



Ministère de l'Équipement
du Logement
de l'Aménagement du Territoire
et des Transports

Direction des Routes

PONTS DALLES A POUTRELLES AJOUREES PRECONTRAINS

PSI~PAP

Guide de calcul



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

© 1986 SETRA - Dépôt légal : 2^e trim. 86 N° ISSN

N° ISBN: 2 - 11 - 085618 1

PONTS DALLES A POUTRELLES AJOUREES PRECONTRAINTS

PSI~PAP

Guide de calcul

Document réalisé et diffusé par :

JUIN 1986

Le Département des Ouvrages d'Art du S.E.T.R.A.



SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES
46, avenue Aristide Briand - B.P. 100 - 92223 BAGNEUX - FRANCE
Tél : (1) 42.31.31.31 - Télécopieur : (1) 42.31.31.69 - Télex 260763 SETRA BAGNX

SOMMAIRE

--§--

PREAMBULE	5
PROGRAMME PSI.PAP	7
1 - Présentation	8
2 - Possibilités du programme	8
3 - Cas particulier des ponts à poutrelles enrobées.....	9
4 - Organisation du programme	9
SAISIE DES DONNEES	11
MODELE D'APPLICATION	23
1 - Présentation	24
2 - Prédimensionnement	25
3 - Préparation des données PSIDA.EL	27
4 - Préparation des données PSIPAP	27
NOTE DE CALCUL PSIPAP MODELE	29
CALCULS COMPLEMENTAIRES	55
ANNEXE	
Bordereau et note de calcul PSIDA.EL	63

--§--

PREAMBULE

Le présent document est consacré à la présentation du programme PSI.PAP et d'un modèle d'application. Il fait suite au document, déjà publié par le S.E.T.R.A. : "PSI.PAP - Guide de conception".

Contrairement aux programmes de ponts types habituellement mis à la disposition des utilisateurs, le programme PSI.PAP a été conçu pour être utilisé et diffusé dans le cadre de la bibliothèque PIROGUE et nécessite donc l'emploi d'un micro-ordinateur répondant aux caractéristiques de ce type de matériel.

Cependant, l'outil informatique développé n'est pas complet dans la mesure où il nécessite le recours à un calcul de pont-dalle type PSI.DA pour la détermination des sollicitations dans la structure. Ce programme devrait cependant apporter une aide précieuse au projeteur.

La première partie du document traite du domaine d'application du programme ainsi que du mode conversationnel de saisie des données.

La seconde partie est une illustration de la méthode de calcul développée dans le guide de conception. Le modèle proposé est un ouvrage à trois travées symétriques. La note de calcul automatique est complétée par une note succincte de calcul manuel qui ne prétend pas être exhaustive, mais qui donne un aperçu de la démarche suivie.

Enfin, en annexe, nous avons fait figurer le bordereau des données ainsi que des extraits commentés de la note de calcul PSIDA.EL.

PROGRAMME PSI.PAP

PROGRAMME PSI-PAP

1 - PRESENTATION

Le programme PSIPAP est essentiellement vérificateur dans la mesure où la géométrie de la dalle et, surtout, le nombre et le type des poutrelles constituant l'ossature doivent être préalablement déterminés. A ce propos, le lecteur est invité à se reporter au chapitre : **PREDIMENSIONNEMENT** du document de guide de conception de ce type d'ouvrage.

D'autre part, ce programme ne fait pas de calcul d'efforts, les moments sous charges de superstructures et charges d'exploitation, tant longitudinaux que transversaux agissant sur la structure, doivent être d'abord déterminés par le programme PSIDA.EL, puis introduits en données.

2 - POSSIBILITES DU PROGRAMME

Après saisie des données concernant les caractéristiques géométriques de la dalle, le choix des poutrelles constituant l'ossature, le choix du béton d'enrobage, puis celui des armatures actives et passives, le programme offre trois options :

- a) Vérification vis-à-vis de la flexion longitudinale
- b) Vérification vis-à-vis de la flexion transversale
- c) Calcul des contreflèches de fabrication

Lors d'un premier calcul, il est nécessaire de choisir ces options dans l'ordre a, b, c, afin d'initialiser certaines données, qui sont enregistrées sur un fichier permanent : PSIPAP.DON Si des calculs ultérieurs s'avèrent nécessaires, le programme pourra lire ces données dans le fichier, tout en laissant à l'utilisateur la possibilité de les modifier lors de son déroulement.

2.1. JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DE LA FLEXION LONGITUDINALE

Les coefficients des équations des lignes d'influence des moments sur appuis intermédiaires dans le cas d'un ouvrage continu à plusieurs travées, ainsi que les aires de ces mêmes lignes d'influence doivent être introduits en données.

A partir de celles-ci, le programme calcule, en toute section définie par l'utilisateur, le moment dû au poids propre de la poutrelle et au poids du béton frais et celui dû à l'action du retrait. Puis, à partir des moments sous charges de superstructures et sous charges d'exploitation saisis au clavier, il détermine le ferrailage passif à mettre en oeuvre, calcule les contraintes à l'état limite de service puis les moments résistants à l'état limite ultime. Dans le cas d'une section sur appui, le programme peut également déterminer les renforts à prévoir localement sur les poutrelles. Dans tous les cas, un message avertit l'utilisateur en cas de dépassement des contraintes limites.

2.2. JUSTIFICATIONS VIS-À-VIS DE LA FLEXION TRANSVERSALE

Les biais mécaniques et les portées biaises des travées isostatiques équivalentes à chacune des travées d'un ouvrage, lus dans la note de calcul PSIDA.EL, sont introduits au clavier. A partir de ces données le programme détermine dans chaque travée, pour les fibres d'ordonnées : $y=0$, $y=B/4$ et $y=-3B/8$ (qui correspondent à celles pour lesquelles PSIDA.EL calcule les moments transversaux) les coefficients à appliquer au moment isostatique dû à l'excentrement des câbles de précontrainte, ainsi que les moments dus à un gradient thermique de 12°C .

Puis, pour chacune des sections longitudinales d'ordonnée $y=0$, $y=-B/4$ et $y=-3B/8$ et d'abscisse $1/2$ de chaque travée, le programme demande le couple des valeurs concomitantes des moments sous superstructures et sous charges d'exploitation.

Il calcule alors les contraintes à l'état limite de service, à la construction lors de la mise en tension des câbles, et sous les combinaisons permanente, fréquente et rare, puis le ferrailage passif transversal à mettre en oeuvre en face supérieure du tablier et enfin les moments résistants, positifs et négatifs, à l'état limite ultime. Des messages avertissent l'utilisateur en cas de dépassement des contraintes admissibles.

2.3. CALCUL DES CONTREFLECHES DE FABRICATION

Le programme détermine, dans chaque travée et tous les $1/10^{\text{ème}}$ de portée, la flèche instantanée sous poids propre et la flèche différée sous l'action du retrait et des charges de superstructures, dont la somme constitue la valeur minimale de la contreflèche à donner aux poutrelles.

3 - CAS PARTICULIER DES PONTS A POUTRELLES ENROBEES

Le programme PSI.PAP peut également être utilisé pour la vérification vis-à-vis de la flexion longitudinale d'un pont à poutrelles enrobées. Bien entendu, l'option de justification de la précontrainte transversale n'est pas utilisée pour ce type de pont.

4 - ORGANISATION DU PROGRAMME

Le programme PSI.PAP fait appel à 5 fichiers :

- POUNOM.DAT et POUTAB.DAT contiennent les noms et les caractéristiques des poutrelles et accompagnent le module exécutable.
- PSIPAP.DON et PSI.PAP.DAT contiennent les données enregistrées lors d'un calcul.
- PSIPAP.SOR contient la note de calcul que l'on peut consulter ou imprimer selon les modalités du système d'exploitation.

SAISIE DES DONNEES

SAISIE DES DONNEES

Nous reproduisons ci-dessous l'intégralité de ce que le programme affiche à l'écran. Les commentaires sont écrits en caractères italiques.

A l'exception du titre, toutes les données introduites au clavier sont des nombres, soit entiers (signalés par I dans les commentaires), soit réels (signalés par R dans les commentaires). Enfin, ces données sont écrites en fin de ligne, à droite du signe ' : '.

Cette notice peut servir, le cas échéant, de bordereau des données pour l'exploitation du programme PSIPAP.

```
-----  
*   * * P S I P A P * V E R S I O N 8 5 - 1 * *   *  
*                   J U S T I F I C A T I O N S   *  
*   D' UN PONT A POUTRELLES AJOUREES PRECONSTRAINT   *  
*           *   SETRA - DOA/DETGOT -   *           *  
*   Programme conçu par Jean Claude JEHAN   *  
*           et mis au point par H . HUYNH   *  
-----
```

```
.....  
: REMARQUE PRELIMINAIRE :  
: Les principales données, nécessaires aux justifica- :  
: tions d'un ouvrage , sont stockées dans un fichier :  
: lors du premier calcul; une nouvelle introduction au :  
: clavier de ces données s'avère donc inutile lors de :  
: calculs ulterieurs. Toutefois, des possibilités de :  
: modifications vous seront offertes lors du deroule- :  
: ment de ce programme. :  
:.....
```

Si vous voulez tourner la page , tapez 1 :

```
.....  
: La saisie et la sauvegarde des données s'effectuent :  
: sequentiellement par bloc: :  
: -BLOC 1: titre de l'ouvrage :  
: -BLOC 2: caracteristiques geometriques de la dalle :  
: -BLOC 3: choix des poutrelles :  
: -BLOC 4: choix du béton :  
: -BLOC 5: choix des armatures passives :  
: -BLOC 6: choix des armatures actives :  
: -BLOC 7: aires totales des lignes d'influence des :  
: moments sur appuis :  
: -BLOC 8: lignes d'influence des moments sur appuis :  
: -BLOC 9: biais mecaniques et portees biaises equi- :  
: valentes :  
:.....
```

Si vous voulez tourner la page , tapez 1 :

LE FICHER CONTIENT N BLOCS

N=0,1,...,9

LE PROGRAMME EXPLORE LE FICHER DE DONNEES ET IMPRIME LE NOMBRE DES BLOCS QUE VOUS AVEZ RENTRES LORS DE LA DERNIERE SAISIE

Si vous voulez tourner la page , tapez 1 :

Voulez-vous :

- continuer la saisie : --> 1:
- consulter un bloc existant : --> 2:
- effectuer les calculs : --> 3:

SI LA REPONSE EST 1 LE PROGRAMME AFFICHE LE BLOC QUI SUIT LES BLOCS EXISTANTS POUR VOUS PERMETTRE DE CONTINUER LA SAISIE

SI LA REPONSE EST 3 LE PROGRAMME PASSE DIRECTEMENT AU MENU PRINCIPAL (VOIR PLUS LOIN)

SI LA REPONSE EST 2 LE PROGRAMME VOUS POSE LES QUESTIONS SUIVANTES

-Entrez le numero du bloc a consulter : I I=1,...,9

RAPPEL DU BLOC NUMERO I

BLOC I (PSIPAP.DON)

DEBUT DU BLOC

.....
.....
.....
.....
XXXX

CONTENU DU BLOC
EN FORMAT LIBRE
FIN DE BLOC

Voulez-vous modifier ce bloc ?

--> oui : 1 --> non : 0

SI LA REPONSE EST 1 LE PROGRAMME AFFICHE A L'ECRAN LES VARIABLES DU BLOC A MODIFIER (VOIR PLUS LOIN)

Voulez-vous consulter un autre bloc ?

--> oui : 1 --> non : 0

SI LA REPONSE EST 1, LE PROGRAMME POSE LA QUESTION SUIVANTE

-Entrez le bloc a consulter : I I=1,...,9

CES DEUX QUESTIONS SE REPETENT TANT QUE LA REPONSE A LA PREMIERE QUESTION EST 1

LES DETAILS DES 9 BLOCS DE DONNEES SONT DONNES CI-DESSOUS

BLOC 1:

SAISIE DU TITRE DE L'OUVRAGE A JUSTIFIER.

Intitulé de l'ouvrage ?

--> Le titre, de 79 caractères maximum, doit être écrit à partir de la deuxième colonne, sinon le premier caractère ne sera pas lu.

Vérifiez vos données : - OK : 1
- Erreur : 0 : I=1 ou 0

BLOC 2 :

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA DALLE

Nombre et longueurs (en m) des travées ? : I,R,,

Biais géométrique (en grades) et largeur droite (en m) de l'ouvrage ? : R,R

Épaisseur 'c' (en m) de la couverture de béton au-dessus de la semelle supérieure des poutrelles ?

--> Entrez dans l'ordre l'épaisseur au-dessus d'une poutrelle courante, puis celle au-dessus d'une poutrelle latérale. : R,R

Type de la prédalle ? : - participante : 1
- non participante : 2 : I=1 ou 2

Épaisseur totale 't' (en m) de la prédalle ? : R

Épaisseur 'tc' (en m) du coffrage perdu ?

--> tc=0. si prédalle préfabriquée en B.A. : R

Épaisseur équivalente 'te' (en m) du coffrage perdu ?

--> te=0. si prédalle préfabriquée en B.A. : R

Prédalle localement supprimée sur appuis ?

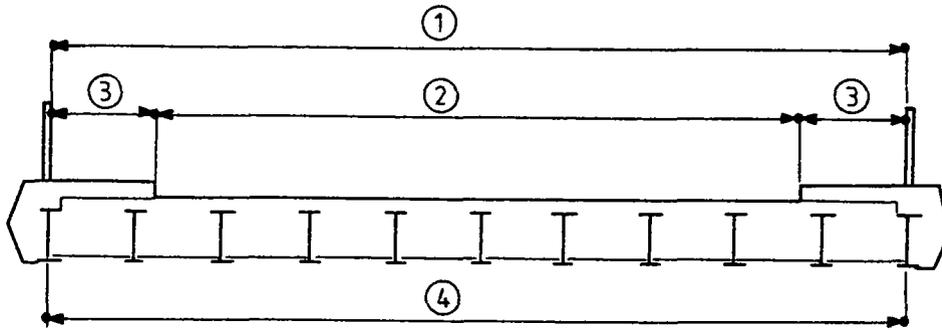
--> Oui : 1 --> Non : 0 : I=1 ou 0

Classe de l'ouvrage ? : I=1,2 ou 3

Vérifiez vos données : - OK : 1
- Erreur : 0 : I=1 ou 0

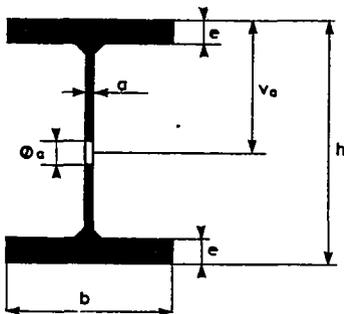
Cf. dessin
page 15

PSI - PAP *Commentaire des données*

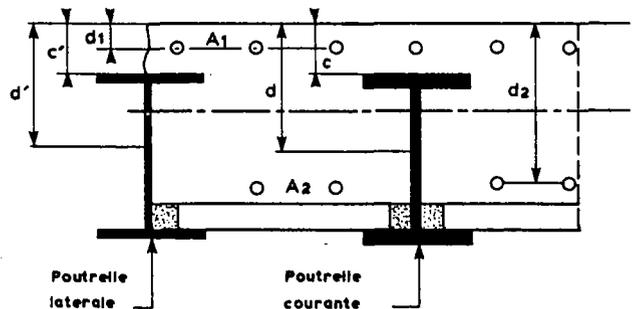


COUPE TRANSVERSALE DROITE

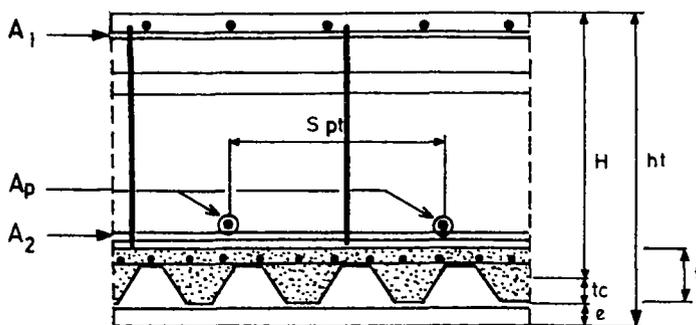
- ① Largeur utile
- ② Largeur chargeable
- ③ Travées
- ④ Largeur droite



DETAIL D'UNE POUTRELLE ET DE SON PERÇAGE



POSITION DES ACIERS



ELEVATION DE LA DALLE ET DE LA PREDALLE

Hauteur du béton porteur :

$$H = h_t - e - t_c$$

avec :

- h_t = hauteur totale
- e = épaisseur de l'aile d'une poutrelle
- t_c = épaisseur du coffrage perdu

Dans le cas d'un coffrage perdu en tôle nervurée de hauteur totale t : $t_c = t_e$, le rapport t_e/t varie selon le procédé entre 1/3 et 1/2.

BLOC 3 :

CHOIX DES POUTRELLES CONSTITUANT L'OSSATURE

Type des profilés ? :

--> Entrez d'abord le numéro des poutrelles courantes puis celui des poutrelles latérales :

HEA280 : 1	HEB280 : 2	HEM280 : 3
HEA300 : 4	HEB300 : 5	HEM300 : 6
HEA320 : 7	HEB320 : 8	HEM320 : 9
HEA340 : 10	HEB340 : 11	HEM340 : 12
HEA360 : 13	HEB360 : 14	HEM360 : 15
HEA400 : 16	HEB400 : 17	HEM400 : 18
HEA450 : 19	HEB450 : 20	HEM450 : 21
HEA500 : 22	HEB500 : 23	HEM500 : 24
HEA550 : 25	HEB550 : 26	HEM550 : 27
HEA600 : 28	HEB600 : 29	HEM600 : 30
HEA650 : 31	HEB650 : 32	HEM650 : 33
HEA700 : 34	HEB700 : 35	HEM700 : 36
HEA800 : 37	HEB800 : 38	HEM800 : 39
HEA900 : 40	HEB900 : 41	HEM900 : 42
HEA1000 : 43	HEB1000 : 44	HEM1000 : 45 : I,I

Nuance de l'acier ? :

--> E36 : 1 E28 : 2 E24 : 3 : I=1,2 ou 3

Nombre de poutrelles retenu ? : I

Diamètre 'phia' (en m) des trous de passage des cables de précontrainte et position 'va' (en m) de ces trous par rapport à la fibre supérieure :

- pour une poutrelle courante : R,R
- pour une poutrelle latérale : R,R

Cf. dessin
page 15

Les coefficients 'gamma' relatifs à l'acier laminé sont ils :

- réglementaires : 1
- extraréglementaires : 2 ? : I=1 ou 2

SI LA REPONSE EST 2 LA QUESTION SUIVANTE APPARAIT A L'ECRAN

Entrez, dans l'ordre, les coefficients applicables, à l'ELS puis à l'ELU, à l'acier des poutrelles : R,R

Vérifiez vos données : - OK : 1
- Erreur : 0 : I=1 ou 0



BLOC 4 :

CHOIX DU BETON D'ENROBAGE

Type du béton ? :

- > béton traditionnel : 1
- béton léger : 2 : I=1 ou 2

Masse volumique du béton en t/m³ ? :

- > pour le béton léger, il s'agit de la masse vo-
- luminique de calcul : R

Cf. page 58 [1]

Résistance caractéristique à la compression à 28 jours en Mpa ? : R

Age du béton, en jours, lors de la mise en tension de la précontrainte transversale ? : I

Raccourcissement unitaire sous l'action du retrait ? .. : R

Les coefficients d'équivalence acier/béton sont-ils :

- réglementaires : 1
- extraréglementaires : 2 ? : I=1 ou 2

SI LA REPONSE EST 2 LA QUESTION SUIVANTE APPARAIT A L'ECRAN

Entrez dans l'ordre : mi, mv, mr : R,R,R

Cf. page 58 [1]

- Vérifiez vos données : - OK : 1
- Erreur : 0 : I=1 ou 0

BLOC 5 :

CHOIX DES ARMATURES PASSIVES

Limite élastique, en Mpa, des aciers passifs ? : R

La fissuration du béton est-elle considérée :

- peu préjudiciable : 1
- préjudiciable : 2
- très préjudiciable : 3 ? : I=1,2 ou 3

Cf. page 63 [1]

Position des nappes d'armatures longitudinales par rapport à l'extrados ? :

- >Entrez dans l'ordre la position 'd1' de la nappe supérieure puis celle 'd2' de la nappe inférieure. (en m)..... : R,R

Cf. dessin page 15

- Vérifiez vos données : - OK : 1
- Erreur : 0 : I=1 ou 0

Référence [1] : PSI-PAP - Guide de conception
publié en Décembre 1985 par
le S.E.T.R.A.

BLOC 6 :

CHOIX DES ARMATURES ACTIVES

Type des cables ?

- > monotorons T13 ->1
- > monotorons T15 ->2
- > autres ->3.....: I=1,2 ou 3

Aire, en mm², de la section d'un cable ?: R

Valeur garantie, en Mpa, de la contrainte de rupture
f_{prg} ?: R

Valeur garantie, en Mpa, de la limite conventionnelle
d'élasticite f_{peg} ?: R

Module de déformation longitudinale, en Mpa, des unités
de précontrainte ?: R

Classe de relaxation ?

- > Très Basse Relaxation : 1
- > Relaxation Normale : 2.....: I=1 ou 2

Valeur garantie de la perte isotherme de relaxation à
1000 heures ?.....: R

Coefficient de pertes de tension par unité de longueur?

Rentrée d'ancrage, en mm, fixée par l'agrément du pro-
cédé utilisé ?.....: R

Mode de mise en tension des cables ?

- > alterné, de part et d'autre du tablier : 1
- > à partir d'un seul bord du tablier : 2...: I=1 ou 2

Vérifiez vos données : - OK : 1
- Erreur : 0: I=1 ou 0



BLOC 7 :

AIRES TOTALES DES LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS SUR
APPUIS :

- Aire totale sur l'appui I ?: R

I = 1,2,3,...

CETTE QUESTION EST REPETEE AUTANT DE FOIS QU'IL Y A DE LIGNES D'APPUI

Vérifiez vos données : - OK : 1
- Erreur : 0: I=1 ou 0



BLOC 8 :

LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR APPUIS

Coefficients de la L. I. du moment sur l'appui I ? :

--> Entrez dans l'ordre A et B. (C n'est pas nécessaire)

- Force dans la travée J : R,R.

I = 1,2,3,4... J = 1,2,3...

CES DEUX QUESTIONS SONT REPETEES AUTANT DE FOIS QU'IL Y A DE TRAVEES
ET DE LIGNES D'APPUI

Vérifiez vos données : - OK : 1
- Erreur : 0 : I=1 ou 0

BLOC 9 :

SAISIE DES BIAIS MECANQUES ET DES PORTEES BIAISES DES
TRAVEES EQUIVALENTES :

Entrez dans l'ordre le biais mécanique (en grades) et
la portée biaise (en m) de la travée J : R,R

J = 1,2,3...

CETTE QUESTION EST REPETEE AUTANT DE FOIS QU'IL Y A DE TRAVEES

Vérifiez vos données : - OK : 1
- Erreur : 0 : I=1 ou 0

MENU PRINCIPAL : Entrez l'option désirée

- Justification vis-a-vis de la flexion longitudinale
et calcul des contreflèches de fabrication : 1
- Justification vis-a-vis de la flexion transversale : 2
- Fin des calculs : 0 : I=1,2 ou 0

A LA FIN DE CHAQUE ETAPE LE PROGRAMME REVIENT A CE MENU

CE QUI SUIT APPARAIT LORSQUE L'OPTION 1 DU MENU A ETE CHOISIE

JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DE LA FLEXION LONGITUDINALE

DEFINITION DE LA SECTION A ETUDIER :

Entrez dans l'ordre le numero de la travée et l'abscisse
relative x/l de la section : I,R

MOMENTS SOLLICITANT LA SECTION X DE LA TRAVEE J

Entrez dans l'ordre le moment 'mgs' sous charges de superstructures et le moment 'mq' sous charges d'exploitation (aux combinaisons rares en E.L.S) en tm..... R,R

Vérifiez vos données : - OK : 1
- Erreur : 0.....: I=1 ou 0

Vérification de la meme section sous un autre couple de valeurs des moments mgs et mq ? :

--> Oui : 1 --> Non : 0: I=1 ou 0

Vérification d'une nouvelle section ? :

--> Oui : 1 --> Non : 0: I=1 ou 0

CALCUL DES CONTREFLECHES DE FABRICATION

Valeur probable des charges de superstructures en t/m?: R

CE QUI SUIT APPARAÎT LORSQUE L'OPTION 2 DU MENU A ETE CHOISIE

JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DE LA FLEXION TRANSVERSALE

Les contraintes de traction limites dans le béton, à l'ELS, au niveau des cables sont :

- sous combinaison fréquente : 0. t/m2
- sous combinaison rare : 0. t/m2

Ces valeurs vous conviennent-elles ? :

--> Oui : 1 --> Non : 0: I=1 ou 0

SI LA REPONSE EST 0 LA QUESTION SUIVANTE APPARAÎT A L'ECRAN

Entrez les contraintes admissibles du béton , sous combinaison fréquente, puis sous combinaison rare: R,R

PREDIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :

Entrez dans l'ordre les valeurs maximales concomitantes des moments dus aux charges de superstructures et de ceux dus aux charges d'exploitation.(aux combinaisons rares en E.L.S) en tm/m.....: R,R

Type du moment du aux charges d'exploitation ? :

Q =1.2Qr+Qt(charge sans caractere particulier): 1

Q =Qrp (charge de caractere particulier): 2.....: I=1 ou 2

Numéro de la travée concernée ?: I

Ordonnée de la section sollicitée par ces moments ? :

--> y = 0. : 3
y = - b/4 : 2
y = -3b/8 : 1: I=3,2 ou 1

Vérifiez vos données : - OK : 1
- Erreur : 0: I=1 ou 0

Vérification de la section longitudinale située à mi-portée de la travée J, et d'ordonnée y :

J = 1,2,3...

y = 0 ; y = -b/4 ; y = -3b/8 ; b étant la largeur équivalente de la dalle

Entrez dans l'ordre le moment du aux charges de superstructures et celui du aux charges d'exploitation (aux combinaisons rares en E. L. S) en tm/m.....: R,R

Type du moment du aux charges d'exploitation ? :
Q =1.2Qr+Qt(charge sans caractere particulier): 1
Q =Qrp (charge de caractere particulier): 2....: I=1 ou 2

Vérifiez vos données : - OK : 1
- Erreur : 0: I=1 ou 0

Vérification de la meme section sous un autre couple de moments ? :
--> Oui : 1 --> Non : 0: I=1 ou 0

FIN DU CALCUL

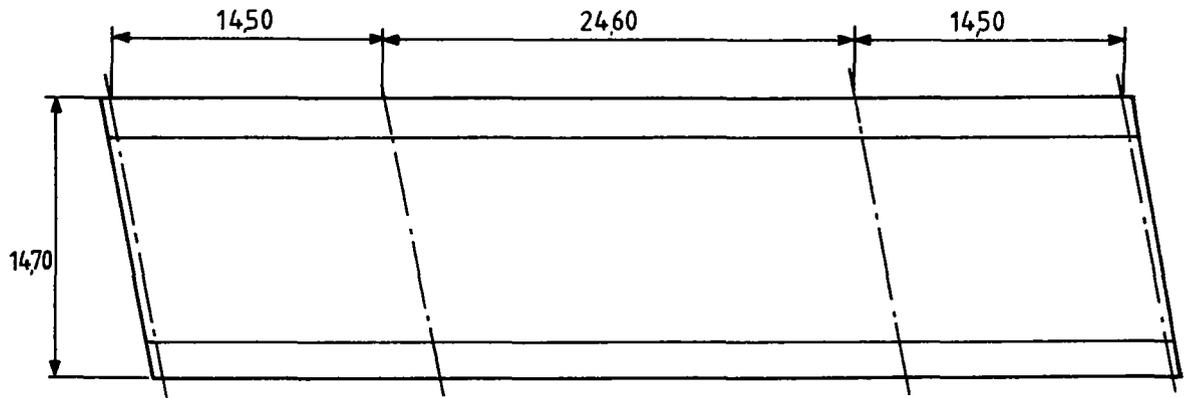
La note de calcul est enregistrée dans le fichier PSIPAP.SOR . Vous pouvez consulter ou imprimer cette note selon les modalités de votre système d'exploitation

MODELE D'APPLICATION

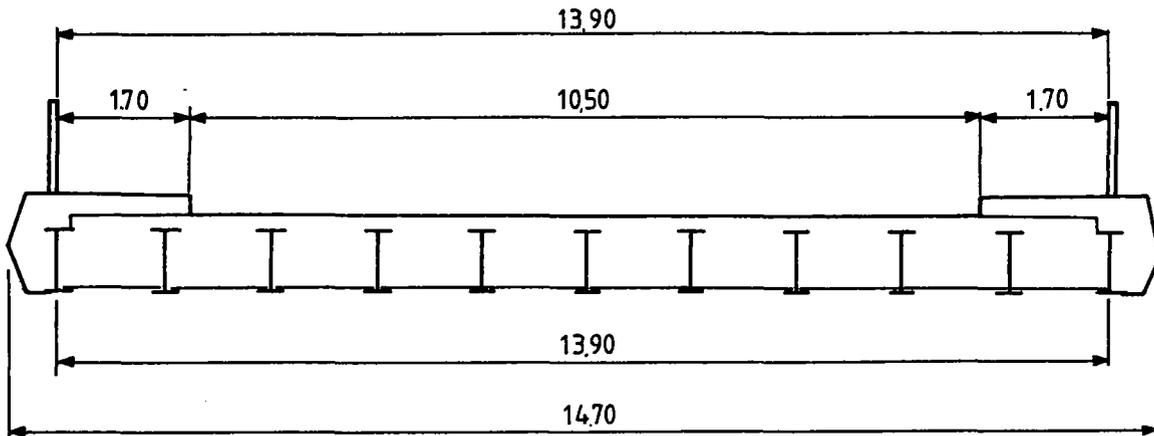
MODELE D'APPLICATION

1 - PRESENTATION

L'ouvrage qui fait l'objet du présent modèle d'application est un pont à trois travées continues et symétriques, de portées respectives : 14,50 m, 24,60 m, 14,50 m et bords à 90 degrés.



La largeur droite du tablier entre nus des dispositifs de retenue est de 13,90 m ; c'est aussi la largeur droite de la section résistante, mesurée entre axes des poutres latérales.



Les poutrelles sont en acier E.36 qualité 2 et le béton d'enrobage, un béton B 25 de résistance caractéristique en compression de 25 MPa à 28 jours d'âge. Le coffrage perdu est un bac métallique en tôle nervurée, dont la hauteur des nervures est de 0,075 m, et l'épaisseur équivalente est 0,025 m.

La valeur probable du poids des superstructures est de 6,3 t/m, valeur à laquelle correspondent les valeurs caractéristiques maximale : 7,25 t/m et minimale 5,84 t/m.

Enfin, nous prévoyons de remplacer le coffrage perdu sur appui intermédiaire par un coffrage traditionnel reposant sur les têtes des piles, solution qui permet d'augmenter localement l'épaisseur efficace du béton.

2 - PREDIMENSIONNEMENT

2.1. RECHERCHE DES EFFORTS MAXIMAUX

Nous utilisons le cadre et les abaques de prédimensionnement fournis dans le guide de conception.

<p>Portées : 14,50 - 24,60 - 14,50</p> <p>$l_{max} = 24,60$</p>	<p>Classe de l'ouvrage : 1</p> <p>$= \frac{14,50}{24,60} = 0,589$</p>			
<p>Superstructures :</p> <p>$Q_{sup} = \frac{7,25}{13,90} \text{ (t/m}^2\text{)}$ $M_{po} = \frac{(l_{max})^2}{8} \cdot Q_{sup} = 39,45 \text{ (t.m/m)}$</p>				
<p>Charges d'exploitation</p> <p>$M_{qo} = \frac{(l_{max}+8)(l_{max}+9)}{12} = 91,28 \text{ (t.m/m)}$</p> <p>$a_1 = \frac{0,9}{1} \quad a_2 = \frac{1}{10,50} \quad L_c = \frac{13,90}{13,90} \quad B = \frac{13,90}{13,90}$</p> <p>$M_{ref} = M_{qo} \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{L_c}{B} = \frac{62,06}{1} \text{ (t.m/m)}$</p>				
	Travée 1	Appui 1	Travée 2	Appui 2
B_g	0,119	0,577	0,423	
$M_{gs} = M_{po} \cdot B_g$	4,69	22,76	16,69	
B_q	0,280	0,622	0,521	
λ	1,303	0,793	1,000	
$1,2 M_q = 1,2 \cdot B_q \cdot M_{ref}$	27,17	36,73	38,80	
Moment agissant M = $M_{gs} + 1,2 M_q$	31,86	59,49	55,49	
Portées équivalentes				
. Béton trad. $l_e = l_{max} \cdot \sqrt{B_g}$	8,48	18,69	16,00	—
. Béton léger $l_e = 0,825 l_{max} \cdot \sqrt{B_g}$	—	—	—	—

2.2 CHOIX POSSIBLES

Nous pouvons déterminer la structure à partir du moment maximal sur appui, ou du moment maximal en travée. Dans ce dernier cas, nous serons amenés à renforcer localement les poutrelles sur appuis, comme indiqué à l'annexe 2 du Guide de conception.

Type des poutrelles	Moment en travée				Moment sur appui			
	E max	Nombre de poutrelles	E réel	poids kg/m ²	E max	Nombre de poutrelles	E réel	poids kg/m ²
HEA 400	0,85	18	0,818	152,9	0,70	21	0,695	179,8
500	1,20	13	1,158	133,8	1,00	15	0,993	156,1
600	1,40	11	1,390	128,1	1,20	13	1,158	153,7
HEB 400	1,05	15	0,993	156,1	0,80	19	0,772	200,7
500	1,40	11	1,390	134,5	1,15	13	1,158	161,5
600	1,75	9	1,738	122,0	<u>1,45</u>	<u>11</u>	<u>1,390</u>	152,5
HEM 400	1,60	10	1,544	165,7	1,20	13	1,158	221,1
500	1,85	9	1,738	155,4	1,50	11	1,390	194,2
600	2,20	8	1,986	143,5	1,65	10	1,544	184,5

Nous retiendrons dans un premier temps, une ossature déterminée à partir du moment sur appui, et composée de 11 poutrelles HEB 600, espacées de 1,39 m. L'épaisseur de la couverture de béton, au-dessus des semelles supérieures des poutrelles étant de 0,12 m, l'épaisseur totale de la dalle, hors chaussée est de 0,72 m, ce qui correspond à un élanement de 1/36. D'autre part, les poutrelles latérales étant moins sollicitées sous le poids du béton frais, nous remplacerons les HEB 600 par des HEA 600 au voisinage des bords libres du tablier.

3 - PREPARATION DES DONNEES PSI.DA-EL

Afin d'obtenir des valeurs aussi proches que possible des coefficients de majoration dynamique réglementaires sous l'effet des convois de type B, nous devons déterminer au préalable la masse volumique équivalente du béton d'une dalle en béton armé de même épaisseur que le tablier étudié.

$$\begin{aligned} \text{Poids de béton au m}^2 & : (0,72 - 0,030 - 0,025) \times 2,5 = 1,663 \text{ t/m}^2 \\ \text{Poids d'acier laminé au m}^2 & : 0,212/1,39 = 0,153 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{d'où la masse volumique équivalente} : (1,663 + 0,153) / 0,72 = 2,521 \text{ t/m}^3$$

Le bordereau rempli est reproduit en annexe. Remarquons que certaines données figurant sur les cartes A.10 et A.11 ne sont pas strictement nécessaires au calcul d'efforts, mais sont introduites afin de permettre un déroulement normal du programme.

4 - PREPARATION DES DONNEES PSIPAP

Certains résultats de la note de calcul PSIDA servent de données au programme PSI.PAP. Des extraits commentés de cette note sont reproduits en annexe.

4.1. FLEXION LONGITUDINALE

Les valeurs maximales et minimales des couples de moments M_{gs} et M_q (ce dernier pondéré) à introduire en données du programme PSIPAP sont récapitulées dans le tableau suivant (voir pages 18 et 20 de la note de calcul commentée PSI.DA):

SECTION		Valeurs maximales		Valeurs minimales	
		M_{gs}	M_q	M_{gs}	M_q
T R A V E E 1	0,05 l ₁	20,37	86,32	16,43	- 26,22
	0,1 l ₁	36,94	161,85	29,79	- 52,44
	0,2 l ₁	58,64	283,15	47,29	-104,88
	0,3 l ₁	65,12	363,88	52,52	-157,30
	0,4 l ₁	56,37	404,06	45,46	-209,75
	0,5 l ₁	32,40	403,67	26,12	-262,19
	0,6 l ₁	- 5,49	362,74	- 6,81	-314,63
	0,7 l ₁	- 49,39	281,25	- 61,25	-367,06
	0,8 l ₁	-105,57	193,21	-130,91	-419,49
	0,9 l ₁	-174,04	93,94	-215,80	-473,18
	0,95 l ₁	-212,87	66,19	-263,96	-501,61
	l ₁	-254,78	65,64	-315,92	-533,76
T R A V E E 2	0,05 l ₂	-170,83	58,98	-212,82	-382,92
	0,1 l ₂	- 95,71	87,07	-118,68	-260,61
	0,2 l ₂	34,73	238,98	28,01	-154,16
	0,3 l ₂	144,31	395,97	116,38	-126,89
	0,4 l ₂	210,06	527,45	169,40	-101,11
	0,5 l ₂	231,98	571,27	187,08	-101,11

4.2. FLEXION TRANSVERSALE

Les biais mécaniques et les portées biaisées équivalentes des différentes travées sont les suivants (voir page 24 de la note de calcul commentée PSI.DA) :

	Biais mécaniques	Portée biaisée
Travée 1	92,649 gr	13,507 m
Travée 2	95,097 gr	19,870 m
Travée 3	92,649 gr	13,507 m

Les moments transversaux à prendre en compte sont de la forme :
 $M = M_x \cos^2 \psi_i + M_y \sin^2 \psi_i$, soit :

en travée 1 et 3 : $M = 0,013.M_x + 0,987.M_y$
 en travée 2 : $M = 0,006.M_x + 0,994.M_y$

Nous ne ferons pas une grosse erreur en adoptant $M = M_y$

Les valeurs maximales et minimales des couples de moments M_{gs} et M_q agissant sur les différentes sections longitudinales situées à mi-portée de chaque travée sont les suivantes (voir pages 25 et 29 de la note de calcul commentée PSI.DA) :

Travée	Fibre	Ordonnée de la section	Valeurs maximales			Valeurs Minimales		
			Mgs	Mq	Type	Mgs	Mq	type
1 et 3	1	0,000	1,80	10,10	1	1,45	- 0,49	1
	2	- 3,475	1,43	7,07	1	1,15	- 1,06	1
	4	- 5,213	0,90	4,28	1	0,72	- 0,81	1
2	1	0,000	2,77	10,42	1	2,23	- 0,76	1
	2	- 3,475	2,13	7,85	1	1,72	- 1,11	1
	4	- 5,213	1,28	4,34	1	1,03	- 0,81	1

Le type est celui du moment M_q :

type 1 si $Q = 1,2 Q_r + Q_t$ (charges sans caractère particulier)
 type 2 si $Q = Q_{rp}$ (charges militaires ou exceptionnelles).

NOTE DE CALCUL MODELE

MINISTERE DE L'URBANISME DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS
SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES (S. E. T. R. A.)
DEPARTEMENT DES OUVRAGES D'ART

* * * * *

* * * *	* * * *	*	* * * *	* * * *	* * * *
* * *	*	*	*	*	*
*	*	*	*	*	*
* * * *	* * * *	*	* * * *	* * * *	* * * *
*		*	*	*	*
*		*	*	*	*
*	* * * *	*	*	*	*

* * * * *

JUSTIFICATIONS D'UN PONT A POUTRELLES AJOUREES PRECONTRAINTE

** P S I P A P * V E R S I O N 8 5 - 1 **

* * * * *

MODELE D'APPLICATION : OUVRAGE A TROIS TRAVEES

* * * * *

- La remise a un entrepreneur de la presente note de calcul n'attenué en rien sa responsabilite et ne le dispense pas, notamment des obligations qui lui incombent en vertu de l'article 29 du cahier des clauses administratives generales (CCAG).
- de meme, sa remise a un bureau d'etudes ne decharge pas celui-ci de sa responsabilite de concepteur, notamment en ce qui concerne le choix des donnees et les adaptations eventuelles a son projet des resultats du calcul

Ce programme a ete concu au Departement OUVRAGES d'ART du SETRA
par Jean Claude JEHAN et mis au point par H. HUYNH
Division des OUVRAGES-TYPES (arrondissement T1).

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

-POUTRELLES:

L'ossature du tablier est constituee de 11 poutrelles en acier E36 :
9 HEB600 et 2 HEA600

La limite elastique de l'acier lamine est: 345. MPa ou 35190. t/m2
et les contraintes limites tant en traction qu'en compression sont:

- a l'ELS : 30600. t/m2
- a l'ELU : 33514. t/m2

① Les caracteristiques brutes ,avant perçage ,d'un HEB600 sont: _____

h =	.6000m	b =	.3000m	e =	.0300m	a =	.0155m
A =	.02700m ²	IY=	.00171040m ⁴	IZ=	.00013530m ⁴	K =	.00000759m ⁴

Les caracteristiques nettes d'un HEB600. apres perçage des trous de diametre .050m, necessaires au passage des cables de precontrainte, et situes a .430m de la fibre superieure, sont :

h =	.6000m	b =	.3000m	e =	.0300m	a =	.0155m
A =	.02623m ²	IY=	.00169675m ⁴	IZ=	.00013530m ⁴	K =	.00000759m ⁴
v1=	-.3038m	v2=	.2962m				

① Les caracteristiques brutes ,avant perçage ,d'un HEA600 sont:

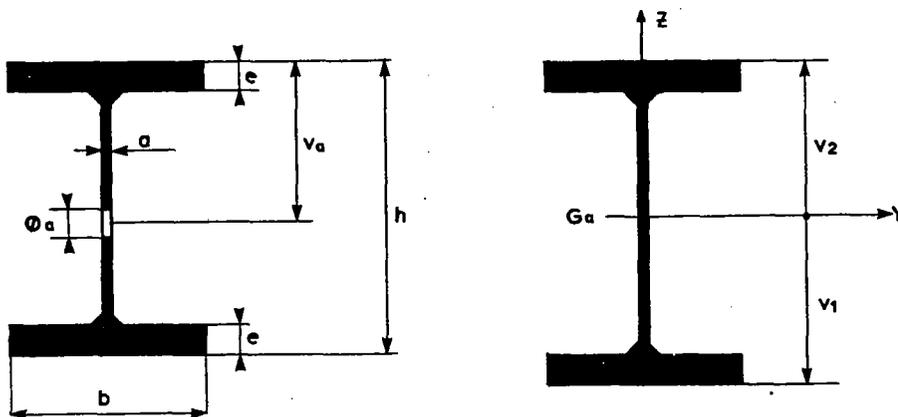
h =	.5900m	b =	.3000m	e =	.0250m	a =	.0130m
A =	.02265m ²	IY=	.00141200m ⁴	IZ=	.00011270m ⁴	K =	.00000440m ⁴

Les caracteristiques nettes d'un HEA600. apres perçage des trous de diametre .025m, necessaires au passage des cables de precontrainte, et situes a .420m de la fibre superieure, sont :

h =	.5900m	b =	.3000m	e =	.0250m	a =	.0130m
A =	.02232m ²	IY=	.00140683m ⁴	IZ=	.00011270m ⁴	K =	.00000440m ⁴
v1=	-.2968m	v2=	.2932m				

COMMENTAIRES

① lues dans les fichiers POUNOM.DAT et POUTAB.DAT



CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

-BETON:

Le beton d'enrobage est de type 1 , de masse volumique : 2.500 t/m³

- type 1 : beton traditionnel
- type 2 : beton de granulats legers

Les resistances caracteristiques minimales de ce beton a 28 jours sont:

- en compression : 2550. t/m²
- en traction : 214. t/m²

Les contraintes de compression a envisager aux etats limites, pour un beton d'age superieur a 28 jours, sont :

- a l'ELS : 1530. t/m²
- a l'ELU : 1445. t/m²

La deformation unitaire du beton sous l'action du retrait est .20E-03

Les coefficients d'equivalence acier/beton , differents selon le type des actions envisagees , sont :

- sous charges d'exploitation : 6.00
- sous charges permanentes : 18.00
- sous l'action du retrait : 15.00

La mise en tension des cables transversaux est prevue 3 jours apres la fin du betonage.

Les resistances caracteristiques minimales de ce beton a 3 jours sont:

- en compression : 1052. t/m²
- en traction : 124. t/m²

Les modules instantanes de deformation longitudinale pris en compte dans les justifications vis-a-vis de la flexion transversale sont :

- a 3 jours : 2442023. t/m²
- a 28 jours : 3280748. t/m²

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

-ARMATURES ACTIVES:

La precontrainte transversale, perpendiculaire a l'axe longitudinal du tablier, est constituee par des monotorons T15 ,TBR.

Le trace des cables, de section 139. mm², est suppose rectiligne.

Les valeurs garanties de la limite conventionnelle d'elasticite et de la contrainte de rupture sont :

- fpeg = 1583. Mpa ou 161466. t/m²
- fprg = 1770. Mpa ou 180540. t/m²

Le module de deformation longitudinale des unites de precontrainte est de 190000. Mpa ou 19380000. t/m²

Les principaux elements entrant dans le calcul des pertes sont les suivants :

- coefficient de perte par unite de longueur : .002
- perte isotherme de relaxation a 1000 heures : 2.5
- rentree d'ancrage en m : .0060

les cables sont mis en tension par une extremite, l'autre etant munie d'un ancrage fixe, et de facon alternee de part et d autre du tablier

-ARMATURES PASSIVES :

L'acier utilise presente une limite elastique $f_e=40800. t/m^2$

La fissuration est consideree comme prejudiciable .

Les contraintes de traction aux etats limites sont :

- a l'ELS : 24480. t/m²
- a l'ELU : 35478. t/m²

* * * * *

JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DE LA FLEXION LONGITUDINALE

* * * * *

EQUATIONS DES LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR APPUIS

Appui 2

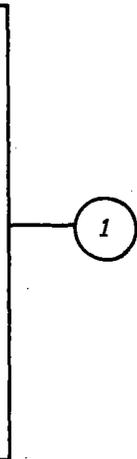
Force dans la travee:

1	a =	2.9839	b =	.0000
2	a =	-11.2903	b =	25.7656
3	a =	.9387	b =	-2.8160

Appui 3

Force dans la travee:

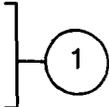
1	a =	-.9387	b =	.0000
2	a =	11.2903	b =	-8.1053
3	a =	-2.9839	b =	8.9517



AIRES TOTALES DES LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS SUR APPUIS

Aire sur l'appui 2 : -43.618

Aire sur l'appui 3 : -43.618



COMMENTAIRES

①

Ces coefficients sont calculés par PSI.DA et introduits en données dans PSIPAP.

Voir page 5 de la note de calcul commentée PSI.DA.

* JUSTIFICATION DE LA SECTION .40L DE LA TRAVEE 1 *

MOMENTS AGISSANT SUR LA SECTION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

①	-Moment sous poids propre : poutrelle courante (*)	Mgo=	19.6 tm
	: poutrelle laterale (*)	Mgo=	10.4 tm
②	-Moment du a l'effet du retrait	Mr =	47.1 tm
③	{	-Moment du aux charges de superstructures	Mgs= 56.4 tm
		-Moment du aux charges d'exploitation	Mq = 404.1 tm

(*) Ces valeurs sont celles des moments interessant UNE poutrelle.

CONTRAINTES DANS LES MATERIAUX :

(Les contraintes a la cote dz de l'extrados sont exprimees en t/m2)

	dz	Mgo	Mr	Mgs	Mq	Result	
Poutrelle courante:	-sigma 1	- .720	-3508.	2342.	-790.	-5204.	-9501.
	-sigma 2	- .120	3419.	3095.	331.	1060.	7905.
Poutrelle laterale:	-sigma 1	- .720	-2185.	2342.	-790.	-5204.	-8179.
	-sigma 2	- .130	2158.	3082.	312.	956.	6509.
Beton d'enrobage :	-sigma 3	.000	(-64.)	31.	386.	416.	
	-sigma 4	- .615	(-115.)	0.	0.	0.	
Aciers passifs :	-sigma a1	- .065		434.	1634.	2068.	
	-sigma a2	- .565		-500.	-3586.	-4086.	

SECTION DES ARMATURES PASSIVES ET DES RENFORTS EVENTUELS :

-Les sections minimales correspondantes d'armatures a mettre en oeuvre sont : A1 = .0103m2 A2 = .0103m2

MOMENTS RESISTANTS A L'ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE :

- Moment resistant positif Mrp= 2637.8 tm.
- Moment resistant negatif Mrn= -2614.7 tm.

Ces valeurs sont a comparer a celles des moments sollicitant effectivement la section etudiee.

COMMENTAIRES

- ① Les poutrelles sont supposées portant leur poids propre ainsi que le poids du béton frais en tenant compte de la continuité. Les poutrelles courantes supportent une largeur E de béton et les poutrelles latérales une largeur E/2. Pour une poutrelle courante, on a ainsi :

$$0,212 + 2,5 \times 1,39 \times 0,665 = 2,523 \text{ t/ml,}$$

$$2,523 \left(\frac{14,50^2}{2} \times 0,4 \times 0,6 - 0,4 \times 43,618 \right) = 19,6 \text{ tm ;}$$

expressions dans lesquelles 0,212 t/ml est la masse linéique d'un HEB 600 (Cf. tableau page 93 du Guide de Conception) et 43,618 est l'aire totale de la ligne d'influence sur appui 2 (Cf. page 5 de la note PSIDA reproduite en annexe).

Remarque

On suppose dans le calcul ci-dessus que le poids propre des poutrelles agit sur la poutraison dans son schéma hyperstatique (c'est-à-dire une fois la continuité réalisée)

Une autre démarche est possible qui consiste à faire porter le poids des poutrelles par celles-ci dans leur schéma isostatique, ce qui a pour effet d'annuler, sous ce chargement, les moments sur appuis et d'augmenter les moments en travée.

Bien entendu, les dimensionnements, les contreflèches et la réalisation sur chantier doivent être conformes à la démarche adoptée.

- ② Voir Guide de conception page 64 et son annexe 3 page 101.

On trouve ici :

$$- F_r = 2,10^{-4} \times \frac{1,02 \times 2,1 \cdot 10^7}{15} \times 13,90 \times 0,615 = 2\,441,45 \text{ t}$$

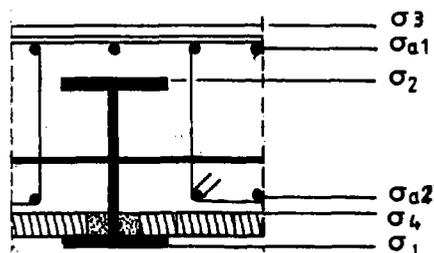
$$- M_{\text{riso}} = 2\,441,45 \left(0,3431 - \frac{0,615}{2} \right) = 86,81 \text{ tm}$$

$$- M_{\text{hr2}} = -1,141 M_{\text{riso}} = -99,06 \text{ tm}$$

$$- M_r = 86,81 - 0,4 \times 99,06 = 47,18 \text{ tm}$$

- ③ Voir tableau page 27

- ④ Ces contraintes normales sont repérées sur le croquis ci-après.



COMMENTAIRES

- ①- L'effet du retrait n'est pas pris en compte lorsqu'il est favorable. (voir page 63 du Guide de conception). On a ainsi :
- $$-3508 + 0 - 637 + 2193 = -1952$$
- $$3419 + 3095 + 267 - 3293 = 3488$$
- ②- Ces renforts ne concernent que les sections sur appuis. Il s'agit de renforts constitués par des tôles d'épaisseur 10, 12, 15 ou 20 mm boulonnés sur la poutrelle (Cf. annexe 2 du Guide de conception), déterminés par le programme si nécessaire. Dans le présent exemple d'application, ces renforts ne sont pas utiles (voir pages 40 et 41 ci-après).
- ③- Il s'agit de sections totales d'armatures à répartir sur toute la largeur de l'ouvrage. Elles peuvent être déterminées (voir page 65 du Guide de conception) :
- a) Par la condition de non-fragilité lorsque le béton se trouve tendu sous certaines combinaisons d'actions :
- $$A \geq 0,23 \cdot 0,615 \cdot \frac{214}{40800} \cdot 13,90 = 0,0103 \text{ m}^2$$
- b) Par le ferrailage plancher de 4 cm² par mètre de parement :
- $$A \geq 0,0004 \times 13,90 = 0,0056 \text{ m}^2$$
- c) Par la nécessité de renforcer la résistance de la section sur appui ou, exceptionnellement, en travée.
- ④- Ces valeurs sont à comparer aux sollicitations ultimes de calcul données par la note de calcul PSI.DA-EL. Ces sollicitations sont ici (voir page 18 de la note commentée en annexe) : 882,8 tm et -36,5 tm.

* JUSTIFICATION DE LA SECTION .50L DE LA TRAVÉE 2 *

MOMENTS AGISSANT SUR LA SECTION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

-Moment sous poids propre : poutrelle courante (*) Mgo= 80.6 tm
: poutrelle laterale (*) Mgo= 42.6 tm
-Moment du a l'effet du retrait Mr = -12.2 tm
-Moment du aux charges de superstructures Mgs= 187.0 tm
-Moment du aux charges d'exploitation Mq = -101.1 tm

(*) Ces valeurs sont celles des moments interessant UNE poutrelle.

CONTRAINTES DANS LES MATERIAUX :

(Les contraintes a la cote dz de l'extrados sont exprimees en t/m²)

	dz	Mgo.	Mr	Mgs	Mq	Result
Poutrelle courante:						
-sigma 1	-.720	-14434.	2937.	-2629.	1081.	-15981.
-sigma 2	-.120	14069.	2741.	1120.	-1661.	16269.
Poutrelle laterale:						
-sigma 1	-.720	-8992.	2937.	-2629.	1081.	-10539.
-sigma 2	-.130	8881.	2744.	1057.	-1616.	11068.
Beton d'enrobage :						
-sigma 3	.000		(-100.)	104.	0.	0.
-sigma 4	-.615		(-87.)	0.	100.	0.
Aciers passifs :						
-sigma a1	-.065			1464.	-1913.	-449.
-sigma a2	-.565			-1661.	373.	-1288.

SECTION DES ARMATURES PASSIVES ET DES RENFORTS EVENTUELS :

-Les sections minimales correspondantes d'armatures a mettre en oeuvre sont :
A1 = .0056m² A2 = .0103m²

MOMENTS RESISTANTS A L'ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE :

- Moment resistant positif Mrp= 2601.2 tm.
- Moment resistant negatif Mrn= -2531.9 tm.

Ces valeurs sont a comparer a celles des moments sollicitant effectivement la section etudiee.

* CONTREFLECHES DE FABRICATION *

Les valeurs minimales des contreflechtes de fabrication a donner aux poutrelles des differentes travees, calculees tous les 1/10eme de portee et exprimees en mm, sont les suivantes:

- Poutrelle courante:

	0.11	0.21	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81	0.91	1.01
Travee 1 :	-3.	-5.	-6.	-4.	-1.	2.	6.	8.	7.	0.
Travee 2 :	-26.	-60.	-92.	-115.	-123.	-115.	-92.	-60.	-26.	0.
Travee 3 :	7.	8.	6.	2.	-1.	-4.	-6.	-5.	-3.	0.

- Poutrelle laterale:

	0.11	0.21	0.31	0.41	0.51	0.61	0.71	0.81	0.91	1.01
Travee 1 :	-2.	-4.	-4.	-3.	-1.	1.	4.	5.	4.	0.
Travee 2 :	-18.	-42.	-64.	-80.	-85.	-80.	-64.	-42.	-18.	0.
Travee 3 :	4.	5.	4.	1.	-1.	-3.	-4.	-4.	-2.	0.

CALCUL DES FLECHES SOUS CHARGES D'EXPLOITATION

La rigidite a prendre en compte dans le calcul des deforme'es du tablier sous charges d'exploitation est : 1372419. t. m²

1

COMMENTAIRES

1

Il s'agit du produit E.I correspondant au tablier PSIPAP et servant à corriger les flèches sous charges d'exploitation fournies par la note PSIDA. (voir page 33 de la note PSI.DA et ses commentaires).

* JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DE LA FLEXION TRANSVERSALE *

ELEMENTS DU CALCUL DES MOMENTS DUS A LA PRECONTRAINTE :

Les biais mecaniques et les portees biaises des travees equivalentes sont les suivants :

- Travee 1 :	psi = 92.649 gr	le = 13.507 m	} (1)
- Travee 2 :	psi = 95.097 gr	le = 19.870 m	
- Travee 3 :	psi = 92.649 gr	le = 13.507 m	

Le moment du a la precontrainte, agissant sur une section longitudinale de coordonnees (x,y), est de la forme :

$$M_p(x, y) = P. e. k_p(x, y)$$

Les coefficients 'kp', designes par 'kps' a l'ELS (coefficient de POISSON = 0.20) et par 'kpu' a l'ELU (coefficient de POISSON nul), relatifs aux sections situees a mi-travee et d'ordonnee 'y', ont pour valeurs:

(2)	-Travee 1 :	y = -5.212m	kps = .705	kpu = .670
	-Travee 1 :	y = -3.475m	kps = .469	kpu = .414
	-Travee 1 :	y = .000m	kps = .287	kpu = .219
	-Travee 2 :	y = -5.212m	kps = .839	kpu = .807
	-Travee 2 :	y = -3.475m	kps = .687	kpu = .634
	-Travee 2 :	y = .000m	kps = .563	kpu = .494
	-Travee 3 :	y = -5.212m	kps = .705	kpu = .670
	-Travee 3 :	y = -3.475m	kps = .469	kpu = .414
	-Travee 3 :	y = .000m	kps = .287	kpu = .219

MOMENTS DUS A UN GRADIENT THERMIQUE DE 12 DEGRES C. :

Ces moments , supposes constants dans toutes les sections longitudinales situees a mi-travee , sont :

- Travee 1 :	10.96 tm/m	} (4)
- Travee 2 :	3.68 tm/m	
- Travee 3 :	10.96 tm/m	

COMMENTAIRES

- (1) Ces valeurs sont obtenues au préalable à partir d'un calcul PSIDA et sont introduites en données du programme PSIPAP (voir note PSI.DA page 24 en annexe).
- (2) Voir Guide de conception page 72 et annexe 5.
- (3) L'ordonnée y = 0. correspond à l'axe longitudinal du tablier.
- (4) Il s'agit de moments évalués à partir des formules qui, elles, sont basées sur des calculs MRB (Cf. PSIPAP - Guide de conception, page 73).
On a ici, par exemple, pour la travée 1 :

$$\eta = \frac{13,90}{14,50 \cdot \sin(90gr)}$$

$$M_{\Delta\theta} = 0,3 (\eta - 0,4)(4,5 - \eta) \frac{3280748 \cdot 0,665^2}{12 \cdot (1 - 0,2)} \cdot 10^{-5} \cdot 12 = 10,96$$

CONTRAINTES ADMISSIBLES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

Les contraintes limites du beton, exprimees en t/m², sous les differentes combinaisons sont les suivantes :

	construction	permanente	frequente	rare
en zone d'enrobage				
- traction :	-124.	0.	0.	-214.
hors zone d'enrobage				
- traction :	-186.	-321.	-321.	-321.
- compression:	631.	1530.	1530.	1530.

DEFINITION DE LA PRECONTRAINTE TRANSVERSALE :

Le pas de perçage des trous de passage des cables dans les ames des poutrelles est : .4403 m.

Les cables sont repartis a raison de 4 pour 5 trou(s).

La tension a l'origine (sous l'ancrage) d'une unite de precontrainte est 144432. t/m².

L'excentrement des cables par rapport au plan moyen du beton, constant sur toute la longueur de l'ouvrage, est : -.217m.

Les pertes et tensions probables, exprimees en t/m², et les forces correspondantes sont les suivantes:

ordonnee de la section :	-5.212m	-3.475m	.000m	3.475m	5.212m
frottement recul d'ancrage :	1986.	1990.	1994.	1990.	1986.
deformation du beton :	7576.	7576.	7576.	7576.	7576.
tension initiale :	365.	331.	303.	331.	365.
retrait fluage relaxation :	134505	134535.	134559.	134535.	134505.
perdes differees :	3838.	3838.	3838.	3838.	3838.
tension finale probable:	1337.	1166.	1027.	1166.	1337.
force probable:	6358.	6361.	6364.	6361.	6358.
- construction:	10473.	10304.	10168.	10304.	10473.
- a l'infini :	124032.	124231.	124392.	124231.	124032.
	31.8t/m	31.9t/m	31.9t/m	31.9t/m	31.8t/m
	29.4t/m	29.4t/m	29.5t/m	29.4t/m	29.4t/m

COMMENTAIRES

1

1 La precontrainte a été dimensionnée à partir des moments sollicitant la section longitudinale d'ordonnée $y = 0,0$ de la travée 2 : $M_{gs} = 2,77 \text{ tm/m}$ et $M_q = 10,42 \text{ tm/m}$ (voir page 48).

JUSTIFICATION DE LA SECTION D'ORDONNEE .000M (1)
SITUEE A MI-PORTEE DE LA TRAVEE 2

MOMENTS SOLLICITANT LA SECTION :

Moment du a la precontrainte (toutes pertes deduites) :	-3.61 tm/m
Moment du au gradient thermique :	3.68 tm/m
Moment du aux charges de superstructures :	2.23 tm/m
Moment du aux charges d'exploitation (*) :	- .76 tm/m

(*) Charges sans caractere particulier.

JUSTIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

Combinaisons etudiees :

-Construction (precontrainte seule)	Mc = -3.90 tm/m
-Combinaison quasi-permanente	Mp = -1.38 tm/m
-Combinaison frequente	Mf = -1.84 tm/m
-Combinaison rare	Mr = -.30 tm/m

Contraintes dans le beton sous les differentes combinaisons :

	Mc	Mp	Mf	Mr
-en face superieure:	-5. t/m2	26. t/m2	19. t/m2	40. t/m2
-en face inferieure:	101. t/m2	63. t/m2	69. t/m2	48. t/m2
-au niveau du cable:	83. t/m2	57. t/m2	61. t/m2	47. t/m2

ARMATURES PASSIVES TRANSVERSALES :

La section d'armatures passives transversales a mettre en oeuvre en face superieure du tablier est : .0007 m2/m.

MOMENTS RESISTANTS A L'ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE :

- Moment resistant positif	Mup= 15.90 tm/m
- Moment resistant negatif	Mun= -17.16 tm/m

Ces valeurs sont a comparer a celles des moments sollicitant effectivement la section etudiee. Parmi ceux-ci, le moment du a l'excentrement des cables de precontrainte est : -3.17 tm/m.

(1) Voir commentaires detaillés page suivante.

JUSTIFICATION DE LA SECTION D'ORDONNEE .000M
SITUEE A MI-PORTEE DE LA TRAVÉE 2

MOMENTS SOLLICITANT LA SECTION :

Moment du a la precontrainte (toutes pertes deduites) :	-3.61 tm/m	} (1)
Moment du au gradient thermique :	3.68 tm/m	
Moment du aux charges de superstructures :	2.77 tm/m	} (2)
Moment du aux charges d'exploitation (*) :	10.42 tm/m	

(*) Charges sans caractere particulier.

JUSTIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

Combinaisons etudiees :

-Construction (precontrainte seule)	Mc = -3.90 tm/m	} (3)
-Combinaison quasi-permanente	Mp = -.84 tm/m	
-Combinaison frequente	Mf = 5.41 tm/m	
-Combinaison rare	Mr = 11.42 tm/m	

Contraintes dans le beton sous les differentes combinaisons : (4)

	Mc	Mp	Mf	Mr
-en face superieure:	-5. t/m2	33. t/m2	118. t/m2	199. t/m2
-en face inferieure:	101. t/m2	56. t/m2	-29. t/m2	-111. t/m2
-au niveau du cable:	83. t/m2	52. t/m2	-4. t/m2	-57. t/m2

(5)

ATTENTION : Contrainte limite atteinte sous charges d'exploitation .
Revoir le dimensionnement de la precontrainte.

ARMATURES PASSIVES TRANSVERSALES :

La section d'armatures passives transversales a mettre en oeuvre en face superieure du tablier est : .0007 m2/m.

(6)

MOMENTS RESISTANTS A L'ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE : (7)

- Moment resistant positif	Mup= 15.90 tm/m
- Moment resistant negatif	Mun= -17.16 tm/m

Ces valeurs sont a comparer a celles des moments sollicitant effectivement la section etudiee. Parmi ceux-ci, le moment du a l'excentrement des cables de precontrainte est : -3.17 tm/m.

COMMENTAIRES

- ① - Valeurs calculées par le programme (voir pages 45 et 46). En particulier :

$$M_p = 29,5 \cdot (-0,217) \cdot 0,563 = -3,60 \text{ tm/m}$$

- ② - Valeurs entrées en données (voir tableau page 28)

- ③ - Voir Guide de conception §3.1.2. page 70.

$$M_C = 31,9 \cdot (-0,217) \cdot 0,563 = -3,90 \text{ tm/m}$$

$$M_p = -3,61 + 2,77 = -0,84 \text{ tm/m}$$

$$M_f = -3,61 + 2,77 + 0,6 \cdot 10,42 = 5,41 \text{ tm/m}$$

$$M_r = -3,61 + 2,77 + 10,42 + 0,5 \cdot 3,68 = 11,42 \text{ tm/m}$$

- ④ - Voir Guide de conception §3.1.5. page 72.

Par exemple, pour M_C :

$$\text{- face supérieure : } \frac{31,9}{0,665} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,563 \cdot 0,217}{0,665}\right) = -4,91 \text{ t/m}^2$$

$$\text{- face inférieure : } \frac{31,9}{0,665} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,563 \cdot 0,217}{0,665}\right) = 100,75 \text{ t/m}^2$$

$$\text{- au niveau du câble : } \frac{31,9}{0,665} \left(1 + \frac{12 \cdot 0,563 \cdot 0,217^2}{0,665^2}\right) = 82,48 \text{ t/m}^2$$

- ⑤ - Contrainte de traction négligeable. On ne tient pas compte de cet avertissement.

- ⑥ - Voir Guide de conception §3.1.6. page 74.

$$\text{Ici } A_s = \frac{H}{1000} = 6,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- ⑦ - A l'état limite ultime, les efforts sont évalués avec le coefficient de Poisson nul (Cf. page 77). Ce qui donne dans la section étudiée :

$$M_{ul} = 1,35 M_{gs} + M_p + 1,6 M_{rn} + 1,5 M_t$$

Avec :

$$M_{gs} = 0 \text{ (poids des superstructures)}$$

$$M_p = -3,17 \text{ tm/ml (précontrainte)}$$

$$M_{rn} = \left\{ \begin{array}{l} + 5,364 \text{ tm/ml} \\ - 1,727 \text{ tm/ml} \end{array} \right\} \quad \text{(charge B)} \quad \left. \vphantom{M_{rn}} \right\} \text{ Cf. page 77}$$

$$M_t = \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ - 1,248 \text{ tm/ml} \end{array} \right\} \quad \text{(trottoirs)}$$

Il vient :

$$M_{ul} = \left\{ \begin{array}{ll} + 5,41 \text{ tm/ml} & < 15,90 \\ - 7,81 \text{ tm/ml} & > -17,16 \end{array} \right.$$

La sécurité vis-à-vis de la résistance ultime est donc vérifiée pour cette section.

JUSTIFICATION DE LA SECTION D'ORDONNEE -3.475M
SITUEE A MI-PORTEE DE LA TRAVEE 2

MOMENTS SOLLICITANT LA SECTION :

Moment du a la precontrainte (toutes pertes deduites) :	-4.39 tm/m
Moment du au gradient thermique :	3.68 tm/m
Moment du aux charges de superstructures :	2.13 tm/m
Moment du aux charges d'exploitation (*) :	8.70 tm/m

(*) Charges sans caractere particulier.

JUSTIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

Combinaisons etudiees :

-Construction (precontrainte seule)	Mc = -4.76 tm/m
-Combinaison quasi-permanente	Mp = -2.26 tm/m
-Combinaison frequente	Mf = 2.96 tm/m
-Combinaison rare	Mr = 8.28 tm/m

Contraintes dans le beton sous les differentes combinaisons :

	Mc	Mp	Mf	Mr
-en face superieure:	-17. t/m ²	14. t/m ²	84. t/m ²	157. t/m ²
-en face inferieure:	112. t/m ²	75. t/m ²	4. t/m ²	-68. t/m ²
-au niveau du cable:	90. t/m ²	64. t/m ²	18. t/m ²	-29. t/m ²

ARMATURES PASSIVES TRANSVERSALES :

La section d'armatures passives transversales a mettre en oeuvre en face superieure du tablier est : .0007 m²/m.

MOMENTS RESISTANTS A L'ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE :

- Moment resistant positif	Mup= 15.88 tm/m
- Moment resistant negatif	Mun= -17.16 tm/m

Ces valeurs sont a comparer a celles des moments sollicitant effectivement la section etudiee. Parmi ceux-ci, le moment du a l'excentrement des cables de precontrainte est : -4.06 tm/m.

JUSTIFICATION DE LA SECTION D'ORDONNEE -3.475M
SITUEE A MI-PORTEE DE LA TRAVEE 2

MOMENTS SOLLICITANT LA SECTION :

Moment du a la precontrainte (toutes pertes deduites) :	-4.39 tm/m
Moment du au gradient thermique :	3.68 tm/m
Moment du aux charges de superstructures :	1.72 tm/m
Moment du aux charges d'exploitation (*) :	-1.11 tm/m

(*) Charges sans caractere particulier.

JUSTIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

Combinaisons etudiees :

-Construction (precontrainte seule)	Mc = -4.76 tm/m
-Combinaison quasi-permanente	Mp = -2.67 tm/m
-Combinaison frequente	Mf = -3.34 tm/m
-Combinaison rare	Mr = -1.94 tm/m

Contraintes dans le beton sous les differentes combinaisons :

	Mc	Mp	Mf	Mr
-en face superieure:	-17. t/m ²	8. t/m ²	-1. t/m ²	18. t/m ²
-en face inferieure:	112. t/m ²	80. t/m ²	90. t/m ²	71. t/m ²
-au niveau du cable:	90. t/m ²	68. t/m ²	74. t/m ²	61. t/m ²

ARMATURES PASSIVES TRANSVERSALES :

La section d'armatures passives transversales a mettre en oeuvre en face superieure du tablier est : .0007 m²/m.

MOMENTS RESISTANTS A L'ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE :

- Moment resistant positif	Mup= 15.88 tm/m
- Moment resistant negatif	Mun= -17.16 tm/m

Ces valeurs sont a comparer a celles des moments sollicitant effectivement la section etudiee. Parmi ceux-ci, le moment du a l'excentrement des cables de precontrainte est : -4.05 tm/m.

JUSTIFICATION DE LA SECTION D'ORDONNEE -5.212M
SITUEE A MI-PORTEE DE LA TRAVEE 2

MOMENTS SOLLICITANT LA SECTION :

Moment du a la precontrainte (toutes pertes deduites) :	-5.36 tm/m
Moment du au gradient thermique :	3.68 tm/m
Moment du aux charges de superstructures :	1.28 tm/m
Moment du aux charges d'exploitation (*) :	4.34 tm/m

(*) Charges sans caractere particulier.

JUSTIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

Combinaisons etudiees :

-Construction (precontrainte seule)	Mc = -5.81 tm/m
-Combinaison quasi-permanente	Mp = -4.08 tm/m
-Combinaison frequente	Mf = -1.47 tm/m
-Combinaison rare	Mr = 2.10 tm/m

Contraintes dans le beton sous les differentes combinaisons :

	Mc	Mp	Mf	Mr
-en face superieure:	-31. t/m ²	-11. t/m ²	24. t/m ²	73. t/m ²
-en face inferieure:	127. t/m ²	99. t/m ²	64. t/m ²	16. t/m ²
-au niveau du cable:	99. t/m ²	80. t/m ²	57. t/m ²	26. t/m ²

ARMATURES PASSIVES TRANSVERSALES :

La section d'armatures passives transversales a mettre en oeuvre en face superieure du tablier est : .0007 m²/m.

MOMENTS RESISTANTS A L'ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE :

- Moment resistant positif	Mup= 15.85 tm/m
- Moment resistant negatif	Mun= -17.15 tm/m

Ces valeurs sont a comparer a celles des moments sollicitant effectivement la section etudiee. Parmi ceux-ci, le moment du a l'excentrement des cables de precontrainte est : -5.15 tm/m.

JUSTIFICATION DE LA SECTION D'ORDONNEE -5.212M
SITUEE A MI-PORTEE DE LA TRAVEE 2

MOMENTS SOLLICITANT LA SECTION :

Moment du a la precontrainte (toutes pertes deduites) :	-5.36 tm/m
Moment du au gradient thermique :	3.68 tm/m
Moment du aux charges de superstructures :	1.03 tm/m
Moment du aux charges d'exploitation (*) :	-.81 tm/m

(*) Charges sans caractere particulier.

JUSTIFICATION A L'ETAT LIMITE DE SERVICE :

Combinaisons etudiees :

-Construction (precontrainte seule)	Mc = -5.81 tm/m
-Combinaison quasi-permanente	Mp = -4.33 tm/m
-Combinaison frequente	Mf = -4.81 tm/m
-Combinaison rare	Mr = -3.30 tm/m

Contraintes dans le beton sous les differentes combinaisons :

	Mc	Mp	Mf	Mr
-en face superieure:	-31. t/m ²	-15. t/m ²	-21. t/m ²	-1. t/m ²
-en face inferieure:	127. t/m ²	103. t/m ²	109. t/m ²	89. t/m ²
-au niveau du cable:	99. t/m ²	83. t/m ²	87. t/m ²	73. t/m ²

ARMATURES PASSIVES TRANSVERSALES :

La section d'armatures passives transversales a mettre en oeuvre en face superieure du tablier est : .0007 m²/m.

MOMENTS RESISTANTS A L'ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE :

- Moment resistant positif	Mup= 15.85 tm/m
- Moment resistant negatif	Mun= -17.15 tm/m

Ces valeurs sont a comparer a celles des moments sollicitant effectivement la section etudiee. Parmi ceux-ci, le moment du a l'excentrement des cables de precontrainte est : -5.15 tm/m.

CALCULS COMPLEMENTAIRES

CALCULS COMPLÉMENTAIRES

1 - JUSTIFICATIONS VIS-À-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES

1.1. Efforts tranchants généraux

a) Sollicitations de calcul

Les efforts tranchants sur appui, exprimés en tonne, déterminés à partir de PSIDA (voir page 22 de la note en annexe), et calculés à l'état limite ultime sont les suivants :

	Valeurs maximales	Valeurs minimales
Travée 1 - appui gauche	218,2	- 23,8
appui droit	- 53,8	- 309,4
Travée 2 - appui gauche	365,1	56,8
appui droit	- 56,8	- 360,1

b) Justification du béton

La contrainte de cisaillement admissible est de $\bar{\tau}_u = f_{c28}/6 = 2550/6 = 425 \text{ t/m}^2$.

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = 1,5 \times \frac{360,1}{13,9 \cdot 0,615} = 63,2 \text{ t/m}^2 \text{ donc inférieure à la valeur admissible.}$$

c) Détermination des armatures

$$f_{t28} = 214 \text{ t/m}^2 \text{ d'où } f_{t28}/3 = 71,3 \text{ t/m}^2$$

Remarquons tout de suite que le terme ($\tau_u - f_{tj}/3$) est toujours négatif. La section d'armatures verticales à mettre en oeuvre devra donc être supérieure au ferraillement minimum : $At/b \cdot s_t > 10^{-4}$

Les espacements réglementaires sont :

- . dans le sens longitudinal : $s_t < 0,8 \times 0,615 = 0,49 \text{ m}$
- . dans le sens transversal : $s_t' < 0,665 \text{ m}$

Dans le sens longitudinal, nous retiendrons un espacement égal à celui des câbles de précontrainte, soit 0,44 m.

Dans le sens transversal, la largeur libre entre deux poutrelles étant : $1,39 - 0,30 = 1,09 \text{ m}$, nous retiendrons un espacement de 0,50 m en travée. En adoptant des HA 8, le volume relatif d'armatures devient :

$$\frac{0,395}{0,5 \times 0,44} \times 10^{-4} = 1,8 \times 10^{-4} > 10^{-4}$$

Dans le sens transversal, la largeur libre entre deux poutrelles étant : $1,39 - 0,30 = 1,09$ m, nous retiendrons un espacement de $0,50$ m en travée. En adoptant des HA 8, le volume relatif d'armatures devient :

$$\frac{0,395}{0,5 \times 0,44} \times 10^{-4} = 1,8 \times 10^{-4} > 10^{-4}$$

Remarque :

Dans le cas où un vérinage ultérieur s'avère nécessaire, il y a lieu de prévoir dans le béton des armatures de frettage et de poinçonnement.

2 - FERRAILLAGE ADOPTE

Nous résumons ci-après les principes de ferrailage du tablier.

2.1. Armatures longitudinales

a) En travée

Les sections requises sont les suivantes :

- . en face supérieure : 56 cm^2
- . en face inférieure : 103 cm^2

Nous prévoirons

- . en face supérieure : 73 barres HA 10 soit $57,3 \text{ cm}^2$
- . en face inférieure : 60 barres HA 14 soit $92,4 \text{ cm}^2$

D'autre part, la prédalle étant armée d'un treillis soudé PS 106 disposé sur le bac métallique, la section d'acier effectivement mise en oeuvre à la face inférieure est :

$$92,4 + (13,9 - 12 \times 0,3) \times 2,83 = 121,5 \text{ cm}^2$$

b) Sur appui

Les sections requises sont :

- . en face supérieure : 278 cm^2
- . en face inférieure : 56 cm^2

Nous prévoirons :

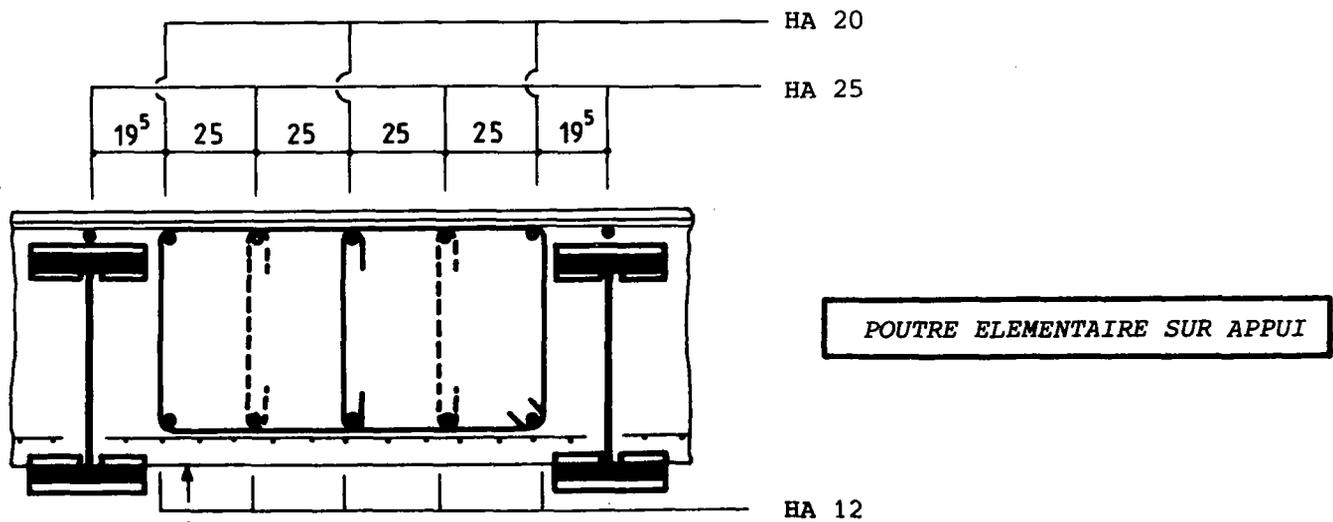
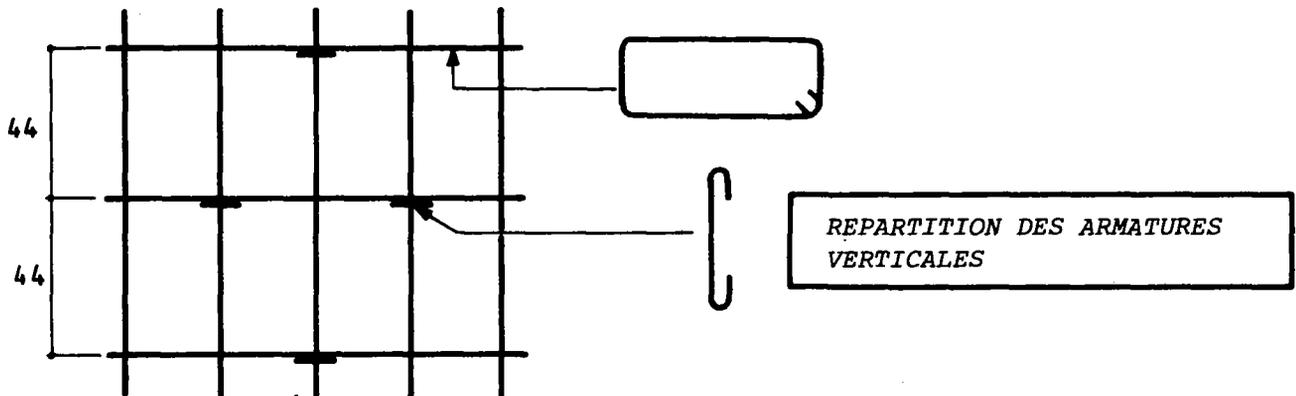
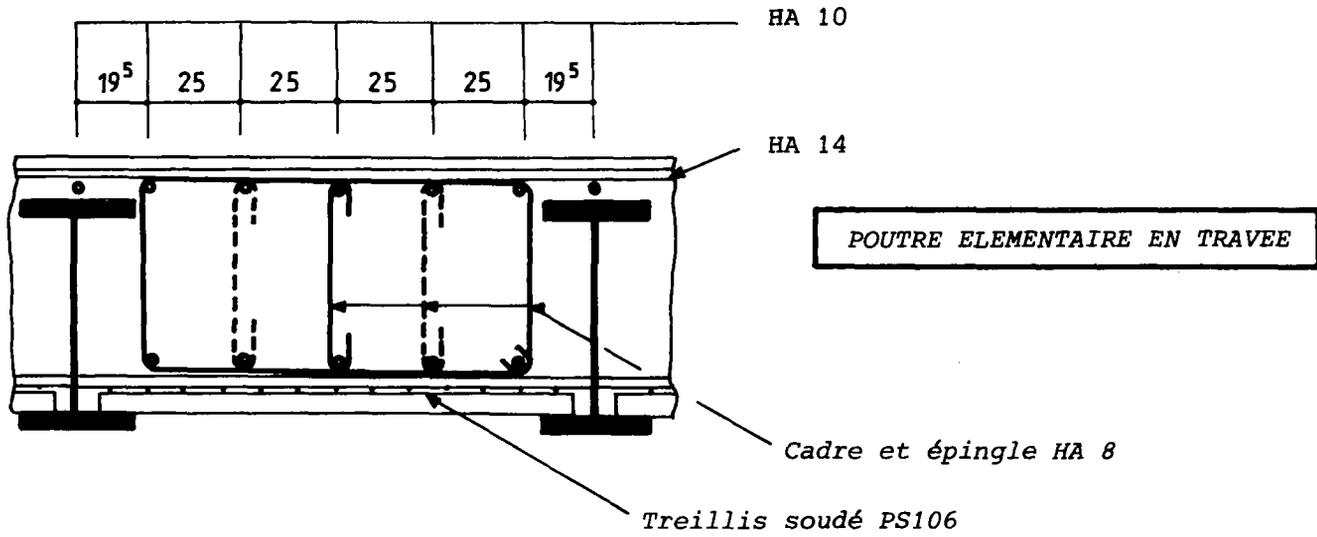
- . en face supérieure : 37 barres HA 25 + 36 barres HA 20 soit $294,7 \text{ cm}^2$
- . en face inférieure : 60 barres HA 12 soit $67,8 \text{ cm}^2$

2.2. Armatures transversales supérieures

La section à prévoir est de $7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Nous retiendrons 5 HA 14 par mètre soit $7,7 \text{ cm}^2/\text{m}$.

2.3. Schémas de ferrailage



prédalle localement supprimée (assurer cependant la continuité du treillis soudé).

2.4. Calcul des chevêtres incorporés

a) Appuis intermédiaires

- . Valeur minimale de la précontrainte, toutes pertes déduites : $P = 38,9 \text{ t/m}$
- . Espacement entre appareils d'appui : $1,39 / \sin(90 \text{ gr}) = 1,41 \text{ m}$

On remarquera que cet espacement est très proche de l'espacement déterminé par PSIDA, bien que ce dernier n'ait pris en compte que 10 appareils d'appui par ligne.

$$\text{. Largeur du chevêtre : } a = 1,41 \times 2/3 = 0,94 \text{ m}$$

. Réaction maximale d'appui, compte tenu des coefficients d'inégalité de répartition (page 32 de PSIDA) :

$$\begin{aligned} R_{gs} &= 163,4 \times 1,009/11 = 15,0 \text{ t} \\ R_q (A_1) &= 206,4 \times 1,484/11 = 27,9 \text{ t} \\ R_q (B_c) &= 150,8 \times 3,202/11 = 43,9 \text{ t} \\ R_q (B_t) &= 65,0 \times 3,583/11 = 21,2 \text{ t} \end{aligned}$$

D'où la réaction maximale à l'ELS :

$$R_{\max} = 15,0 + 1,2 \times 43,9 = 67,7 \text{ t}$$

Section d'aciers en face supérieure :

$$N = 38,9 \times 0,94/\sin(90 \text{ gr}) = 37 \text{ t}$$

$$M = 38,9 \times (-0,2175) \times \frac{(1,41^2-1)}{1,41^2} \times 0,94/\sin(90 \text{ gr})$$

$$- 67,7 \times \frac{1,41}{12} \times \sin^2(90 \text{ gr}) = - 11,81 \text{ tm}$$

. hauteur de la poutre $h = 0,69 \text{ m}$ et $d = 0,65 \text{ m}$

$$e = \left(\frac{- 11,81}{37} - 0,2175 \right) = - 0,54 \text{ d'où } M = 19,86 \text{ tm}$$

$$\text{En première approximation } A = \frac{19,86}{0,9 \times 0,65 \times 2,4} - \frac{37}{2,4} < 0$$

On prévoira le pourcentage minimum en face supérieure.

Section d'acier en face inférieure

$$N = 38,9 \times 0,94/\sin(90 \text{ gr}) = 37 \text{ t}$$

$$M = 37,0 \times (-0,2175) \times \frac{(1,41^2-1)}{1,41^2} \times 0,94/\sin(90 \text{ gr})$$

$$+ 67,7 \times \frac{1,41}{12} \times \sin^2(90 \text{ gr}) = 3,95 \text{ tm}$$

En négligeant les aciers, les contraintes sur le béton sont :

$$\sigma_s = \frac{37}{0,69 \times 0,94} + \frac{0,95 \times 6}{0,94 \times 0,69^2} = 110,0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = 4,9 \text{ t/m}^2$$

b) Appuis extrêmes

. largeur du chevêtre : $a = 1,41/3 + 0,40/\sin(90 \text{ gr}) = 0,875 \text{ m}$

. réaction maximale d'appui :

$$R_{gs} = 33,7 \times 1,009/11 = 3,1 \text{ t}$$

$$R_q(A1) = 102,4 \times 1,484/11 = 13,8 \text{ t}$$

$$R_q(Bc) = 88,1 \times 3,202/11 = 25,6 \text{ t}$$

$$R_q(Bt) = 20,9 \times 3,583/11 = 6,8 \text{ t}$$

$$\text{d'où } R_{\max} = 3,1 + 1,2 \times 25,6 = 33,8 \text{ t}$$

Section d'aciers en face supérieure

$$N = 38,9 \times 0,875 \times \sin^2(90 \text{ gr}) = 33,2 \text{ t}$$

$$M = 33,2 \times (-0,2175) \times \frac{1,41^2 - 1}{1,41^2} \times 0,875 \times \sin(90 \text{ gr}) \\ - 33,8 \times \frac{1,41}{12} = -7,07 \text{ tm}$$

$$\text{d'où } e = \frac{-7,07}{33,2} - 0,2175 = -0,430 \text{ m}$$

$$\text{et } M = -14,3 \text{ tm}$$

$$\text{Avec } d = 0,63 \text{ m, } A = \frac{14,3}{0,9 \times 0,63 \times 2,4} - \frac{33,2}{2,4} < 0$$

Toutefois, nous prévoirons 4 HA 16 disposés parallèlement à la ligne d'appui en renfort au ferrailage transversal perpendiculaire au bord libre.

Section d'aciers en face inférieure

$$N = 33,2 \text{ t}$$

$$M = 33,2 \times (-0,2175) \times \frac{1,41^2 - 1}{1,41^2} \times 0,875 \times \sin(90 \text{ gr}) + 33,8 \times \frac{1,41}{12} = -0,87 \text{ tm}$$

d'où les contraintes (en négligeant les aciers passifs) :

$$\sigma_s = \frac{33,2}{0,69 \times 0,875} - \frac{0,87 \times 6}{0,875 \times 0,69^2} = 43,7 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = 66,2 \text{ t/m}^2$$

Remarque :

Lorsqu'un vérinage ultérieur du tablier est nécessaire et que les vérins prennent appui sur le béton, il y a lieu, dans le calcul des chevêtres, de tenir compte de la réaction d'appui due au poids de la structure. D'autre part, il faut alors vérifier le béton au poinçonnement, ce qui conduit en général à augmenter localement le pourcentage d'armatures verticales d'effort tranchant.

ANNEXE
NOTE DE CALCUL PSIDA_EL
(préalable à un calcul psi~pap)

B - CARTES GÉNÉRALISANT LES CHARGES (CAS DE CHARGES NON CONFORMES AU FASCICULE 61 - TITRE II)

B1	N _{CM}	NES	TYPES	ES AV	ES AR	LONG ENC	LARG ENC	LARG ES	DYNA	DYNAM	CDTB(1)	CDTB(2)	CDTB(3)	CDTB(4)	CDTB(5)	CDTB(6)	Seulement si chiffre des centaines de B=1
B2	ABESS 1	POESS 1	ABESS 2	POESS 2	ABESS 3	POESS 3	ABESS 4	POESS 4	ABESS 5	POESS 5	ABESS 6	POESS 6					
B3	PAS	A0	A1	A2	A3	A4	L VOIE	CDTA (1)	CDTA (2)	CDTA (3)	CDTA (4)	CDTA (5)	CDTA (6)	Seulement si chiffre des centaines de A=1			
B4	TITRE	IDYCHA	DYCHA	POICHA	LMAX	LMIN	LARGCHA	LOCHE	CHELA	ESCHE	Seulement si chiffre des centaines de CE ≥ 1 Remplir un nombre de lignes B4 égal à ce chiffre						
B4	TITRE	IDYCHA	DYCHA	POICHA	LMAX	LMIN	LARGCHA	LOCHE	CHELA	ESCHE							
B4	TITRE	IDYCHA	DYCHA	POICHA	LMAX	LMIN	LARGCHA	LOCHE	CHELA	ESCHE							
B4	TITRE	IDYCHA	DYCHA	POICHA	LMAX	LMIN	LARGCHA	LOCHE	CHELA	ESCHE							

C - CARTES BA GÉNÉRALISÉES

C1	X _b	$\sigma_{s1} t/m^2$	$\sigma_{s2} t/m^2$	$\sigma_{s3} t/m^2$	$\sigma_{s4} t/m^2$		Seulement si chiffre des unités de GENRE = 1									
C2	γ_{QC} Etat-limite de service				γ_{QL} ultime			γ_{QC} ultime								
	COEFC A	COEFC B	COEFC M	COEFC I	γ_{F3}	γ_{F1}^{Gmax}	γ_{F1}^{Gmin}	γ_{QCA}	δ_{QCB}	δ_{QCM}	δ_{QT}	δ_s	γ_b	e_s	e_{bc2}	e_{bc3}
C3	F_v	t/m^2	E_i/E_v	n	Seulement si le chiffre des unités de BA = 1				Seulement si le chiffre des centaines de BA = 1							

MINISTERE DE L'URBANISME DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS
SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES (S.E.T.R.A.)

DEPARTEMENT DES OUVRAGES D'ART

```
XXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXX XXXX XXXXXXXX  XXXXXXXXXXX XXXXXXXXXXXX  XX
XXXXXXXXXXXX XXXXXXXXXXXXXXX XXXX XXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXXXX XXXXXXXXXXXXXXX  XX
XX      XX  XX      XX      XX  XX      XX  XX      XX      XX      XX      XX      XX
XX      XX  XX      XX      XX  XX      XX  XX      XX      XX      XX      XX      XX
XX      XX  XX      XX      XX  XX      XX  XX      XX      XX      XX      XX      XX
XXXXXXXXXXXX XXXXXXXXXXXXXXX  XX  XX      XX  XXXXXXXXXXXXXXX  XXXX  XXXXXXXXXXXXXXX  XX
XXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXXXX  XX  XX      XX  XXXXXXXXXXXXXXX  XXXX  XXXXXXXXXXXXXXX  XX
XX      XX  XX      XX      XX  XX      XX  XX      XX      XX      XX      XX      XX
XX      XX  XX      XX      XX  XX      XX  XX      XX      XX      XX      XX      XX
XX      XX  XX      XX      XX  XX      XX  XX      XX      XX      XX      XX      XX
XXXX  XXXXXXXXXXXXXXX  XXXX  XXXXXXXX  XXXX  XXXX  XXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXXXX
XXXX  XXXXXXXXXXXXXXX  XXXX  XXXXXXXX  XXXX  XXXX  XXXXXXXXXXXXXXX  XXXXXXXXXXXXXXX
```

NOTE DE CALCUL DE PONT DALLE D'INERTIE CONSTATE EN BETON ARME

PSIDA - E L ** V E R S I O N 8 4 - 1

PSIPAP: MODELE D'APPLICATION

OUVRAGE A TROIS TRAVEES

CALCUL

-LA REMISE A UN ENTREPRENEUR DE LA PRESENTE NOTE DE CALCUL N'ATTENUE EN RIEN SA RESPONSABILITE ET NE LE DISPENSE PAS NOTAMMENT DES OBLIGATIONS QUI LUI INCOMBENT EN VERTU DE L'ARTICLE 29 DU CAHIER DES CLAUSES ADMINISTRATIVES GENERALES (CCAG)

-DE MEME, SA REMISE A UN BUREAU D'ETUDES NE DECHARGE PAS CELUI-CI DE SA RESPONSABILITE DE CONCEPTEUR, NOTAMMENT EN CE QUI CONCERNE LE CHOIX DES DONNEES ET LES ADAPTATIONS EVENTUELLES A SON PROJET DES RESULTATS DU CALCUL

* * *

CARACTERISTIQUES LONGITUDINALES

NOMBRE DE TRAVEES	3	BIAIS GEOMETRIQUE = 90.000 GRADES			LONGUEUR TOTALE = 54.400 M
PORTEES	0.400 M	14.500 M	24.600 M	14.500 M	0.400 M

CARACTERISTIQUES TRANSVERSALES DU TABLIER

1.700 M	0.0 M	10.500 M	0.0 M	1.700 M
---------	-------	----------	-------	---------

CARACTERISTIQUES TRANSVERSALES DE LA DALLE PORTEUSE

EN HAUTEUR	H DALLE 1 = 0.720 M	H DALLE 2 = 0.720 M	H DALLE 3 = 0.0 M
EN LARGEUR	E DALLE 1 = 13.900 M	E DALLE 2 = 0.0 M	E DALLE 3 = 0.0 M
EPAISSEUR DE LA CHAUSSEE	H CHAU = 0.080 M		

CARACTERISTIQUES DE LA DALLE RECTANGULAIRE EQUIVALENTE

H DALLE = 0.720 M	E DALLE = 13.900 M
-------------------	--------------------

INERTIE = 0.432346 M4

1

DONNEES RELATIVES AUX LIGNES D'APPUI

NOMBRE D'APPUIS	10	10	10	10
TYPE	1	1	1	1
ESPACEMENT D'AXE EN AXE	1.42 M	1.42 M	1.42 M	1.42 M

* * *

ACTIONS PERMANENTES ET VARIABLES

* * *

TASSEMENTS D'APPUI

PROBABLES	0.0 M	0.0 M	0.0 M	0.0 M
ALEATOIRES	0.0 M	0.0 M	0.0 M	0.0 M

CHARGES PERMANENTES : OSSATURE = (25.230 , 25.230) T/ML ; QSUP = (7.250 , 5.840) T/ML

CLASSE DU PONT = 1

CHARGES D'EXPLOITATION : PSTROT = 0.150 T/M2 A BC BT
LES COEFFICIENTS DE PRISE EN COMPTE DES CHARGES (GAMMA Q) SONT DEFINIS PAR LES D.C. 1979

COMMENTAIRES

① - Valeur servant au calcul des déformations (cf. page 33 de la présente note de calcul)

ETAT-LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES

LA FISSURATION EST CONSIDEREE COMME PREJUDICIABLE

LES COEFFICIENTS GAMMA DE L'ETUDE AUX ETATS-LIMITES SONT DEFINIS PAR LES DIRECTIVES COMMUNES DE 1979:

POUR LA PRISE EN COMPTE DES CHARGES D'EXPLOITATION (GAMMA QC) :					
	TROTTOIRS	CHARGE A	CHARGES B	CHARGES PARTICULIERES	
ETATS LIMITES DE SERVICE	1.000	1.200	1.200	1.000	1.000
ETATS LIMITES ULTIMES	1.420	1.420	1.420	1.200	1.200
AUTRES COEFFICIENTS :					
	GAMMA F3	GAMMA QL1	GAMMA QL2	GAMMA B	GAMMA S
	1.125	1.200	0.900	1.500	1.150

* CHARGES (ACTIONS) *

CHARGES PERMANENTES (EN T/ML)

	OSSATURE	SUPERSTRUCTURES	TOTAL
VALEURS MOYENNES	25.230	6.545	31.775
VALEURS CARACTERISTIQUES MAXIMALES	25.230	7.250	32.480
VALEURS CARACTERISTIQUES MINIMALES	25.230	5.840	31.070

>>> POUR MEMOIRE : MASSE VOLUMIQUE DU BETON = 2.521 T/M3

CHARGES D'EXPLOITATION A CARACTERE NORMAL - NOMBRE DE VOIES CHARGEABLES " 3

* RELEVANT DU TITRE II DU FASC. 61 (1971) L'OUVRAGE EST DE CLASSE 1

CHARGE GENERALE DE TROTTOIRS 0.150T/M2

CHARGE A(L) - LARGEUR NOMINALE D'UNE VOIE = 3.500 M

CHARGES BC , BT

COMMENTAIRES

① Ces valeurs sont utilisés pour calculer les moments dus au poids de superstructures M_{gs} (cf. BLOC 9 de la notice d'utilisation PSIPAP) à partir des moments dus à l'ensemble des charges permanentes M_{cp} (cf. colonne 3, pages 18 et 20 de cette note de calcul).

$M_{gs} = K.M_{cp}$, avec :

$K = 7,250/32,480 = 0,223$ pour valeurs caractéristiques maximales des charges

$K = 5,840/31,070 = 0,188$ pour valeurs caractéristiques minimales des charges

EQUATIONS DES LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR APPUIS

CUBIQUE DE LA FORME $A \cdot X^3 + B \cdot X^2 + C \cdot X$
 X ETANT L'ABSCISSE RELATIVE DE LA FORCE DANS LA TRAVÉE

* *
 *

SECTION SUR	FORCE DANS LA	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3
APPUI 2	A	2.983903	-11.290279	0.938670
	B	0.0	25.765564	-2.816010
	C	-2.983903	-14.475296	1.877340
APPUI 3	A	-0.938670	11.290279	-2.983903
	B	0.0	-8.105284	8.951710
	C	0.938670	-3.185003	-5.967807

AIRES DES LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR APPUIS

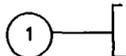
SECTION SUR	AIRE TOTALE	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3
APPUI 2	-43.618	-10.817	-36.204	3.403
APPUI 3	-43.618	3.403	-36.204	-10.817

ABSCISSES DES FOYERS PAR RAPPORT A L'APPUI DE GAUCHE DE LA TRAVÉE

	TRAVÉE 1	TRAVÉE 2	TRAVÉE 3
FOYER DE GAUCHE		5.887	2.475
FOYER DE DROITE	12.025	18.713	

COMMENTAIRES

- ① - Valeurs introduites en données dans PSIPAP (Cf. BLOC 8, notice d'utilisation PSIPAP) et utilisées dans le calcul des moments hyperstatiques dus au retrait du béton
- ② - Valeurs introduites en données dans le programmes PSIPAP (Cf. BLOC 7, notice d'utilisation PSIPAP) et utilisés dans le calcul des moments sous poids propre et sous poids du béton frais intéressant une poutrelle.



MOMENTS FLECHISSANTS ET SECTIONS D'ACIER EN TRAVÉE 1
SOUS LA CHARGE PERMANENTE LES TASSEMENTS ET LES DIFFERENTS CAS DE SURCHARGE

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	CHARGE PERMANENTE	TASSEMENTS D'APPUI		SURCHARGES NON PONDEREES				MOMENTS EXTREMES PONDERES		SECTIONS D'ACIER CORRESPONDANTES	
			E.L.S.	E.L.U.	A	B	C.E.	TROTTOIRS	E.L.S.	E.L.U.	E.L.S.	E.L.U.
0.0 L	0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0
0.05L	0.725	91.35 87.39	0.0 0.0	0.0 0.0	69.33 -21.03	69.60 -17.87	0.0 0.0	2.80 -0.98	177.67 61.17	238.99 53.31	0.0132 0.0	0.0105 0.0
0.10L	1.450	165.63 158.44	0.0 0.0	0.0 0.0	130.47 -42.06	124.87 -35.75	0.0 0.0	5.29 -1.97	327.48 106.01	440.48 90.09	0.0244 0.0	0.0195 0.0
0.20L	2.900	262.97 251.56	0.0 0.0	0.0 0.0	228.21 -84.12	204.96 -71.50	0.0 0.0	9.30 -3.94	548.12 146.68	734.43 114.04	0.0407 0.0	0.0332 0.0
0.30L	4.350	292.03 279.35	0.0 0.0	0.0 0.0	293.21 -126.17	254.72 -107.25	0.0 0.0	12.03 -5.90	655.91 122.04	881.86 71.85	0.0489 0.0	0.0403 0.0
0.40L	5.800	252.79 241.82	0.0 0.0	0.0 0.0	325.47 -168.23	276.00 -143.00	0.0 0.0	13.50 -7.87	656.85 32.07	882.76 -36.48	0.0490 0.0	0.0404 0.0016
0.50L	7.250	145.27 138.96	0.0 0.0	0.0 0.0	324.99 -210.29	277.22 -178.75	0.0 0.0	13.68 -9.84	548.94 -123.23	737.15 -210.96	0.0409 0.0092	0.0334 0.0092
0.60L	8.700	-29.22 -30.55	0.0 0.0	0.0 0.0	291.78 -252.35	256.63 -214.50	0.0 0.0	12.60 -11.81	333.51 -345.17	456.66 -463.23	0.0249 0.0257	0.0203 0.0206
0.70L	10.150	-262.73 -274.65	0.0 0.0	0.0 0.0	225.84 -294.40	217.52 -250.25	0.0 0.0	10.24 -13.78	18.51 -641.71	111.12 -863.10	0.0014 0.0478	0.0048 0.0394
0.80L	11.600	-561.56 -587.05	0.0 0.0	0.0 0.0	127.16 -336.46	155.51 -286.00	0.0 0.0	6.60 -15.74	-368.35 -1006.55	-309.62 -1355.16	0.0 0.0751	0.0 0.0642
0.90L	13.050	-925.72 -967.73	0.0 0.0	0.0 0.0	65.84 -378.52	75.83 -321.75	0.0 0.0	2.94 -18.96	-831.79 -1440.92	-811.46 -1941.41	0.0 0.1074	0.0 0.0968
0.95L	13.775	-1132.30 -1183.68	0.0 0.0	0.0 0.0	53.32 -399.55	36.26 -339.62	0.0 0.0	2.21 -22.15	-1066.11 -1685.29	-1057.75 -2271.63	0.0 0.1257	0.0 0.1171
1.00L	14.500	-1355.20 -1416.70	0.0 0.0	0.0 0.0	52.98 -422.93	38.17 -357.49	0.0 0.0	2.06 -26.24	-1289.56 -1950.46	-1284.21 -2630.10	0.0 0.1454	0.0 0.1412



COMMENTAIRES

- ①- Les valeurs encadrées sont susceptibles d'être utilisées en données pour le programme PSIPAP.
- ②- Pour la justification à l'état limite ultime de résistance, ces valeurs de moments ultimes de calcul sont à comparer à celles de moments ultimes limites évaluées par la note de calcul PSIPAP.
- ③- Les valeurs maximale et minimale des moments dus au poids des superstructures à l'abscisse 1,00 l de la travée
 $1 : M_{gs} \max = K \cdot m_{cp} \max = 0,188 \times (-1355,20) = -254,78 \text{ tm}$
 $M_{gs} \min = K \cdot m_{cp} \min = 0,223 \times (-1416,70) = -316,23$
 (voir commentaires de la page 4 de la présente note de calcul pour les valeurs de K)
- ④- Valeurs M_g du BLOC 9 de la notice d'utilisation PSIPAP, obtenues après avoir pondéré ces moments par les coefficients des combinaisons rares en E.L.S.

MOMENTS FLECHISSANTS ET SECTIONS D'ACIER EN TRAVÉE 2
SOUS LA CHARGE PERMANENTE LES TASSEMENTS ET LES DIFFERENTS CAS DE SURCHARGE

SECTION	ABSCISSE CUMULEE	CHARGE PERMANENTE	TASSEMENTS D'APPUJ		SURCHARGES NON PONDEREES				MOMENTS EXTREMES PONDERES		SECTIONS D'ACIER CORRESPONDANTES	
			E.L.S.	E.L.U.	A	B	C.E.	TROTTOIRS	E.L.S.	E.L.U.	E.L.S.	E.L.U.
0.0 L	14.500	-1355.20 -1416.71	0.0 0.0	0.0 0.0	52.98 -422.93	38.17 -357.49	0.0 0.0	2.06 -26.24	-1289.57 -1950.46	-1284.21 -2630.10	0.0 0.1454	0.0 0.1412
0.05L	15.730	-908.85 -949.88	0.0 0.0	0.0 0.0	47.52 -303.83	30.19 -282.05	0.0 0.0	1.96 -18.32	-849.67 -1332.79	-840.97 -1796.97	0.0 0.0994	0.0 0.0884
0.10L	16.960	-509.10 -532.20	0.0 0.0	0.0 0.0	61.67 -207.14	70.33 -190.60	0.0 0.0	2.67 -12.04	-422.03 -792.81	-398.84 -1068.61	0.0 0.0591	0.0 0.0495
0.20L	19.420	155.75 148.99	0.0 0.0	0.0 0.0	193.03 -124.14	169.55 -91.91	0.0 0.0	7.34 -5.19	394.72 -5.17	530.35 -55.75	0.0294 0.0004	0.0237 0.0024
0.30L	21.880	647.14 619.05	0.0 0.0	0.0 0.0	317.59 -102.00	302.29 -78.14	0.0 0.0	14.86 -4.49	1043.11 492.16	1404.73 456.67	0.0778 0.0	0.0668 0.0
0.40L	24.340	941.98 901.09	0.0 0.0	0.0 0.0	423.04 -80.52	382.57 -77.81	0.0 0.0	19.80 -4.49	1469.42 799.96	1979.10 776.53	0.1096 0.0	0.0990 0.0
0.50L	26.800	1040.26 995.10	0.0 0.0	0.0 0.0	458.19 -80.52	393.87 -77.48	0.0 0.0	21.44 -4.49	1611.53 893.98	2170.56 871.72	0.1202 0.0	0.1107 0.0
0.60L	29.260	941.98 901.09	0.0 0.0	0.0 0.0	423.04 -80.52	380.27 -77.76	0.0 0.0	19.80 -4.49	1469.42 799.96	1979.10 776.53	0.1096 0.0	0.0990 0.0
0.70L	31.720	647.14 619.05	0.0 0.0	0.0 0.0	317.59 -102.00	302.58 -78.11	0.0 0.0	14.86 -4.49	1043.11 492.16	1404.73 456.67	0.0778 0.0	0.0668 0.0
0.80L	34.180	155.75 148.99	0.0 0.0	0.0 0.0	193.03 -124.14	166.02 -91.93	0.0 0.0	7.34 -5.19	394.72 -5.17	530.34 -55.76	0.0294 0.0004	0.0237 0.0024
0.90L	36.640	-509.09 -532.20	0.0 0.0	0.0 0.0	61.68 -207.14	69.74 -190.57	0.0 0.0	2.67 -12.04	-422.73 -792.81	-399.77 -1068.61	0.0 0.0591	0.0 0.0495
0.95L	37.870	-908.84 -949.88	0.0 0.0	0.0 0.0	47.52 -303.83	30.18 -262.30	0.0 0.0	1.96 -18.32	-849.67 -1332.79	-840.96 -1796.97	0.0 0.0994	0.0 0.0884
1.00L	39.100	-1355.21 -1416.71	0.0 0.0	0.0 0.0	52.98 -422.93	38.15 -357.12	0.0 0.0	2.06 -26.24	-1289.57 -1950.46	-1284.22 -2630.10	0.0 0.1454	0.0 0.1412

2

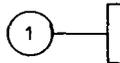
1

COMMENTAIRES

- ① - Ces valeurs de moments ultimes de calcul sont à comparer à celle de moments ultimes limites évaluées par la note de calcul PSIPAP.
- ② - Les valeurs maximale et minimale des moments M_q sous charges d'exploitation aux combinaisons rares en E.L.S. (Cf. BLOC 9, notice d'utilisation PSIPAP) à l'abscisse 0,5 l de la travée 2 sont :

$$M_{qmax} = 458,19 \times 1,2 + 21,44 = 571,27 \text{ tm}$$

$$M_{qmin} = - 89,52 \times 1,2 = 4,49 = -101,11 \text{ tm}$$



EFFORTS TRANCHANTS SUR APPUIS
SOUS LA CHARGE PERMANENTE ET LES DIFFERENTS CAS DE SURCHARGE POUR LA LARGEUR TOTALE

* * *

	CHARGE PERMANENTE	CHARGE A	CHARGE B	CHARGE C	TROTTOIRS	ETATS-LIMITES SERVICE ULTIME	
TRAVEE 1 COTE GAUCHE	137.8 131.8	101.3 -29.0	106.4 -24.7	0.0 0.0	4.1 -1.4	269.6 95.6	362.5 84.9
COTE DROIT	-318.7 -333.2	3.7 -124.5	2.6 -121.3	0.0 0.0	0.1 -6.2	-314.2 -488.8	-316.6 -658.6
TRAVEE 2 COTE GAUCHE	399.5 382.2	142.9 -9.0	146.0 -6.5	0.0 0.0	7.0 -0.4	581.8 371.0	783.8 372.0
COTE DROIT	-382.2 -399.5	9.0 -142.9	6.5 -142.0	0.0 0.0	0.4 -7.0	-371.0 -578.0	-372.0 -778.8



COMMENTAIRES

- ① - Ces données sont utilisées pour la justification vis-à-vis des sollicitations tangentes (Cf. page 56).
- ② - Les efforts tranchants dus au poids des superstructures sont obtenus en multipliant ces valeurs par les coefficients k calculés à la page 4 de cette note de calcul, soit 0,223 pour les valeurs caractéristiques maximales et 0,188 pour les valeurs caractéristiques minimales.

	Travée 1	Travée 2
Côté gauche	30,7	89,1
	24,8	71,9
Côté droit	- 59,9	- 71,9
	- 74,3	- 98,2

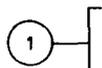
V_u est obtenu par :

$$V_u = (1,35 \text{ ou } 1) \cdot V_{qs} + \max(1,6 \cdot V_q; 1,35 \cdot V_{qrp}) + 1,6 V_{qt}$$

soit, par exemple pour la valeur maximale sur l'appui gauche :

$$V_{u\max} = 1,35 \cdot 30,7 + 1,6 \cdot 106,4 + 1,6 \cdot 4,1 = 218,2$$

$$V_{u\min} = 24,8 + 1,6 \cdot (-29,0) + 1,6 \cdot (-1,4) = -23,8$$



REACTIONS D APPUIS
SOUS LA CHARGE PERMANENTE ET LES DIFFERENTS CAS DE SURCHARGE POUR LA LARGEUR TOTALE

	CHARGES PERM.	TROTTOIRS	A (L)	* * *		C H A R G E S C	ETATS-LIMITES	
				BC	B		SERVICE	ULTIME
APPUI 1	151.0	3.6	102.4	88.1	62.5		277.5	373.3
	144.4	-1.3	-28.6	-20.9	-10.6		108.8	98.5
APPUI 2	732.7	11.9	206.4	150.8	65.0		992.3	1337.9
	700.9	-0.4	-12.2	-7.1	-5.5		685.8	689.5



COMMENTAIRES

- ① - Ces données sont utilisées pour le dimensionnement des appareils d'appui.
- ② - Les réactions d'appui dues au poids des superstructures sont obtenues en multipliant ces valeurs par les coefficients k calculés à la page 4 de cette note de calcul, à savoir :

Appui 1 $R_{gs \max} = 0,223 \times 151,0 = 33,7 \text{ t}$

$R_{gs \min} = 0,188 \times 144,4 = 27,2 \text{ t}$

Appui 2 $R_{gs \max} = 0,223 \times 732,7 = 163,4 \text{ t}$

$R_{gs \min} = 0,188 \times 700,9 = 131,8 \text{ t}$

PSIDAEI

ELEMENTS DE CALCUL DU MOMENT DE FLEXION TRANSVERSALE EN TRAVÉE 1

PAGE 24 **1** BIAIS MECANIQUE (PSI): 92.849 LONGUEUR EQUIVALENTE BIAISE (DB):13.507 LARGEUR EQUIVALENTE DROITE :13.900
 COEFFICIENT DE POISSON :0.200 AT(2*B/SIN(PSI)): 13.993 A2(2*B/DB*SIN(PSI)): 1.036
 LES LIGNES D INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FLEXION TRANSVERSALE SONT CALCULEES A PARTIR DE LA TRAVÉE DROITE EQUIVALENTE DE
 13.418M DE LONGUEUR ET 13.993M DE LARGEUR. (PARAMETRE D ENTRETOISEMENT 0.521)

TERMES MULTIPLICATEURS RELATIFS A L'ETALEMENT LONGITUDINAL DES CHARGES

CHARGE REPARTIE	ETALEMENT	HARMONIQUE 1					HARMONIQUE 3					HARMONIQUE 5				
BC	13.507	0.637					-0.212								0.127	
BT	2.630	0.984					0.885								0.653	
	2.480	0.986					0.880								0.688	

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FLEXION TRANSVERSALE (PAS 0.500)
 DE LA FIBRE 1 (AXE MECANIQUE)

HARMONIQUE 1														
	-0.0499	-0.0419	-0.0339	-0.0255	-0.0167	-0.0071	0.0035	0.0155	0.0291	0.0448	0.0629	0.0841	0.1088	0.1376
0.1678*	-0.0515	0.1315	0.1035	0.0798	0.0591	0.0415	0.0262	0.0130	0.0013	-0.0091	-0.0185	-0.0272	-0.0355	-0.0435
HARMONIQUE 3														
	-0.0018	-0.0020	-0.0022	-0.0025	-0.0028	-0.0032	-0.0034	-0.0035	-0.0031	-0.0018	0.0012	0.0069	0.0172	0.0349
0.0610*	-0.0018	0.0306	0.0146	0.0054	0.0004	-0.0021	-0.0032	-0.0035	-0.0034	-0.0031	-0.0027	-0.0024	-0.0021	-0.0019
HARMONIQUE 5														
	-0.0001	-0.0001	-0.0001	-0.0002	-0.0003	-0.0005	-0.0007	-0.0011	-0.0015	-0.0019	-0.0020	-0.0009	0.0030	0.0139
0.0366*	-0.0001	0.0332	0.0109	0.0019	-0.0013	-0.0020	-0.0018	-0.0014	-0.0010	-0.0007	-0.0004	-0.0003	-0.0002	-0.0001

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FLEXION TRANSVERSALE (PAS 0.500)
 DE LA FIBRE 2 A -3.475DE L'AXE MECANIQUE

HARMONIQUE 1														
	-0.0566	-0.0315	-0.0059	0.0209	0.0494	0.0805	0.1150	0.1500	0.1216	0.0975	0.0771	0.0599	0.0455	0.0333
0.1516*	-0.0298	0.0231	0.0145	0.0074	0.0014	-0.0037	-0.0079	-0.0116	-0.0147	-0.0174	-0.0198	-0.0219	-0.0240	-0.0259
HARMONIQUE 3														
	-0.0107	-0.0084	-0.0057	-0.0018	0.0045	0.0151	0.0328	0.0585	0.0311	0.0149	0.0055	0.0004	-0.0021	-0.0032
0.0602*	-0.0002	-0.0034	-0.0032	-0.0029	-0.0024	-0.0020	-0.0016	-0.0013	-0.0010	-0.0008	-0.0006	-0.0005	-0.0004	-0.0003
HARMONIQUE 5														
	-0.0021	-0.0022	-0.0023	-0.0023	-0.0012	0.0026	0.0130	0.0348	0.0116	0.0021	-0.0012	-0.0020	-0.0018	-0.0014
0.0366*	-0.0000	-0.0010	-0.0007	-0.0005	-0.0003	-0.0002	-0.0001	-0.0001	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000	-0.0000

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FLEXION TRANSVERSALE (PAS 0.500)
 DE LA FIBRE 4 A -5.213DE L'AXE MECANIQUE

HARMONIQUE 1														
	-0.0424	0.0005	0.0444	0.0903	0.1017	0.0823	0.0660	0.0522	0.0406	0.0309	0.0228	0.0160	0.0104	0.0057
0.1132*	-0.0167	0.0018	-0.0014	-0.0040	-0.0061	-0.0079	-0.0094	-0.0106	-0.0116	-0.0125	-0.0133	-0.0140	-0.0147	-0.0153
HARMONIQUE 3														
	-0.0183	-0.0034	0.0146	0.0401	0.0408	0.0205	0.0087	0.0021	-0.0013	-0.0029	-0.0034	-0.0034	-0.0031	-0.0026
0.0564*	-0.0001	-0.0022	-0.0018	-0.0014	-0.0011	-0.0009	-0.0007	-0.0005	-0.0004	-0.0003	-0.0002	-0.0002	-0.0001	-0.0001
HARMONIQUE 5														

COMMENTAIRES

① Ces valeurs sont introduites en données dans PSIPAP (Cf. BLOC 9, d'utilisation PSIPAP)

① — MOMENTS PRINCIPAUX DE FLEXION TRANSVERSALE MY MAXIMUM ET MINIMUM DES DIFFERENTES SECTIONS SUR LES FIBRES ETUDIEES POUR LA TRAVÉE 1 PAR METRE DE LARGEUR, COEFFICIENT DE POISSON = 0.20

②

SECTION	MY CP	MY A	MY B	MY TROT	MY C	MY PONDERE	
						E.L.S.	E.L.U.
FIBRE 1 0.500	8.062 7.712	6.469(3) 0.0 (0)	8.417(2) BT 0.0 (0)	0.0 -0.490	0.0 0.0	18.161 7.222	24.329 7.028
	FIBRE 2 0.500	6.419 6.140	5.895(2) -0.667(1)	5.894(2) BT -0.611(1) BT	0.0 -0.257	0.0 0.0	13.493 5.083
FIBRE 4 0.500		4.021 3.846	2.879(2) -0.554(1)	3.399(2) BC -0.591(2) BC	0.198 -0.105	0.0 0.0	8.298 3.032

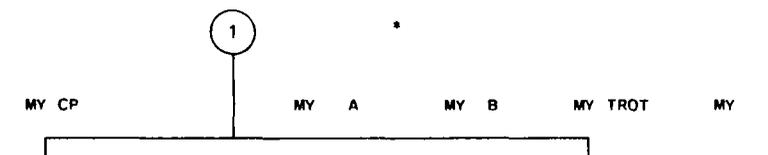
③

④

COMMENTAIRES

- ① - Les valeurs encadrées sont susceptibles d'être utilisées par le programme PSIPAP (Cf. BLOC 9 notice d'utilisation PSIPAP).
- ② - Ces fibres correspondent respectivement aux sections longitudinales d'ordonnées $y = 0$, $y = -b/4$, $y = -3b/4$ (Cf. BLOC 9, notice d'utilisation PSIPAP).
- ③ - $1,2 \times 3,399 + 0,198 = 4,28 \text{ tm}$ (Cf. tableau page 28)
- ④ - Les valeurs maximale et minimale des moments dus au poids des superstructures à la fibre 4 sont :
 - $0,223 \times 4,021 = 0,90 \text{ tm/m}$ (Cf. tableau page 28)
 - $0,188 \times 3,846 = 0,72 \text{ tm/m}$ (Cf. tableau page 28)

MOMENTS PRINCIPAUX DE FLEXION TRANSVERSALE MY MAXIMUM ET MINIMUM DES DIFFERENTES SECTIONS SUR LES FIBRES ETUDIEES
POUR LA TRAVÉE 2 PAR METRE DE LARGEUR, COEFFICIENT DE POISSON = 0.20



FIBRE	SECTION	MY CP	MY A	MY B	MY TROT	MY C	MY PONDERE	
							E.L.S.	E.L.U.
FIBRE 1	0.500	12.395	7.609(3)	8.686(2) BT	0.0	0.0	22.818	30.609
		11.857	0.0 (0)	0.0 (0)	-0.759	0.0	11.098	10.793
FIBRE 2	0.500	9.540	6.543(2)	6.031(2) BT	0.0	0.0	17.391	23.331
		9.126	-0.497(1)	-0.571(1) BC	-0.424	0.0	8.018	7.650
FIBRE 4	0.500	5.745	3.371(2)	3.441(2) BC	0.212	0.0	10.086	13.592
		5.495	-0.510(1)	-0.472(2) BC	-0.195	0.0	4.688	4.437

COMMENTAIRES

① - Les valeurs maximales des moments dus au poids des superstructures et aux charges d'exploitation qui dimensionnent la précontrainte transversale sont respectivement :

$$0,223 \times 12,395 = 2,77 \text{ tm/m (Cf. tableau page 28)}$$

$$1,2 \times 8,686 + 0,0 = 10,42 \text{ tm/m (Cf. tableau page 28)}$$

0,223 étant le rapport du poids des superstructures/poids total des charges permanentes (Cf. page 4 de la présente note de calcul)

MOMENTS PRINCIPAUX DE FLEXION TRANSVERSALE MY MAXIMUM ET MINIMUM DES DIFFERENTES SECTIONS SUR LES FIBRES ETUDIEES
POUR LA TRAVÉE 2 PAR METRE DE LARGEUR, COEFFICIENT DE POISSON = 0.0

FIBRE	SECTION	MY CP	1				2	
			MY A	MY B	MY TROT	MY C	MY PONDERE E.L.S.	MY PONDERE E.L.U.
FIBRE 1	0.500	-0.003 -0.003	3.915(1) -0.578(2)	5.364(2) BT -1.727(2) BC	0.0 -1.248	0.0 0.0	6.434 -3.323	8.567 -4.756
FIBRE 2	0.500	-0.002 -0.002	3.812(2) -1.692(1)	3.664(1) BT -1.790(2) BC	0.0 -0.805	0.0 0.0	4.573 -2.955	6.088 -4.148
FIBRE 4	0.500	-0.001 -0.001	1.902(1) -1.393(2)	2.102(1) BC -1.519(2) BT	0.083 -0.300	0.0 0.0	2.605 -2.124	3.491 -2.908

COMMENTAIRES

- ①- Le calcul des moments transversaux avec le coefficient de Poisson $\nu = 0$ est destiné à la justification à l'état limite ultime de résistance.
- ②- Par comparaison aux efforts évalués avec $\nu = 0,20$ (Cf. page 76), les moments calculés avec $\nu = 0$ sont notablement moins élevés, en particulier en ce qui concerne la charge permanente.

DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI				
GÉOMETRIE DES APPAREILS D'APPUI				
	APPUI 1	APPUI 2	APPUI 3	APPUI 4
* TYPE DE L'APPAREIL D'APPUI	1	1	1	1
NOMBRE D'APPAREILS D'APPUI	10	10	10	10
ESPACEMENT D'AXE EN AXE	1.420	1.420	1.420	1.420
DIMENSIONS EN PLAN LARGEUR	0.250	0.300	0.300	0.250
LONGUEUR	0.250	0.450	0.450	0.250

* 0 SYMBOLISE UNE ARTICULATION PAR SECTION REDUITE DE BETON (ARTICULATION FREYSSINET)
1 SYMBOLISE UNE PLAQUE D'APPUI SEMI-MOBILE A BASE D'ELASTOMERES (APPUI NEOPRENE)
2 SYMBOLISE TOUT AUTRE TYPE D'APPUI QUE L'UTILISATEUR DEVRA DIMENSIONNER

COEFFICIENTS D'INEGALITE DE REPARTITION DE LA REACTION D'APPUI ENTRE APPAREILS D'APPUI D'UNE MEME LIGNE D'APPUI

CHARGE PERMANENTE	1.009	1.009	1.009	1.009
CHARGE A	1.484	1.484	1.484	1.484
CHARGE BC	3.202	3.202	3.202	3.202
CHARGE BT	3.583	3.583	3.583	3.583

REACTION D'APPUI EXTREME POUR UN APPAREIL D'APPUI

A VIDE (MAX.)	15.23	73.93	73.93	15.23
A VIDE (MIN.)	14.44	70.09	70.09	14.44
EN CHARGE (MAX.)	61.89	146.45	146.45	61.89
EN CHARGE (MIN.)	3.19	66.74	66.74	3.19

1 0 COMPRESSIONS MOYENNES DES APPAREILS D'APPUI (ADMISSIBLES ET ATTEINTES) ATTEINTES

MINIMALES	200.00	1200.00	50.98	494.40	494.40	50.98
MAXIMALES	1200.00	0.0	990.21	1084.83	1084.83	990.21

FERRAILLAGE DE CALCUL DES CHEVETRES (PARALLELEMENT A LA DIRECTION DES LIGNES D'APPUI)

LARGEUR DU CHEVETRE	0.87	0.95	0.95	0.87
MOMENT APRES PONDERATION (EN TM/M)	8.43	18.31	18.31	8.43
SECTION DE CALCUL DES FERS (EN M*2 PAR ML LONGITUDINAL)	0.000596	0.001294	0.001294	0.000596

COMMENTAIRES

- ① On prévoira : 0,20 x 0,30 sur les culées
0,45 x 0,30 sur les autres appuis

DEFORMATION DU TABLIER - TRAVÉE 1]

EI = 3310545. T/M2
EV = 1103515. T/M2

1

DEFORMEES DU TABLIER POUR LES DIFFERENTS CAS DE CHARGE (EN MILLIMETRES)

SECTION	CHARGE PERMANENTE		SURCHARGES DANS CHAQUE TRAVÉE (DEFORMEES INSTANTANEEES)					
	INSTANT	FINALE	TRAVÉE 1 A 72T		TRAVÉE 2 A 72T		TRAVÉE 3 A 72T	
0.0 L	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.10L	-0.7	-2.0	-1.7	-0.8	1.1	0.4	-0.1	-0.1
0.20L	-1.1	-3.2	-3.1	-1.4	2.2	0.7	-0.3	-0.1
0.30L	-1.1	-3.4	-4.2	-2.0	3.1	1.1	-0.4	-0.2
0.40L	-0.8	-2.3	-4.9	-2.4	3.8	1.3	-0.5	-0.2
0.50L	-0.1	-0.2	-5.1	-2.5	4.2	1.5	-0.5	-0.2
0.60L	0.9	2.6	-4.7	-2.3	4.3	1.5	-0.5	-0.2
0.70L	1.7	5.2	-3.9	-1.8	4.0	1.4	-0.5	-0.2
0.80L	2.2	6.5	-2.7	-1.2	3.3	1.1	-0.4	-0.2
0.90L	1.8	5.4	-1.4	-0.6	1.9	0.7	-0.2	-0.1
1.00L	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

VARIATIONS RELATIVES DE LONGUEUR DE LA FIBRE INFÉRIEURE POUR LES DIFFERENTS CAS DE CHARGE (X 10**4)

-0.3 -3.0 0.5 0.2 -0.6 -0.2 0.1 0.0

ROTATIONS SUR APPUIS DU TABLIER SOUS L'EFFET DES DIFFERENTS CAS DE CHARGE (EN RADIANNS X 10**3)

APP G	-0.5	-1.4	-1.2	-0.5	0.8	0.3	-0.1	-0.0
APP D	-1.9	-5.6	0.9	0.4	-1.6	-0.5	0.2	0.1

COMMENTAIRES

①- La rigidité de la dalle, prise en compte dans le calcul des déformations, est ainsi de :

$$\frac{3310545}{E_i} \times \frac{0,432346}{\text{INERTIE}} = 1\,431,300 \text{ tm}^2$$

(Cf. page 1 de cette note de calcul)

La rigidité réelle de l'ouvrage est : 1 372 419 tm² (Cf. dernière page de la note de calcul PSIPAP)

Les déformations calculées par PSIDA sous charges d'exploitation doivent donc être corrigées par le facteur

$$\frac{1431\,300}{1372\,419} = 1,04$$