min {  
 chantier (60.) + (0. × 1.20) + (-1. × 0.60)  
 service (-1. × 0.60) + (61.) + (0. × 1.00) + min {  
     (0. × 1.20)  
     (0. × 1.20)  
     (0. × 1.20)  
     (0. × 1.00)  
     (0. × 1.00)
 }

E.L.U.

MAX 165. = max {  
 chantier (94.) + (32. × 1.60) + (1. × 0.00)  
 service (1. × 0.00) + (100.) + (1. × 1.60) + max {  
     (37. × 1.60)  
     (36. × 1.60)  
     (23. × 1.60)  
     (47. × 1.35)  
     (29. × 1.35)
 }

MIN 57. = min {  
 chantier (57.) + (0. × 1.60) + (-1. × 0.00)  
 service (-1. × 0.00) + (58.) + (0. × 1.60) + min {  
     (0. × 1.60)  
     (0. × 1.60)  
     (0. × 1.60)  
     (0. × 1.35)  
     (0. × 1.35)
 }

POSITION DES SURCHARGES CORRESPONDANT AUX MOMENTS EXTREMES DANS LA TRAVERSE SUPERIEURE  
(LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE)

ABSC. SECTION	EC34		TROT LONG. CHARGÉE	AL LONG. CHARGÉE	BC		BT		MC120		ME120		EX	
	<- ABSCISSES ->	>->			<- ABSCISSES ->	>->	<- ABSCISSES ->	>->	<- ABSCISSES ->	>->	<- ABSCISSES ->	>->	<- ABSCISSES ->	>->
0.00	DG 9.00 DG -5.50	0.00 0.00	0.43 8.35	6.22 8.35	GD 9.00 DG -1.50	0.00 0.00	DG 9.15 DG 3.15	0.00 0.00	DG 11.50 DG 4.00	0.00 0.00	DG 8.70 DG 2.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
0.50	DG 0.50 DG -5.00	0.00 0.00	1.83 6.95	7.61 6.94	DG -5.50 DG -0.50	9.00 0.00	DG -0.85 DG 3.65	0.00 0.00	DG 11.50 DG 5.00	0.00 0.00	DG -1.30 DG 3.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
1.00	DG 1.00 DG 5.50	0.00 0.00	3.53 5.24	9.32 5.24	DG -3.50 GD 4.50	9.00 0.00	DG 0.65 DG 4.65	0.00 0.00	DG 0.00 DG 6.00	0.00 0.00	DG 0.70 DG 4.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
1.50	DG 1.50 DG 6.50	0.00 0.00	5.70 3.08	4.83 3.08	DG -3.00 GD 5.50	9.00 0.00	DG 1.15 DG 5.65	0.00 0.00	DG 1.50 DG 0.00	0.00 0.00	DG 1.20 DG 5.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
2.00	DG 2.00 DG 0.00	0.00 0.00	8.78 0.00	8.78 0.00	DG -2.50 DG 0.00	9.00 0.00	DG 1.65 DG 0.00	0.00 0.00	DG 3.50 DG 0.00	0.00 0.00	DG 1.70 DG 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
2.50	DG 2.50 DG 0.00	0.00 0.00	8.78 0.00	8.78 0.00	DG -2.00 DG 0.00	9.00 0.00	DG 2.15 DG 0.00	0.00 0.00	DG 3.50 DG 0.00	0.00 0.00	DG 2.20 DG 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
3.00	DG -6.50 DG 0.00	0.00 0.00	8.78 0.00	8.78 0.00	DG -2.00 DG 0.00	8.50 0.00	DG 2.65 DG 0.00	0.00 0.00	DG 4.00 DG 0.00	0.00 0.00	DG 2.70 DG 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
3.50	DG -6.00 DG 0.00	0.00 0.00	8.78 0.00	8.78 0.00	DG -1.50 DG 0.00	9.00 0.00	DG 3.15 DG 0.00	0.00 0.00	DG 4.00 DG 0.00	0.00 0.00	DG 3.20 DG 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
4.00	DG -5.50 DG 0.00	0.00 0.00	8.78 0.00	8.78 0.00	DG -1.00 DG 0.00	0.00 0.00	DG 3.65 DG 0.00	0.00 0.00	DG 4.00 DG 0.00	0.00 0.00	DG 3.70 DG 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
4.39	DG -5.00 DG 0.00	0.00 0.00	8.78 0.00	8.78 0.00	DG -0.50 DG 0.00	0.00 0.00	DG 4.15 DG 0.00	0.00 0.00	DG 4.50 DG 0.00	0.00 0.00	DG 4.20 DG 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00

MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES DANS LA TRAVERSE SUPERIEURE  
(LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE)

ABS. SECTION	CHANTIER												SERVICE												MOMENTS DE CALCUL	
	CHARGE E.L.S.	PERM E.L.U.	REMB	EC34	TEMP	CHARGE E.L.S.	PERM E.L.U.	REMB	TROT	AL	BC	BT	MC120	ME120	EX	E.L.S.	E.L.U.									
0.00	MAX -52. MIN -72.	MAX -51. MIN -99.	0.	7. -51.	4. -3.	MAX -50. MIN -75.	MAX -49. MIN -103.	0.	0. -1.	6. -60.	4. -56.	5. -59.	10. -101.	4. -74.	0.	MAX -38. MIN -180.	MAX -35. MIN -242.									
0.50	MAX -28. MIN -48.	MAX -27. MIN -66.	0.	10. -32.	4. -3.	MAX -27. MIN -49.	MAX -25. MIN -67.	0.	0. -1.	8. -34.	10. -34.	8. -37.	10. -56.	11. -45.	0.	MAX -13. MIN -107.	MAX -10. MIN -144.									
1.00	MAX -8. MIN -26.	MAX -4. MIN -38.	0.	29. -17.	4. -3.	MAX -7. MIN -25.	MAX -3. MIN -38.	0.	0. 0.	16. -14.	24. -17.	25. -19.	20. -20.	26. -22.	0.	MAX 30. MIN -50.	MAX 43. MIN -68.									
1.50	MAX 11. MIN -8.	MAX 21. MIN -20.	0.	47. -5.	4. -3.	MAX 13. MIN -8.	MAX 24. MIN -20.	0.	1. 0.	30. -3.	43. -4.	45. -5.	45. 0.	52. -5.	0.	MAX 71. MIN -16.	MAX 98. MIN -28.									
2.00	MAX 27. MIN 7.	MAX 43. MIN -5.	0.	62. 0.	4. -3.	MAX 30. MIN 7.	MAX 47. MIN -5.	0.	1. 0.	43. 0.	59. 0.	63. 0.	75. 0.	74. 0.	0.	MAX 109. MIN 5.	MAX 150. MIN -5.									
2.50	MAX 40. MIN 20.	MAX 60. MIN 7.	0.	75. 0.	4. -3.	MAX 44. MIN 19.	MAX 65. MIN 7.	0.	1. 0.	59. 0.	72. 0.	78. 0.	102. 0.	92. 0.	0.	MAX 149. MIN 17.	MAX 205. MIN 7.									
3.00	MAX 50. MIN 29.	MAX 73. MIN 17.	0.	84. 0.	4. -3.	MAX 54. MIN 28.	MAX 79. MIN 16.	0.	2. 0.	71. 0.	83. 0.	89. 0.	122. 0.	105. 0.	0.	MAX 180. MIN 26.	MAX 247. MIN 16.									
3.50	MAX 57. MIN 36.	MAX 83. MIN 23.	0.	91. 0.	4. -3.	MAX 61. MIN 35.	MAX 89. MIN 22.	0.	2. 0.	80. 0.	90. 0.	97. 0.	137. 0.	114. 0.	0.	MAX 202. MIN 33.	MAX 277. MIN 22.									
4.00	MAX 60. MIN 39.	MAX 88. MIN 27.	0.	96. 0.	4. -3.	MAX 65. MIN 38.	MAX 94. MIN 26.	0.	2. 0.	84. 0.	93. 0.	101. 0.	144. 0.	118. 0.	0.	MAX 214. MIN 36.	MAX 293. MIN 26.									
4.39	MAX 61. MIN 40.	MAX 89. MIN 28.	0.	98. 0.	4. -3.	MAX 66. MIN 39.	MAX 96. MIN 27.	0.	2. 0.	86. 0.	94. 0.	101. 0.	147. 0.	119. 0.	0.	MAX 218. MIN 37.	MAX 298. MIN 27.									

POSITION DES SURCHARGES CORRESPONDANT AUX MOMENTS EXTREMES DANS LE PIEDROIT DE GAUCHE  
 (LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE LA BASE)

ABSC. SECTION	EC34		TROT LONG CHARGÉE	AL LONG CHARGÉE	BC		BT		MC120		ME120		EX	
	<- ABSCISSES ->				<- ABSCISSES ->		<- ABSCISSES ->		<- ABSCISSES ->		<- ABSCISSES ->		<- ABSCISSES ->	
0.00	DG 0.00 DG -0.50	0.00 0.00	0.00 8.78	0.00 20.35	DG 0.00 DG -6.00	0.00 4.50	DG 0.00 DG -0.35	0.00 0.00	DG 0.50 DG 0.00	0.00 0.00	DG 0.00 DG -0.30	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
0.50	DG 0.00 DG -0.50	0.00 0.00	0.00 8.78	0.00 20.35	DG 0.00 DG -3.00	0.00 7.50	DG 0.00 DG 0.15	0.00 0.00	DG 0.00 DG 1.00	0.00 0.00	DG 0.00 DG 0.20	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
1.00	DG 0.00 DG -0.50	0.00 0.00	0.00 8.78	0.00 20.35	DG 0.00 DG -3.00	0.00 7.50	DG 0.00 DG 0.65	0.00 0.00	DG 0.00 DG 1.50	0.00 0.00	DG 0.00 DG 0.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
1.50	DG 0.00 DG -0.50	0.00 0.00	0.00 8.78	0.00 14.56	DG 0.00 DG -3.00	0.00 8.50	DG 0.00 DG 1.15	0.00 0.00	DG 0.00 DG 2.00	0.00 0.00	DG 0.00 DG 1.20	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
2.00	DG 0.00 DG 2.50	0.00 0.00	0.00 8.78	0.00 14.56	DG 0.00 DG -2.50	0.00 8.00	DG 0.00 DG 1.65	0.00 0.00	DG 0.00 DG 2.50	0.00 0.00	DG 0.00 DG 1.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
2.50	DG 0.00 DG 2.50	0.00 0.00	0.00 8.78	0.00 14.56	DG 0.00 DG -2.50	0.00 8.00	DG 0.00 DG 2.15	0.00 0.00	DG 0.00 DG 3.00	0.00 0.00	DG 0.00 DG 1.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
3.00	DG 0.00 DG -6.50	0.00 0.00	0.00 8.78	0.00 8.78	DG 0.00 DG -2.50	0.00 8.00	DG 0.00 DG 2.15	0.00 0.00	DG 0.00 DG 3.50	0.00 0.00	DG 0.00 DG 2.20	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
3.50	DG 0.00 DG -6.00	0.00 0.00	0.00 8.78	0.00 8.78	DG 0.00 DG -2.50	0.00 8.00	DG 0.00 DG 2.65	0.00 0.00	DG 0.00 DG 3.50	0.00 0.00	DG 0.00 DG 2.20	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
4.00	DG 0.00 DG -6.00	0.00 0.00	0.00 8.78	0.00 8.78	DG 0.00 DG -2.50	0.00 8.00	DG 0.00 DG 2.65	0.00 0.00	DG 0.00 DG 4.00	0.00 0.00	DG 0.00 DG 2.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
4.50	DG 9.00 DG -6.00	0.00 0.00	0.11 8.67	5.89 8.67	GD 9.00 DG -2.50	0.00 8.00	DG 9.15 DG 2.65	0.00 0.00	DG 12.00 DG 4.00	0.00 0.00	DG 0.00 DG 2.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
5.00	DG 9.00 DG -6.00	0.00 0.00	0.24 8.54	6.03 8.54	GD 9.00 DG -1.50	0.00 0.00	DG 9.15 DG 3.15	0.00 0.00	DG 12.00 DG 4.00	0.00 0.00	DG 8.70 DG 2.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
5.50	DG 9.00 DG -6.00	0.00 0.00	0.34 8.44	6.12 8.44	GD 9.00 DG -1.50	0.00 0.00	DG 9.15 DG 3.15	0.00 0.00	DG 12.00 DG 4.00	0.00 0.00	DG 8.70 DG 2.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
6.00	DG 9.00 DG -5.50	0.00 0.00	0.41 8.37	6.19 8.37	GD 9.00 DG -1.50	0.00 0.00	DG 9.15 DG 3.15	0.00 0.00	DG 11.50 DG 4.00	0.00 0.00	DG 8.70 DG 2.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
6.17	DG 9.00 DG -5.50	0.00 0.00	0.43 8.35	6.22 8.35	GD 9.00 DG -1.50	0.00 0.00	DG 9.15 DG 3.15	0.00 0.00	DG 11.50 DG 4.00	0.00 0.00	DG 8.70 DG 2.70	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00

 MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES DANS LES PIEDROITS  
 (LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE LA BASE)

ABS. SECTION	CHANTIER														SERVICE		MOMENTS DE CALCUL	
	CHARGE PERM E.L.S. E.L.U.		REMB	EC34	TEMP	CHARGE PERM E.L.S. E.L.U.		REMB	TROT	AL	BC	BT	MC120	ME120	EX	E.L.S.	E.L.U.	
0.00	MAX -110.	MIN -196.				0.	0.											4.
0.50	MAX -78.	MIN -114.	0.	0.	4.	-80.	-120.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	-76.	-78.	
1.00	MAX -34.	MIN -84.	0.	0.	3.	-35.	-90.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	-32.	-20.	
1.50	MAX 0.	MIN -38.	0.	0.	2.	-1.	-69.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	2.	25.	
2.00	MAX 23.	MIN -25.	0.	0.	2.	22.	-54.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	24.	54.	
2.50	MAX 35.	MIN -16.	0.	0.	1.	35.	-44.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	36.	69.	
3.00	MAX 39.	MIN -13.	0.	0.	1.	38.	-39.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	39.	72.	
3.50	MAX 34.	MIN -13.	0.	0.	0.	34.	-37.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	34.	65.	
4.00	MAX 23.	MIN -16.	0.	0.	1.	23.	-39.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	24.	49.	
4.50	MAX 7.	MIN -22.	0.	0.	2.	7.	-44.	0.	0.	1.	1.	1.	0.	0.	0.	10.	28.	
5.00	MAX -14.	MIN -31.	0.	2.	-1.	-13.	-50.	0.	0.	2.	2.	2.	4.	1.	0.	-7.	3.	
5.50	MAX -37.	MIN -40.	0.	4.	3.	-35.	-59.	0.	0.	4.	3.	3.	6.	3.	0.	-27.	-25.	
6.00	MAX -49.	MIN -64.	0.	6.	4.	-47.	-91.	0.	0.	6.	4.	4.	9.	4.	0.	-36.	-33.	
6.17	MAX -52.	MIN -72.	0.	7.	4.	-50.	-103.	0.	0.	6.	4.	5.	10.	4.	0.	-38.	-35.	

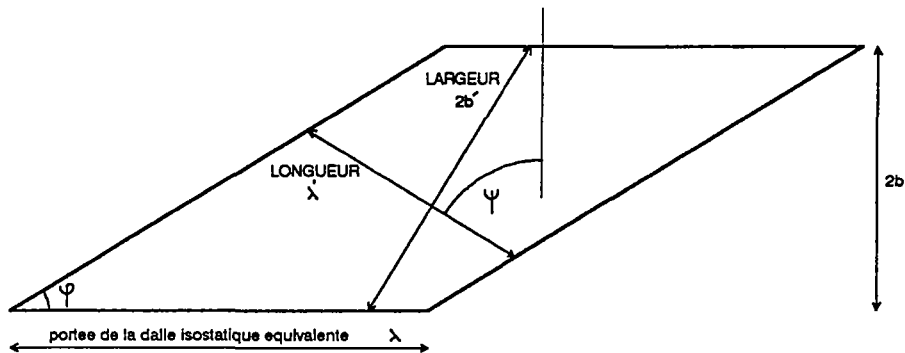
LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT MU POUR LA FIBRE A 0.000 M DU CENTRE DE LA DALLE

DIMENSIONS DE LA PLAQUE RECTANGULAIRE EQUIVALENTE SUR APPUIS SIMPLES BIAIS MECANIQUE 80.00 GR

LARGEUR = 16.823 M. LONGUEUR = 7.058 M. TETA (TRANSVERSAL) = 1.192

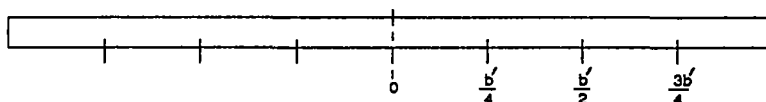
ABSCISSE	POISSON=0.200			POISSON=0.000		
	HARMONIQUE 1 (*1000)	HARMONIQUE 3 (*1000)	HARMONIQUE 5 (*1000)	HARMONIQUE 1 (*1000)	HARMONIQUE 3 (*1000)	HARMONIQUE 5 (*1000)
-8.41	-5.92	0.00	0.00	-7.90	0.00	0.00
-8.00	-5.87	0.00	0.00	-8.20	-0.01	0.00
-7.50	-5.85	-0.01	0.00	-8.57	-0.01	0.00
-7.00	-5.85	-0.01	0.00	-8.98	-0.02	0.00
-6.50	-5.85	-0.02	0.00	-9.41	-0.03	0.00
-6.00	-5.80	-0.04	0.00	-9.84	-0.05	0.00
-5.50	-5.63	-0.07	0.00	-10.21	-0.09	0.00
-5.00	-5.25	-0.12	0.00	-10.45	-0.16	0.00
-4.50	-4.53	-0.20	0.00	-10.44	-0.27	-0.01
-4.00	-3.30	-0.33	-0.01	-10.00	-0.46	-0.01
-3.50	-1.31	-0.53	-0.03	-8.91	-0.76	-0.04
-3.00	1.74	-0.81	-0.07	-6.82	-1.22	-0.10
-2.50	6.30	-1.16	-0.17	-3.90	-1.85	-0.23
-2.00	12.93	-1.44	-0.37	2.27	-2.57	-0.54
-1.50	22.41	-1.21	-0.70	10.71	-3.01	-1.11
-1.00	35.74	0.77	-0.84	23.12	-1.96	-1.77
-0.50	54.27	7.60	1.36	40.96	3.79	-0.49
0.00	79.78	26.71	16.03	66.18	22.26	13.35
0.50	94.27	7.60	1.36	40.96	3.79	-0.49
1.00	54.27	0.77	-0.84	23.12	-1.96	-1.77
1.50	35.74	-1.21	-0.70	10.71	-3.01	-1.11
2.00	22.41	-1.44	-0.37	2.27	-2.57	-0.54
2.50	12.93	-1.16	-0.17	-3.90	-1.85	-0.23
3.00	6.30	-0.81	-0.07	-6.82	-1.22	-0.10
3.50	1.74	-0.53	-0.03	-8.91	-0.76	-0.04
4.00	-1.31	-0.33	-0.01	-10.00	-0.46	-0.01
4.50	-3.30	-0.20	0.00	-10.44	-0.27	-0.01
5.00	-4.53	-0.12	0.00	-10.45	-0.16	0.00
5.50	-5.25	-0.07	0.00	-10.21	-0.09	0.00
6.00	-5.63	-0.04	0.00	-9.84	-0.05	0.00
6.50	-5.80	-0.02	0.00	-9.41	-0.03	0.00
7.00	-5.85	-0.01	0.00	-8.98	-0.02	0.00
7.50	-5.85	-0.01	0.00	-8.57	-0.01	0.00
8.00	-5.87	0.00	0.00	-8.20	-0.01	0.00
8.41	-5.92	0.00	0.00	-7.90	0.00	0.00

- ①- Fibre étudiée : sa position est repérée par rapport au centre de la dalle
- ②- Dans le cas des dalles biaises, l'angle de biais mécanique  $\psi$  peut être différent du biais géométrique  $\phi$
- ③- largeur  $2b'$  et longueur  $\lambda'$  de la dalle équivalente ayant même raideur que la traverse.
 
$$\lambda' = \lambda \times \sin\psi \qquad 2b' = 2b / \sin\psi$$



- ④- Le paramètre de flexion  $\theta$  forme avec le paramètre de torsion  $\alpha$  les principaux paramètres de calcul Guyon-Massonnet.
 
$$\theta = b' / \lambda' \qquad \alpha = 1 \text{ dans le cas de dalles isotropes}$$

Les pages suivantes donnent les valeurs de  $\mu$  tous les huitièmes de largeur.



LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT MU POUR LA FIBRE A 2.103 M DU CENTRE DE LA DALLE  
 DIMENSIONS DE LA PLAQUE RECTANGULAIRE EQUIVALENTE SUR APPUIS SIMPLES BIAIS MECANIQUE 80.00 GR  
 LARGEUR = 16.823 M. LONGUEUR = 7.058 M. TETA(TRANSVERSAL) = 1.192

ABSCISSE	POISSON=0.200-			POISSON=0.000-		
	HARMONIQUE 1 (*1000)	HARMONIQUE 3 (*1000)	HARMONIQUE 5 (*1000)	HARMONIQUE 1 (*1000)	HARMONIQUE 3 (*1000)	HARMONIQUE 5 (*1000)
-8.41	-2.91	0.00	0.00	-3.89	0.00	0.00
-8.00	-3.00	0.00	0.00	-4.15	0.00	0.00
-7.50	-3.14	0.00	0.00	-4.49	0.00	0.00
-7.00	-3.32	0.00	0.00	-4.87	0.00	0.00
-6.50	-3.53	0.00	0.00	-5.31	0.00	0.00
-6.00	-3.78	0.00	0.00	-5.81	0.00	0.00
-5.50	-4.04	-0.01	0.00	-6.36	-0.01	0.00
-5.00	-4.31	-0.01	0.00	-6.98	-0.01	0.00
-4.50	-4.55	-0.02	0.00	-7.62	-0.03	0.00
-4.00	-4.72	-0.03	0.00	-8.27	-0.05	0.00
-3.50	-4.77	-0.06	0.00	-8.87	-0.08	0.00
-3.00	-4.60	-0.10	0.00	-9.35	-0.14	0.00
-2.50	-4.11	-0.18	0.00	-9.59	-0.25	0.00
-2.00	-3.12	-0.30	-0.01	-9.43	-0.42	-0.01
-1.50	-1.43	-0.48	-0.02	-8.65	-0.69	-0.03
-1.00	-1.27	-0.75	-0.06	-6.96	-1.11	-0.08
-0.50	5.38	-1.40	-0.14	-3.92	-1.70	-0.20
0.00	11.44	-1.00	-0.32	1.02	-2.43	-0.46
0.50	20.16	-1.34	-0.62	8.65	-2.99	-0.97
1.00	32.51	0.11	-0.88	19.98	-2.41	-1.67
1.50	49.74	5.53	0.44	36.40	1.94	-1.19
2.00	73.53	21.15	10.80	59.76	16.73	8.19
2.10	79.44	26.71	16.03	62.63	22.26	13.35
2.50	58.44	10.16	2.72	44.77	6.15	0.64
3.00	38.49	1.62	-0.72	25.39	-1.33	-1.81
3.50	24.05	-1.01	-0.77	11.77	-2.98	-1.25
4.00	13.68	-1.46	-0.43	2.37	-2.71	-0.63
4.50	6.30	-1.23	-0.20	-4.01	-2.00	-0.28
5.00	1.10	-0.88	-0.08	-8.23	-1.33	-0.12
5.50	-2.56	-0.58	-0.03	-10.94	-0.85	-0.05
6.00	-5.12	-0.36	-0.01	-12.63	-0.52	-0.02
6.50	-6.96	-0.22	0.00	-13.65	-0.31	-0.01
7.00	-8.33	-0.14	0.00	-14.26	-0.19	0.00
7.50	-9.45	-0.08	0.00	-14.63	-0.12	0.00
8.00	-10.46	-0.06	0.00	-14.90	-0.08	0.00
8.41	-11.32	-0.04	0.00	-15.09	-0.05	0.00

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT MU POUR LA FIBRE A 4.206 M DU CENTRE DE LA DALLE  
 DIMENSIONS DE LA PLAQUE RECTANGULAIRE EQUIVALENTE SUR APPUIS SIMPLES BIAIS MECANIQUE 80.00 GR  
 LARGEUR = 16.823 M. LONGUEUR = 7.058 M. TETA(TRANSVERSAL) = 1.192

ABSCISSE	POISSON=0.200-			POISSON=0.000-		
	HARMONIQUE 1 (*1000)	HARMONIQUE 3 (*1000)	HARMONIQUE 5 (*1000)	HARMONIQUE 1 (*1000)	HARMONIQUE 3 (*1000)	HARMONIQUE 5 (*1000)
-8.41	-1.37	0.00	0.00	-1.85	0.00	0.00
-8.00	-1.45	0.00	0.00	-2.01	0.00	0.00
-7.50	-1.57	0.00	0.00	-2.22	0.00	0.00
-7.00	-1.70	0.00	0.00	-2.46	0.00	0.00
-6.50	-1.87	0.00	0.00	-2.73	0.00	0.00
-6.00	-2.07	0.00	0.00	-3.06	0.00	0.00
-5.50	-2.31	0.00	0.00	-3.45	0.00	0.00
-5.00	-2.58	0.00	0.00	-3.90	0.00	0.00
-4.50	-2.88	0.00	0.00	-4.42	0.00	0.00
-4.00	-3.21	0.00	0.00	-5.00	0.00	0.00
-3.50	-3.56	-0.01	0.00	-5.65	-0.01	0.00
-3.00	-3.90	-0.01	0.00	-6.36	-0.01	0.00
-2.50	-4.22	-0.02	0.00	-7.10	-0.02	0.00
-2.00	-4.48	-0.03	0.00	-7.86	-0.04	0.00
-1.50	-4.63	-0.05	0.00	-8.58	-0.07	0.00
-1.00	-4.58	-0.09	0.00	-9.19	-0.13	0.00
-0.50	-4.23	-0.16	0.00	-9.60	-0.22	0.00
0.00	-3.44	-0.27	-0.01	-9.65	-0.37	-0.01
0.50	-2.00	-0.44	-0.02	-9.16	-0.62	-0.03
1.00	0.37	-0.68	-0.05	-7.82	-1.01	-0.07
1.50	4.04	-1.01	-0.12	-5.27	-1.57	-0.16
2.00	9.50	-1.35	-0.27	-0.96	-2.28	-0.39
2.50	17.43	-1.42	-0.55	5.81	-2.92	-0.84
3.00	28.73	-0.39	-0.86	16.01	-2.72	-1.54
3.50	44.57	3.87	-0.16	30.93	0.50	-1.58
4.00	66.51	16.57	7.04	52.28	12.26	4.58
4.21	77.78	26.71	16.03	63.46	22.25	13.35
4.50	61.47	13.31	4.69	47.19	9.12	2.40
5.00	39.63	2.70	-0.49	25.80	-0.48	-1.75
5.50	23.50	-0.73	-0.83	10.43	-2.90	-1.41
6.00	11.52	-1.48	-0.49	-0.59	-2.87	-0.74
6.50	2.50	-1.34	-0.23	-8.56	-2.21	-0.33
7.00	-4.51	-1.01	-0.10	-14.45	-1.56	-0.14
7.50	-10.22	-0.73	-0.04	-19.00	-1.08	-0.06
8.00	-15.25	-0.55	-0.02	-22.78	-0.78	-0.03
8.41	-19.23	-0.45	-0.01	-25.64	-0.61	-0.01

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT MU POUR LA FIBRE A 6.309 M DU CENTRE DE LA DALLE  
 DIMENSIONS DE LA PLAQUE RECTANGULAIRE EQUIVALENTE SUR APPUIS SIMPLES BIAIS MECANIQUE 80.00 GR  
 LARGEUR = 16.823 M. LONGUEUR = 7.058 M. TETA(TRANSVERSAL) = 1.192

ABSCISSE	POISSON=0.200-			POISSON=0.000-		
	HARMONIQUE 1 (*1000)	HARMONIQUE 3 (*1000)	HARMONIQUE 5 (*1000)	HARMONIQUE 1 (*1000)	HARMONIQUE 3 (*1000)	HARMONIQUE 5 (*1000)
-8.41	-0.58	0.00	0.00	-0.80	0.00	0.00
-8.00	-0.62	0.00	0.00	-0.88	0.00	0.00

**MOMENTS TRANSVERSAUX (KN\*M)**  
POUR LA FIBRE A 0.000 MJA PARTIR DU CENTRE DE LA DALLE

PHASE DE CHANTIER	1		2		3		4	
	BIAS GEOMETRIQUE		BIAS MECANIQUE		BIAS GEOMETRIQUE		BIAS MECANIQUE	
80.00	80.00							
OSSATURE	2		<- POISSON=0.200->		<- POISSON=0.000->			
	HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FACTEUR 3	MOMENT	FACTEUR 3	MOMENT	
	1	1.0000	1.0000	10.3303	15.68	0.6872	1.04	
	3	-1.0000	0.3333	1.2334	-0.62	0.1422	-0.07	
	5	1.0000	0.2000	0.5325	0.16	0.1393	0.04	
TOTAL					15.21		1.01	
TERRE			<- POISSON=0.200->		<- POISSON=0.000->			
	HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FACTEUR 3	MOMENT	FACTEUR 3	MOMENT	
	1	1.0000	1.0000	6.5172	9.89	3.5959	5.46	
	3	-1.0000	0.3333	0.6111	-0.31	0.1217	-0.06	
	5	1.0000	0.2000	0.2478	0.08	0.0661	0.02	
TOTAL					9.66		5.42	
EC34			<- POISSON=0.200->		<- POISSON=0.000->			
	HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FACTEUR 3	MOMENT	FACTEUR 3	MOMENT	
	1	0.2810	1.0000	17.5857	41.35	11.8878	27.95	
	3	0.7543	0.3333	3.2697	6.88	2.0769	4.37	
	5	0.9893	0.2000	1.5578	2.58	1.0012	1.66	
TOTAL AVEC COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 1.500					76.22		50.97	

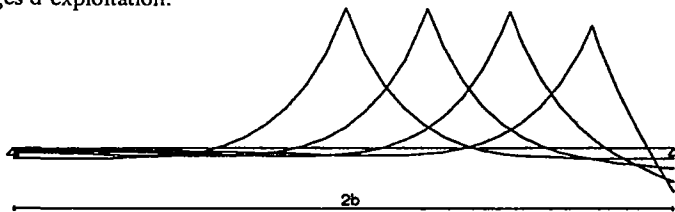
	POISSON=0.200		POISSON=0.000	
	E.L.S.	E.L.U.	E.L.S.	E.L.U.
3 MY	116.33	155.52	67.59	90.23
MX	178.39	245.07	178.39	245.07
M TOR	55.13	75.73	55.13	75.73
MAVF	116.33	155.52	67.59	90.23
MAPP	196.11	265.11	147.37	199.83

EN SERVICE

CHARGES PERMANENTES

	1		2		3		4	
	BIAS GEOMETRIQUE		BIAS MECANIQUE		BIAS GEOMETRIQUE		BIAS MECANIQUE	
	2		<- POISSON=0.200->		<- POISSON=0.000->			
	HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	FACTEUR 3	MOMENT	FACTEUR 3	MOMENT	
	1	1.0000	1.0000	14.1362	21.45	0.9404	1.43	
	3	-1.0000	0.3333	1.6878	-0.85	0.1946	-0.10	
	5	1.0000	0.2000	0.7287	0.22	0.1907	0.06	
TOTAL					20.82		1.39	

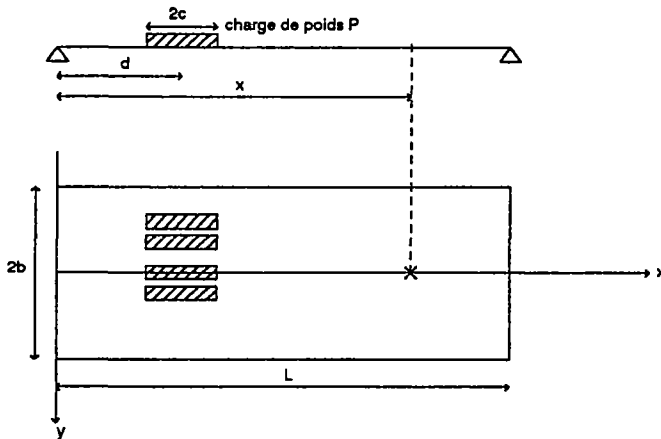
1- Vue la forme des lignes d'influence de  $\mu$ , le calcul du moment transversal est fait pour la fibre la plus proche du centre et accessible par les charges d'exploitation.



$$M_x(x,y,d) = \sum_m \sin \frac{m\pi c}{L} \times \frac{1}{m} \sin \frac{m\pi d}{L} \sin \frac{m\pi x}{L} \times \left\{ \sum_i P_i \times \text{aire li. de } \mu \right\} \times \frac{4b}{\pi^2 c}$$

↑ facteur 1     
 ↑ facteur 2     
 ↑ facteur 3

b demi-largeur de l'ouvrage  
 2c étaiement longitudinal de la charge  
 $\sum P_i$  poids de la charge



3- Voir page suivante



TROTTOIRS		HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	<- POISSON=0.200-> FACTEUR 3 MOMENT		<- POISSON=0.000-> FACTEUR 3 MOMENT	
GAUCHE	1	1.0000	1.0000	-0.1134	-0.17	-0.1644	-0.25	
	3	-1.0000	0.3333	-0.0001	0.00	-0.0002	0.00	
	5	1.0000	0.2000	0.0000	0.00	0.0000	0.00	
DROIT	1	1.0000	1.0000	-0.2268	-0.34	-0.3366	-0.51	
	3	-1.0000	0.3333	-0.0003	0.00	-0.0005	0.00	
	5	1.0000	0.2000	0.0000	0.00	0.0000	0.00	
TOTAL POUR LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE					0.00	0.00	0.00	

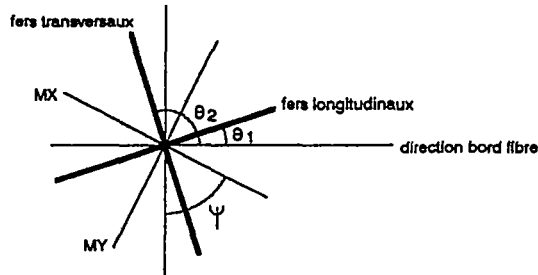
AL		HARMONIQUE	FACTEUR 1	FACTEUR 2	<- POISSON=0.200-> FACTEUR 3 MOMENT		<- POISSON=0.000-> FACTEUR 3 MOMENT	
VOIE 1	1	1.0000	1.0000	-2.7295	-4.14	-5.5842	-8.47	
	3	-1.0000	0.3333	-0.0875	0.04	-0.1235	0.06	
	5	1.0000	0.2000	-0.0029	0.00	-0.0039	0.00	
VOIE 2	1	1.0000	1.0000	12.6146	19.14	6.5417	9.93	
	3	-1.0000	0.3333	1.2101	-0.61	0.2461	-0.12	
	5	1.0000	0.2000	0.5110	0.16	0.1545	0.05	
VOIE 3	1	1.0000	1.0000	17.5751	26.67	11.0551	16.78	
	3	-1.0000	0.3333	2.4200	-1.22	1.1691	-0.59	
	5	1.0000	0.2000	1.0710	0.33	0.5499	0.17	
VOIE 4	1	1.0000	1.0000	-2.2224	-3.37	-5.4594	-8.28	
	3	-1.0000	0.3333	-0.1416	0.07	-0.2042	0.10	
	5	1.0000	0.2000	-0.0074	0.00	-0.0101	0.00	
TOTAL POUR LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE					46.10	27.17		

	POISSON=0.200 E.L.S.	POISSON=0.000 E.L.U.	POISSON=0.200 E.L.S.	POISSON=0.000 E.L.U.
MY	76.14	101.87	33.99	45.34
MX	169.26	232.97	169.26	232.97
MTOR	52.31	71.99	52.31	71.99
MAVF	76.14	101.87	33.99	45.34
MAPF	151.84	206.05	109.69	149.53

3) MY moment transversal pondéré

$$\begin{aligned}
 & \begin{matrix} \text{ossature} & \text{terre} & \text{EC34} \\ \downarrow & \downarrow & \downarrow \end{matrix} \\
 \text{E.L.S. et } v=0.20 & \begin{cases} \text{EC34 } 116.33 = (15.21 \times 1.0) + (9.66 \times 1.0) + (76.22 \times 1.2) \\ \text{A(L)} 76.14 = (20.82 \times 1.0) + (0.0 \times 1.0) + (46.10 \times 1.2) \end{cases} \\
 & \begin{matrix} \uparrow & \uparrow & \uparrow \\ \text{charge perm} & \text{trottoirs} & \text{A(L)} \end{matrix} \\
 \\
 \text{E.L.U. et } v=0.00 & \begin{cases} \text{EC34 } 90.23 = (1.01 \times 1.35) + (5.42 \times 1.35) + (50.97 \times 1.60) \\ \text{A(L)} 45.34 = (1.39 \times 1.35) + (0.0 \times 1.60) + (27.17 \times 1.60) \end{cases}
 \end{aligned}$$

MX moment longitudinal pondéré



MTOR moment de torsion dans le béton =  $MX \cos(\psi - \theta_1) \cos(\psi - \theta_2) + MY \sin(\psi - \theta_1) \sin(\psi - \theta_2)$

MAVF moment avant fissuration =  $\frac{1}{\sin(\theta_2 - \theta_1)} \times [MY \sin(\psi - \theta_1) \cos(\psi - \theta_2) - MX \cos(\psi - \theta_1) \sin(\psi - \theta_2)]$

MAPF moment après fissuration =  $\begin{cases} \text{MAVF} + \frac{|MTOR|}{2 \sin^2\left(\frac{\theta_2 - \theta_1}{2}\right)} & \text{si MX et MTOR sont de même signe} \\ \text{MAVF} + \frac{|MTOR|}{2 \cos^2\left(\frac{\theta_2 - \theta_1}{2}\right)} & \text{si MX et MTOR sont de signe contraire} \end{cases}$

4) A(L) - total pour la combinaison la plus défavorable :  $46.10 = 44.47 \times 1.037 \times 1.00$

$\begin{matrix} \uparrow & \uparrow & \uparrow \\ \uparrow & \text{a2} & \text{a1 (relatif à 2 voies)} \\ & \text{voies 2+3 chargées} & \end{matrix}$



EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES DANS LA TRAVERSE INFERIEURE (KN)  
LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

ABS. SECTION	CHANTIER				SERVICE									EFFORTS TRANCHANTS E.L.U.
	CHARGE PERM E.L.U.	REMB	EC34	TEMP	CHARGE PERM E.L.U.	REMB	TROT	AL	BC	BT	MC120	ME120	EX	
0.00 MAX	146.2	0.0	68.0	0.0	150.8	0.0	1.6	87.8	82.1	76.8	137.0	94.9	0.0	338.2
0.00 MIN	106.2	0.0	0.0	0.0	104.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	104.8
0.50 MAX	121.3	0.0	47.4	0.9	125.1	0.0	1.1	58.8	54.7	51.2	91.1	63.2	0.0	249.8
0.50 MIN	82.6	0.0	0.0	-0.7	82.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	82.2
1.00 MAX	96.3	0.0	31.6	1.3	99.4	0.0	0.7	35.9	34.1	30.7	54.6	38.0	0.0	174.3
1.00 MIN	61.5	0.0	0.0	-1.1	61.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	61.5
1.50 MAX	73.4	0.0	19.5	1.5	75.9	0.0	0.4	18.9	19.1	15.2	27.1	18.9	0.0	113.1
1.50 MIN	43.8	0.0	0.0	-1.3	44.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	43.8
2.00 MAX	53.7	0.0	10.9	1.5	55.5	0.0	0.2	9.3	10.2	7.7	13.1	9.1	0.0	73.5
2.00 MIN	29.7	0.0	0.0	-1.2	30.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	29.7
2.50 MAX	37.5	0.0	8.5	1.3	38.8	0.0	0.1	8.0	7.4	8.1	13.9	9.4	0.0	57.7
2.50 MIN	19.1	0.0	-3.3	-1.1	19.8	0.0	0.0	-3.3	-3.5	-3.7	-5.6	-4.5	0.0	12.2
3.00 MAX	24.7	0.0	9.2	1.0	25.7	0.0	0.1	8.7	8.0	8.8	15.1	10.2	0.0	46.1
3.00 MIN	11.3	0.0	-7.4	-0.8	11.8	0.0	-0.1	-8.0	-7.9	-8.2	-13.3	-10.0	0.0	-6.2
3.50 MAX	14.8	0.0	9.9	0.7	15.4	0.0	0.1	9.5	8.8	9.7	16.4	11.2	0.0	37.7
3.50 MIN	5.7	0.0	-9.6	-0.6	6.0	0.0	-0.1	-10.2	-10.2	-10.6	-17.1	-12.9	0.0	-17.3
4.00 MAX	6.3	0.0	10.5	0.3	6.5	0.0	0.1	10.3	9.6	10.5	17.7	12.3	0.0	30.6
4.00 MIN	2.1	0.0	-10.5	-0.3	2.2	0.0	-0.1	-10.9	-10.9	-11.6	-18.3	-14.2	0.0	-22.7
4.39 MAX	0.0	0.0	10.7	0.0	0.0	0.0	0.0	8.0	10.0	10.9	18.4	12.9	0.0	24.8
4.39 MIN	0.0	0.0	-10.6	0.0	0.0	0.0	0.0	-8.0	-10.9	-11.7	-18.0	-14.3	0.0	-24.3

EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES DANS LA TRAVERSE SUPERIEURE (KN)  
LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE

ABS. SECTION	CHANTIER				SERVICE									EFFORTS TRANCHANTS E.L.U.
	CHARGE PERM E.L.U.	REMB	EC34	TEMP	CHARGE PERM E.L.U.	REMB	TROT	AL	BC	BT	MC120	ME120	EX	
0.00 MAX	71.0	0.0	64.9	0.0	75.6	0.0	1.5	62.6	69.9	71.8	107.4	90.16	0.0	223.0
0.00 MIN	50.5	0.0	-0.5	0.0	49.1	0.0	0.0	-0.8	-0.5	-0.6	-1.2	-0.1	0.0	47.5
0.50 MAX	62.9	0.0	61.0	0.0	67.0	0.0	1.3	56.6	64.1	67.2	96.7	84.0	0.0	199.7
0.50 MIN	44.7	0.0	-0.5	0.0	43.5	0.0	0.0	-0.8	-0.5	-0.6	-1.2	-0.1	0.0	41.9
1.00 MAX	54.8	0.0	56.9	0.0	58.4	0.0	1.2	50.7	58.1	62.4	86.0	77.7	0.0	176.3
1.00 MIN	39.0	0.0	-1.2	0.0	37.9	0.0	0.0	-1.3	-1.2	-1.1	-1.2	-1.4	0.0	35.7
1.50 MAX	46.8	0.0	52.7	0.0	49.8	0.0	1.0	45.0	52.3	57.5	75.3	71.3	0.0	153.0
1.50 MIN	33.2	0.0	-4.8	0.0	32.3	0.0	0.0	-2.3	-3.3	-3.3	-1.2	-4.3	0.0	25.5
2.00 MAX	38.7	0.0	48.4	0.0	41.1	0.0	0.9	39.5	46.9	52.5	64.6	64.8	0.0	129.7
2.00 MIN	27.5	0.0	-8.6	0.0	26.7	0.0	-0.1	-4.0	-5.9	-6.5	-1.2	-7.3	0.0	13.7
2.50 MAX	30.6	0.0	44.1	0.0	32.5	0.0	0.7	34.2	41.9	47.4	54.4	58.1	0.0	111.8
2.50 MIN	21.7	0.0	-12.6	0.0	21.1	0.0	-0.1	-6.4	-9.9	-11.1	-1.2	-11.6	0.0	1.6
3.00 MAX	22.5	0.0	39.7	0.0	23.9	0.0	0.6	29.2	37.3	42.3	45.1	51.5	0.0	94.0
3.00 MIN	16.0	0.0	-16.6	0.0	15.5	0.0	-0.2	-9.2	-14.5	-16.0	-10.1	-17.7	0.0	-10.6
3.50 MAX	14.4	0.0	35.3	0.0	15.3	0.0	0.5	24.5	32.6	37.1	36.6	44.8	0.0	76.2
3.50 MIN	10.2	0.0	-20.7	0.0	10.0	0.0	-0.2	-12.4	-19.2	-21.1	-15.3	-24.0	0.0	-24.1
4.00 MAX	6.3	0.0	30.9	0.0	6.7	0.0	0.4	20.1	28.2	32.0	29.0	38.1	0.0	58.5
4.00 MIN	4.5	0.0	-24.9	0.0	4.4	0.0	-0.3	-16.1	-24.0	-26.3	-21.5	-30.5	0.0	-38.1
4.39 MAX	0.0	0.0	26.5	0.0	0.0	0.0	0.3	16.1	23.6	26.8	22.3	31.5	0.0	43.4
4.39 MIN	0.0	0.0	-29.1	0.0	0.0	0.0	-0.4	-20.1	-28.9	-31.5	-28.4	-37.1	0.0	-51.1

① -22.7 = min {chantier (2.1) + (-10.5 × 1.60) + (-0.3 × 0.0)}

service (-0.3 × 0.0) + (2.2) + (-0.1 × 1.60) + min {

- (-10.9 × 1.60)
- (-10.9 × 1.60)
- (-11.6 × 1.60)
- (-18.3 × 1.35)
- (-14.2 × 1.35)

ABS. SECTION		EFFORTS TRANCHANTS EXTREMES DANS LES PIEDROITS (KN)												EFFORTS TRANCHANTS E.L.U.	
		CHANTIER				SERVICE									
		CHARGE PERM E.L.U.	REMB	EC34	TEMP	CHARGE PERM E.L.U.	REMB	TROT	AL	BC	BT	MC120	ME120	EX	
0.00	MAX	184.6	0.0	7.8	1.5	185.6	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	197.1
	MIN	71.1	0.0	-6.3	-1.2	71.3	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	56.3
0.50	MAX	145.4	0.0	7.8	1.5	146.4	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	157.9
	MIN	56.5	0.0	-6.3	-1.2	56.7	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	41.8
1.00	MAX	109.5	0.0	7.8	1.5	110.5	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	122.0
	MIN	43.3	0.0	-6.3	-1.2	43.4	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	28.5
1.50	MAX	76.9	0.0	7.8	1.5	77.9	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	89.5
	MIN	31.2	0.0	-6.3	-1.2	31.4	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	16.4
2.00	MAX	47.7	0.0	7.8	1.5	48.7	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	60.1
	MIN	20.3	0.0	-6.3	-1.2	20.5	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	5.6
2.50	MAX	21.7	0.0	7.8	1.5	22.7	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	34.2
	MIN	10.7	0.0	-6.3	-1.2	10.9	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	-4.0
3.00	MAX	6.5	0.0	7.8	1.5	7.5	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	19.0
	MIN	-5.1	0.0	-6.3	-1.2	-4.9	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	-19.9
3.50	MAX	-0.6	0.0	7.8	1.5	0.4	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	11.8
	MIN	-24.4	0.0	-6.3	-1.2	-24.2	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	-39.2
4.00	MAX	-6.6	0.0	7.8	1.5	-5.6	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	5.9
	MIN	-40.5	0.0	-6.3	-1.2	-40.3	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	-55.2
4.50	MAX	-11.3	0.0	7.8	1.5	-10.3	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	1.2
	MIN	-53.2	0.0	-6.3	-1.2	-53.0	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	-67.9
5.00	MAX	-14.8	0.0	7.8	1.5	-13.8	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	-2.3
	MIN	-62.6	0.0	-6.3	-1.2	-62.4	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	-77.3
5.50	MAX	-17.0	0.0	7.8	1.5	-16.0	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	-4.5
	MIN	-68.7	0.0	-6.3	-1.2	-68.5	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	-83.4
6.00	MAX	-18.1	0.0	7.8	1.5	-17.1	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	-5.6
	MIN	-71.5	0.0	-6.3	-1.2	-71.3	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	-86.2
6.17	MAX	-18.1	0.0	7.8	1.5	-17.1	0.0	0.0	5.1	5.1	4.3	5.6	5.2	0.0	-5.7
	MIN	-71.7	0.0	-6.3	-1.2	-71.5	0.0	-0.1	-6.6	-6.8	-7.3	-10.9	-8.9	0.0	-86.4

ABS. SECTION		PRESSION SUR LE SOL *1000 (MPa/1000)												PRESSIONS E.L.S.	
		CHANTIER				SERVICE									
		CHARGE PERM E.L.S.	REMB	EC34	TEMP	CHARGE PERM E.L.S.	REMB	TROT	AL	BC	BT	MC120	ME120	EX	
0.	MAX	118.9	0.0	33.3	1.8	124.8	0.0	1.2	65.6	49.6	46.2	82.3	56.7	0.0	209.3
	MIN	100.9	0.0	-3.9	-2.2	102.8	0.0	0.0	-5.2	-3.0	-3.2	-6.9	-3.3	0.0	94.6
1/4	MAX	62.8	0.0	9.3	0.3	64.3	0.0	0.3	16.6	13.1	12.8	22.0	15.5	0.0	86.8
	MIN	59.4	0.0	-1.0	-0.3	60.0	0.0	0.0	-1.3	-0.7	-0.8	-1.8	-0.9	0.0	58.0
1/2	MAX	39.3	0.0	0.0	0.8	39.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39.8
	MIN	34.5	0.0	-1.4	-0.6	34.3	0.0	-0.1	-2.6	-1.8	-1.9	-3.4	-2.4	0.0	30.4

RAPPEL : LES CHARGES ROULANTES NE SONT PAS PONDEREES PAR LEUR COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

$$\textcircled{1} 209.3 = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{chantier } (118.9) + (33.3 \times 1.20) + (1.8 \times 0.6) \\ \text{service } (1.8 \times 0.6) + (124.8) + (1.2 \times 1.00) + \max \left\{ \begin{array}{l} (65.6 \times 1.20) \\ (49.6 \times 1.20) \\ (46.2 \times 1.20) \\ (82.3 \times 1.00) \\ (56.7 \times 1.00) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

## FERRAILLAGE DANS LES SECTIONS DETERMINANTES

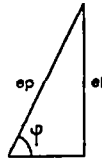
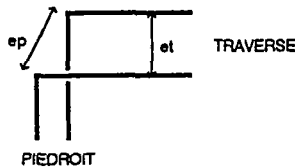
L'ESPACEMENT DES FERRAILLAGES EXTERIEURS EST COMMUN A TOUS LES ELEMENTS  
L'ESPACEMENT DES FERRAILLAGES INTERIEURS EST DEFINI POUR CHAQUE ELEMENT

1

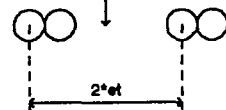
FERRAILLAGE LONGITUDINAL	SECTION PAR M/L (M <sup>2</sup> ) MINIMALE ADOPTEE	DIAMETRE ADOPTES	ESPACEMENT ADOPTES	E.L.S. CONTRAINTES MAXI (MPA)		E.L.U EFFORTS TRANCHANTS (KN)		RESISTANTS ACIER	BETON	ACIER	BETON	APPLIQUES (RAPPEL)
				ACIER	BETON	ACIER	BETON					
EXTERIEUR												
ANGLE SUPERIEUR	TRVERSE PIEDROIT	0.003210 0.003451	0.004217 0.004011	2 PHI1 2 PHI1	2*0.074 M 2*0.078 M	156.09 175.12	8.87 10.04	771.4 688.2	806.5 756.5	223.0 86.4		
ANGLE INFERIEUR	TRVERSE PIEDROIT	0.003866 0.004011	0.004217 0.004011	2 PHI1 2 PHI1	2*0.074 M 2*0.078 M	185.84 201.63	10.78 11.56	747.5 688.2	781.5 756.5	338.2 197.2		
INTERIEUR												
TRVERSE SUPERIEURE		0.003805	0.003805	2 PHI1	2*0.083 M	201.63	10.51	717.6	831.5			
TRVERSE INFERIEURE		0.002452	0.002452	2 PHI1	2*0.128 M	201.63	8.29	434.7	781.5			
PIEDROIT		0.000708	0.000983	PHI2	0.157 M	144.38	3.49	243.7	765.5			

Pour faciliter les explications, la fin de la "PAGE 27" se trouve page suivante

## MAILLE DE BASE



## CHEMINÉE DE BETONNAGE



	SANS ETRIERS	AVEC ETRIERS
①	<p><b>Ferraillage longitudinal</b> : Par nécessité de chantier (continuité des barres angle inférieur - piedroit - angle supérieur), l'espacement des fers est le même, ou un multiple, dans tous les éléments.</p> <p>La maille de base est calculée dans la section la plus sollicitée Ici 0.083 m dans l'angle inférieur du piedroit, d'où 0.079 m dans les traverses.</p> <p>Pour aménager des cheminées de bétonnage correctes, les fers sont regroupés par paquets de 2.</p> <p><b>Ferraillage intérieur</b> : Dans chaque élément, l'espacement est celui nécessaire pour reprendre les efforts, volontairement plafonné à 0.333 m. De plus, ce ferraillage respecte un plancher de <math>1\phi_2</math> au double de l'espacement extérieur.</p> <p><b>NB</b> - du fait de l'absence d'étriers, le B.A.E.L prévoit des ferrailages plancher.</p> <p>Art A.4.5.3 Si épaisseur <math>\leq 40</math> cm</p> $e \leq \begin{cases} \text{mini de } \left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ cm} \\ 2 \times \text{épaisseur} \end{array} \right\} & \text{si fissuration préjudiciable} \\ \text{mini de } \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 1,5 \times \text{épaisseur} \end{array} \right\} & \text{si fissuration très préjudiciable} \end{cases}$	<p>Pour pouvoir mettre en place les étriers, les barres en regard doivent être au même espacement ou à des espacements multiples les uns des autres.</p> <p>Le ferraillage intérieur comme le ferraillage extérieur est déterminé à partir de la maille de base calculée dans la section la plus sollicitée.</p> <p>Pour aménager des cheminées de bétonnage correctes, les fers sont regroupés par paquets de 2.</p>

② - section strictement nécessaire pour la reprise des efforts.

③ - section effectivement mise en oeuvre selon les modalités ④.

Les espacements sont toujours mesurés perpendiculairement aux fers.

⑤ - Une \* signale les sections où la compression limite du béton est atteinte.

⑥ Résistance des aciers vis à vis de l'adhérence, à comparer aux efforts appliqués ⑦

**FERRAILLAGE TRANSVERSAL**

CONDITION DE NON FRAGILITE TRAV. SUP. 0.000398  
 TRAV. INF. 0.000378  
 PIEDROITS 0.000388

FERRAILLAGE PLANCHER TRAV SUP. FACE INT. 0.000616  
 FACE EXT. 0.000616  
 TRAV INF. FACE INT. 0.000616  
 FACE EXT. 0.000616  
 PIEDROITS 2 FACES 0.000616

TRAVERSE SUPERIEURE FACE INTERIEURE 0.002351 0.002351 PHI2 TOUS LES 0.065 H

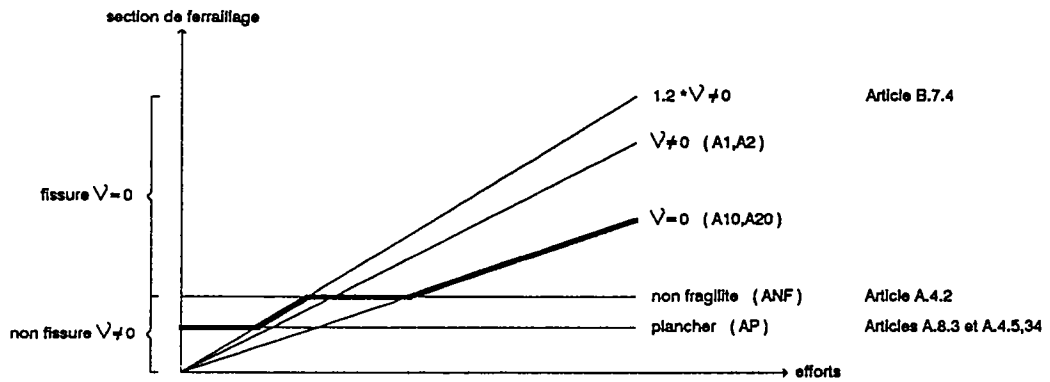
$$A = \text{SUP}(AP, A10, A20, \text{INF}(\text{SUP}(A1, A2) * 1.2, \text{ANF}))$$

AP = 0.000616 FERRAILLAGE PLANCHER

A10 = 0.002351 E.L.S. AVEC POISSON = 0.000  
 A20 = 0.001729 E.L.U. AVEC POISSON = 0.000  
 A1 = 0.003182 E.L.S. AVEC POISSON = 0.200  
 A2 = 0.002332 E.L.U. AVEC POISSON = 0.200  
 ANF = 0.000398 CONDITION DE NON FRAGILITE

Pour faciliter les explications, le début de la "PAGE 27" se trouve page précédente

**8)- AVEC ETRIERS**



**8)-** Pour une bonne construction : 3  $\phi_2$  par mètre

**8+8)- SANS ETRIERS**

Aux règles **8** de prise en compte ci-dessus, le B.A.E.L. ajoute des ferrailrages plancher **8** en fixant des espacements minima entre fers :

Art A.4.5.3 Si épaisseur  $\leq 40$  cm  $e \leq$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{mini de } \left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ cm} \\ 2 \times \text{épaisseur} \end{array} \right\} \text{ si fissuration préjudiciable} \\ \text{mini de } \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ 1,5 \times \text{épaisseur} \end{array} \right\} \text{ si fissuration très préjudiciable} \end{array} \right.$

EPURE D'ARRET DES BARRES DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL

LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE SUR LA TRAVERSE  
LA BASE SUR LE PIEDROIT

FERRAILLAGE INTERIEUR	DIAMETRE	ESPACEMENT		ABSCISSE ORIGINE	ABSCISSE EXTREME	LONGUEUR
TRAVERSE SUPERIEURE	0.020 M	0.083 M	LTS -I (1) (2) G	0.20 1.20	7.58 8.58	7.39 7.39
TRAVERSE INFERIEURE	0.020 M	0.128 M	LTI -I (1) (2) E	0.21 0.71	8.07 8.57	7.86 7.86
PIEDROIT	0.014 M	0.078 M 2	LP(G)-I (1) (2) F	0.18 1.00	1.49 5.79	1.31 4.79
<b>FERRAILLAGE EXTERIEUR</b>						
ANGLE SUPERIEUR	0.020 M	0.078-0.074 M	LAS(G)-E (1) (2) B (PIEDROIT)	1.79 3.71	0.80 2.80 (TRAVERSE)	5.54 5.63
ANGLE INFERIEUR	0.020 M	0.078-0.074 M	LAI(G)-E (1) (2) A	2.50 2.29	1.29 2.29	4.14 4.94

NOMENCLATURE DES BARRES DE DIAMETRE PH12 = 0.014 M

FERRAILLAGE LONGITUDINAL		ESPACEMENT		LONGUEUR
INTERIEUR	TRAVERSE SUPERIEURE	0.165	LTS -I-P O	0.00 ET 0.00
	TRAVERSE INFERIEURE	0.256	LTI -I-P M	0.00 ET 0.00
EXTERIEUR	TRAVERSE SUPERIEURE	0.149	LTS -E-P K	4.16
	TRAVERSE INFERIEURE	0.149	LTI -E-P I	5.19
	PIEDROITS	0.157	LP(G)-E-P J	0.00
GOUSSETS SUPERIEURS		0.313	LGS - R	1.50
INFERIEURS		0.313	LGI - Q	1.30
<b>FERRAILLAGE TRANSVERSAL</b>				
TRAVERSE SUPERIEURE	FACE INTERIEURE	0.065	TTS -I V	10.00 + 7.32 (TETE-BECHE)
	FACE EXTERIEURE	0.131	TTS -E U	10.00 + 7.32 (TETE-BECHE)
TRAVERSE INFERIEURE	FACE INTERIEURE	0.131	TTI -I T	10.00 + 7.32 (TETE-BECHE)
	FACE EXTERIEURE	0.131	TTI -E S	10.00 + 7.32 (TETE-BECHE)
PIEDROITS SUR CHAQUE FACE	SUR 2. M A PARTIR DE LA REPRISE DE BETONNAGE : 0.200		TP -E / TP -I W-X	10.00 + 7.32 (TETE-BECHE)
	SUR LE RESTE DE LA HAUTEUR : 0.250			10.00 + 7.32 (TETE-BECHE)
GOUSSETS SUPERIEURS		7 FERS FILANTS	TGS - Z	10.00 + 7.32 (TETE-BECHE)
INFERIEURS		7 FERS FILANTS	TGI - Y	10.00 + 7.32 (TETE-BECHE)

① à ② Repères des fers sur le dessin automatique (pages 58 à 62) et son avant-métré (page 63)

①- Abréviations des éléments dans l'avant-métré récapitulatif du dessin (Voir page 63) : ABC(D)-E-F

$$A = \begin{cases} L \text{ ferrailage longitudinal} \\ T \text{ ferrailage transversal} \end{cases} \quad B = \begin{cases} A \text{ angle} \\ G \text{ gousset} \\ G \text{ piédroit} \\ G \text{ traverse} \end{cases} \quad C = \begin{cases} I \text{ inférieur} \\ S \text{ supérieur} \end{cases} \quad (D) = \begin{cases} G \text{ gauche} \\ D \text{ droit} \end{cases} \quad E = \begin{cases} E \text{ extérieur} \\ I \text{ intérieur} \end{cases} \quad F = P \text{ prolongement}$$

②- Par nécessité de construction, lors du coulage de la traverse inférieure, il faut dans le piédroit des fers en attente pas trop longs. Page 27, le programme a donné un  $\phi_2$  tous les 0,157 m ; il a été remplacé par 2 fers à l'espacement moitié assurant un simple recouvrement à un hauteur correcte.

## ETRIERS DE LA TRAVERSE INFERIEURE

PAS D'ETRIERS (CONTRAINTE DE CISAILLEMENT &lt; 1.17 MPA) 1

ABSCISSE (M)	EFFORT TRANCHANT (KN)	CISAILLEMENT (MPA)
0.00	338.2	1.08
0.50	249.8	0.80
1.00	174.3	0.56
1.50	113.1	0.36
2.00	73.5	0.24
2.50	57.7	0.18
3.00	46.1	0.15
3.50	37.7	0.12
4.00	30.6	0.10
4.39	24.8	0.08

## ETRIERS DE LA TRAVERSE SUPERIEURE

PAS D'ETRIERS (CONTRAINTE DE CISAILLEMENT &lt; 1.17 MPA) 1

ABSCISSE (M)	EFFORT TRANCHANT (KN)	CISAILLEMENT (MPA)
0.00	223.0	0.67
0.50	199.7	0.60
1.00	176.3	0.53
1.50	153.0	0.46
2.00	129.7	0.39
2.50	111.8	0.34
3.00	94.0	0.28
3.50	76.2	0.23
4.00	58.5	0.18
4.39	51.1	0.15

## ETRIERS DES PIEDROITS

PAS D'ETRIERS (CONTRAINTE DE CISAILLEMENT &lt; 1.17 MPA) 1

ABSCISSE (M)	EFFORT TRANCHANT (KN)	CISAILLEMENT (MPA)
0.00	197.1	0.64
0.50	157.9	0.52
1.00	122.0	0.40
1.50	89.4	0.29
2.00	60.1	0.20
2.50	34.2	0.11
3.00	19.9	0.06
3.50	39.2	0.13
4.00	55.2	0.18
4.50	67.9	0.22
5.00	77.3	0.25
5.50	83.4	0.27
6.00	86.2	0.28
6.17	86.4	0.28

1 Art A.5.2.2 : Pas d'étriers puisque  $\tau_v \leq 0.07 \frac{f_{28}}{\gamma_c}$

A titre d'information, page suivante, on trouvera un exemple avec étriers



EXEMPLE AVEC ETRIER		PICF-EL NO - DU 00-00-00 PAGE 30		
ETRIERS DE LA TRAVERSE INFERIEURE				
DIAMETRE DES ETRIERES $\phi_{13} = 0.008$ <span style="float: right;">1</span> SECTION D'ACIER PAR COURS D'ETRIER AU ML $0.000319 \text{ M}^2$ CONTRAINTE DE CISAILLEMENT LIMITE DU BETON $2.50 \text{ MPa}$ <span style="float: right;">2</span>				
ABSCISSE (M)	EFFORT TRANCHANT (KN)	CISAILLEMENT (MPa)	ESPACEMENT MAXIMAL DES COURS (M)	
0.00	338.2	1.08	MINIMUM(0.281, 0.319, 0.254)	}
0.50	249.8	0.80	MINIMUM(0.281, 0.319, 0.678)	
1.00	174.3	0.56	MINIMUM(0.281, 0.319)	
1.50	113.1	0.36	MINIMUM(0.281, 0.319)	
2.00	73.5	0.24	MINIMUM(0.281, 0.319)	
2.50	57.7	0.18	MINIMUM(0.281, 0.319)	
3.00	46.1	0.15	MINIMUM(0.281, 0.319)	
3.50	37.7	0.12	MINIMUM(0.281, 0.319)	
4.00	30.6	0.10	MINIMUM(0.281, 0.319)	
4.39	24.8	0.08	MINIMUM(0.281, 0.319)	
<span style="margin-right: 100px;">3</span> <span style="margin-right: 50px;">4</span> <span>5</span>				
<b>REPARTITION LONGITUDINALE</b>				
	ABSCISSE DE DEPART	ESPACEMENTS	NOMBRE D'ETRIERS	PLAGE COUVERTE
	0.00	0.251	35	8.78
	8.78			
<b>REPARTITION TRANSVERSALE</b>				
ON DISPOSE UN ETRIER SUCCESSIVEMENT SUR CHAQUE BARRE D'UN GROUPE DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL <span style="float: right;">6</span>				

①- 1 etrier par groupe de fers longitudinaux , soit  $2 \phi 8$  tous les  $2 \times 0.079 \text{ m}$

②- Art A.5.1,211 + Art A.5.2,3

$$\tau_v = k \times \left\{ \begin{array}{l} \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.20 f_{28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ si fissuration peu préjudiciable} \\ \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ si fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{array} \right\}$$

avec  $\left\{ \begin{array}{l} k = \frac{10h}{3} \text{ si } 15 \text{ cm} < \text{épaisseur } h < 30 \text{ cm} \\ k = 1 \text{ si } h \geq 30 \text{ cm} \\ \text{pas de vérification si } h \leq 15 \text{ cm} \end{array} \right.$

L'article A.5.1,22 limite l'espacement  $s_t$  des cours successifs d'étriers

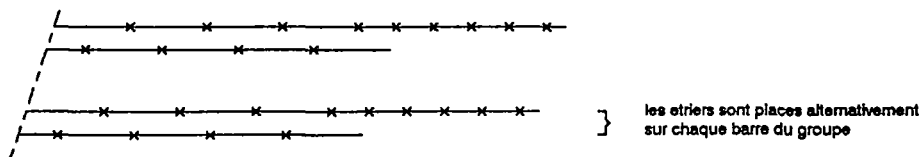
③-  $s_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 d \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right.$

④-  $\frac{A_t f_a}{b_0 s_t} = 0,4 \text{ MPa}$

⑤- Art A.5.1,23

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_b \left( \tau_v - 0,3 k \min \left\{ \begin{array}{l} f_{28} \\ 3,3 \text{ MPa} \end{array} \right\} \right)}{0,9 f_a} \quad \text{avec } k = \begin{cases} 1 & \text{en fissuration peu préjudiciable ou préjudiciable} \\ 0 & \text{en fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

⑥



AVANT METRE RECAPITULATIF 1

## B E T O N S

BETON POUR BA	187 M3
COFFRAGES	552 M2

## ACIERS

ACIER PHI1	= 16.59 T
ACIER PHI2	= 12.47 T
ACIER PHI3	= 0.00 T
	-----
TOTAL	= 29.06 T

POIDS D'ACIER PAR M3 DE BETON = 155. KG/M3 2FIN DE LA NOTE DE CALCUL PICF-EL NUMERO 0000-  
-----

---

1- Cet avant métré concerne l'ouvrage calculé.

Le tonnage d'acier est celui calculé par la programme :

Il ne comprend donc pas {

- les éventuels fers de montage
- les corbeaux
- les corniches
- les ouvrages annexes : murs de tête, dalles de transition, ...

On le retrouvera sous forme plus détaillée en fin de dessin automatique (voir page 63)

2- A titre d'ordre de grandeur, ce ratio est à comparer aux 116 kg/m<sup>3</sup> correspondant au calcul du même ouvrage en fissuration peu préjudiciable.

**S.E.T.R.A.**

Ces dessins, au format A4 mais sans échelle fixe, sont fournis avec toute note de calcul. Pour les obtenir à l'échelle 1/200 sur calque, il faut en faire la demande (DESSIN=1, ligne A4 du bordereau).

La première partie est une simple traduction graphique de la note de calcul. Dans le cas de pente transversale, une deuxième partie donne les adaptations à prévoir pour le ferrailage des piédroits.

## **MODELE DE CALCUL PICF EN FISSURATION PREJUDICIABLE**

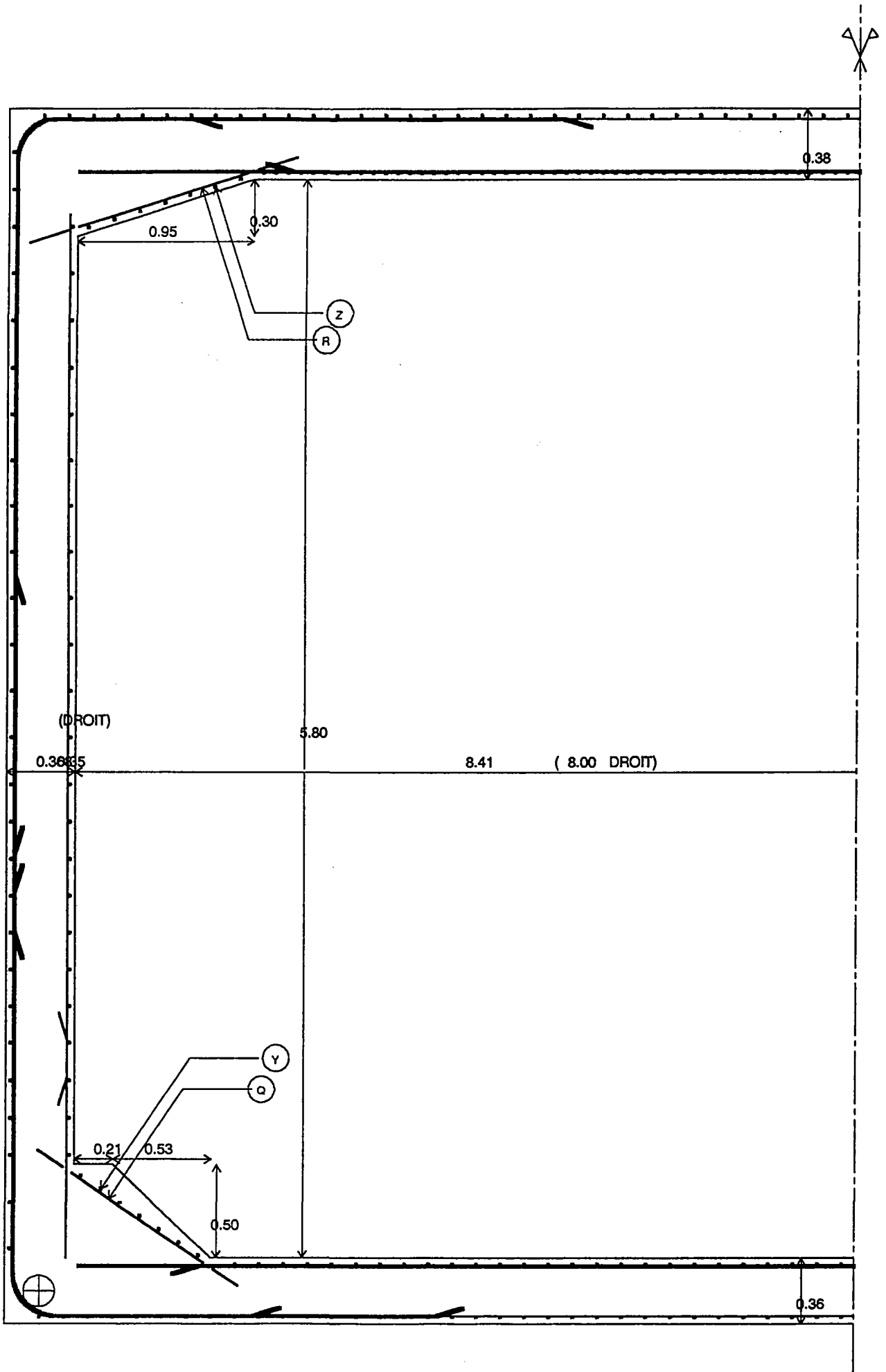
---

**DESSIN AUTOMATIQUE  
PICF NO. 0000**

---

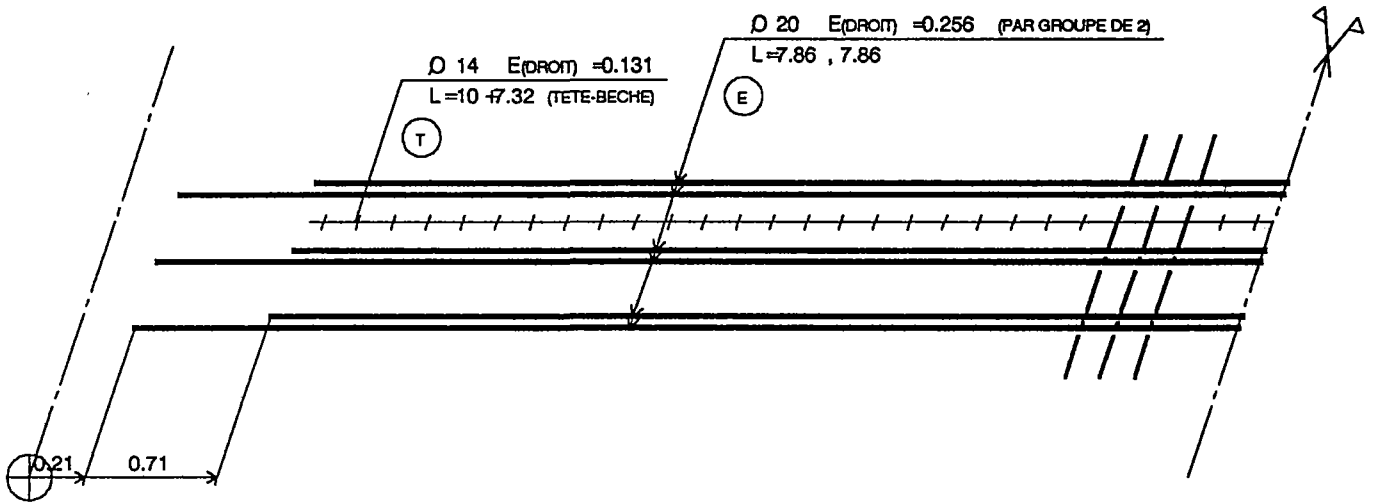
**09-07-91**

# DEMI COUPE LONGITUDINALE BIAISE

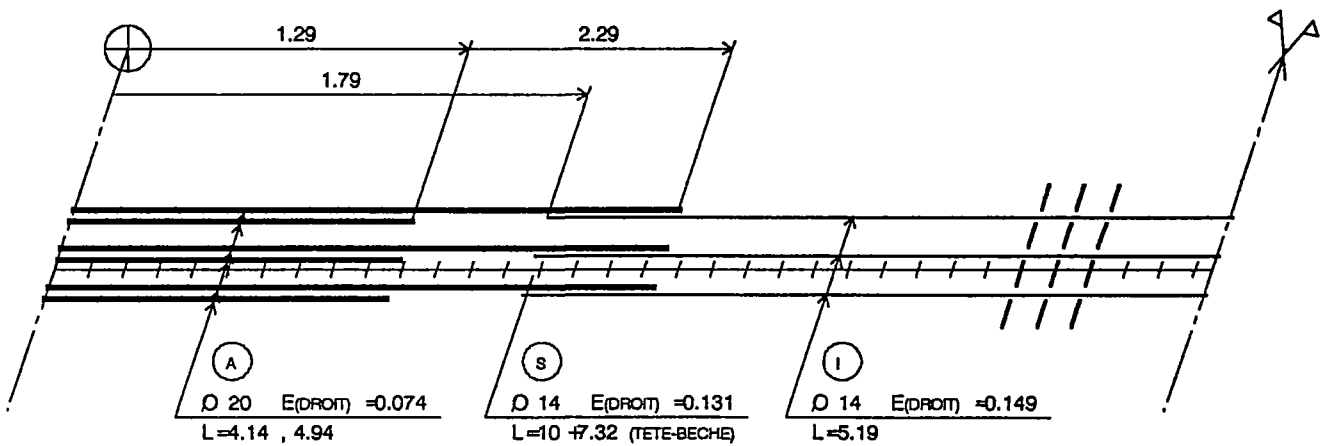


## TRAVERSE INFERIEURE

### FERRAILLAGE INTERIEUR

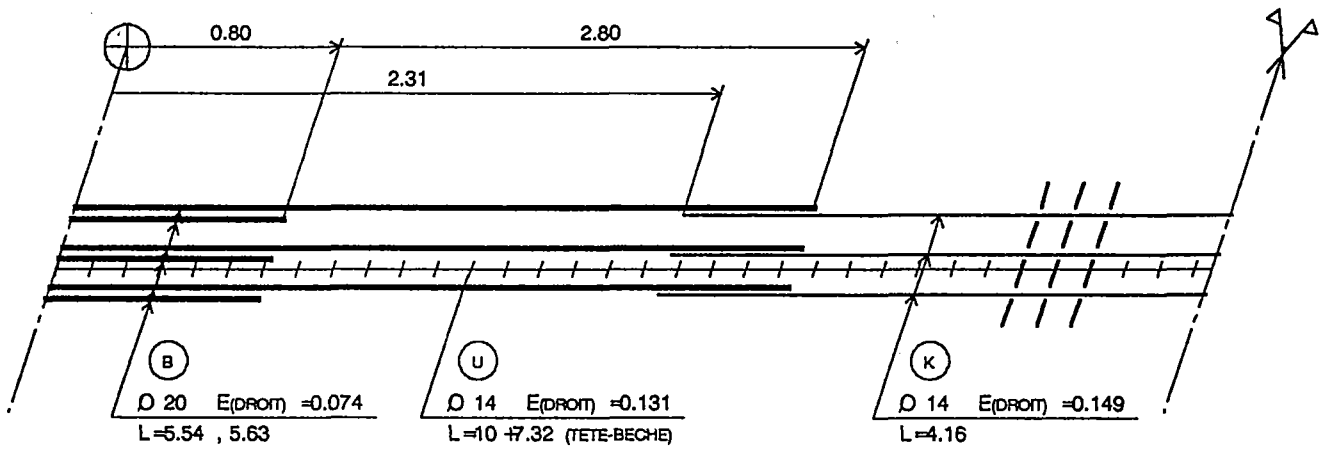


### FERRAILLAGE EXTERIEUR

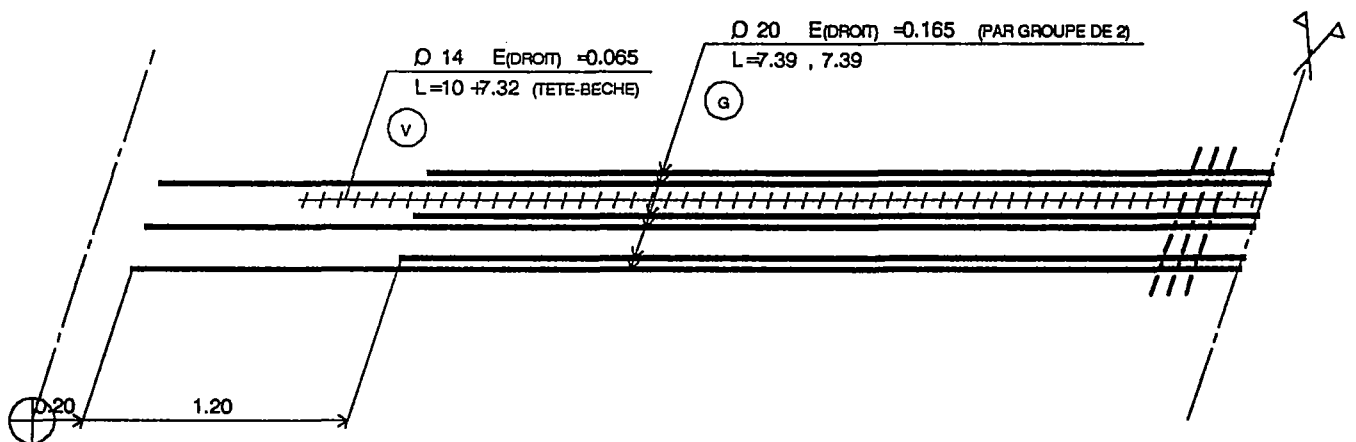


## TRAVERSE SUPERIEURE

### FERRAILLAGE EXTERIEUR



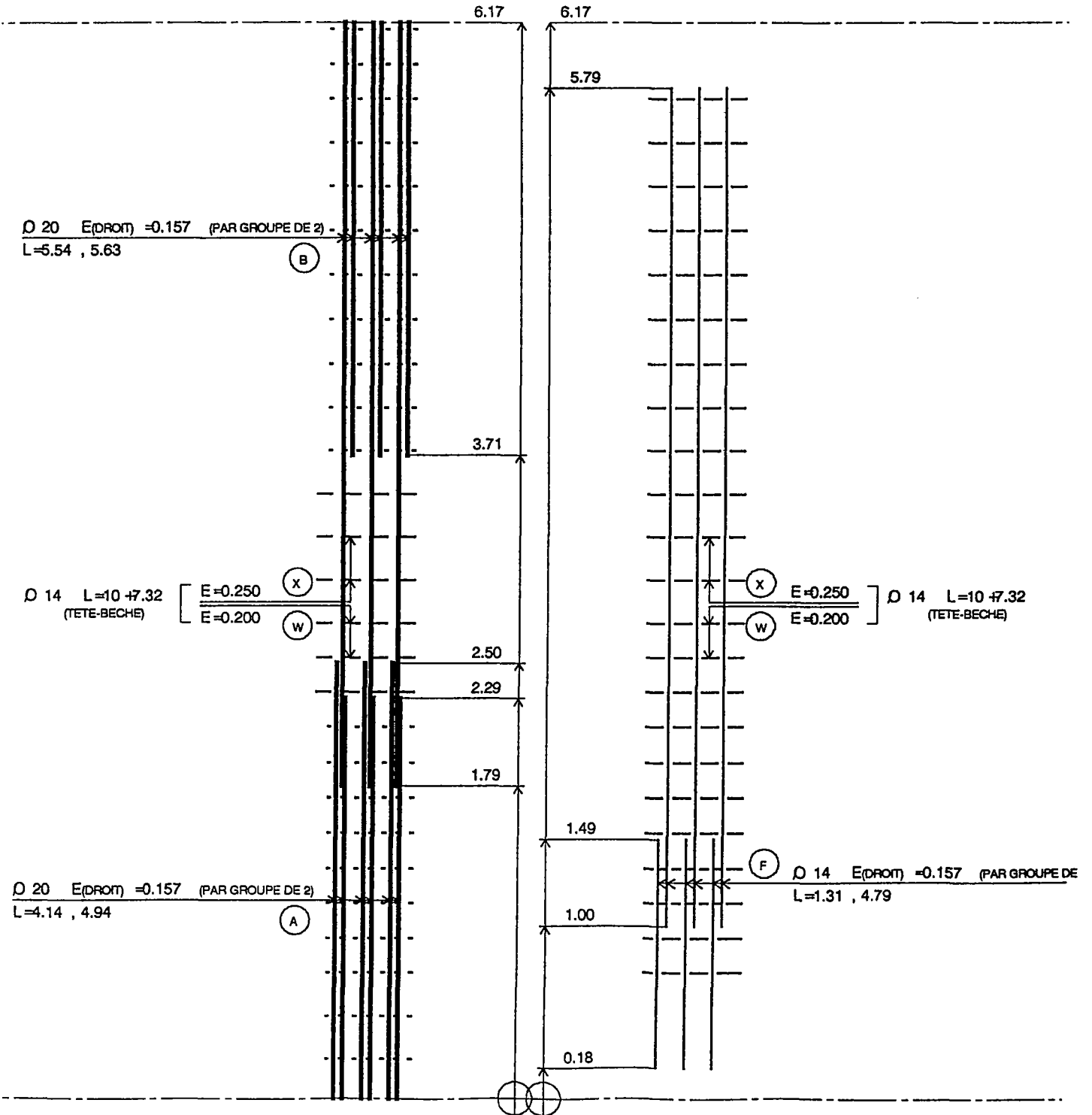
### FERRAILLAGE INTERIEUR



# PIEDROITS

## FERRAILLAGE EXTERIEUR

## FERRAILLAGE INTERIEUR



**DEUXIEME PARTIE :**

Cette adaptation ne se fait que pour une variation totale de hauteur de l'ouvrage comprise entre 20 cm (en dessous, adaptation inutile) et 1 m (au dessus, deux calculs sont nécessaires).

**ADAPTATION DU FERRAILLAGE EXTERIEUR :****- Espacements du ferrailage longitudinal :**

dans chaque zone, le nouvel espacement calculé est identique dans tous les éléments (traverses et piédroits).

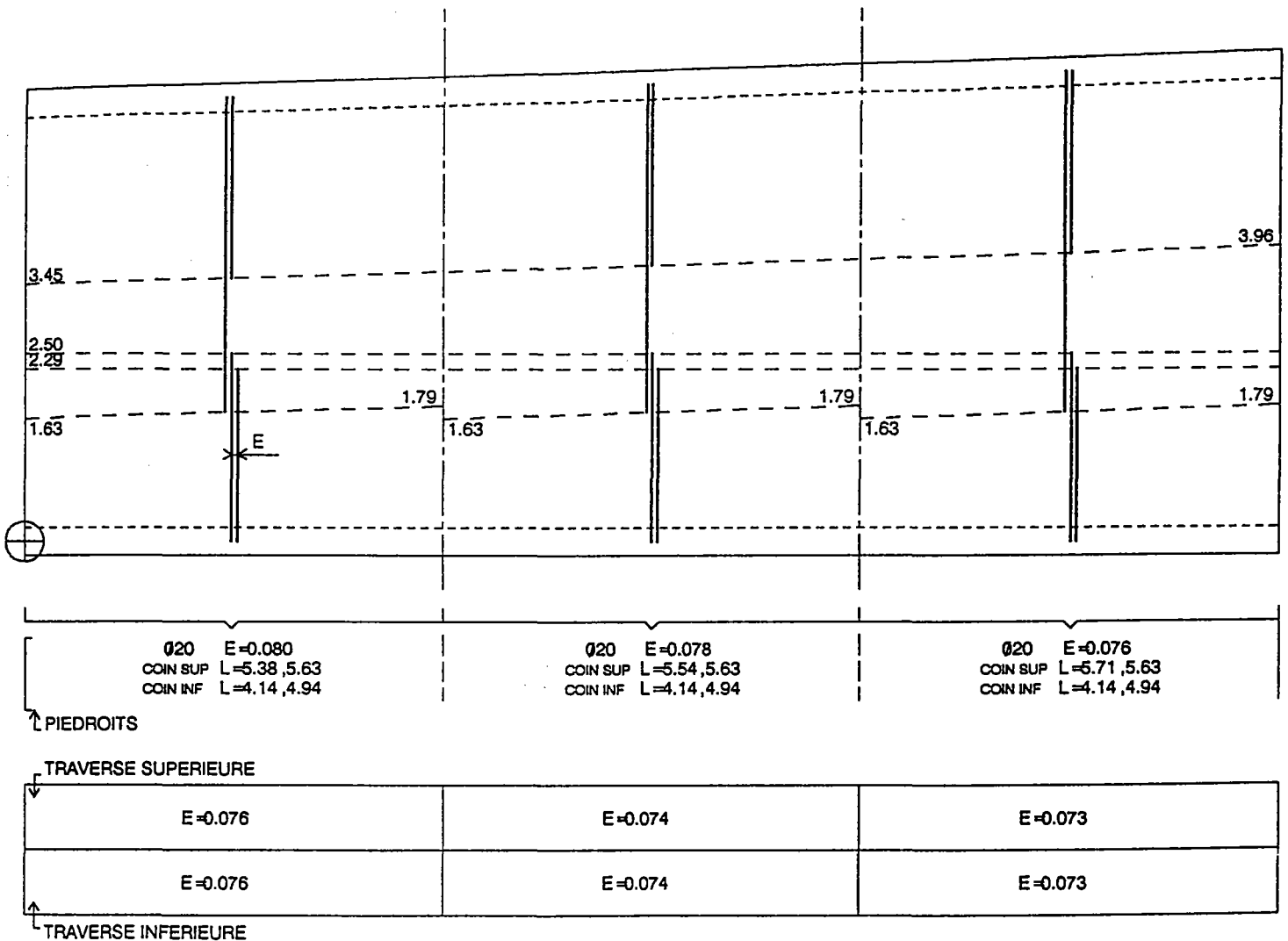
**- Arrêts des barres du ferrailage longitudinal :**

- dans les traverses, ils sont conservés.

- dans les piédroits, le ferrailage est mécaniquement continu, cette continuité étant assurée par un recouvrement de deux barres. L'adaptation permet d'assurer une valeur partout suffisante de ce recouvrement.

**- Ferrailage transversal :**

Les espacements sont conservés. Pour les piédroits, les fers transversaux placés près des angles seront disposés parallèlement à la traverse correspondante.

**PIEDROITS****ADAPTATION DU FERRAILLAGE EXTERIEUR**



**ADAPTATION DU FERRAILLAGE INTERIEUR :**

**- Espacements :**

avec étriers, dans chaque zone, le nouvel espacement calculé est identique dans tous les éléments (traverses et piédroits) ; c'est aussi celui du ferrailage extérieur.

sans étriers, dans chaque zone, le nouvel espacement est calculé pour chaque élément.

**- Arrêts des barres du ferrailage longitudinal :**

- dans les traverses, ils sont conservés.

- dans les piédroits, -si les 2 barres sont dues à une facilité de construction, les deux barres assurent un simple recouvrement. L'adaptation permet d'assurer une valeur partout suffisante de ce recouvrement.

- si les 2 barres sont nécessaires mécaniquement, une étude a montré que le décalage des points de moments nuls en fonction de la variation de hauteur  $\delta H$  entraîne une décalage des arrêts de barres d'environ

- { 0,15  $\delta H$  pour l'arrêt côté traverse inférieure
- { 0,85  $\delta H$  pour l'arrêt côté traverse supérieure

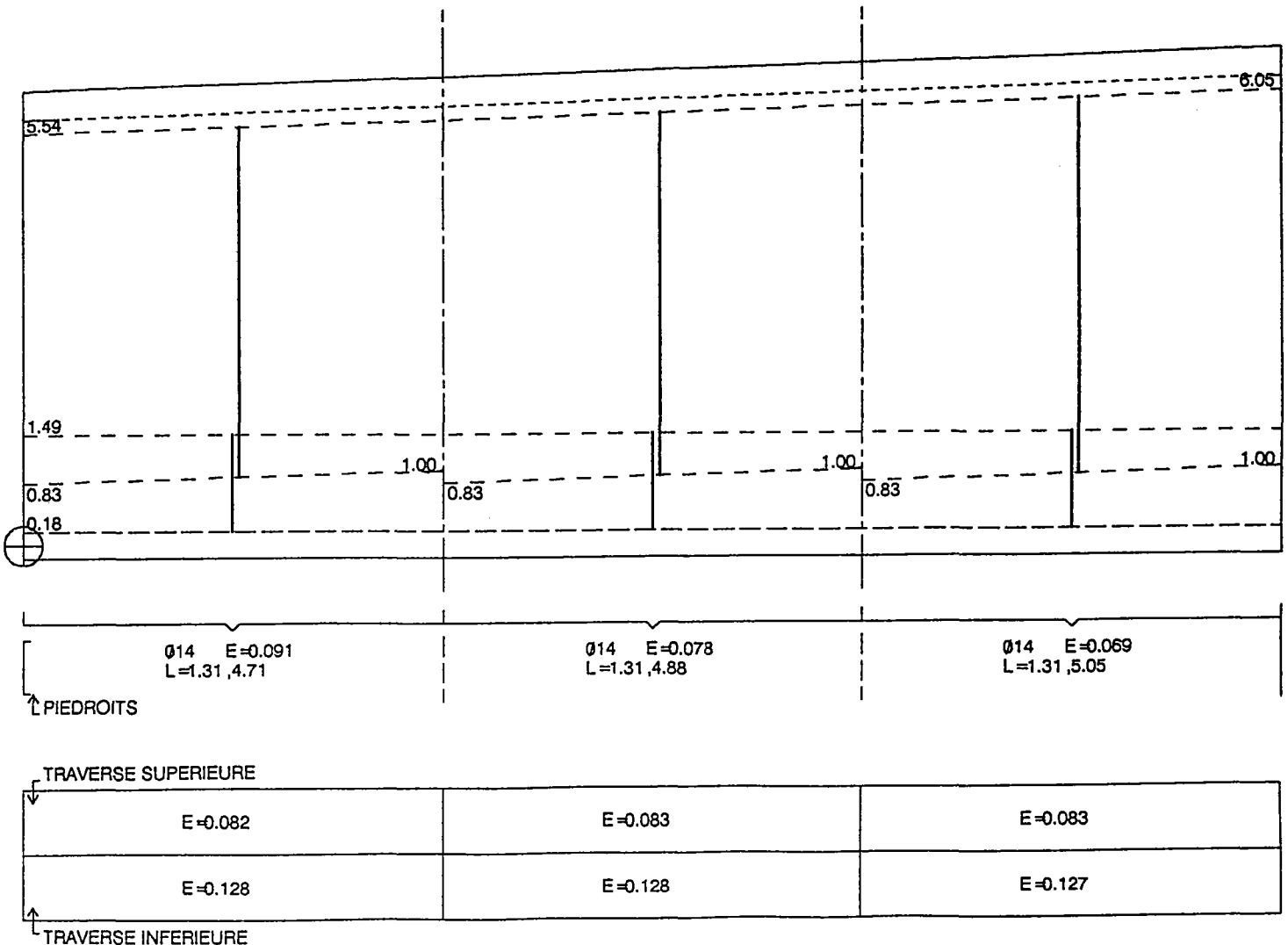
Cette variation est effectuée dans la partie la plus haute de chaque zone.

**- Ferrailage transversal :**

Les espacements sont conservés. Pour les piédroits, les fers transversaux placés près des angles seront disposés parallèlement à la traverse correspondante.

**PIEDROITS**

**ADAPTATION DU FERRAILLAGE INTERIEUR**



## MODELE DE CALCUL PICF EN FISSURATION PREJUDICIABLE

## AVANT-METRE RECAPITULATIF

IL CONVIENTRA D'Y AJOUTER LES ELEMENTS NECESSAIRES A L'EXECUTION

## ABREVIATION DES ELEMENTS (ABC(D)-E-F)

A=L FERRAILLAGE LONGITUDINAL  
T FERRAILLAGE TRANSVERSALB=A ANGLE  
G GOUSSET  
P PIEDROIT  
T TRAVERSEC=I INFÉRIEUR  
S SUPÉRIEUR(D)=G GAUCHE  
D DROITEE=E EXTERIEUR  
I INTERIEUR

F=P PROLONGEMENT

DIAMETRE	REPÈRE	ELEMENT	ZONE	NOMBRE*ESPACEMENT	LONGUEUR 1 BARRE	LONGUEUR TOTALE	POIDS
20	A	LAI -E	(1)	1	70* .152	4.14	290.0
			(2)	1	70* .152	4.94	345.6
		(1)	2	70* .149	4.14	290.0	
		(2)	2	70* .149	4.94	345.6	
		(1)	3	72* .145	4.14	298.3	
		(2)	3	72* .145	4.94	355.5	
	B	LAS -E	(1)	1	70* .152	5.38	376.3
			(2)	1	70* .152	5.63	394.3
		(1)	2	70* .149	5.54	388.1	
		(2)	2	70* .149	5.63	394.3	
		(1)	3	72* .145	5.71	411.3	
		(2)	3	72* .145	5.63	405.6	
E	LTI -I	(1)	1	20* .256	7.86	157.1	
		(2)	1	20* .256	7.86	157.1	
	(1)	2	20* .256	7.86	157.1		
	(2)	2	20* .256	7.86	157.1		
	(1)	3	20* .255	7.86	157.1		
	(2)	3	20* .255	7.86	157.1		
G	LTS -I	(1)	1	32* .164	7.39	236.4	
		(2)	1	32* .164	7.39	236.4	
	(1)	2	32* .165	7.39	236.4		
	(2)	2	32* .165	7.39	236.4		
	(1)	3	32* .165	7.39	236.4		
	(2)	3	32* .165	7.39	236.4		
						6656.2 M	16415 KG

.../...

DIAMETRE	REPÈRE	ELEMENT	ZONE	NOMBRE*ESPACEMENT	LONGUEUR 1 BARRE	LONGUEUR TOTALE	POIDS
14	F	LP -I	(1)	1	60* .181	1.31	78.8
			(2)	1	60* .181	4.71	282.6
		(1)	2	70* .157	1.31	92.0	
		(2)	2	70* .157	4.88	341.5	
		(1)	3	80* .138	1.31	105.1	
		(2)	3	80* .138	5.05	403.7	
	I	LTI -E-P	(2)	1	35* .152	5.19	181.7
			(2)	2	35* .149	5.19	181.7
			(2)	3	36* .145	5.19	186.9
	K	LTS -E-P	(2)	1	35* .152	4.16	145.6
			(2)	2	35* .149	4.16	145.6
			(2)	3	36* .145	4.16	149.7
Q	LGI	(1)	1	30* .362	1.30	39.0	
		(1)	2	34* .313	1.30	44.2	
		(1)	3	40* .276	1.30	52.0	
R	LGS	(1)	1	30* .362	1.50	45.0	
		(1)	2	34* .313	1.50	51.0	
		(1)	3	40* .276	1.50	60.0	
T	TTI -I	TOUTES	58* .131	17.32	1004.4		
V	TTS -I	TOUTES	116* .085	17.32	2008.8		
W-X	TP -I	TOUTES	46*(.200, .250)	17.32	796.6		
S	TTI -E	TOUTES	63* .131	17.32	1091.0		
U	TTS -E	TOUTES	63* .131	17.32	1091.0		
W-X	TP -E	TOUTES	54*(.200, .250)	17.32	935.1		
Y	TGI	TOUTES	14	17.32	242.4		
Z	TGS	TOUTES	14	17.32	242.4		
						9997.9 M	12081 KG
						POIDS TOTAL = 28496 KG	

## EXEMPLE DE CALCUL ET DE RENFORCEMENTS LOCAUX D'UN CADRE BIAIS

Les pages suivantes donnent des extraits d'une note de calcul d'un PICF calculé en option 3.

BORDEREAU DES DONNEES DU PICF-EL NUMERO BIAI- DU 09-11-91

```

PICF-EL   NUM S   DATE   NIV TEL   GESTIONNAIRE   CLIENT
        BIAI     091191 100 4611XXXX  MONSIEUR XXX   XXXX

TITRE
        MODELE DE CALCUL PICF BIAIS

PICF EN OPTION 3
FIXD DIRFER DES
0  -3  1
-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
HAUTL HREMB OUVER BIAIS  E1  E2  E3  LDALT
5.80  1.20  8.00  60.000  0.36  0.35  0.38  5.50
-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
NVOI ETROTG  EGAU ESURCH  EDROI ETROTD  LARGE  HCHAU HSREM PTRAN
- 4  1.00  0.50  13.50  0.50  1.00  -16.50  0.10  0.00  0.00
-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
MVBET MYSOL  RKGX  RKN  RKDX  QSUPN QSUPX  RDTN  RDTX  QREMN QREMX  R
-2.50 -2.00 -0.25 -0.50 -0.25 -0.50  0.19  0.35  67.5  77.9 -0.00 -0.00  0.00
-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
CL AL BC  BT MC  ME  EX  PTRO TE+ TE- TER PSREM
1 AL BC  BT MC120 ME120  0  0.15 -30. -40. -10. -0.0
-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
KAL  KBC  KBT  KMC  KME  KEX  KTR
c0.000 c0.000 c0.000 c0.000 c0.000 c0.000
-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
EC  EGAU ESURCH  HSREM  RDTN  RDTX  QREMN QREMX  PSREM  KEC
0  0.00  0.00  0.00  0.  0.  -0.00  -0.00  -0.0  c0.000
-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
IFIS  FCJ  ENROBS  ENROB  ESOL
PP  25.00  0.030  0.020  75.00
-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
PHI1 PHI2 PHI3  FE1  FE2  FE3  ETA1  ETA2  ETA3  PSIS
20  14  8  400.00  400.00  400.00  -1.60  -1.60  -1.60  -1.50
-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
VERIFICATION DES DONNEES
DIRFER-3 LE PROGRAMME CALCULE L'OUVRAGE DROIT
DONNE LES FERRAILLAGES POUR RENFORCER LES BORDS LIBRES
POUR RENFORCER LES ANGLES OBTUS
-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|

```

② - Ce cadre a : un biais de 60 gr

$$\eta = \frac{\text{largeur droite}}{\text{ouverture droite}} > 1,5$$

} il est donc calculé en option 3 ①

③ - En option 3, le calcul se décompose en trois parties (voir Annexe 5) :

un calcul complet de l'ouvrage considéré comme droit, donc donnant :

- des fers longitudinaux perpendiculaires aux piédroits
  - des fers transversaux parallèles aux piédroits
- } à mettre sur tout l'ouvrage

un renforcement des bords libres par un calcul longitudinal de l'ouvrage biais donnant :

- des fers longitudinaux parallèles aux bords libres à mettre le long de chaque bord libre sur une largeur de 5 fois l'épaisseur de traverse supérieure.

un renforcement des angles obtus donnant :

- des fers longitudinaux parallèles aux bords libres à mettre sur une 1/8<sup>e</sup> de largeur (avec un plancher de 5 épaisseurs de traverse supérieure).
- des fers transversaux parallèles aux autres sur une largeur de 1/4 de portée biaise.

```

000 0000 0000 0000      000000000 000000000 000000000 000000000000 0000 0000000000
0000 0 0 0 0      0000000000 0000000000 0000000000 0000000000 0000 0000000000
00 00 000 0000 000      00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 0 0 0 0      00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 0000 0 0 0000      00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00      0000000000 0000000000 0000000000 0000000000 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00      0000000000 0000000000 0000000000 0000000000 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00      00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00      00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00      00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000
0000      0000      0000      0000      0000      0000      0000      0000      0000      0000      0000      0000

```

1

```

0000000 000 000 000 000 0000000 0000000 0000000 0000000 0000000 0000000 0000000 0000 0000000
00000000 00 00 00 00 00 00000000 00000000 00000000 00000000 00000000 00000000 0000 00000000
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 00 00 00 0000000 00000000 00 00000 0000000 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
000000000 000000000 000 00 00 00 00 00 00000000 000000000 000000000 00 00 00000000 0000 0000
0000000 0000000 000 00 00 00 00 00 0000000 0000000 0000000 00 00 0000000 0000 0000

```

```

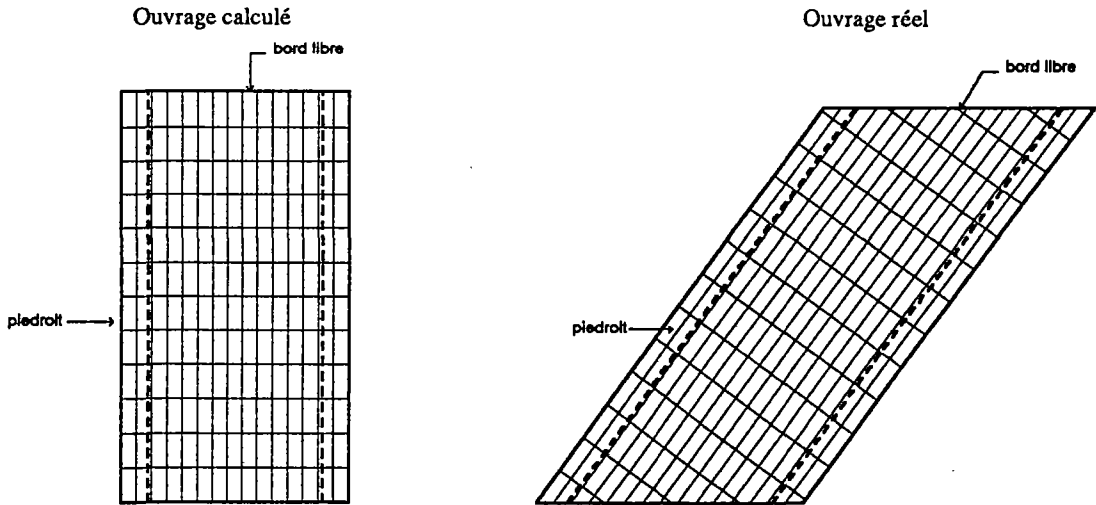
*****
* BIAIS DE CALCUL = 100 GR          BIAIS REEL = 60.00 GR          FERRAILLAGE LONGITUDINAL PERPENDICULAIRE AUX PIEDROITS *
*                                *                                TRANSVERSAL PARALLELE AUX PIEDROITS *
*                                *                                *
*****

```

2

1 - Cette "1<sup>ère</sup> partie" est un calcul classique où seul le biais réel est remplacé par un biais de calcul de 100 gr

2 - Rappel des biais et directions de ferrailage



FERRAILLAGE DANS LES SECTIONS DETERMINANTES

L'ESPACEMENT DES FERRAILLAGES EXTERIEURS EST COMMUN A TOUS LES ELEMENTS  
L'ESPACEMENT DES FERRAILLAGES INTERIEURS EST DEFINI POUR CHAQUE ELEMENT

FERRAILLAGE LONGITUDINAL	SECTION PAR M/L (M2)	MINIMALE	ADOPTEE	DIAMETRE	ESPACEMENT ADOPTES	E.L.S. CONTRAINTE MAXI (MPA)		EFFORTS TRANCHANTS (KN)		E.L.U. EFFORTS TRANCHANTS APPLIQUES (RAPPEL)
						ACIER	BETON	RESISTANTS ACIER	BETON	
EXTERIEUR										
ANGLE SUPERIEUR	TRaverse	0.001927	0.002652	2 PH11	2*0.118 M	201.03	8.51	485.1	1075.3	198.2
	PIEDROIT	0.002073	0.002652	2 PH11	2*0.118 M	215.10	9.48	455.0	1008.7	82.3
ANGLE INFERIEUR	TRaverse	0.002550	0.002652	2 PH11	2*0.118 M	263.42	11.37	470.1	1042.0	308.1
	PIEDROIT	0.002652	0.002652	2 PH11	2*0.118 M	272.63	12.01	455.0	1008.7	192.7
INTERIEUR										
TRaverse SUPERIEURE		0.002476	0.002476	2 PH11	2*0.127 M	265.72	10.58	466.8	1108.7	
TRaverse INFERIEURE		0.001792	0.001792	2 PH11	2*0.175 M	266.75	9.06	317.6	1042.0	
PIEDROIT		0.000735	0.000735	2 PH12	2*0.209 M	206.59	4.23	182.4	1020.7	

FERRAILLAGE TRANSVERSAL

CONDITION DE NON FRAGILITE TRAV. SUP. 0.000398  
TRAV. INF. 0.000378  
PIEDROITS 0.000369

FERRAILLAGE PLANCHER TRAV SUP. FACE INT. 0.000462  
FACE EXT. 0.000462  
TRAV INF. FACE INT. 0.000462  
FACE EXT. 0.000462  
PIEDROITS 2 FACES 0.000462

TRaverse SUPERIEURE FACE INTERIEURE 0.000557 0.000557 PH12 TOUS LES 0.277 M  
-A

A = SUP(AP,A10,A20,ANF)

AP = 0.000462 FERRAILLAGE PLANCHER  
A10 = 0.000000 E.L.S. AVEC POISSON = 0.000  
A20 = 0.000557 E.L.U. AVEC POISSON = 0.000  
ANF = 0.000398 CONDITION DE NON FRAGILITE

EPURE D'ARRET DES BARRES DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL

LES ABSCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE SUR LA TRAVERSE  
LA BASE SUR LE PIEDROIT

FERRAILLAGE INTERIEUR	DIAMETRE	ESPACEMENT		ABSCISSE ORIGINE	ABSCISSE EXTREMITÉ	LONGUEUR
TRaverse SUPERIEURE	0.020 M	0.127 M	LTS -I (1) (2)	0.20 1.20	7.15 8.15	6.96 6.96
TRaverse INFERIEURE	0.020 M	0.175 M	LTI -I (1) (2)	0.21 0.71	7.64 8.14	7.43 7.43
PIEDROIT	0.014 M	0.209 M	LP(G)-I (1) (2)	0.18 1.22	4.78 5.78	4.60 4.56
FERRAILLAGE EXTERIEUR						
ANGLE SUPERIEUR	0.020 M	0.118 M	LAS(G)-E (1) (2)	(PIEDROIT) 1.79 4.72	(TRAVERSE) 0.80 2.80	5.54 4.62
ANGLE INFERIEUR	0.020 M	0.118 M	LAI(G)-E (1) (2)	2.50 1.78	1.29 2.29	4.14 4.42
				⋮		

```

00000000 0000 00 00 0000 0000000000 00000000 00000000 0000000000 0000 0000000000
00000000 0 0 0 0 0 00000000000 0000000000 0000000000 0000000000 0000 0000000000
0 00 000 0 0 0 000 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 0000 0 0 0000 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 0000 00 0000 0 0 0000 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 0000 0 0 0000 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00000000 00000000 00000000 00000000 00000000 00000000 00000000 0000 00000000
00000000 00 00 000000 0000000000 0000000000 0000000000 0000000000 0000 0000000000
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00000000 00 0000 00 00000000 00000000 00000000 00000000 00 00000000 00 0000 0000
00 00 000000 00 00 00 000000 00 00 000000 00000000 00000000 00 00 000000 00 00 0000
00000000 00000000 00 00 00000000 00000000 00000000 00000000 00000000 00 00 000000 00 00 0000
00000000 00000000 00 00 00000000 00000000 00000000 00000000 00000000 00 00 000000 00 00 0000

```

1

```

00000000 00000000 00 00 00000000 00000000 00000000 00000000 00000000 00 00 00000000 00 00 00000000
0000000000 0000000000 0000 00 0000000000 0000000000 0000000000 0000000000 0000 0000 0000000000 0000 00 0000000000
00 00 00 00 0000 00 00 00 00000000 00 00 00 00 00 00 00 00 0000 0000 0000 00 0000 00 00
0000000000 000000 00 00 00 000000 00 00 00000000 00 000000 00 0000 00 0000 00 00 00 00
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 00 00 00 00 0000 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 0000 00
00 00 0000000000 00 0000 00 00000000 00 00 00000000 0000000000 00 00 00000000 00 0000 0000
00 00 00000000 00 00 00 00000000 00000000 00000000 00 00 00000000 00 00 000000 00 00 0000

```

```

00000000 00000000 00000000 00000000 00000000 00 0000 00000000 00000000 00000000 00000000 00000000
0000000000 0000000000 0000000000 0000000000 0000000000 00 0000 0000000000 0000000000 0000000000 0000000000
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
0000000000 00 00 00000000 00 00 00000000 00 00 00000000 00000000 000000 00000000
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00
0000000000 0000000000 00 00 0000000000 0000000000 0000000000 0000000000 00 00 0000000000 0000000000
0000000000 00000000 00 00 0000000000 00000000 0000000000 0000000000 00 00 00000000 00000000

```

```

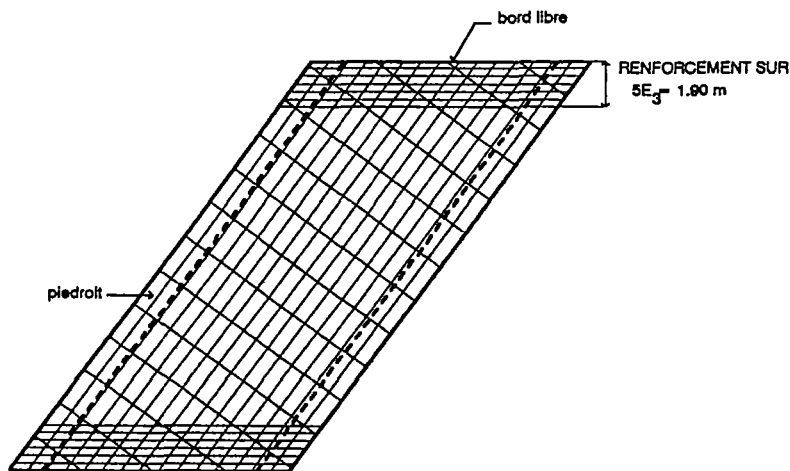
*****
* BIAIS DE CALCUL = BIAIS REEL = 60.00 GR *
* FERRAILLAGE LONGITUDINAL PARALLELE AUX BORDS LIBRES A METTRE SUR UNE LARGEUR DE 1.90 M *
*****

```

2

① - Cette partie "renforcement bords libres" est un calcul classique abrégé aux seuls calculs des efforts longitudinaux et ferrail-  
lages correspondants de la traverse supérieure.

② - Rappel des biais, des directions de ferrailage ainsi que la dimension des zones concernées



ABS. SECTION	MOMENTS FLECHISSANTS EXTREMES (KN*M) DANS LA TRAVERSE SUPERIEURE (LES ABCISSES SONT COMPTEES A PARTIR DE L'ANGLE)														MOMENTS DE CALCUL		
	CHANTIER							SERVICE									
	CHARGE PERM E.L.S. E.L.U.	REMB	EC	TEMP	CHARGE PERM E.L.S. E.L.U.	REMB	TROT	AL	BC	BT	MC120	ME120	EX	E.L.S.	E.L.U.		
0.00	MAX MIN	0. 0.	0. 0.	0. 0.	4. -4.	-78. -100.	-76. -137.	0. 0.	0. -2.	8. -91.	5. -78.	5. -76.	12. -131.	4. -91.	0. 0.	-63. -236.	-61. -317.
0.50	MAX MIN	0. 0.	0. 0.	0. 0.	4. -4.	-50. -69.	-49. -94.	0. 0.	0. -1.	8. -61.	5. -54.	5. -54.	11. -91.	4. -66.	0. 0.	-36. -163.	-34. -219.
1.00	MAX MIN	0. 0.	0. 0.	0. 0.	4. -4.	-25. -41.	-24. -56.	0. 0.	0. -1.	12. -37.	13. -36.	12. -36.	10. -56.	15. -43.	0. 0.	-7. -100.	-3. -133.
1.50	MAX MIN	0. 0.	0. 0.	0. 0.	4. -4.	-4. -16.	-1. -24.	0. 0.	0. 0.	20. -19.	29. -21.	30. -21.	23. -27.	31. -25.	0. 0.	36. -46.	48. -61.
2.00	MAX MIN	0. 0.	0. 0.	0. 0.	4. -4.	18. 3.	28. -5.	0. 0.	1. 0.	34. 0.	44. -9.	46. -10.	45. -6.	51. -11.	0. 0.	77. -11.	104. -20.
2.50	MAX MIN	0. 0.	0. 0.	0. 0.	4. -4.	37. 20.	53. 11.	0. 0.	1. 0.	47. -1.	58. -1.	60. -1.	70. 0.	68. -1.	0. 0.	113. 16.	152. 9.
3.00	MAX MIN	0. 0.	0. 0.	0. 0.	4. -4.	52. 33.	74. 25.	0. 0.	1. 0.	57. 0.	69. 0.	72. 0.	92. 0.	83. 0.	0. 0.	148. 31.	201. 25.
3.50	MAX MIN	0. 0.	0. 0.	0. 0.	4. -4.	64. 44.	91. 35.	0. 0.	2. 0.	70. 0.	79. 0.	82. 0.	110. 0.	94. 0.	0. 0.	179. 41.	242. 35.
4.00	MAX MIN	0. 0.	0. 0.	0. 0.	4. -4.	73. 52.	103. 43.	0. 0.	2. 0.	79. 0.	86. 0.	89. 0.	123. 0.	102. 0.	0. 0.	201. 49.	272. 43.
4.50	MAX MIN	0. 0.	0. 0.	0. 0.	4. -4.	79. 57.	111. 48.	0. 0.	2. 0.	85. 0.	91. 0.	94. 0.	131. 0.	108. 0.	0. 0.	215. 54.	292. 48.
5.00	MAX MIN	0. 0.	0. 0.	0. 0.	4. -4.	82. 59.	114. 51.	0. 0.	2. 0.	88. 0.	93. 0.	95. 0.	136. 0.	109. 0.	0. 0.	222. 57.	301. 51.
5.16	MAX MIN	0. 0.	0. 0.	0. 0.	4. -4.	82. 59.	114. 51.	0. 0.	2. 0.	88. 0.	93. 0.	95. 0.	135. 0.	109. 0.	0. 0.	222. 57.	301. 51.

## RENFORCEMENT DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL INTERIEUR DE LA TRAVERSE SUPERIEURE

FERRAILLAGE LONGITUDINAL PARALLELE AUX BORDS LIBRES

SECTION NECESSAIRE 0.002868 M2/ML

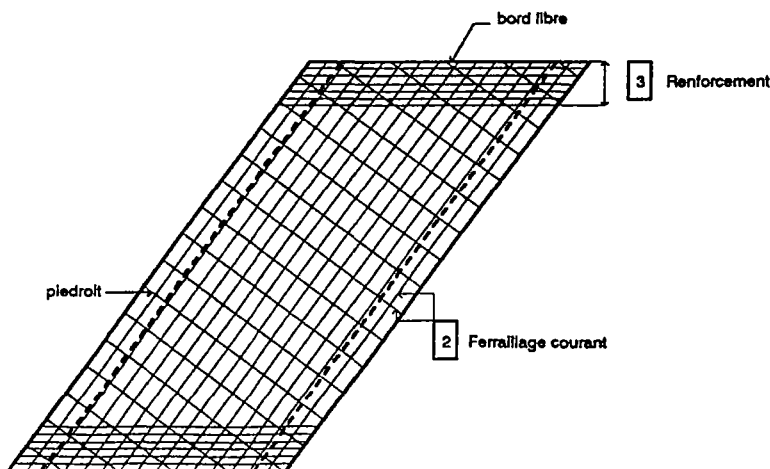
1

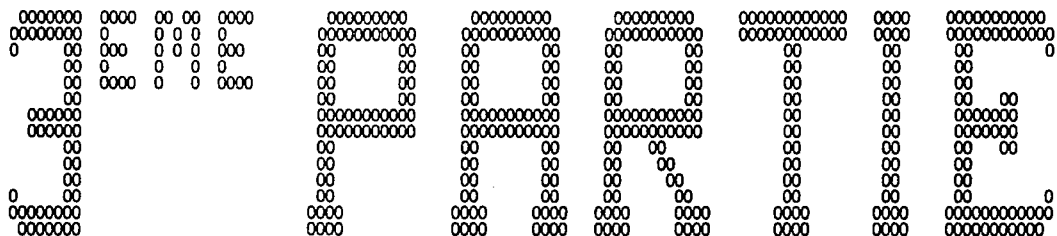
COMPTE TENU DES SECTIONS DEJA EN PLACE,

SECTION SUPPLEMENTAIRE A METTRE 0.001056 M2/ML, SOIT 7 PH11 ESPACEMENT  
LONGUEUR 0.27 M  
8.99 M

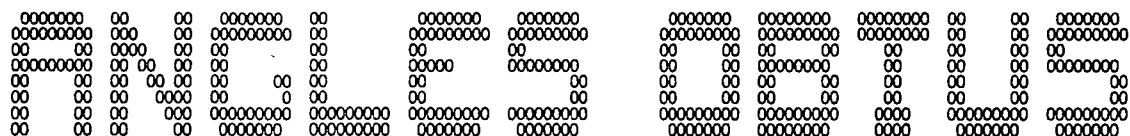
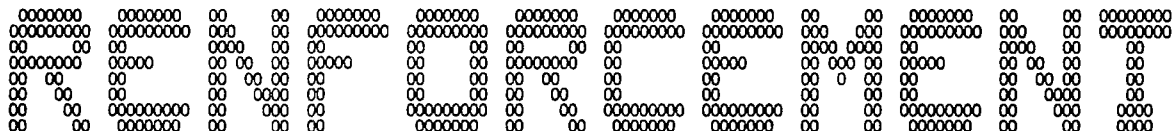
3

1 - Section nécessaire pour reprendre les moments maximaux en milieu de traverse supérieure.

2 - Sections en section courante :  $\begin{cases} 0.002476 \text{ m}^2 \text{ perpendiculaire aux piédroits} \\ 0.000557 \text{ m}^2 \text{ parallèle aux piédroits} \end{cases}$ TRAVERSE SUPERIEURE  
FERRAILLAGE INTERIEUR



1



\*\*\*\*\*  
 \* FERRAILLAGE LONGITUDINAL PARALLELE AUX BORDS LIBRES A METTRE SUR UNE LARGEUR DE 2.10 M \*  
 \* TRANSVERSAL PARALLELE AUX PIEDROITS A METTRE SUR UNE LONGUEUR DE 2.60 M \*  
 \*\*\*\*\*

2

RENFORCEMENT DES ANGLES OBTUS DE LA TRAVERSE SUPERIEURE (FERRAILLAGE EXTERIEUR)

FERRAILLAGE LONGITUDINAL PARALLELE AUX BORDS LIBRES  
 FERRAILLAGE TRANSVERSAL PARALLELE AUX PIEDROITS

SECTIONS NECESSAIRES LONGITUDINALEMENT 0.002992 M<sup>2</sup>/ML  
 TRANSVERSALEMENT 0.001095 M<sup>2</sup>/ML

3

COMPTE TENU DES SECTIONS DEJA EN PLACE,

SECTION SUPPLEMENTAIRE A METTRE LONGITUDINALEMENT 0.001096 M<sup>2</sup>/ML, SOIT 8 PH11 ESPACEMENT 0.26 M  
 LONGUEUR 5.16 M (ABSCISSE PIEDROIT 4.72 M)  
 (ABSCISSE TRAVERSE 3.31 M)  
 TRANSVERSALEMENT 0.000633 M<sup>2</sup>/ML, SOIT 9 PH12 ESPACEMENT 0.23 M  
 LONGUEUR 3.58 M

5

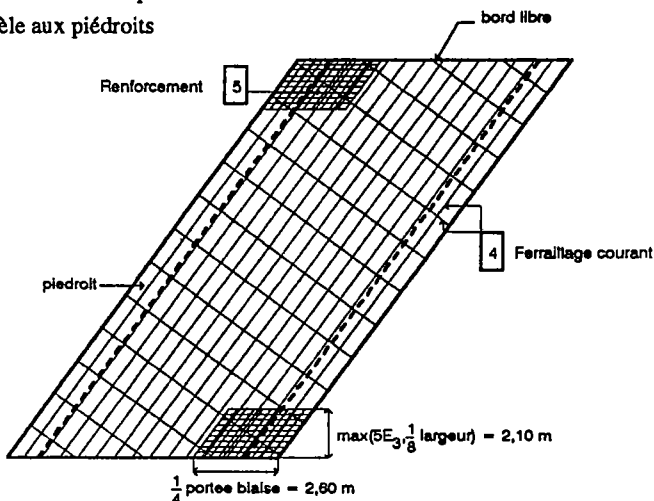
1 - Cette partie "renforcement angles obtus" permet de déterminer les ferrillages supplémentaires nécessaires à la reprise des cisaillements de torsion qui se développent dans ces zones.

2 - Rappel des directions de ferrillage ainsi que les dimensions des zones concernées.

3 - Sections nécessaires pour la reprise des efforts .

4 - Sections en section courante :  $\begin{cases} 0.002652 \text{ m}^2 \text{ perpendiculaire aux piédroits} \\ 0.000463 \text{ m}^2 \text{ parallèle aux piédroits} \end{cases}$

TRAVERSE SUPERIEURE  
 FERRAILLAGE EXTERIEUR

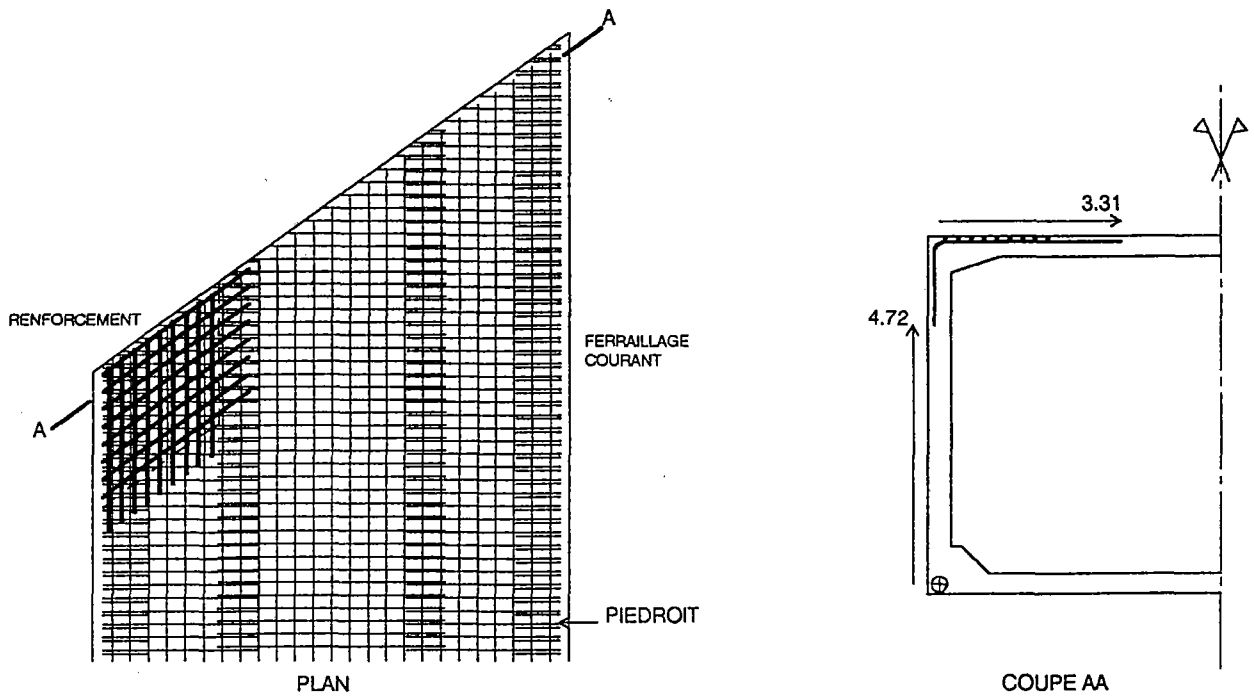




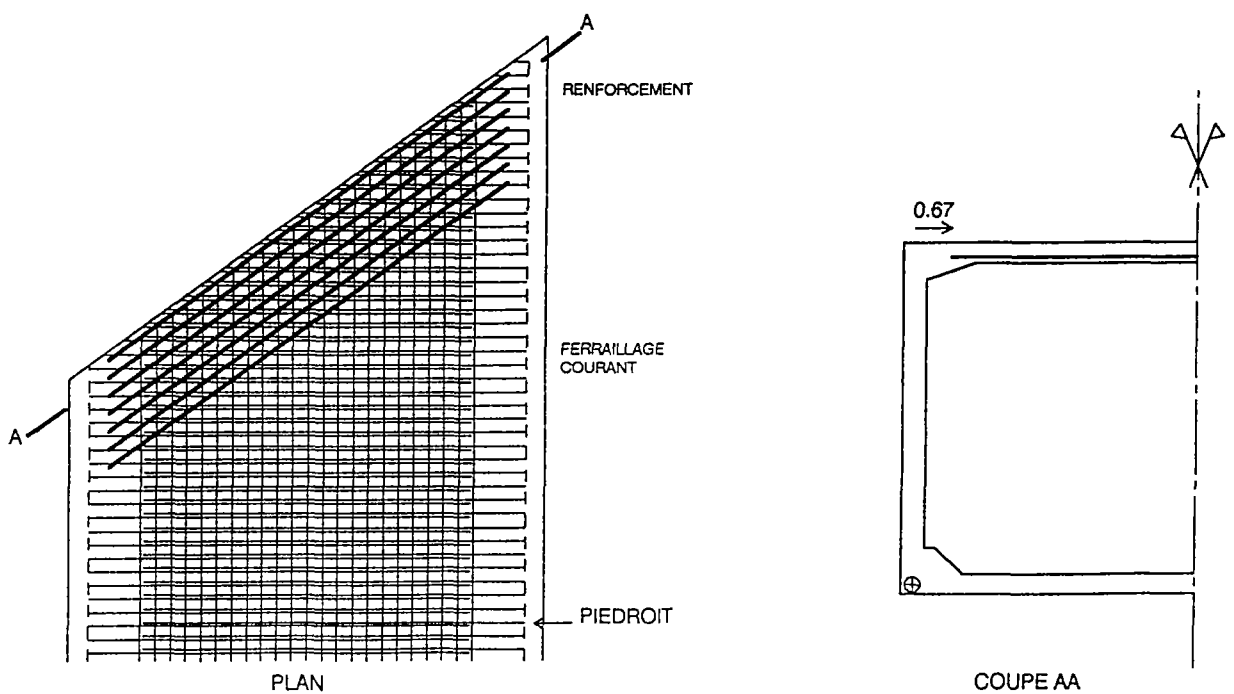
DESSIN AUTOMATIQUE DE CES RENFORCEMENTS :

## TRAVERSE SUPERIEURE

### RENFORCEMENT DU FERRAILLAGE EXTERIEUR



### RENFORCEMENT DU FERRAILLAGE INTERIEUR



## ANNEXE 1 - PREDIMENSIONNEMENT

Les abaques ci-après donnent les épaisseurs des éléments du cadre en fonction de l'ouverture biaise et de ESOL.

Ils ont été établis pour les deux bétons les plus couramment utilisés ( $F_{c28}$  de 20 MPa et 25 MPa).

Les charges d'exploitation retenues sont celles du titre II du fascicule 61 à l'exception des convois exceptionnels.

Les abaques sont utilisables directement pour:

- un ouvrage calculé en fissuration peu préjudiciable,
- une hauteur libre inférieure à l'ouverture biaise,
- un ouvrage sans remblai sur la traverse supérieure.
- un ouvrage peu biais

On obtient ainsi des taux d'armature permettant un bétonnage correct sans problème.

Dans les cas d'ouvrage sous remblai ou de biais plus prononcé on pourra utiliser les abaques, moyennant certaines corrections définies ci-après.

### 1 - PREDIMENSIONNEMENT DU CADRE

#### 1.1 - OUVRAGE SOUS REMBLAI

On estime d'abord, au moyen des abaques, les valeurs qui seraient suffisantes si le remblai n'existait pas, soit  $E_{i0}$ . On majore ensuite chaque épaisseur selon la formule approximative :

$$E_i = E_{i0} \sqrt{1 + \frac{H d^2}{2000 E_{i0}^2}} \quad \text{avec} \begin{cases} H = \text{hauteur de remblai (m)} \\ d = \text{ouverture de l'ouvrage (m)} \end{cases}$$

#### 1.2 - OUVRAGE BIAIS

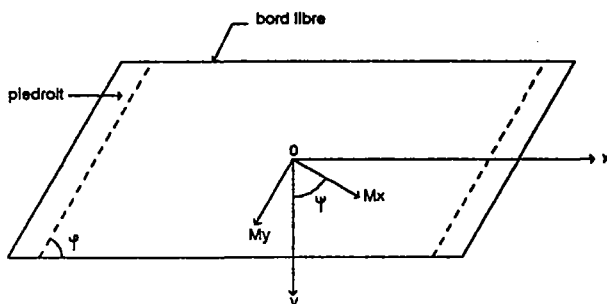
Dans les options 1 et 2 (voir Annexe 5), le ferrailage longitudinal de l'ouvrage est parallèle aux bords libres. L'ouvrage calculé est un ouvrage biais. Les abaques sont donc à utiliser en prenant l'ouverture biaise.

Dans l'option 3 le ferrailage longitudinal est perpendiculaire aux pîdroits. Les abaques sont donc à utiliser en prenant l'ouverture droite, mais il convient de majorer les épaisseurs trouvées de 5 cm environ pour permettre le renforcement des bords libres.

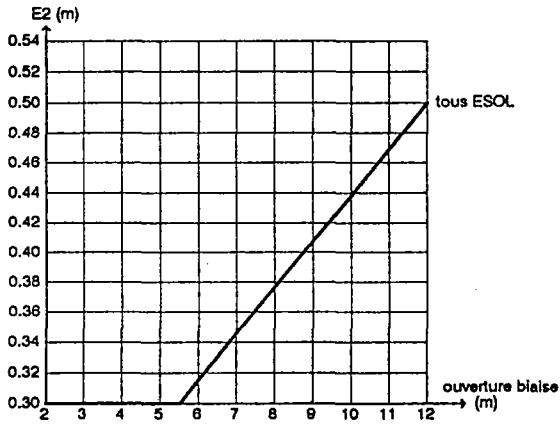
Dans l'option non standard où le ferrailage longitudinal est orienté selon la direction mécanique, les abaques sont à utiliser en prenant l'ouverture déterminante, et il convient de majorer les épaisseurs trouvées de 5 cm environ pour permettre le renforcement des bords libres.

Rappel :

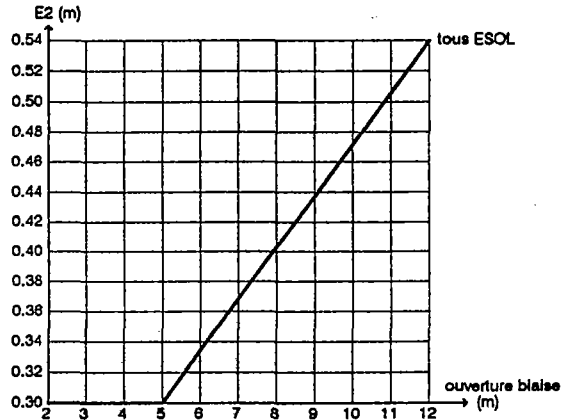
$$\text{ouverture déterminante} = \frac{\text{ouverture droite}}{\cos(\psi - \varphi)} \quad \text{avec} \begin{cases} \varphi = \text{biais géométrique} \\ \psi = \text{biais mécanique} \begin{cases} = \varphi + (100 - \varphi)(1 - 0,5\eta)^2 & \text{si } \eta < 2 \\ = \varphi & \text{si } \eta \geq 2 \end{cases} \\ \eta = \frac{\text{largeur droite}}{\text{ouverture droite}} \end{cases}$$



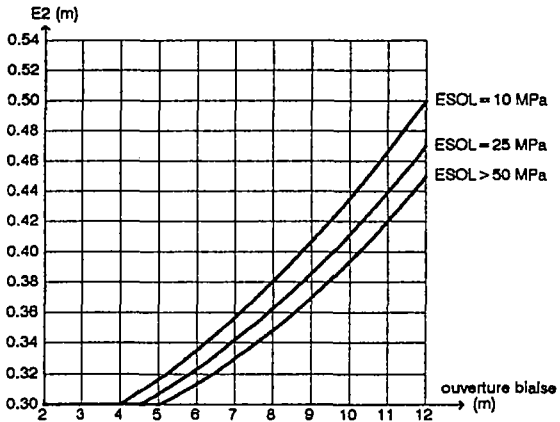
ABAQUES DE PREDIMENSIONNEMENT EN FISSURATION PEU PREJUDICIALE



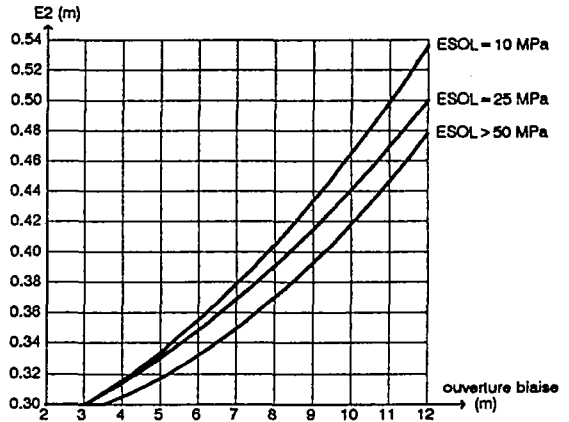
TRAVERSE SUPERIEURE  $F_{cj} = 25 \text{ MPa}$



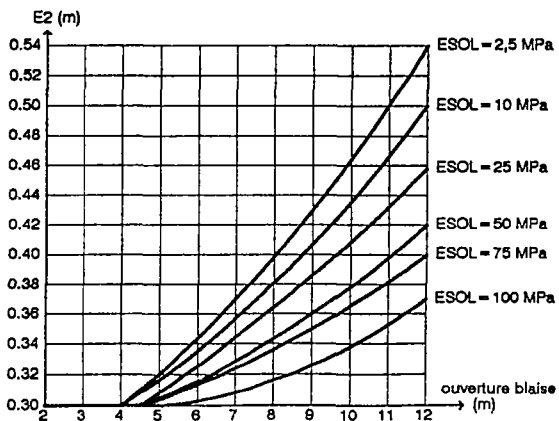
TRAVERSE SUPERIEURE  $F_{cj} = 20 \text{ MPa}$



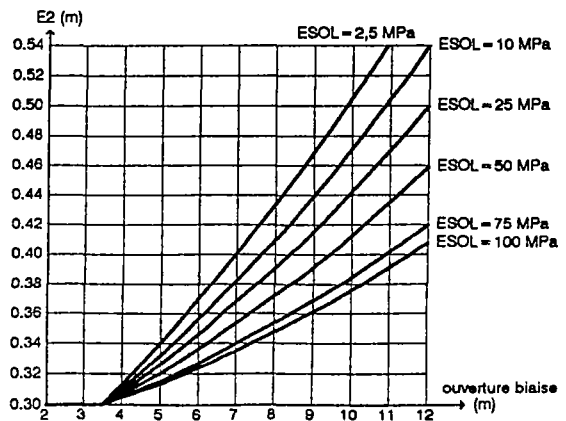
PIEDROITS  $F_{cj} = 25 \text{ MPa}$



PIEDROITS  $F_{cj} = 20 \text{ MPa}$



TRAVERSE INFERIEURE  $F_{cj} = 25 \text{ MPa}$

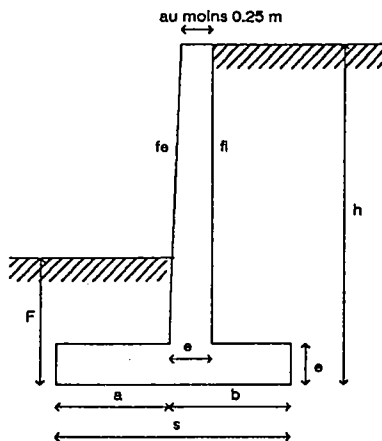


TRAVERSE INFERIEURE  $F_{cj} = 20 \text{ MPa}$

## 2 - PREDIMENSIONNEMENT DES MURS DE TETE

### 2.1 MURS DE TETE SUR SEMELLES (en aile ou en retour)

La coupe transversale du mur peut être définie par le schéma ci-contre.



La hauteur h est connue.

Pour des raisons de commodité de bétonnage l'épaisseur au sommet ne sera pas inférieure à 0,25 m.

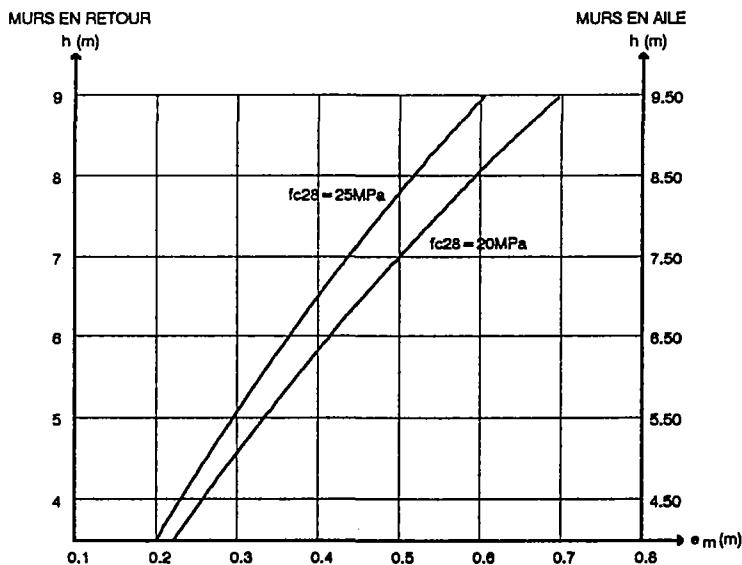
L'épaisseur de la semelle sera prise égale à l'épaisseur du mur à sa base.

#### 2.1.1- Epaisseur de la base du mur

Le fruit intérieur (côté remblai) étant  $f_i$  et le fruit extérieur  $f_e$ , on obtient l'épaisseur du mur à la base de sa partie verticale :

$$e = \frac{e_{\text{haut}} + (f_e + f_i) h}{1 + f_e + f_i} \quad (\text{en m})$$

On vérifiera que cette valeur est supérieure ou égale à  $e_m$  défini dans l'abaque ci-dessous. Si ce n'est pas le cas, il conviendra d'augmenter le fruit intérieur du mur.



#### 2.1.2- dimensions de la semelle

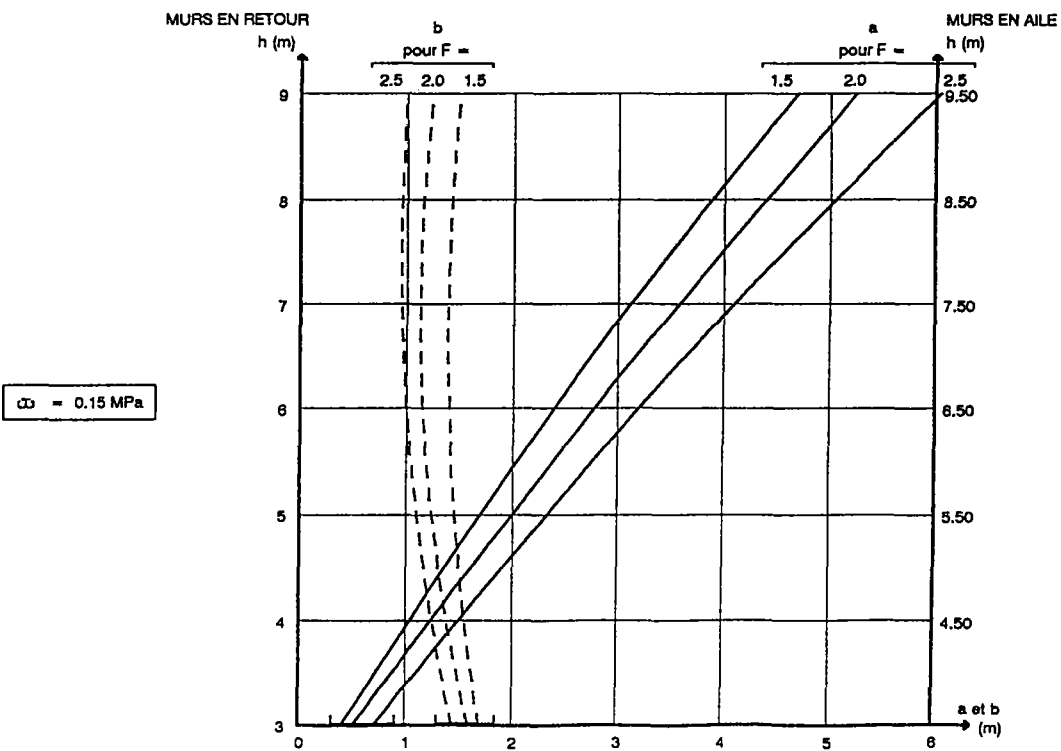
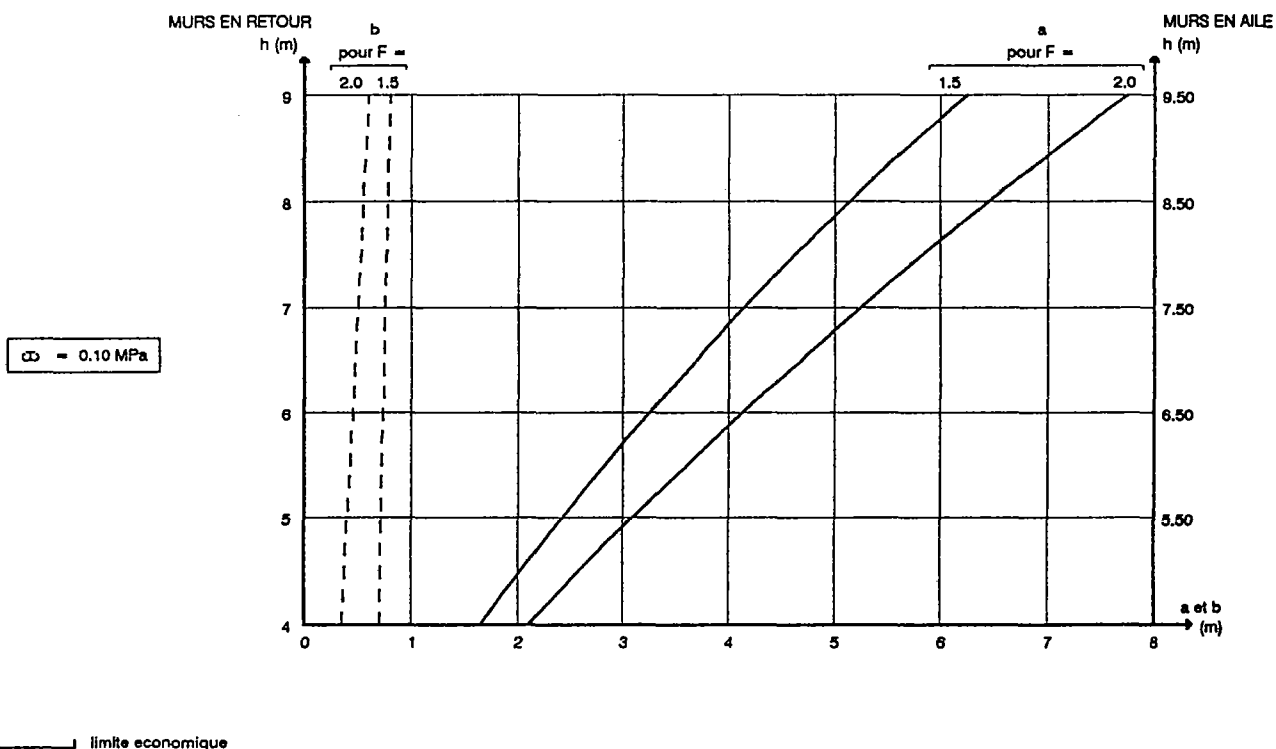
Les abaques des pages 67 et 68 permettent de prédimensionner les longueurs des semelles avant a et arrière b en fonction de la hauteur h du mur, de la fiche F, et de la pression  $\sigma$  exercée sur le sol.

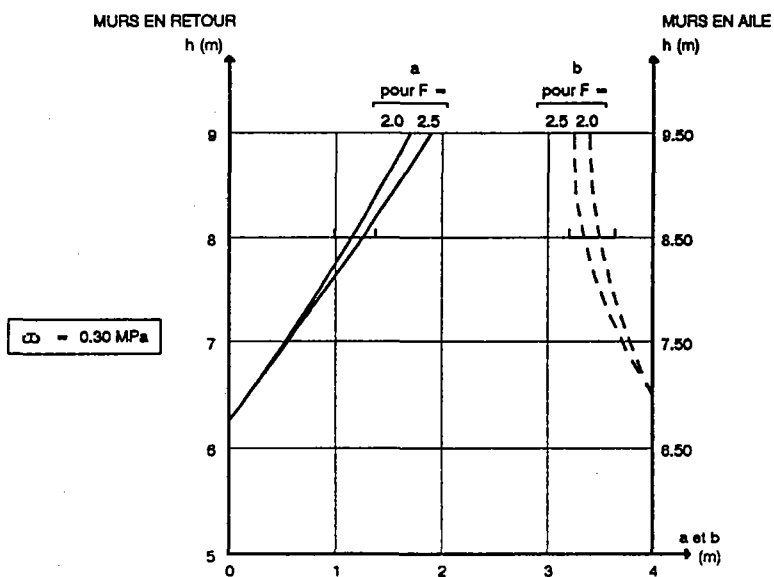
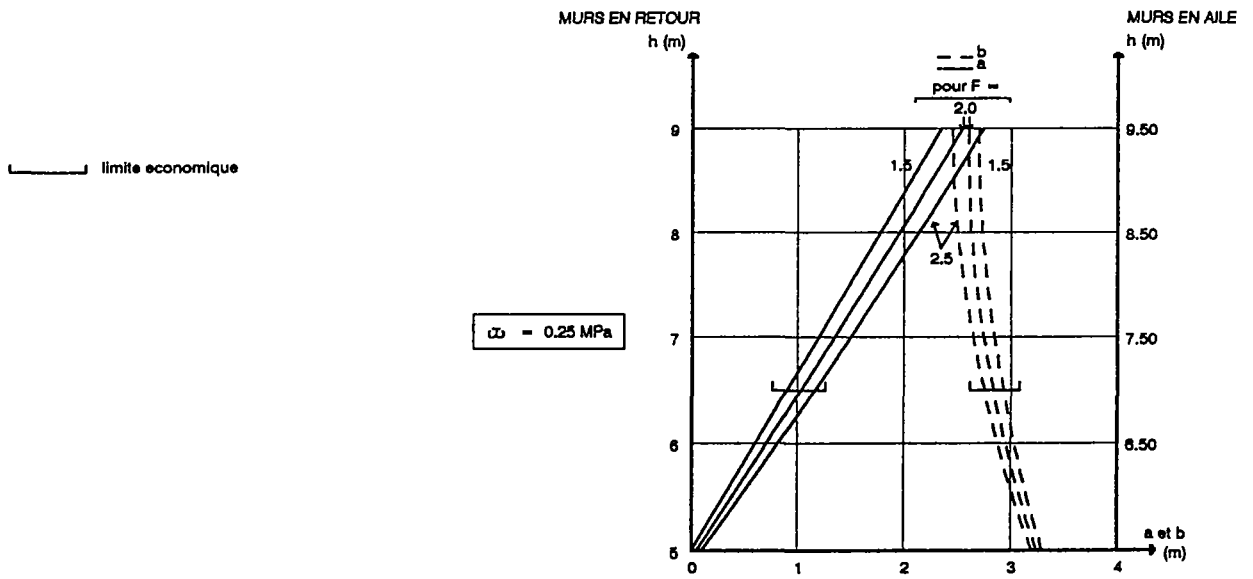
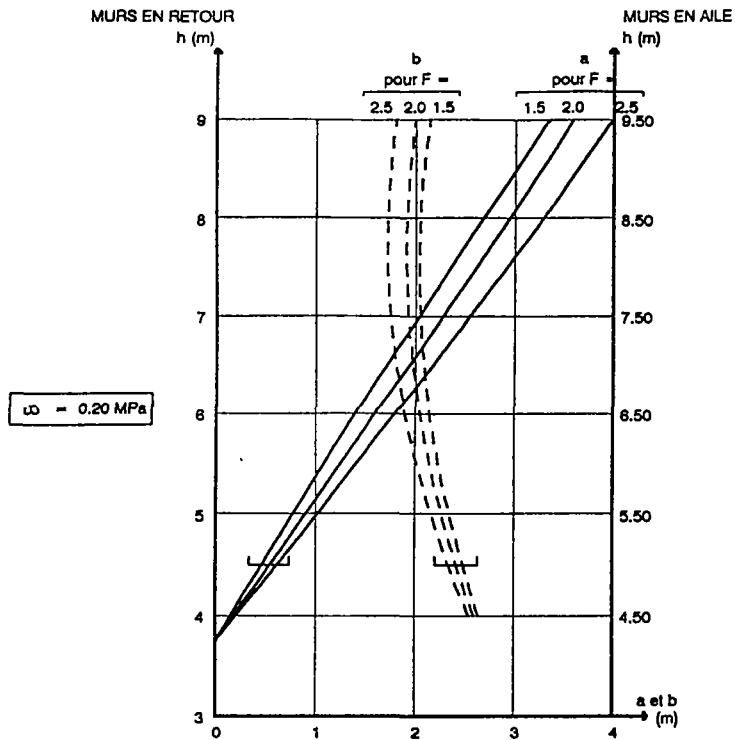
Pour obtenir un dimensionnement convenable de la semelle, on devra essayer plusieurs valeurs de  $\sigma$  inférieures ou égales au maximum que le sol de fondation peut supporter et on retiendra celle qui rend minimal  $s = a + b$ , ou une valeur voisine.

Les abaques indiquent en outre la hauteur économique pour chaque pression admissible (c'est-à-dire la hauteur pour laquelle la pression correspondant au minimum de s est la pression de l'abaque). On pourra constater qu'il est inutile de faire travailler le sol à 0,25 MPa pour des murs de hauteur inférieure à 7,5 m sauf si la condition de non glissement l'exige.

En première approximation, avec  $\phi_0$  angle de frottement interne du sol de fondation, on peut écrire la condition de glissement sous la forme :

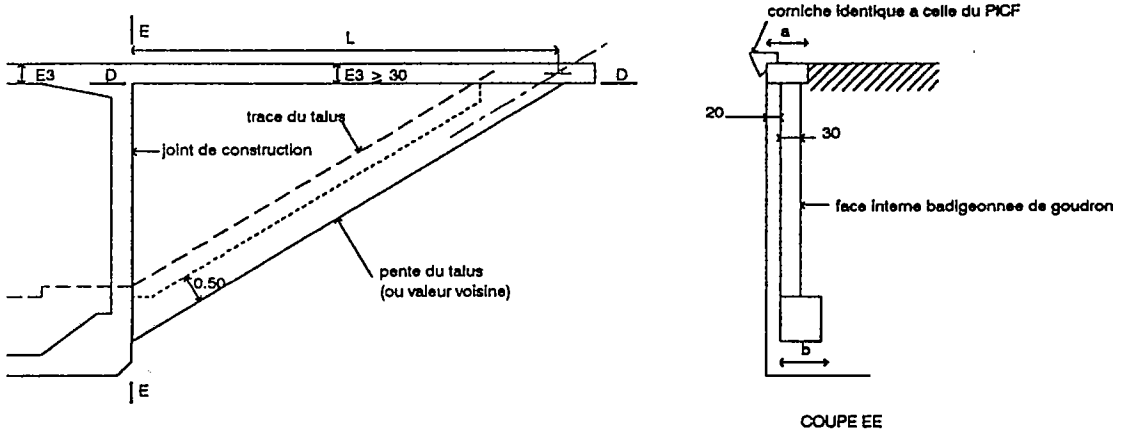
$$\text{glissement } g = \frac{\sum \text{forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}} \leq \frac{1}{1,3} \text{tg}\phi_0$$





## 2.2 - MURS DE TETE ENCASTRES (EN RETOUR SUSPENDUS)

Chaque mur en retour est constitué par une dalle verticale triangulaire portée par deux nervures de bordure encastrees respectivement aux angles inferieur et superieur du cadre. La dalle est separee du piedroit par un joint sec.



### 2.2.1- Dalle verticale

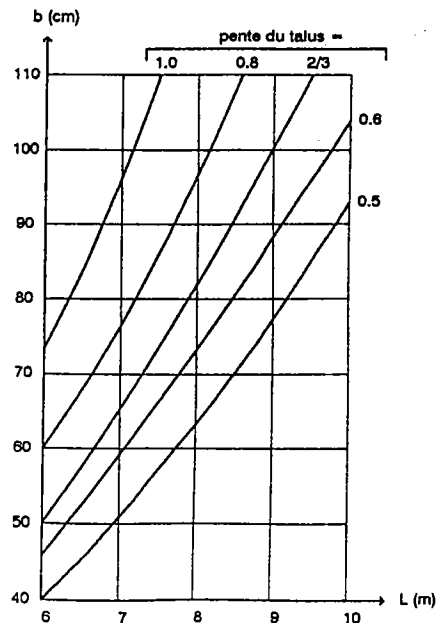
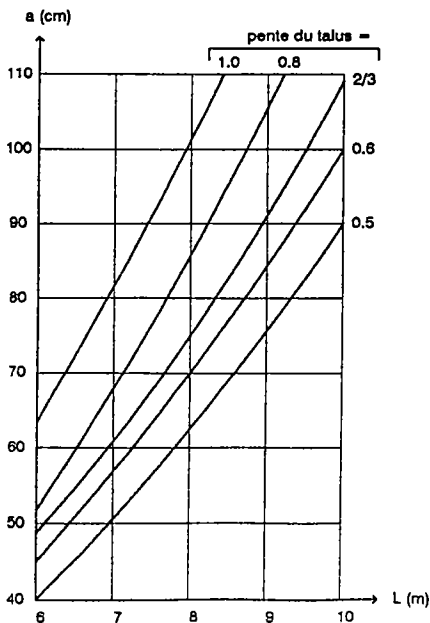
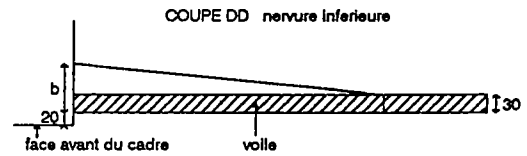
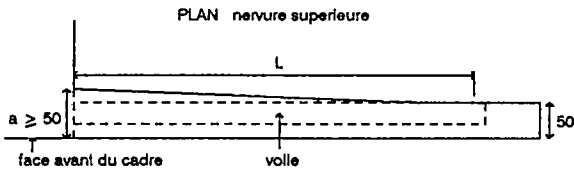
La dalle verticale fera 0,30 m d'epaisseur.

### 2.2.2- Nervure superieure

Son epaisseur est celle de la traverse superieure du cadre. Sa hauteur en section courante est de 0,50 m. Si la hauteur  $a$ , necessaire pour reprendre les moments a l'encastrement (a determiner sur abaque) est superieure a 0,50 m, on realisera un gousset sur toute la longueur du mur.

### 2.2.3 - Nervure inferieure

Son epaisseur est fixee a 0,50 m. Sa hauteur en section courante varie de 0,30 m a  $b$  determine sur abaque pour reprendre les moments a l'encastrement.



## ANNEXE 2 - DETERMINATION DU MODULE D'ELASTICITE DIFFERE DU SOL DE FONDATION (ESOL)

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

$$w = \frac{2 p B}{ESOL}$$

où  $w$  est le tassement  
 $p$  la pression appliquée  
 $B$  la largeur du radier

En introduisant le module de réaction du sol  $k$  ( $p = k w$ ), la détermination de ESOL se ramène à celle de  $k$  par :

$$ESOL_{(MPa)} = 2 k_{(MPa/m)} B_{(m)}$$

Dans la pratique, il est suffisant pour les besoins de calcul de connaître une valeur approchée de ESOL ou de  $k$  car une erreur de 50% sur leur valeur n'a qu'une faible incidence sur le calcul des efforts. Il est par ailleurs conseillé d'indiquer une valeur approchée par défaut plutôt que par excès.

A titre indicatif nous donnons l'ordre de grandeur du module ESOL en MPa :

type de sol	argile	limon	sable	sable et gravier
sur consolidé ou très serré	80	70	180	300
normalement consolidé ou serré	55	50	150	170
sous consolidé altéré et remanié ou lâche	30	15	30	

roche	
très peu fracturée	1600
normale	1100
très fracturée	800
très altérée	160

Pour plus de précision, le module de réaction  $k$  peut être déterminé à partir du module pressiométrique  $E_p$ . Deux méthodes d'évaluation sont possibles :

### a) Méthode MENARD

Le module de réaction  $k$  est fonction de  $E_p$ , du coefficient "rhéologique"  $\alpha$ , et des coefficients de forme  $\lambda_2$  et  $\lambda_3$  soit :

$$\frac{1}{k} = \frac{1,33}{3 E_p} B_0 \left( \lambda_2 \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9 E_A} \lambda_3 B$$

Dans l'attente de la parution du fascicule 62, titre V (Conception et calcul des fondations), sur lequel nous avons basé les présentes notations, on trouvera au paragraphe 5.2.1 du fascicule 5 du dossier FOND 72 tous les éléments nécessaires pour le déterminer moyennant une légère adaptation des notations.



### b) Méthode TERZAGHI et PECK

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

$$k = \frac{E_c}{2 B_0} \left( \frac{B + 0,30}{2B} \right)^2$$

Si l'on considère que  $E_p = \alpha E_c$ , on a (en MPa/m) :

$$k = \frac{E_p}{2 \alpha B_0} \left( \frac{B + 0,30}{2B} \right)^2 = E_p \lambda$$

avec  $E_p$  module pressiométrique moyen de la couche porteuse (MPa)

$B_0$  largeur de référence égale à 0,32 m

$\alpha$  coefficient de structure du sol

type de sol	$\alpha$
sable et graviers	1/3
limons, argiles sableuses et sables argileux	1/2
argiles normalement consolidées	2/3
terrains surconsolidés	1

Pour simplifier les calculs,  $\lambda$  a été mise sous forme d'abaque ci-après. On a ensuite :

$$k = E_p \lambda$$

$$ESOL = 2 k B$$

$\lambda$  (1/m) donné par l'abaque

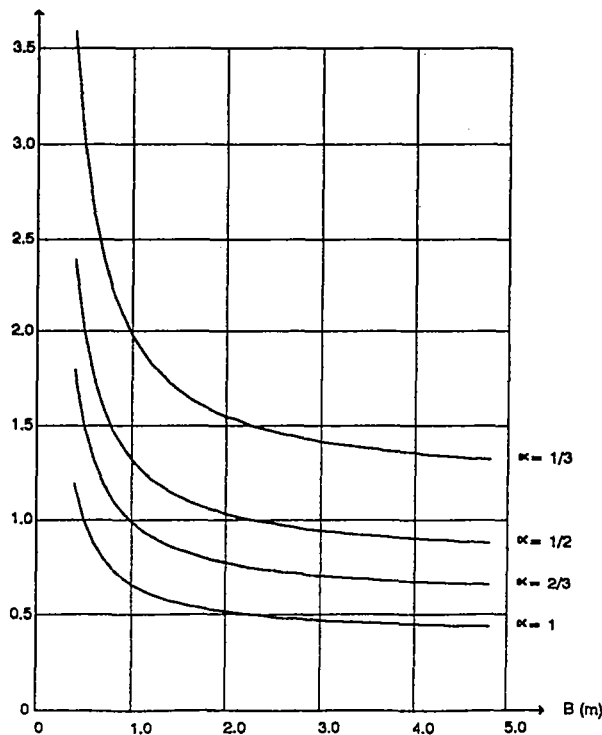
$E_p$  (MPa) module pressiométrique

$k$  (MPa/m) module de réaction du sol

$B$  (m) largeur du radier

ESOL (MPa) module d'élasticité différé du sol

$$\lambda = \frac{1}{2 \alpha B_0} \left( \frac{B + 0,30}{2B} \right)^2$$



## ANNEXE 3 - DETERMINATION DE QSUP, QDT ET PSREM

QSUP : masse des superstructures  
 QDT : réaction des dalles de transition  
 PSREM : densité de surcharge des remblais

### 1 - DETERMINATION DE LA MASSE DES SUPERSTRUCTURES

#### 1.1 - GENERALITES

Nous désignons par superstructures d'un ouvrage tous les éléments constituant ses équipements fixes. Le poids de ces derniers constitue, avec le poids propre de l'ossature résistante, la charge permanente de l'ouvrage. Pour tous les détails concernant l'équipement du tablier (dispositifs de retenue, corniche, grille centrale, chape d'étanchéité, couche de roulement, ...), l'utilisateur peut se reporter utilement au dossiers GC et STER du S.E.T.R.A.

Les valeurs caractéristiques maximale et minimale de la masse au mètre linéaire des superstructures sont désignées dans le bordereau des données par  $QSUP_{max}$  et  $QSUP_{min}$  et doivent être déterminées par l'utilisateur du programme à partir des valeurs caractéristiques de la masse de chacun des éléments formant superstructures. Ces valeurs sont évaluées en ajoutant et retranchant à la valeur escomptée des fractions forfaitaires visant à couvrir les différences entre le poids résultant des dessins d'exécution et le poids réel des éléments.

Lesdites fractions forfaitaires sont à fixer en tenant compte de la nature de chaque élément et des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

Dans un but d'uniformisation et de simplification des calculs, sauf cas particuliers, nous indiquons ci-après les masses courantes de ces éléments et les fractions forfaitaires à prendre en compte pour le calcul des valeurs caractéristiques.

La valeur de ces fractions forfaitaires est déterminée conformément à l'esprit de l'Article 4.1.2 des Directives Communes relatives au calcul des constructions (D.C. 1979).

#### 1.2 - MASSE COURANTE DES ELEMENTS DE SUPERSTRUCTURES

Désignation (Ordre alphabétique)	Unité	Masse	Fractions forfaitaires		Observations	
			max	min		
Barrière normale - en métal - BN1, BN2 ou similaire	t/ml	0,07	+5%	-5%	Cf remarque 1	
	t/ml	0,60	+3%	-3%		
Béton maigre de remplissage des trottoirs	t/m <sup>3</sup>	2,2	+5%	-5%		
Bordures de trottoirs	t/m <sup>3</sup>	2,5	+5%	-5%		
Caillebotis	t/m <sup>2</sup>	0,03	+5%	-5%		
Canalisations	t/ml		+20%	-20%		Cf remarque 2
Chape d'étanchéité - coulée en place - préfabriquée	t/m <sup>3</sup>	2,2	+20%	-20%		
	t/m <sup>3</sup>	2,2	+5%	-5%		
Contre-bordure	t/m <sup>3</sup>	2,5	+5%	-5%		
Corniche - coulée en place - préfabriquée	t/m <sup>3</sup>	2,5	+5%	-5%		
	t/m <sup>3</sup>	2,5	+3%	-3%		
Dalette sous trottoir	t/m <sup>3</sup>	2,5	+5%	-5%		
Garde-corps - passage inférieur - passage supérieur	t/ml	0,03	+5%	-5%		
	t/ml	0,05	+5%	-5%		
Glissière sur platine	t/ml	0,02	+5%	-5%		
Murette porte-grille	t/ml	0,04	+5%	-5%		
Revêtement bitumineux	t/m <sup>3</sup>	2,2	+40% ou +20%	-20%		Cf remarque 3

**Remarque 1**

Les espaces vides s'il en existe sous trottoirs, sont, pour l'évaluation de la seule valeur maximale, supposés remplis de béton maigre pour tenir compte de remaniements ultérieurs éventuels ou de l'existence éventuelle de petites canalisations usuelles (P.T.T., électricité...) dont les dimensions et contenus ne sont pas connus au stade d'étude de l'ouvrage.

**Remarque 2**

Il s'agit de canalisations ayant un plan de pose précis. C'est le cas par exemple des conduites portées par des caniveaux spécialement prévus à cet effet.

Pour plus de détails, voir l'Article 4.1.2 des Directives Communes.

**Remarque 3**

La chape d'étanchéité et le revêtement bitumineux forment la chaussée de l'ouvrage. Le revêtement bitumineux comprend l'ensemble de la couche de reprofilage éventuelle, la couche de roulement et la partie en bombement (renformis) si celui-ci existe.

Le calcul des valeurs caractéristiques de la masse du revêtement d'un ouvrage réside principalement dans la détermination d'une part des épaisseurs (notamment de la couche de reprofilage éventuel et de la couche de roulement) et d'autre part des rechargements.

Les épaisseurs à prévoir pour chaque ouvrage en fonction de sa nature et de sa destination sont définies dans le dossier STER (sous-dossier R, chapitre II)

Les épaisseurs maximales raisonnablement prévisibles du revêtement comportent (Cf tableau ci-dessus)

deux valeurs :  $\begin{cases} e_1 \text{ minimum sans rechargement} \\ e_2 \text{ maximum avec rechargement} \end{cases}$

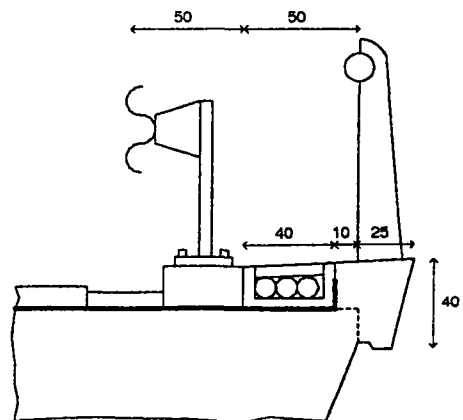
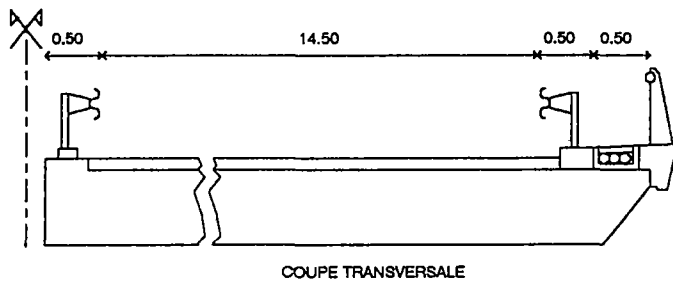
Si on désigne par  $\varpi$  la masse volumique du matériau revêtement ( $\varpi = 2,2 \text{ t/m}^3$  environ), les valeurs caractéristiques de la masse du revêtement sont :

$$\left[ \begin{array}{l} \text{avec rechargements ultérieurs} \\ \text{sans rechargements ultérieurs} \end{array} \right. \begin{cases} \text{valeur minimale } 0,80 \times \varpi \times e_1 \text{ t/m}_2 \\ \text{valeur maximale } 1,20 \times \varpi \times e_2 \text{ t/m}_2 \\ \text{valeur minimale } 0,80 \times \varpi \times e_1 \text{ t/m}_2 \\ \text{valeur maximale } 1,40 \times \varpi \times e_1 \text{ t/m}_2 \end{cases}$$

**1.3 - EXEMPLE DE CALCUL DE QSUP**

On montre dans l'exemple suivant le détail de calcul de la masse des superstructures. Il s'agit d'un passage inférieur dont le profil en travers est schématisé ci-après.

La chaussée est supposée comporter : - une chape d'étanchéité d'épaisseur 0,03 m,  
- un revêtement de 0,09 m.



Le calcul peut être conduit comme suit :

			VALEURS CARACTERISTIQUES				
			minimales		maximales		
				t/ml		t/ml	
<b>ELEMENTS LINEAIRES</b>							
	Côté droit	Garde corps	0,030	× 0,95	0,0285	× 1,05	0,0315
		Corniche coulée en place					
		$2,5 \times (0,106 \text{ m}^2) = 0,265$	0,265	× 0,95	0,2518	× 1,05	0,2783
		Caniveau + dalle préfabriqués					
		$2,5 \times (0,058 \text{ m}^2) = 0,145$	0,145	× 0,95	0,1378	× 1,05	0,1523
		Fourreaux de réservation + remplissage					
		$2,2 \times (0,0253 \text{ m}^2) = 0,056$	0,056			× 1,05	0,0588
		Glissière de sécurité	0,020	× 0,95	0,0190	× 1,05	0,0210
	Côté gauche	Glissière de sécurité	0,020	× 0,95	0,0190	× 1,05	0,0210
		Caillebotis					
		$0,030 \times 0,25 = 0,008$	0,008	× 0,95	0,0076	× 1,05	0,0084
		<b>TOTAL DES ELEMENTS LINEAIRES</b>			0,464		0,571
<b>ELEMENTS DE SURFACE</b>							
		Chape d'étanchéité (e=3 cm)					
		$2,2 \times 0,03 \times (\sim 16) = 1,056$	1,056	× 0,80	0,8448	× 1,20	1,2672
		Revêtement + rechargements ultérieurs					
		épaisseur min e1=6 cm					
		$2,2 \times 0,06 \times (\sim 15) = 1,980$	1,980	× 0,80	1,5840		
		épaisseur maxi e2=9 cm					
		$2,2 \times 0,09 \times (\sim 15) = 2,970$	2,970			× 1,20	3,5640
		<b>TOTAL DES ELEMENTS DE SURFACE</b>			2,429		4,831
		<b>TOTAL DES SUPERSTRUCTURES</b>			2,893 t/ml		5,402 t/ml
		arrondis à			0,18 t/m <sup>2</sup>		0,34 t/m <sup>2</sup>

#### Remarques

Il est à remarquer que l'essentiel de la masse des superstructures des passages inférieurs provient des éléments de surface. Ceux-ci représentent une masse comprise entre 0,160 t/m<sup>2</sup> et 0,320 t/m<sup>2</sup>.

## 2 - DETERMINATION DE LA REACTION DE LA DALLE DE TRANSITION

On pourra se reporter au document Dalles de transition publié par le S.E.T.R.A. pour toutes dispositions concernant les dalles de transition, et en particulier toutes indications sur les longueurs à leur donner.

### 2.1 - GENERALITES

Chaque passage inférieur forme une discontinuité dans les terrassements généraux. On admet qu'une zone de remblais au contact de l'ouvrage est susceptible de tasser. Cette zone est couverte par une dalle de transition dont le rôle est de répartir les flèches dues aux tassements sur une surface assez grande pour qu'elles ne soient pas gênantes.

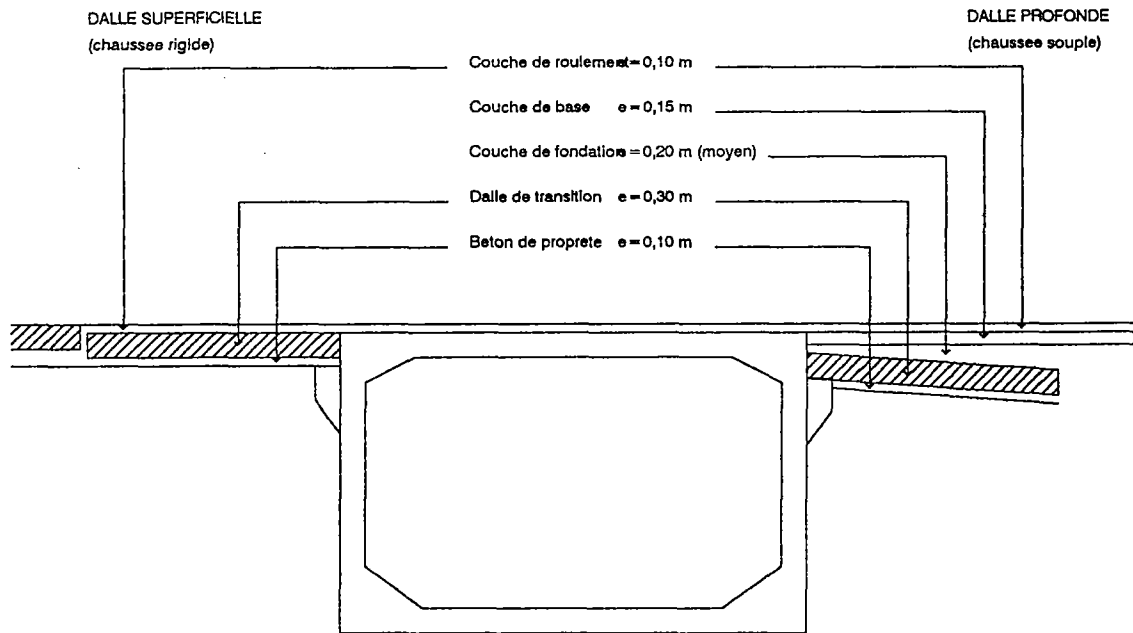
Lorsque le pont est biais, la dalle a en plan la forme d'un parallélogramme.

La position verticale de la dalle de transition dépend de la nature de la chaussée dont on veut assurer la continuité.

- Quand la chaussée est souple, la dalle est profonde : la dalle, sur du béton maigre, supportera les diverses couches de la chaussée (couches de fondation, de base, de liaison, de roulement). Elle est généralement plongeante.
- Quand la chaussée est rigide, la dalle est superficielle. Elle ne supportera que la couche de roulement en béton.

Pour le calcul, on assimile la dalle de transition à une travée indépendante appuyée d'un côté sur l'ouvrage par l'intermédiaire d'un corbeau, de l'autre sur le remblai "solide".

## 2.2 - DISPOSITIONS GENERALES



LDALT est la longueur droite de la dalle de transition. Le plus souvent elle est comprise entre 5 et 6m.

Par ailleurs, dans le calcul, la dalle, qui conserve sa longueur, est considérée comme appuyée dans l'axe du piédroit.

## 2.3 - EVALUATION DE LA REACTION

On évalue tout d'abord les valeurs caractéristiques maximale et minimale de la masse au mètre carré de la dalle de transition, selon les indications du §1.2. On en déduit ensuite les valeurs caractéristiques des réactions, en fonction de la surface en plan de la dalle de transition notée S.

	DALLE PROFONDE (chaussée souple)				DALLE SUPERFICIELLE (chaussée rigide)				
	Min		Max		Min		Max		
Dalle	2,5 × 0,30	× 0,95	0,7125	× 1,05	0,7875	× 0,95	0,7125	× 1,05	0,7875
Couche de roulement	2,2 × 0,10	× 0,80	0,1760	× 1,20	0,2640	× 0,80	0,1760	× 1,05	0,2640
Béton de propreté	2,2 × 0,10	× 0,95	0,2090	× 1,05	0,2310	× 0,95	0,2090	× 1,05	0,2310
Couches intermédiaires	2,2 × 0,35	× 0,95	0,7315	× 1,05	0,8085				
Total			1,8350		2,0910		1,0075		1,2825
QDT <sub>(t)</sub>	0,91 × S <sub>(m<sup>2</sup>)</sub>		1,05 × S <sub>(m<sup>2</sup>)</sub>		0,55 × S <sub>(m<sup>2</sup>)</sub>		0,65 × S <sub>(m<sup>2</sup>)</sub>		

### 3 - DETERMINATION DE LA DENSITE DE SURCHARGE SUR LES REMBLAIS

En l'absence de dalle de transition, l'effet de ces charges se transmet à la structure sous la forme d'une poussée exercée sur les piédroits par l'intermédiaire des remblais situés de part et d'autre de l'ouvrage. Réglementairement (Article 8 du fascicule 61 titre II), cette action est prise en compte comme une charge uniformément répartie sur les remblais et de densité :

$$PSREM = 1 \text{ t/m}^2$$

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

Un tel calcul étant complexe, par simplification, nous proposons d'admettre que :

- pour un engin de chantier,

$$PSREM = 2 \text{ t/m}^2$$

- pour un convoi exceptionnel, l'effet de la charge appliquée sur un rectangle de largeur  $b_0$  au niveau de la chaussée se transmet uniformément sur le piédroit sur une largeur  $b_1$  définie par :

$$b_1 = b_0 + HAUTL + E_3 + \frac{3}{4}HCHAU$$

Si  $p$  (en  $\text{t/m}^2$ ) désigne la pression exercée par le convoi sur son rectangle d'impact, on prendra donc :

$$PSREM = p \frac{b_0}{b_1}$$

## ANNEXE 4 - CADRE SOUS REMBLAI

### 1 - DOMAINE D'EMPLOI

Les ponts-cadres peuvent être utilisés sous remblai, ce qui constitue un avantage d'autant plus intéressant que leur stabilité n'est pas subordonnée à une hauteur minimale de remblai, contrairement aux autres types d'ouvrages voûtés.

Lorsque, du fait du tracé général du profil en long, l'ouvrage dégage un gabarit supérieur à celui strictement nécessaire, il sera généralement plus économique de ramener ce gabarit à une hauteur inférieure en plaçant un remblai sur la traverse.

Pour plus de détails, on se reportera au chapitre PRESENTATION DE LA STRUCTURE (§1.2 Domaine d'emploi)

Cependant il convient de ne pas oublier que, comme pour tous les ouvrages rigides enterrés, les charges de remblai peuvent être majorées sous effet du tassement du remblai par rapport à l'ouvrage (cf § 2). Ce phénomène peut devenir important pour des ouvrages de faible ouverture sous remblai notable.

### 2 - CHARGES DUES AUX REMBLAIS (effet MARSTON)

La charge appliquée à un ouvrage enterré par les remblais qui le recouvrent est fonction :

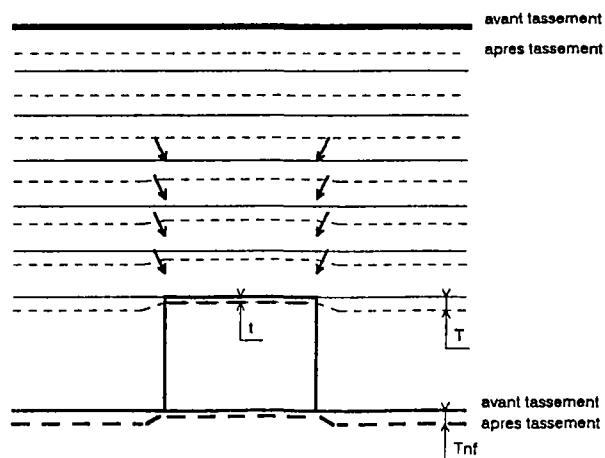
- du type de l'ouvrage et de sa flexibilité
- de la compressibilité du sol de fondation et des terrains latéraux
- des conditions d'installation de l'ouvrage (en tranchée ou en remblai)
- de la hauteur et des caractéristiques du remblai et notamment de sa résistance au cisaillement, de sa densité et de sa compressibilité.

Ces multiples facteurs font de l'évaluation de la charge due aux terres un problème complexe. La théorie du Professeur MARSTON permet de cerner le phénomène. Nous ne rappellerons ici que les principaux points appliqués aux ponts-cadres (ouvrage rigide en remblai).

#### 2.1 - ELEMENTS DE BASE

La pression verticale des terres sur un ouvrage enterré varie largement avec :

- le tassement  $t$  des terres surmontant l'ouvrage
- le tassement  $T$  des terres adjacentes



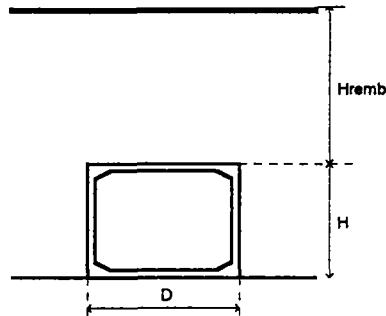
Les PICF étant des ouvrages rigides, les terres latérales ont tendance à tasser plus que le prisme de terre surmontant l'ouvrage ( $t < T$ ).

Elles transmettent à celui-ci, par frottement, une partie de leur poids. Il y a alourdissement. L'alourdissement est plus important avec une fondation incompressible qu'avec une fondation compressible.

## 2.2 - COEFFICIENT DE MARSTON

La théorie du Professeur MARSTON permet de déterminer un coefficient correctif  $K$  à appliquer au poids des terres surmontant l'ouvrage ( $Q_1 = K Q$ ).

$K$  dépend de  $\left\{ \begin{array}{l} \frac{H_{\text{remb}}}{D} \\ p = \frac{H}{D} \\ r = \frac{T-t}{T-T_{\text{nf}}} \\ k u \end{array} \right.$  avec  $\left\{ \begin{array}{l} H \text{ hauteur extérieure de l'ouvrage} \\ D \text{ largeur extérieure de l'ouvrage} \\ H_{\text{remb}} \text{ hauteur totale de remblai y compris la chaussée} \\ k \text{ rapport entre les pressions horizontale et verticale dans le remblai} \\ u = \text{tg}\varphi, \varphi \text{ angle de frottement interne du remblai} \\ t \text{ tassement du haut de l'ouvrage} \\ T \text{ tassement des terres adjacentes au niveau haut de l'ouvrage} \\ T_{\text{nf}} \text{ tassement des terres adjacentes au niveau de la fondation de l'ouvrage} \end{array} \right.$



### 2.2.1 - Evaluation de $r$

L'évaluation exacte de  $r$  est délicate et généralement non indispensable. Pour un ouvrage rigide, sa valeur

varie de 0 à 1 :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{de } 0 \text{ à } 0,5 \text{ sur fondation compressible} \\ \text{de } 0,5 \text{ à } 0,8 \text{ sur fondation "moyenne"} \\ 1 \text{ sur fondation incompressible} \end{array} \right.$

Pour un PICF on prendra donc généralement  $r=1$  pour une fondation sur rocher  
 $r=0,7$  dans les autres cas

### 2.2.2 - Valeur de $ku$

Les variations de  $\varphi$  ont une faible influence sur la valeur de  $K$ .

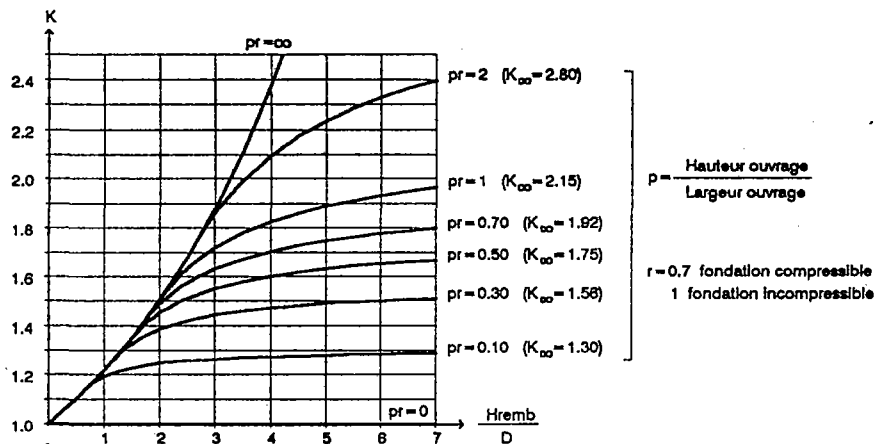
Les courbes qui suivent ont été tracées pour  $ku=0,1924$  qui correspond au maximum de la fonction

$\text{tg}\varphi \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$  quand  $\varphi$  varie de 0 à  $\frac{\pi}{2}$ , atteint pour  $\varphi = \frac{\pi}{6}$

Ces courbes peuvent cependant être utilisées dans tous les cas courants.



### 2.2.3 - Courbes donnant K



Pour un cadre de 8m de largeur et 3m de haut fondé sur rocher, pour  $H_{\text{remb}} = 1$  m,  $K = 1,02$   
 3 m,  $K = 1,07$   
 8 m,  $K = 1,22$

Si le cadre ne fait plus que 3m x 3m, pour  $H_{\text{remb}} = 1$  m,  $K = 1,07$   
 3 m,  $K = 1,22$   
 8 m,  $K = 1,67$  sur rocher et 1,60 sur sol compressible

L'effet MARSTON n'est donc pas négligeable et limite fortement l'emploi des cadres sous remblai. Lorsque le remblai devient important on peut diminuer le coefficient  $r$  en employant un matériau allégé compressible (PNEUSOL par exemple) ; mais cette solution devra être comparée à une solution en voûte épaisse ou mince.

## 3 - CONSEQUENCES SUR LE CALCUL

Le programme traite normalement les ouvrages sous remblai. Cependant il est nécessaire que le projeteur porte son attention sur quelques points particuliers, principalement au niveau de l'adaptation des données.

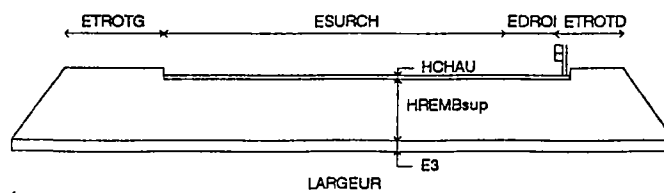
### 3.1 - INTRODUCTION DES DONNEES

#### 3.1.1 - Ligne A5 : E1 E2 E3

On utilise les abaques de prédimensionnement de l'Annexe 1 pour déterminer  $E_{i0}$  et on majore les épaisseurs trouvées :

$$E_i = E_{i0} \sqrt{1 + \frac{H d^2}{2000 E_{i0}^2}} \quad \text{avec} \begin{cases} H & \text{hauteur de remblai (m)} \\ d & \text{ouverture de l'ouvrage (m)} \end{cases}$$

#### 3.1.2 - Ligne A6



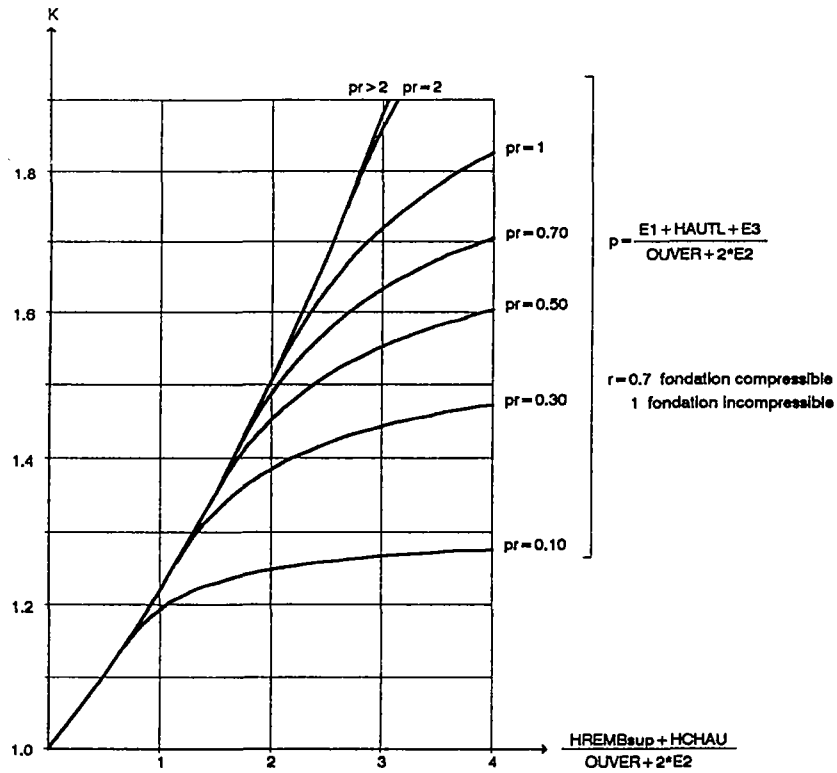
LARGEUR est la largeur réelle de l'ouvrage. La pente des remblais est supposée identique des deux côtés et la voie portée est centrée sur cette largeur réelle.

HCHAU et HREMB<sub>sup</sub> sont les hauteurs réelles de la chaussée et du remblai.

Généralement LDALT=0 puisque la dalle de transition est supprimée.

### 3.1.3 - Ligne A7

Les charges dues au remblai (QREMB<sub>min</sub> et QREMB<sub>max</sub>), lorsqu'elles sont calculées par le programme, sont déterminées pour le prisme de terre supporté par l'ouvrage puis majorées par le coefficient K déterminé sur l'abaque ci-dessous.



### 3.1.4 - Ligne A8

PSREMB, densité de charge de remblai, sera conforme à l'Annexe 3.

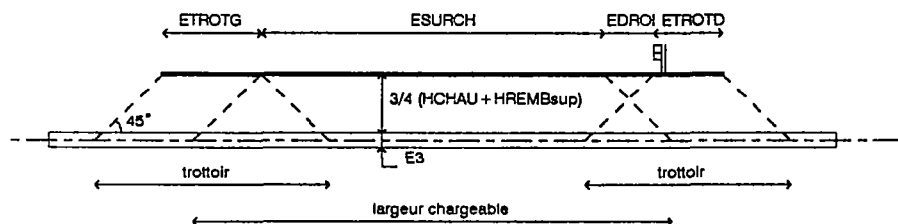
### 3.1.5 - Ligne A10

Pour QREMB<sub>min</sub> et QREMB<sub>max</sub> les calculs sont identiques à ceux faits en ligne A7.

## 3.2 - CALCUL

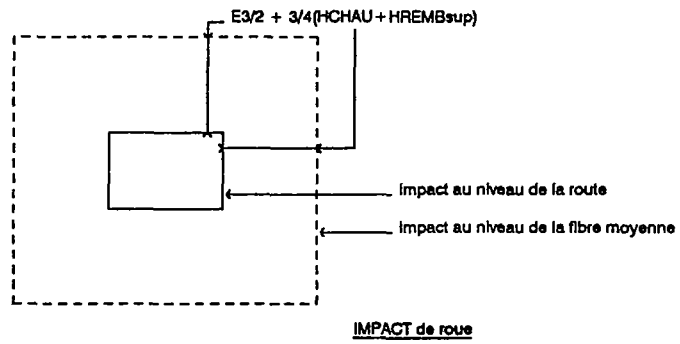
Le programme étale toutes les charges longitudinalement et transversalement sur la fibre moyenne de la traverse supérieure.

Les zones accessibles aux charges sont donc elles aussi étalées.



Conformément à l'Article A.3.2,5 du B.A.E.L.91, l'étalement fait par le programme s'effectue en ajoutant à l'épaisseur de la traverse les trois quarts de l'épaisseur des éléments qui ne sont pas en béton soit :

$$\frac{E_3}{2} + \frac{3}{4}(H_{\text{CHAU}} + H_{\text{REMB}_{\text{sup}}})$$



## ANNEXE 5 - PONTS-CADRES BIAIS

La présente annexe a pour but de rappeler le comportement des ponts-cadres biaisés et d'en tirer les conseils utiles à la conception et au calcul, ainsi que les dispositions constructives appropriées.

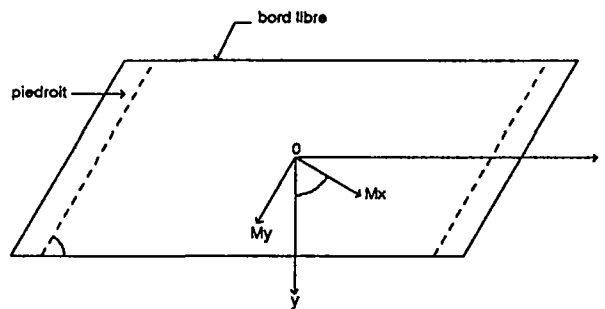
### 1 - COMPORTEMENT DES PONTS-CADRES BIAIS

Dans un pont-cadre biaisé, les plus grands moments dans les traverses, notamment dans la traverse supérieure, varient, sous un même cas de charge, en intensité et en direction d'un point à un autre. En particulier, au voisinage des bords libres, les efforts s'exercent suivant une direction sensiblement parallèle à ceux-ci, alors que dans la zone centrale, les efforts prennent une direction dont l'obliquité varie suivant l'abscisse du point considéré. Cette inclinaison dépend à la fois de l'importance du biais et du coefficient de forme  $\eta$ .

$$\eta = \frac{\text{largeur droite}}{\text{ouverture droite}}$$

On définit conventionnellement la direction mécanique de la dalle comme étant celle des plus grands moments de flexion en son centre et sous un chargement réparti.

La figure ci-après représente à titre d'illustration les éléments de réduction du tenseur de flexion ( $M_x, M_y$ ) au centre d'une traverse.



Ox axe longitudinal

Oy direction perpendiculaire aux bords libres

( $M_x, M_y$ ) moments principaux de flexion par mètre mesuré le long des facettes qui leur sont perpendiculaires. La direction d'un moment est, par convention, celle des contraintes qu'il engendre.

$\varphi$  angle de biais géométrique, formé par l'axe longitudinal et la direction des piédroits

$\psi$  angle de biais mécanique que forme, avec Oy, la direction mécanique.  $\psi$  peut être estimé par la relation empirique suivante :

$$\psi = \begin{cases} \varphi + (100 - \varphi)(1 - 0,5\eta)^2 & \text{si } \eta < 2 \\ \varphi & \text{si } \eta \geq 2 \end{cases} \quad \left. \vphantom{\psi} \right\} \varphi \text{ et } \psi \text{ sont exprimés en grades}$$

Sous un chargement non réparti, la direction des plus grands moments s'écarte de cette direction mécanique, mais reste cependant comprise entre deux directions :

- la première orientée selon le biais (c'est-à-dire selon l'axe longitudinal du pont),
- la seconde selon la perpendiculaire aux piédroits.

### 2 - FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Dans le cas de dalle peu larges pour lesquelles  $\eta \leq 1$ , la direction mécanique n'est pas très différente de celle de la portée biaisée, sous réserve que l'angle de biais géométrique  $\varphi$  reste supérieur à 70 grades. Il en résulte que dans ce cas, on peut orienter le ferrailage principal des traverses selon l'axe du pont, pour reprendre les plus grands moments qui se développent dans cette direction.

Pour des raisons de commodité, ce principe de ferrailage peut également être étendu au cas de dalle de largeur modérée pour lesquelles  $\eta$  est compris entre 1 et 2. Une autre démarche reste cependant possible. Elle consiste à orienter le ferrailage principal selon la direction mécanique définie par l'angle  $\psi$  évalué par la relation empirique mentionnée précédemment (cette direction, peu simple à mettre en oeuvre, n'a pas été retenue comme option standard du programme).

En revanche, dans le cas de dalles larges et biaisées pour lesquelles  $\eta \geq 2$ , il est plus efficace, d'un point de vue mécanique, de considérer deux zones dans une traverse :

- la zone centrale où les plus grands moments prennent la direction perpendiculaire aux piédroits et où, par conséquent, il est avantageux de disposer le ferrailage longitudinal selon cette direction. Cependant, pour des raisons d'ordre pratique, lorsque le biais est faible ( $\phi \geq 80$  gr), il est également possible de placer ce ferrailage longitudinal selon le biais.
  - les zones voisines des bords libres où la direction des plus grands moments est parallèle à ces bords et où il est avantageux de disposer le ferrailage longitudinal selon cette direction.
- Outre ce rôle de renfort, ce ferrailage contribue à reprendre les efforts de cisaillement de torsion qui se développent dans ces zones et qui sont d'autant plus élevés que le biais est prononcé.
- Ces zones règnent sur une largeur sensiblement égale à trois fois l'épaisseur de traverse. Dans le programme PICF-EL cette largeur est portée à cinq fois l'épaisseur en raison de la méthode adoptée pour le calcul des ferrailages des bords libres.

Dans tous les cas, il importe de bien assurer la continuité des fers longitudinaux des traverses et les armatures verticales des piédroits

### 3 - FERRAILAGE TRANSVERSAL

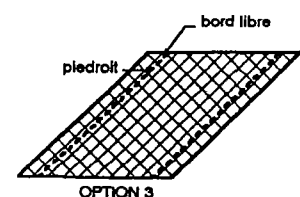
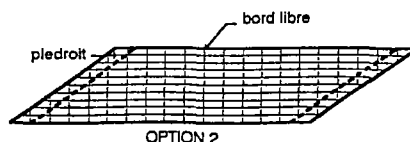
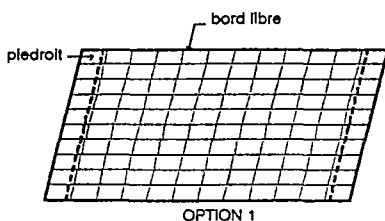
Pour des raisons d'efficacité mécanique, il est toujours souhaitable de disposer les armatures transversales perpendiculairement aux fers longitudinaux. Cependant on peut être amené à s'écarter de cette direction dans certains cas, pour des raisons pratiques de façonnage et de mise en place des fers. De toute façon, l'angle aigu formé par ces deux systèmes de fers ne doit pas descendre en dessous de 60 grades, sans quoi la consommation en aciers serait trop importante pour reprendre les tenseurs d'efforts.

Quelle que soit l'option de ferrailage adoptée, il importe de :

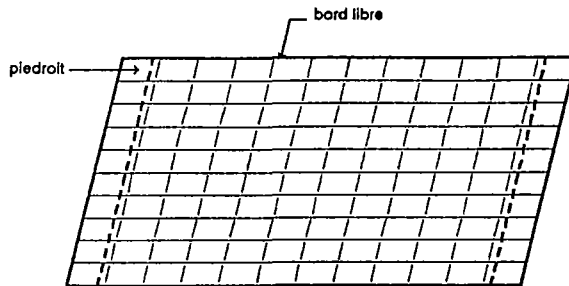
- bien assurer le recouvrement et l'ancrage des fers
- renforcer le ferrailage des angles obtus afin de reprendre les moments de torsion.

### 4 - OPTIONS DE FERRAILAGE DU PROGRAMME

Il est possible d'illustrer les options de ferrailage par les dessins de traverses ci-après :



**4.1 - OPTION 1** Les ferrillages longitudinaux et transversaux sont respectivement parallèles aux bords libres et aux piédroits.



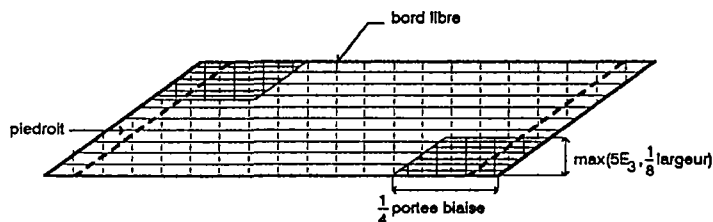
Cette option convient à tous les ouvrages peu biais ( $\varphi \geq 70$  gr).

Elle est moins efficace du point de vue mécanique mais plus facile à mettre en oeuvre que les options 2 ou 3 pour les ouvrages de biais plus prononcé.

C'est l'option par défaut prise par le programme lorsque :

$$\text{ou } \begin{cases} \varphi \geq 70 \text{ gr} \\ 50 \text{ gr} \leq \varphi < 70 \text{ gr} \text{ et } \frac{1}{2} \leq \eta \leq 2 \end{cases}$$

**4.2 - OPTION 2** Les ferrillages longitudinaux et transversaux sont respectivement parallèles et perpendiculaires aux bords libres.



FACE SUPERIEURE - TRAVERSE SUPERIEURE

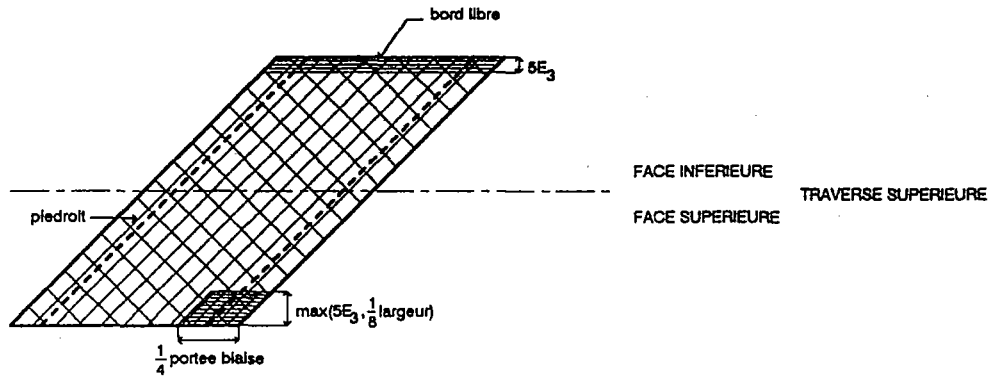
Cette option convient parfaitement aux ouvrages biais et peu larges : ( $\varphi < 70$  gr et  $\eta \leq 2$ ).

Elle est plus efficace mais moins facile à mettre en oeuvre que l'option 1 pour les ouvrages peu larges de biais moins prononcé ( $70 \text{ gr} \leq \varphi \leq 80 \text{ gr}$ ).

C'est l'option par défaut prise par le programme lorsque :  $50 \text{ gr} \leq \varphi \leq 70 \text{ gr}$  et  $\eta < 1/2$

La note de calcul donne alors les renforcements de ferrillage nécessaires dans les angles obtus (face supérieure de la traverse supérieure).

### 4.3 - OPTION 3 Les ferraillements longitudinaux et transversaux sont respectivement perpendiculaires et parallèles aux piédroits.



Cette option convient parfaitement aux ouvrages biais et larges : ( $\varphi < 65$  gr et  $\eta \geq 2$ ).

Elle est plus efficace mais moins facile à mettre en oeuvre que l'option 1 pour les ouvrages larges de biais moins prononcé ( $70 \text{ gr} \leq \varphi \leq 80 \text{ gr}$ ).

C'est l'option par défaut prise par le programme lorsque :  $50 \text{ gr} \leq \varphi \leq 70 \text{ gr}$  et  $\eta > 2$

La note de calcul donne alors :

- le ferraillement longitudinal nécessaire au chaînage des bords libres (face inférieure de la traverse supérieure),
- les renforcements de ferraillement nécessaires dans les angles obtus (face supérieure de la traverse supérieure).

## 5 - RENFORCEMENTS LOCAUX

### 5.1 - ZONES DES BORDS LIBRES

Les armatures longitudinales et transversales dans ces zones doivent constituer un chaînage le long de chaque bord libre sur une largeur égale à 5 fois l'épaisseur de la traverse supérieure.

Ceci conduit, dans le cas de l'option 3 où les armatures longitudinales ne sont pas parallèles aux bords libres, à renforcer le ferraillement inférieur de la traverse supérieure par un ferraillement localisé disposé parallèlement à ces bords : le programme détermine ce ferraillement par un calcul de l'ouvrage biais.

### 5.2- ZONES DES ANGLES OBTUS

Les ferraillements de renfort des angles obtus sont disposés :

- longitudinalement parallèles aux bords libre
- transversalement selon la direction du ferraillement courant

A partir des tables de Schleicher et Wegener (Plaques biaisées à travées solidaires - édition DUNOD), et de calculs aux éléments finis (effectués avec les conseils de M. Nguyen, ingénieur au SETRA), on peut établir des relations permettant de déterminer les moments principaux et le biais mécanique dans les angles obtus :

$$\left. \begin{array}{l} M_1 = k_1 p L^2 \\ M_2 = k_2 p L^2 \\ \psi = k_3 \end{array} \right\} \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} k_1, k_2, k_3 \text{ fonctions de } \varphi \\ p \text{ charge répartie sur l'ouvrage} \\ L \text{ portée biaisée} \end{array} \right.$$

Dans le programme les valeurs de  $k_1$ ,  $k_2$  et  $k_3$  sont approchées car obtenues par interpolation.

Les ferraillements longitudinaux et transversaux de renfort des angles obtus sont les ferraillements complémentaires des fers déjà en place (ferraillement courant) nécessaires à la reprise de ces efforts locaux.

### 5.3 - EXEMPLE

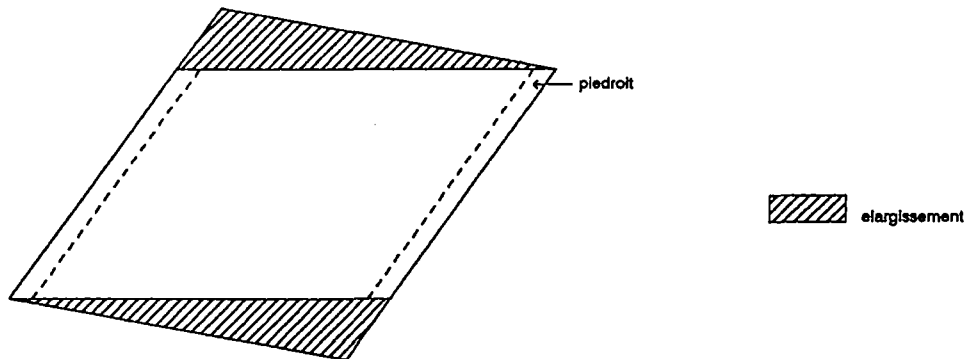
Un exemple de calcul de renforcements locaux d'un ouvrage calculé en OPTION 3 est fourni à la fin du chapitre NOTE DE CALCUL COMMENTEE

## 6 - INCIDENCE SUR LA CONCEPTION

Ce qui vient d'être dit montre l'intérêt de limiter le biais des ponts-cadres.

Lorsque le biais est important (angle  $\phi$  inférieur à une soixantaine de grades), il est toujours possible au stade de conception de l'ouvrage de réduire le biais. Cela peut être fait par :

- une modification d'implantation des pîdroits, ce qui entraîne un élargissement de l'ouvrage.
- une rectification des bords libres. Cette façon de faire ne modifie pas l'incidence des murs dans la perception par les usagers de la voie franchie. De ce fait elle est plus indiquée que la première.



Cependant, force est de constater qu'aucune de ces deux démarches n'est satisfaisante lorsque le tirant d'air sous l'ouvrage devient important, soit dans le sens de la hauteur, soit dans le sens de la longueur (ouverture biaise). Dans un tel cas, une des solutions les plus satisfaisantes à tous points de vue semble être celle d'un tablier-dalle biaise de type dalle armée (PSIDA) ou dalle précontrainte (PSIDP).



## ANNEXE 6 - METHODE DE GUYON-MASSONNET-BARES

### 1 - PRINCIPE DU CALCUL

Les efforts dans les ponts-dalles de biais modérés peuvent être calculés par la méthode de Guyon-Massonnet-Barès (G-M-B). Plus précisément :

- Dans le sens longitudinal, les efforts sont ceux obtenus par la théorie des poutres et corrigés, pour effet de dalle, par le coefficient K de répartition transversale de la méthode G-M-B.
- Dans le sens transversal, les moments sont obtenus analytiquement à partir du coefficient d'influence  $\mu$  pour une charge sinusoïdale suivant le sens longitudinal de la travée. On se ramène ensuite au cas de charges quelconques par un développement en série de Fourier de ces charges.

### 2 - COEFFICIENTS CORRECTIFS DE REPARTITION TRANSVERSALE

Le moment fléchissant sous un cas de charge déterminé est calculé pour la largeur totale de la dalle. En fait, compte tenu de la répartition transversale de la charge, toutes les fibres de la section ne sont pas également sollicitées. Pour tenir compte de cette répartition transversale de la charge, on calcule donc comme exposé ci-dessous un coefficient correctif de la forme  $1+\epsilon$  par lequel il faut multiplier l'effort longitudinal que l'on obtiendrait en supposant la charge uniformément répartie sur toute la largeur de la dalle.

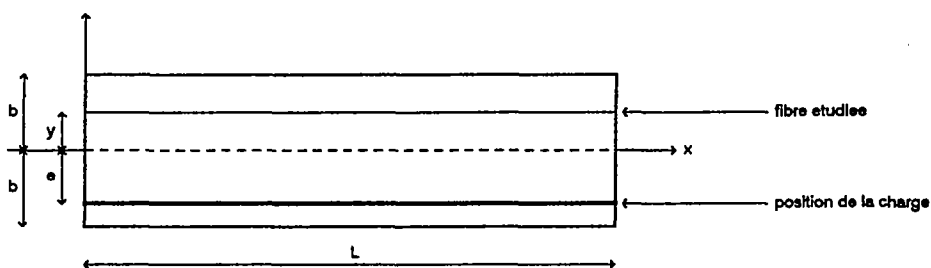
Les formules de GUYON-MASSONNET-BARES donnent les lignes d'influence du coefficient de répartition transversale sur la largeur utile pour une fibre donnée. Les charges d'exploitation sont déplacées sur le profil en travers sur les zones qui leur sont permises (voir §2.3 - Position des charges). On retient pour chaque type de charge le coefficient relatif à la fibre la plus sollicitée; il est appliqué à l'ensemble de la section droite.

#### 2.1 - CAS D'UNE TRAVEE INDEPENDANTE DROITE

Pour une dalle pleine rectangulaire, le paramètre d'entretoisement est défini par :

$$\theta = \frac{b}{L} \quad \text{avec } d = \text{demi-largeur} \\ L = \text{portée}$$

Le paramètre de torsion  $\alpha$  pour une dalle isotrope vaut 1.



Sous l'action d'une charge P d'excentricité e (Cf figure), le moment longitudinal  $M_x(y)$ , dans une section d'abscisse x et d'ordonnée y, vaut :

$M_x(y) = P \times K(y) \times M_{xm}$  expression dans laquelle  $M_{xm}$  désigne le moment longitudinal, dans la même section et sous le même cas de charge, calculé dans l'hypothèse où la charge est uniformément répartie dans le sens transversal (selon y).

Remarques

- 1 -  $M_{xm}$  dépend de x mais aussi de y, et est évalué par la théorie des poutres.
- 2 -  $M_x(y)$  dépend de x et y
- 3 -  $K(y)=K$  dépend de y et varie peu en fonction de x.

En posant :

$$\psi = \frac{\pi e}{b}, \quad \beta = \frac{\pi y}{b}, \quad \sigma = \theta\pi \quad \text{et} \quad \chi = \pi - |(\beta - \psi)|$$

- où e : excentricité de la fibre chargée (distance à l'axe longitudinal)  
y : excentricité de la fibre étudiée (distance à l'axe longitudinal)

K a pour expression :

$$K = \frac{\sigma}{2 \operatorname{sh}^2 \sigma} (\sigma \operatorname{ch} \sigma + \operatorname{sh} \sigma) \operatorname{ch} \theta \chi - \theta \chi \operatorname{sh} \sigma \operatorname{sh} \theta \chi + \frac{P_\beta P_\psi}{(3 \operatorname{sh} \sigma \operatorname{ch} \sigma) - \sigma} + \frac{Q_\beta Q_\psi}{(3 \operatorname{sh} \sigma \operatorname{ch} \sigma) + \sigma}$$

$$\begin{aligned} \text{où } P_u &= (\sigma \operatorname{ch} \sigma - \operatorname{sh} \sigma) \operatorname{ch} \theta u - \theta u \operatorname{sh} \sigma \operatorname{sh} \theta u \\ Q_u &= (2 \operatorname{sh} \sigma + \sigma \operatorname{ch} \sigma) \operatorname{sh} \theta u - \theta u \operatorname{sh} \sigma \operatorname{ch} \theta u \end{aligned}$$

(u pouvant prendre la valeur  $\beta$  ou  $\psi$ )

**2.2 - CAS D'UNE TRAVÉE ENCASTREE**

De façon à se ramener au cas d'une travée indépendante on définit :

- $2b$  = largeur droite
- $\lambda$  = portée biaise équivalente, compte tenu des encastremements partiels, c'est-à-dire la portée (fictive) présentant la même flèche que la travée réelle de portée  $L$  sous l'action d'une charge uniforme couvrant toute la traverse.

$$\lambda = L \sqrt[4]{1 - 4,8 \frac{M_0 + M_L}{L^2}}$$

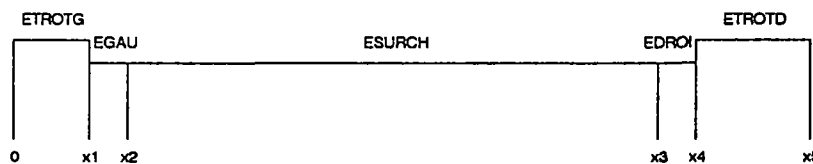
$M_0$  et  $M_L$  étant les valeurs absolues de l'aire de la ligne d'influence du moment fléchissant aux abscisses 0 et L

On se ramène au cas de la travée indépendante au moyen du paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{\lambda}$$

**2.3 - POSITION TRANSVERSALE DES CHARGES D'EXPLOITATION**

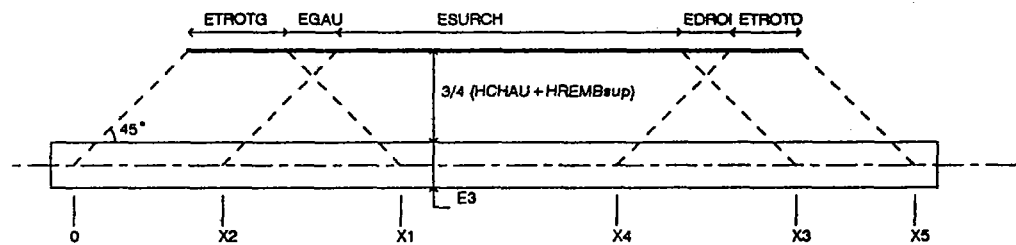
La figure ci-après représente le profil transversal



Au niveau de la chaussée, la partie  $[x_1, x_4]$  représente la largeur roulable (Cf Article 2 du fascicule 61 titre II). La largeur chargeable, partie  $[x_2, x_3]$ , se déduit de la largeur roulable :

- en enlevant une bande de 0,50 m (représentée sur le schéma ci-dessus par la partie  $[x_1, x_2]$  ou  $[x_3, x_4]$ ) le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe;
- en conservant cette même largeur roulable, dans le cas contraire.

Ces différentes largeurs sont étalées au niveau de la fibre moyenne :



Dans la recherche de l'enveloppe de K et donc de  $M_x(y)$  on positionne transversalement :

- les trottoirs étalés entre [0 et  $X_1$ ] d'une part et [ $X_4$  et  $X_5$ ] d'autre part,
- la charge A(L) étalée entre [ $X_2$  et  $X_3$ ]
- l'axe des charges étalées de type "CAMION" entre [ $X_2 + DAXE_{min}$  et  $X_3 - DAXE_{min}$ ]

### 3 - FLEXION TRANSVERSALE

#### 3.1- NOTATIONS

En plus de  $\lambda$  et  $2b$  qui sont déjà définis, on désigne par :

$x$  = abscisse longitudinale de la section étudiée

$y$  = abscisse transversale de la fibre étudiée par rapport à l'axe mécanique

$d$  = abscisse longitudinale du centre de la charge

$e$  = abscisse transversale de la charge par rapport à l'axe mécanique

$m$  = numéro de l'harmonique.

$\psi$  = biais mécanique, c'est-à-dire l'angle que forme avec la direction perpendiculaire aux bords libres, celle des plus grands moments en travée. Cet angle est lié à l'angle de biais géométrique  $\varphi$  par la relation approchée suivante :

$$\psi = \begin{cases} \varphi + (100 - \varphi)(1 - 0,5\eta)^2 & \text{si } \eta < 2 \\ \varphi & \text{si } \eta \geq 2 \end{cases} \quad \left. \begin{array}{l} \varphi \text{ et } \psi \text{ sont exprimés en grades} \end{array} \right\}$$

$$\eta = \frac{\text{largeur droite}}{\text{ouverture droite}}$$

$P$  = Poids de la charge :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda G \quad \text{pour la charge permanente totale, de densité } G \text{ par mètre longitudinal.} \\ \lambda v A(L) \quad \text{pour la charge } A \text{ placée sur une voie de largeur } v. \\ \sum_{n=NESS_{\text{détail}}}^{NESS_{\text{fin}}} \frac{P_n}{2} \quad \text{pour les charges de type "CAMION".} \end{array} \right.$$

soit 12 t pour les camions  $B_c$  du règlement français  
(12 t = 1 file de roues des essieux arrière des camions)

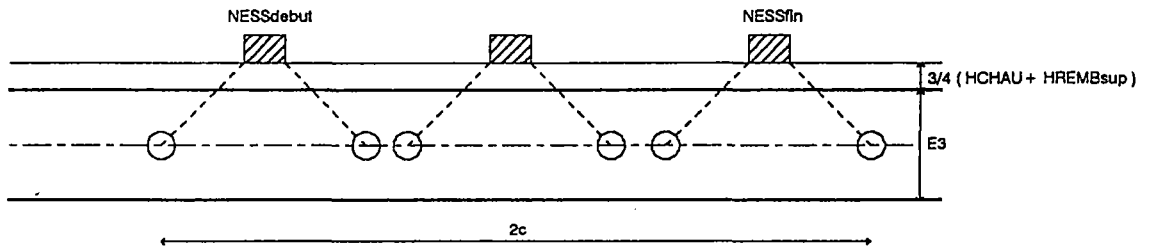
$2c$  = longueur d'étalement longitudinal des charges

- Pour la charge permanente et la charge A,  $2c$  est pris égal à  $\lambda$ .

- Pour les charges de type "CAMION", on se limite longitudinalement aux essieux  $n$  compris entre  $NESS_{début}$  et  $NESS_{fin}$  ( pour la charge  $B_c$  du règlement français, on se limite à deux essieux lourds par file de camions).

Pour une file de roues cette disposition revient à considérer la charge  $P$  définie ci-dessus, centrée sur la section étudiée et étalée sur une longueur égale à  $2c$  avec :

$$2c = (ABESS_{NESS_{fin}} - ABESS_{NESS_{début}}) + 2 \left[ \frac{IMPACT_{long}}{2} + \frac{3}{4} (HCHAU + HREMB_{sup}) + \frac{E_3}{2} \right]$$



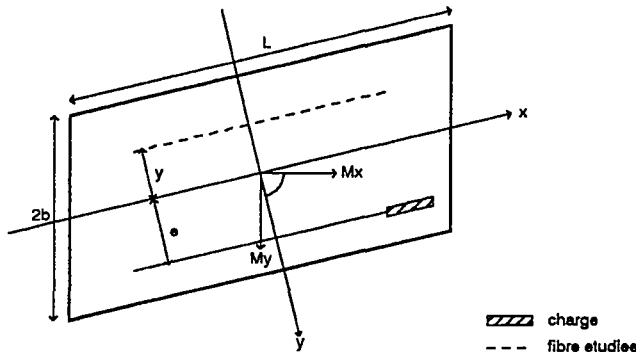
### 3.2 - METHODE DE CALCUL

#### 3.2.1 - Platelage équivalent

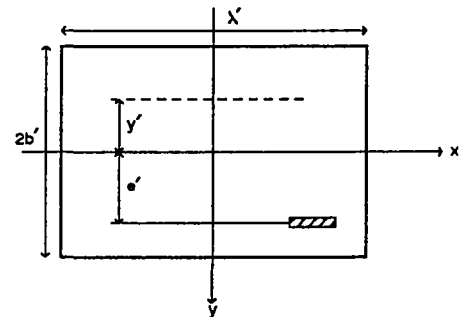
La méthode de calcul employée suppose que la dalle est rectangulaire. Pour utiliser la méthode dans le cas général d'une dalle biaise, les calculs de la ligne d'influence du coefficient de flexion transversale sont effectués pour une "travée droite équivalente" de largeur  $2b'$  et de longueur  $\lambda'$ .

$$2b' = \frac{2b}{\sin\psi} ; \quad \lambda' = \lambda \sin\psi$$

$$y' = \frac{y}{\sin\psi} ; \quad e' = \frac{e}{\sin\psi}$$



TRAVERGE BIAISE REELLE



TRAVERGE DROITE EQUIVALENTE

Le paramètre d'entretoisement de la travée droite équivalente a pour valeur :

$$\theta = \frac{b'}{\lambda'} = \frac{b}{\lambda \sin^2\psi}$$

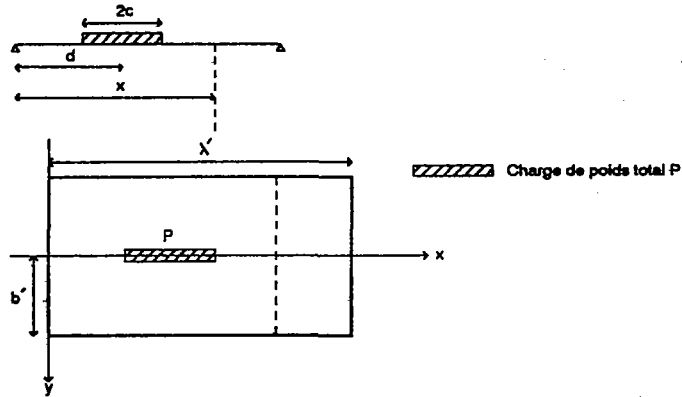
Le centre de la travée droite équivalente correspond au centre mécanique de la traverse.

#### 3.2.2 - Calcul de $M_y(x, y, d)$

##### a) Expression générale

La décomposition en série de Fourier, sur un intervalle de longueur  $\lambda'$  d'une charge  $P$  d'étalement  $2c$  centrée sur la section  $d$ , est donnée par la formule suivante :

$$g(x) = \sum_m P \times \frac{2}{m\pi c} \times \sin \frac{m\pi c}{\lambda'} \times \sin \frac{m\pi d}{\lambda'} \times \sin \frac{m\pi x}{\lambda'}$$



Lorsqu'on étudie la section à mi-portée de la travée :

$$x = \frac{\lambda'}{2} ; \sin \frac{m\pi x}{\lambda'} = \begin{cases} 1 & \text{pour les valeurs impaires de } m \\ 0 & \text{dans le cas contraire,} \end{cases}$$

de sorte que l'on n'étudie que les harmoniques de rang impair de  $g(x)$ .

Le programme PICF-EL ne considère que les harmoniques 1, 3, 5.

Pour une charge  $P$  infiniment étroite, d'étalement  $2c$ , d'abscisse transversale  $e$ , d'abscisse longitudinale  $d$ , le moment transversal  $M_y(x,y,d)$  dans une section d'abscisse longitudinale  $x$  située sur la fibre  $y$ , est donnée par la formule générale suivante :

$$M_y(x,y,d) = \sum_m P \times \frac{2b'}{\pi c} \times \frac{1}{m} \times \sin \frac{m\pi c}{\lambda'} \times \sin \frac{m\pi d}{\lambda'} \times \sin \frac{m\pi x}{\lambda'} \times \mu_m(y,e)$$

b) Calcul de  $\mu_m$

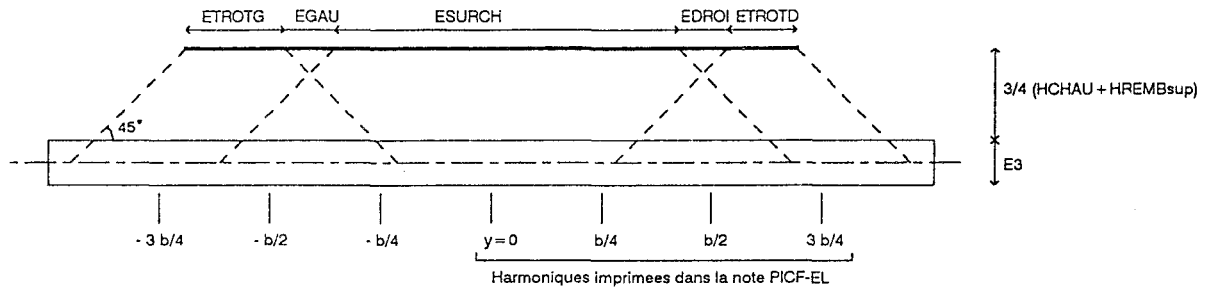
Avec les notations :

$$\psi = \frac{\pi e}{b} ; \beta = \frac{\pi y}{b} ; \sigma = \pi \theta ; \chi = \pi - |(\beta - \chi)| ; \theta = \frac{mb'}{\lambda'} = \frac{mb}{\lambda \sin^2 \psi} ; \nu = \text{coefficient de Poisson}$$

$\mu_m$  s'exprime par :

$$\mu_m = \frac{-1}{4 \sigma \text{sh}^2 \sigma} \times \left[ \begin{array}{l} \frac{\{[(1-\nu) \sigma \text{ch} \sigma - (3+\nu) \text{sh} \sigma] \text{ch} \theta \beta - (1-\nu) \theta \beta \text{sh} \sigma \text{sh} \theta \beta\} \{[(1-\nu) \sigma \text{ch} \sigma - (1+\nu) \text{sh} \sigma] \text{ch} \theta \psi - (1-\nu) \theta \psi \text{sh} \sigma \text{sh} \theta \psi\}}{(3+\nu) \text{sh} \sigma - (1-\nu) \sigma} \\ + \\ \frac{(1-\nu)^2 \times [\sigma \text{ch} \sigma \text{sh} \theta \beta - \theta \beta \text{sh} \sigma \text{ch} \theta \beta] \times [(\sigma \text{ch} \sigma + 2 \text{sh} \sigma) \text{sh} \theta \psi - \theta \psi \text{sh} \sigma \text{sh} \theta \psi]}{(3+\nu) \text{sh} \sigma \text{ch} \sigma + (1-\nu) \sigma} \\ + \\ [(1-\nu) \sigma \text{ch} \sigma \text{ch} \theta \chi - (1+\nu) \sigma \text{sh} \sigma \text{ch} \theta \chi - (1-\nu) \theta \chi \text{sh} \sigma \text{sh} \theta \chi] \end{array} \right]$$

Le programme donne les lignes d'influence des harmoniques 1, 3, 5 de  $\mu_m$  pour différentes fibres  $y$ .  
Le calcul des moments transversaux est fait pour la fibre la plus proche du centre et accessible par les charges.



### 3.2.3 - Position des charge d'exploitation

Comme pour le calcul du coefficient  $K$  de répartition transversale, la largeur roulable, les trottoirs et toutes les charges sont étalées au niveau de la fibre moyenne de la traverse.

#### a) Trottoirs

Le calcul relatif à la charge de trottoir est effectué trottoir par trottoir puis pour les deux trottoirs. Pour tenir compte de l'effet des charges réglementaires locales de trottoir, la valeur de la charge est supposée égale à  $3 \times \text{PSTROT}$  (Articles 12 et 13 du fascicule 61, titre II).

#### b) $A(L)$

La largeur chargeable est seule chargée.

Le calcul relatif à la charge  $A$  est fait par voie de circulation étalée.

Le programme retient la combinaison la plus défavorable, compte tenu de la dégressivité transversale (coefficient  $a_1$ ). La valeur de  $A$  en  $t/m^2$  est fonction de la longueur  $L$ , de la classe du pont (coefficient  $a_2$ ) et du coefficient  $a_1$  sus-visé.

#### c) charge de type "CAMION"

Les charges de type "CAMION" peuvent être placés sur la bande dérasée gauche, la chaussée et la bande dérasée droite (Commentaire de l'Article 5.21 du fascicule 61, titre II).

Plusieurs position d'un ou deux camions accolés sont envisagées et permettent de retenir l'effet maximum compte tenu de la dégressivité transversale (coefficient  $b_c$ ).



# commande de calcul automatique

(Envoyer le bordereau et ce bon de commande en deux exemplaires)

PROGRAMME UTILISE : .....

Cadre réservé au SETRA		
	Niveau	Code

## OUVRAGE

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

## ORGANISME DEMANDEUR

Raison sociale : .....  
 Adresse : .....  
 Commune : ..... Code postal : .....  
 Ingénieur responsable : ..... Téléphone (\*) : .....

## ENVOI

Organisme demandeur  
 A tenir à disposition à l'accueil du SETRA  
 Organisme désigné ci-dessous :  
 Raison sociale : .....  
 Adresse : .....  
 Commune : ..... Code postal : .....  
 A l'attention de : ..... Téléphone (\*) : .....  
 Nombre de photoréductions supplémentaires (\*\*) demandé : .....

## FACTURATION

Organisme demandeur  
 Organisme destinataire  
 Organisme désigné ci-dessous :  
 Raison sociale : .....  
 Adresse : .....  
 Commune : ..... Code postal : .....  
 A l'attention de : ..... Téléphone (\*) : .....

Commande à adresser au

Fait à ..... le .....

### SETRA

Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art  
 Division Ouvrages Types  
 46 avenue Aristide Briand  
 B.P. 100 - 92223 BAGNEUX (FRANCE)

(signature du demandeur)  
 répétée en lettres majuscules pour lisibilité :

Téléphone : 46 11 31 31

Télex : 632 263

Télécopie : 46 11 31 69

(\*) Ne pas omettre l'indicatif complet

(\*\*) La note de calcul est fournie en trois exemplaires 21 x 29,7. Les exemplaires supplémentaires sont facturés en plus.

# PICF-EL Cadre Fermé

## A - DONNEES GENERALES

UNITES	
LONGUEUR	m (sauf les diamètres)
MASSE	t
CONTRAINTE	Mpa
TEMPERATURE	°C
ANGLE	gr

$3 \cdot 10^{-2}$  s'écrit 3.E-2 ou 0.03 ou 0,03

	NUM	S	DATE	NIV	TEL	GESTION	CLIENT
A0	P I C F - E L						
	9	14	20	23	31	61	

A1	
A2	
A3	

A4	FIXD	DIRFER	DES										
A5	HAUTL	HREMBinf	OUVER	BIAIS	E1	E2	E3	LDALT					
A6	NVOIE	ETROTG	EGAU	ESURCH	EDROI	ETROTD	LARGEUR	HCHAU	HREMBsup	PTRAN %			
A7	MVBET	MVSOL	RANKmin	RANKmax	RANKDmin	RANKDmax	QSUPmin	QSUPmax	QDTmin	QDTmax	QREMBmin	QREMBmax	R
A8	CLASS	AL	BC	BT	MC	ME	EX	PSTROT	TEMP(+)	TEMP(-)	TEMPrapid	PSREMB	
A9	KAL	KBC	KBT	KMC	KME	KEX	KTROT						
- phase de chantier -													
A10	EC	EGAU	ESURCH	HREMBsup	QDTmin	QDTmax	QREMBmin	QREMBmax	PSREMB	KEC			
A11	FISS	FC28	ENROBsup	ENROB	ESOL								
A12	PHI1 (mm)	PHI2 (mm)	PHI3 (mm)	FE1	FE2	FE3	ETA1	ETA2	ETA3	PSI			





