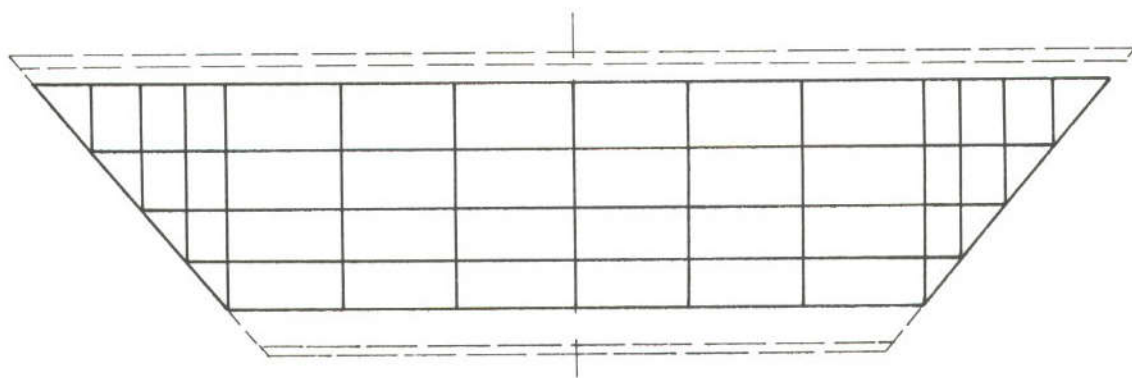
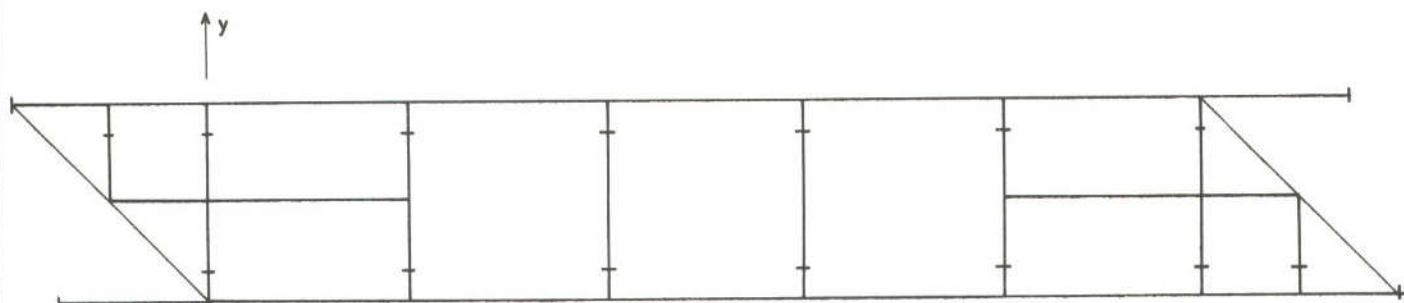


conseils pour l'utilisation des programmes de réseaux de poutres

SETRA
DIVISION DES
OUVRAGES D'ART-B

PRP 75



MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

Direction des routes et de la circulation routière

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT
SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

46, AVENUE ARISTIDE BRIAND - 92 BAGNEUX - TÉL. 655.42.42

CONSEILS POUR
L'UTILISATION DES PROGRAMMES
DE RÉSEAUX DE POUTRES

Cette brochure a été rédigée par **M.THENOZ** Ingénieur en Chef . Chef du centre de calcul . DOA - B

JANVIER 1975

TABLE DES MATIERES

	Page
I - INTRODUCTION	1
II - GENERALITES	
II-1 - Conventions et notations	1
II-2 - Présentation générale des programmes de calcul de réseau des poutres	2
II-3 - Types de structure qu'il est possible d'étudier	2
II-4 - Principe général de calcul	5
II-5 - Nature d'une barre	6
II-6 - Vérification des résultats	9
III - LE GRIL DE POUTRE REELLE	
III-1 - Généralités, présentation de l'exemple	10
III-2 - Partage du chargement entre les différentes barres	12
III-3 - Détermination des caractéristiques des différentes barres	15
III-4 - Définition précise des appuis	18
III-5 - Adaptation au cas où la structure est en béton précontraint.....	19
III-6 - Cas d'un ouvrage dont le hourdis ne porte pas sur les entretoises	19
IV - CAS D'UNE STRUCTURE CONTENANT UNE DALLE	
IV-1 - Considérations générales	
IV-1-1 - Fondements théoriques de la méthode de calcul	19
IV-1-2 - Détermination des caractéristiques mécaniques des barres	20
IV-1-3 - Détermination du chargement des barres	22
IV-1-4 - Valeur du coefficient de POISSON à prendre en compte	22 bis
IV-1-5 - Interpretation des résultats	24
IV-2 - Exemple de calcul de dalle travaillant dans deux directions	
IV-2-1 - Présentation de l'exemple (y compris le chargement)	24
IV-2-2 - Choix du maillage, calcul des coordonnées des noeuds	25
IV-2-3 - Détermination des caractéristiques des barres	27
IV-2-4 - Détermination du chargement	33
IV-2-5 - Interprétation des résultats	34

IV-3 - Cas du pont à 2 nervures	
IV-3-1 - Domaine d'emploi d'un programme de réseaux de poutres	38
IV-3-2 - Cas où la structure comprend une entretoise d'appui	38
IV-3-3 - Cas où la structure ne comprend pas d'entretoise d'appui	41
IV-3-4 - Exemple concret.	
IV-3-4-1 - Présentation de l'exemple	44
IV-3-4-2 - Rédaction du début du bordereau de données	44
IV-3-4-3 - Caractéristiques mécaniques des barres	44
IV-3-4-4 - Détermination du chargement des barres	49
IV-3-4-5 - Interprétation des résultats	59
 V - CAS D'UNE STRUCTURE PLUS COMPLEXE	
V-1 - Généralités, présentation d'un exemple concret	61
V-2 - Représentation de la structure au moyen de barres	62
V-3 - Détermination des caractéristiques mécaniques des barres	62
V-3-1 - Caractéristiques des barres représentant les poutres principales ..	64
V-3-2 - Caractéristiques des barres représentant des entretoises fictives .	69
V-3-3 - Caractéristiques des barres représentant des entretoises d'appui ..	77
V-4 - Détermination des charges des différentes barres	80
 VI - INDICATIONS SUR LE COÛT ET L'UTILITE DE COMMANDES DE CALCUL DE RESEAUX	
DE POUTRES	85

I - INTRODUCTION.

Un assez grand nombre de programmes existent qui permettent de calculer un réseau de poutres. Le but de la présente plaquette est :

- d'apporter des précisions sur le mode de calcul utilisé par ces programmes;
- d'indiquer comment effectuer le choix des caractéristiques mécaniques des poutres et de leur chargement;
- d'indiquer comment une structure qui n'est pas composée uniquement de poutres peut être modélisée, c'est-à-dire, dans ce cas remplacée, pour le calcul des efforts internes, par un réseau de poutres.

Il faut par ailleurs, préciser que, connaissant particulièrement le STRESS qui est implanté sur l'ordinateur du S.E.T.P.A., nous donnerons des exemples basés sur ce programme mais nous indiquerons ce qui est particulier au dit programme (1); le lecteur qui aurait à sa disposition d'autres programmes pourra effectuer la transposition sans difficultés

Par ailleurs l'adaptation des exemples figurant dans ce document à chaque cas particulier laissera une assez large part d'initiative à l'utilisateur. En conséquence, le calcul d'ouvrages au moyen de ce document devra être confié à des projeteurs de haut niveau.

II - GENERALITES.

II-1 - Conventions et notations.

Il faut d'abord rappeler que dans la plupart des programmes de calcul de réseau de poutres (STRESS ou STRUDL sont notamment dans ce cas) il faut prendre en considération deux systèmes d'axes de coordonnées :

- ✓ - le système global dans lequel sont fournies notamment les coordonnées des différents noeuds; les coordonnées correspondantes seront désignées par X, Y et Z;
- le système de coordonnées locales dans lequel sont donnés notamment les efforts internes aux extrémités des barres, les coordonnées correspondantes seront désignées par x, y et z.

(1) Cependant le présent document ne contient pas un mode d'emploi complet du STRESS, le lecteur pourra se reporter :

- aux brochures éditées par I.B.M.
- à la brochure "programme STRESS manuel d'utilisation de la D.O.A.-A du S.E.T.R.A. (document interne à l'administration)

Selon une terminologie classique, nous appellerons "noeud" le point de rencontre de 2 poutres et "barre" un élément de poutre compris entre deux noeuds.

Pour l'établissement d'un maillage nous désignerons :

- par des lettres des points qui servent à la construction géométrique de la figure ou à la désignation d'extrémités de barres (par exemple au paragraphe IV-1-5);

- par des nombres les noeuds, ces nombres seront d'ailleurs les numéros des noeuds tels qu'ils figureront dans les données.

Sur les figures pour distinguer les numéros des barres et des noeuds nous mettrons à l'intérieur d'un cercle les numéros des barres.

Nous appellerons barres fictives celles qui permettent de simuler soit une dalle, soit un encastrement élastique, soit toute autre portion de la structure. Nous appellerons barres réelles celles qui correspondent à une partie ou une portion de poutre au sens habituel de la résistance des matériaux; nous dirons également qu'il s'agit alors de poutre réelle (étant sous-entendu qu'une poutre fictive correspondrait à une barre fictive). Nous parlerons également d'entretoise fictive ou d'entretoise réelle.

Nous utiliserons comme unités la tonne-force, le mètre et les unités dérivées et nous ne ferons pas suivre les chiffres de l'unité à moins qu'exceptionnellement nous utilisions d'autres unités ou encore que l'unité en laquelle est exprimée une quantité ne soit nullement évidente (nous distinguerons notamment dans l'étude des dalles les moments exprimés en $t \cdot m$ et les moments par unité de longueur exprimés en tm/ml).

Quand nous écrirons, au milieu du texte, quelques lignes ou quelques mots du bordereau de données, nous barrerons les lettres O suivant la coutume et nous écrirons "Ø"; dans un bordereau de données manuscrit prêt à la perforation la lettre O doit être barrée pour la distinguer du chiffre zéro.

Nous précisons ci-après uniquement les notations autres que x, y ou z, X, Y, Z utilisées dans la quasi-totalité de ce document (1) qui ne sont pas très usuelles ou bien ne sont pas en totale conformité avec les règlements en vigueur, en particulier l'instruction provisoire n° 2 relative à l'emploi du béton précontraint.

C - Moment de torsion.

M_x - Moment fléchissant agissant sur un élément de plaque de longueur unité orienté perpendiculairement à OX.

M_y - Moment fléchissant agissant sur un élément de plaque de longueur unité orienté perpendiculairement à OY.

M_{xy} - Moment de torsion agissant sur un élément de plaque de longueur unité orienté perpendiculairement à OX.

{1} Au paragraphe V-3-2, nous utiliserons d'autres notations proches de celles qu'utilise M. COURBON pour traiter un sujet analogue; elles sont indiquées à l'intérieur de ce paragraphe.

- a - Coefficient de souplesse (notation de M. COUPBON).
- b - Largeur d'une nervure, d'une poutre ou d'un morceau de dalle schématisée par une barre; éventuellement coefficient de souplesse (notation de M. COUPBON).
- c - Coefficient de souplesse (notation de M. COUPBON).
- k_1 - Coefficient permettant le calcul de moment d'inertie de torsion (notation de M. COUPBON).
- u - Composante de translation d'un noeud, peut être indicé par x, y ou z.
- μ - Flèche d'une plaque ou d'un grill de poutres.
- θ - Rotation.
 - d'un noeud (est alors indicé par x, y ou z),
 - du point courant de la fibre moyenne d'une poutre.
- v - Coefficient de Poisson.

II-2- Présentation générale de programmes de calcul de réseaux de poutre.

Ces programmes permettent de traiter un ensemble de tronçons de poutres appelés barres reliés les uns aux autres en certains points appelés noeuds.

Il faut préciser que, sauf exception, (1) ces programmes ne procèdent à aucun dimensionnement; ils effectuent seulement un calcul d'efforts internes. De plus, en général, ce calcul d'efforts internes ne correspond nullement à une recherche de lignes-enveloppes : ces programmes se contentent de chercher les efforts internes sous quelques cas de charge donnés et décrits par l'utilisateur. Il faut également préciser qu'en règle générale, ces programmes fournissent seulement les efforts internes à chaque extrémité de chaque barre; il est vrai qu'à partir de ces résultats l'utilisateur pourra retrouver les efforts en différents points de la barre.

II-3- Type de structure qu'il est possible d'étudier.

Dans leur quasi-totalité, ces programmes prennent comme inconnues les déplacements des noeuds qui peuvent comprendre des composantes de translation et de rotation. On distingue divers types de structure suivant les composantes prises en compte. Un premier groupe de structures correspond au cas où aucune rotation de noeud n'est prise en compte; les rotations des noeuds n'intervenant pas, les barres sont supposées articulées les unes sur les autres; il s'agit alors d'un treillis, le groupe comprend 2 types de structure :

- les barres sont toutes contenues dans un même plan et les forces appliquées sont également contenues dans ce plan (on peut également appliquer à cette structure des moments d'axe perpendiculaire à ce plan) il s'agit

(1) Un exemple de telle exception est fournie par le programme STROP qui dimensionne un treillis spatial.

alors d'un treillis plan, une poutre triangulée dans laquelle les barres sont supposées articulées les unes sur les autres en est un exemple; les seules composantes de déplacement à prendre en compte sont les deux composantes de translation contenues dans ce plan;

- les barres ne sont pas toutes contenues dans un même plan, il s'agit alors d'un treillis spatial, les composantes de déplacement à prendre en compte sont alors les trois composantes de translation.

Une telle structure permet de représenter certaines couvertures d'édifice public.

Le deuxième groupe de structures correspond au cas où les barres sont encastrées les unes sur les autres (1) et comprend 3 types :

- les barres sont toutes contenues dans un plan et les forces appliquées sont contenues dans ce plan; éventuellement des moments d'axe perpendiculaires à ce plan peuvent être appliqués à cette structure qui peut être qualifiée de "portique plan", les composantes de déplacement à prendre en compte sont : deux composantes de translation contenues dans le plan et une composante de rotation d'axe perpendiculaire à ce plan; il faut noter qu'un tel portique peut comporter des barres de n'importe quelle direction à condition qu'elles soient contenues dans le plan et que la déformation due à l'effort normal des barres est, en général, prise en compte (certains programmes peuvent, certes, calculer des portiques composés uniquement de barres verticales et horizontales sans tenir compte de la déformation des barres due à l'effort normal, en considérant éventuellement le cas de noeud déplaçables et non déplaçables mais ces programmes ne peuvent guère servir qu'à étudier des bâtiments et il n'en sera pas question ici);

- les barres sont toutes contenues dans un même plan, les forces appliquées sont perpendiculaires à ce plan; éventuellement des moments d'axes contenus dans ce plan peuvent être appliqués; il s'agit d'un gril de poutres encore appelé tablier de pont. Les composantes de déplacement à prendre en compte sont une composante de translation perpendiculaire au plan et deux composantes de rotation contenues dans ce plan. Ce type de structure est particulièrement intéressant pour les constructeurs de ponts. Il faut préciser que son emploi suppose, implicitement, que soient réalisées les conditions suivantes :

. les centres de gravité et de torsion des différentes barres sont dans un même plan;

. les barres n'ont pas de rigidité à la torsion gênée mais seulement à la torsion libre ou de St Venant.

(1) La plupart des programmes permettent de traiter le cas où certaines barres d'une telle structure sont articulées à l'une ou à l'autre de leurs extrémités ou les deux, dans le programme STRESS ceci est obtenu au moyen de l'ordre "MEMBER RELEASES".

En réalité il en est rarement ainsi mais on utilise cependant un tel type de structure; il est bon de connaître les hypothèses simplificatrices implicites :

- dans les autres cas (en particulier barres non coplanaires) il faut prendre en compte les trois composantes de translation et les trois composantes de rotation, il s'agit d'un portique spatial.

Il y a lieu de bien comprendre que si ce dernier type de structure englobe tous les autres il ne faut pas l'utiliser à tort et à travers; en effet, pour un même nombre de noeuds, de barres et de cas de charge, il exige une plus grande taille mémoire et un plus grand temps de calcul en ordinateur que les autres types de structure. Son utilisation conduit donc à un coût plus élevé, voire à une impossibilité (cas où la mémoire qui serait nécessaire est supérieure à la mémoire disponible de l'ordinateur utilisé).

Certains programmes peuvent traiter seulement quelques (voire un seul) types de structures; le STRESS permet de traiter tous les types, précisons que les noms de langue anglaise qui les désignent sont respectivement :

PLANE	TRUSS
SPACE	TRUSS
PLANE	FRAME
PLANE	GRID
SPACE	FRAME

Pour illustrer la suite de cet exposé nous emprunterons nos exemples à 2 types de structures :

- le portique plan qui correspond à un cas traité au moins en partie par les professeurs R.D.M.;

- le aril de poutres qui correspond à un cas fréquemment rencontré dans l'étude des ponts.

II-4- Principe général du calcul.

Suivant le mode de calcul généralement utilisé un programme de calcul de réseau de poutres commence par remplacer les charges appliquées sur les barres par des charges (forces et moments) appliquées aux noeuds. Cette substitution résulte du principe de superposition illustré dans le cas d'un portique plan sur la figure 1.

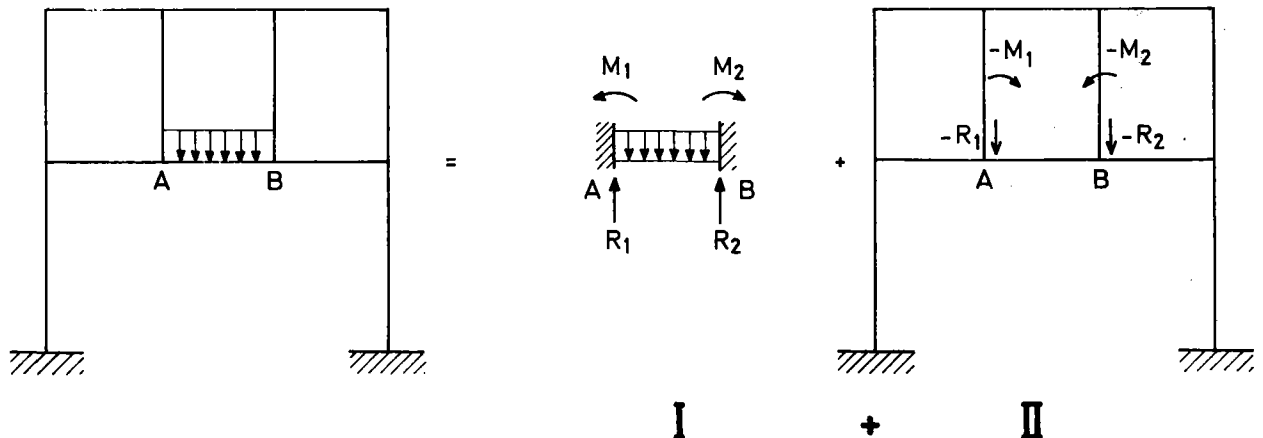


Figure 1

Dans le système I la barre A B est parfaitement encadrée les réactions des appuis se composent de :

- forces R_1 et R_2
- moments M_1 et M_2

Le système II est chargé aux noeuds A et B :

- par les forces $- R_1$ et $- R_2$
- par les moments $- M_1$ et $- M_2$

Pour fixer les idées, nous indiquerons que si la longueur de la barre A B est l , l'intensité de la charge supposée uniformément répartie est p , la valeur absolue commune de ces forces est $\frac{pl}{2}$ celle des moments $\frac{pl^2}{12}$, les sens de forces et des moments sont indiqués sur la figure.

Remarquons tout de suite que lors d'une étude d'un portique par la méthode de CROSS on commence également par procéder ainsi; ce n'est qu'ultérieurement que cette méthode de calculs manuels diffère de la méthode utilisée en ordinateur; en effet dans cette dernière la part des efforts dus aux rotations de noeuds et à leurs déplacements de translation ne sont pas calculés en deux étapes distinctes et la résolution du système d'équation linéaire est en général effectuée par une méthode directe, en particulier celles de GAUSS ou de CHOLEVSKY et non en faisant une sorte de développement en série comme dans la méthode de CROSS.

Le programme construit ensuite la matrice de rigidité de la structure, cette matrice multipliée par le vecteur déplacement global, vecteur obtenu en mettant les uns à la suite des autres les vecteurs formés des composantes de déplacements de chaque noeud donne le vecteur global des forces généralisées (forces et moments) appliquées aux noeuds vecteur obtenu également en mettant les uns à la suite des autres les composantes des vecteurs représentant les forces généralisées appliquées à chaque noeud. Ce dernier vecteur est connu, il résulte du chargement indiqué dans les données, le programme obtient donc, par résolution d'un système d'équations linéaires, les déplacements des noeuds. Enfin connaissant les déplacements des deux extrémités d'une barre il peut calculer les efforts internes dans cette barre.

II-5- La nature d'une barre.

Bien évidemment, tous les programmes permettent de prendre en compte une barre rectiligne de section constante (toutes ses caractéristiques donc, en particulier, le moment d'inertie sont constantes). Certaines versions de STPUDL (1) (le STRUDL du C.T.I.C.M. notamment) permettent de prendre en compte une loi de variation d'inertie en escalier (l'inertie est constante sur divers tronçons de la barre).

Un certain nombre de programmes (STRESS et STRUDL notamment) permettent d'introduire la matrice de rigidité ou la matrice de souplesse d'une barre.

(1) Il y a lieu d'indiquer qu'il existe plusieurs versions du STRUDL ; cela vient du fait que diverses équipes ont amélioré le STPUDL commandé par I.B.M. au M.I.T.

Il paraît, en général, plus intéressant de rentrer la matrice souple que la matrice de rigidité. Cette dernière permet de calculer les déplacements de l'extrémité droite d'une barre en fonction des efforts qui y sont appliqués lorsque cette barre est encadrée à son extrémité gauche (c'est-à-dire aussi bien à son origine), la matrice de rigidité est l'inverse de la matrice de souplesse. Connaissant la géométrie et les caractéristiques d'une barre il est possible de calculer les efforts internes en tous points appliqués à son extrémité droite et donc au moyen des formules de BRESSE, les déplacements de cette extrémité. Le calcul donne directement la matrice de souplesse alors que la constitution de la matrice de rigidité nécessite, en général, une inversion de matrice, travail qu'il y a lieu de laisser à l'ordinateur. Il y a cependant des cas où il est plus facile de calculer d'abord la matrice de rigidité. L'un deux est donné à la remarque du paragraphe V-3-2.

Donnons 2 exemples de matrice de souplesse calculée pour une barre droite de section variable dans le cadre de l'utilisation du STPESS (ou du STRUDL) :

- Barre faisant partie d'un portique plan.

Les axes dans lesquels sera fournie cette matrice sont les axes locaux liés à la barre définis ainsi :

- Ox suivant l'axe de la barre
- Oy situé dans le plan du portique et déduit du précédent par une rotation de $+\frac{\pi}{2}$
- Oz complétant le trièdre trirectangle direct.

Par ailleurs, les 3 composantes de déplacement à prendre en compte sont :

- les composantes de translation parallèles à Ox et Oy, à savoir, U_x et U_y
- la composante de rotation suivant Oz à savoir θ_z

et pour former le vecteur déplacement il faut placer dans l'ordre U_x, U_y, θ_z .

Dans ces conditions si l'on appelle de plus l la longueur de la barre, et si l'on utilise les autres notations définies en II-1, la matrice de souplesse s'écrira :

$$\begin{vmatrix} \int_0^l \frac{dx}{EB} & 0 & 0 \\ 0 & \int_0^l \frac{(l-x)^2 dx}{EI} & \int_0^l \frac{(l-x) dx}{EI} \\ 0 & \int_0^l \frac{(l-x) dx}{EI} & \int_0^l \frac{dx}{EI} \end{vmatrix}$$

- Barre faisant partie d'un gril de poutres plan.

Les axes dans lesquels sera fournie la matrice de souplesse se définissent comme précédemment avec la seule différence qu'il faut lire plan du gril au lieu de plan du portique, mais cette fois les composantes de déplacement du noeud seront :

- une composante de translation U_z
- une composante de rotation de Ox , θ_x
- une composante de rotation autour de Oy , θ_y

Pour former le vecteur déplacement elles seront rangées dans l'ordre dans lequel elles viennent d'être citées.

Il faut ici faire attention à une question de signe :

Si l'on applique une force F_z , positive, la rotation de l'extrémité sera négative (le sens positif est selon les conventions habituelles de la géométrie celui qui tourne de Oz vers Ox)(voir fig. 2)

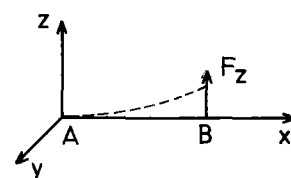


Fig. 2

On peut, alors, écrire la matrice de souplesse.

$$\begin{vmatrix} \int_0^l \frac{(l-x)^2 dx}{EI} & 0 & - \int_0^l \frac{(l-x) dx}{EI} \\ 0 & \int_0^l \frac{dx}{GK} & 0 \\ - \int_0^l \frac{(l-x) dx}{EI} & 0 & \int_0^l \frac{dx}{EI} \end{vmatrix}$$

Il y a lieu de faire trois remarques valables aussi bien pour l'un que pour l'autre exemple.

- Les 2 matrices écrites ci-dessus sont symétriques; il est fréquent en P.D.M. de trouver des matrices symétriques, cela provient, rappelons-le du théorème de MAXWELL.

- Si l'on donnait les coefficients de souplesse de la barre, notés a , b , c par M. COURBON, et on peut les obtenir facilement au moyen de tables ou de programmes élémentaires, on peut calculer sans autre intégration la plupart des quantités ci-dessus, en effet :

$$\begin{aligned} \int_0^l \frac{(l-x)^2 dx}{EI} &= l^2 a \\ \int_0^l \frac{(l-x) dx}{EI} &= l (a+b) \\ \int_0^l \frac{dx}{EI} &= a + 2b + c \end{aligned}$$

- Dans ces matrices figurent les modules E et G; en conséquence si l'on a introduit les propriétés des barres au moyen de ces matrices, les valeurs de E et de G introduites par ailleurs (au moyen de l'ordre CONSTANTS dans le cas du STRESS) seront sans effet.

Il y a lieu de remarquer que si la barre était courbe le calcul serait beaucoup plus complexe même si la section de la barre était constante, en effet, la matrice de souplesse se calculerait assez simplement dans un système de coordonnées pour lequel l'axe Ox serait tangent à la fibre moyenne à l'extrémité gauche de la barre, et il faudrait l'exprimer (au moins pour le STRESS et le STRUDL) dans un système de coordonnées pour lequel l'axe Ox relierait les 2 extrémités de la barre.

Par ailleurs il y a lieu de bien comprendre que si l'on a fourni à l'ordinateur les caractéristiques de la barre au moyen de la matrice de souplesse (ou de la matrice de rigidité), le programme ne connaît pas la loi de variation de l'inertie (et éventuellement des autres caractéristiques) ni la géométrie de la barre; en conséquence on ne pourra pas introduire de chargements sur cette barre; une variation de longueur est considérée de ce point de vue comme un chargement. L'utilisateur devra alors charger seulement les extrémités de la barre c'est-à-dire qu'il devra également calculer différents efforts aux extrémités de la barre supposée parfaitement encadrée sous le chargement donné. Dans le cas d'utilisation du STRESS ces chargements pourront être introduits au moyen de l'ordre "MEMBER END LOADS".

Enfin il est assez évident qu'une autre solution, valable pour tous les programmes consiste à décomposer une barre courbe ou de section variable en un certain nombre de barres rectilignes et de section constante (toutes les caractéristiques y compris l'inertie sont alors constantes sur chaque barre élémentaire). Cette solution a l'avantage de la simplicité : l'utilisateur n'a aucun calcul à faire pour calculer la matrice de flexibilité de la barre et les efforts aux extrémités de celle-ci quand elle est parfaitement encadrée. L'inconvénient de cette solution vient du coût du calcul plus élevé; la structure à calculer comporte, en effet, un plus grand nombre de noeuds, la taille mémoire et le temps de calcul sont donc plus importants.

Il est difficile de donner une règle générale, nous nous contenterons de donner quelques indications :

- le calcul de la matrice de souplesse d'une barre nécessite des calculs manuels qui peuvent être longs surtout dans le cas de barres courbes;

- le fait de décomposer une barre en divers tronçons rectilignes de section constante présente l'avantage secondaire de permettre l'obtention des résultats (efforts internes) en divers points de la barre.

- par contre le fait de décomposer une barre en divers tronçons rectilignes de section constante non seulement augmente le coût du calcul, mais encore peut conduire, si la matrice de rigidité devient très grosse, à des pertes de précision (cf. II-6 ci-dessous).

II-6- Vérification des résultats.

Il y a toujours lieu de vérifier la vraisemblance des résultats.

On peut obtenir des résultats erronés pour divers motifs⁽¹⁾ :

- d'abord évidemment erreur dans les données; dans le cas d'utilisation du STRESS, nous avons rencontré une erreur difficile à détecter, nous avons écrit :

CONSTANTS E 1310000. G 655 000. ALL

La machine avait pris la valeur par défaut pour E soit 1, et ce pour toutes les barres et la valeur indiquée 655000. pour G; comme il s'agissait d'un gril de poutres la rigidité à la torsion des barres était beaucoup trop importante (l'écriture correcte de l'ordre serait :

CONSTANTS E 1310000. ALL G 655000. ALL

- mais aussi inversion d'une matrice mal conditionnée; ce cas se rencontre en particulier quand les rigidités des barres aboutissant à différents noeuds sont très différentes.

Sur la vérification de la vraisemblance des résultats, on peut seulement donner diverses indications :

- Rien évidemment, dans une structure symétrique chargée symétriquement on doit obtenir des résultats symétriques quant aux efforts et aux déformations.

- On peut vérifier l'ordre de grandeur des résultats, une première approximation simpliste ayant été effectuée manuellement.

- On peut, enfin et surtout, vérifier l'équilibre de chaque noeud. Cette vérification est souvent effectuée par le programme lui-même (c'est le calcul des "résidus"). Le STRESS fournit un tableau APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS les valeurs fournies doivent être nulles ou voisines de zéro, à l'exception de celles qui correspondent à un noeud chargé; dans ce dernier cas on doit retrouver la valeur de la force (ou du couple) appliquée.

III - LE GRIL DE POUTRES REELLES.

III-1- Généralités - présentation de l'exemple.

Un cas, qui paraît simple, est celui où la structure à modéliser comporte effectivement des barres; ce cas se rencontre, par exemple, quand on veut étudier un pont à poutres et entretoises sans appliquer la méthode de COURBON. La raison peut en être que le pont est particulièrement large ou que le pont à calculer est déjà ancien mais que l'on veut y faire passer un convoi exceptionnel et, par conséquent, le calculer au plus juste, un calcul préliminaire au moyen de la méthode de COURBON ayant fourni des efforts internes supérieurs à ceux que l'entretoise peut supporter.

Une chose essentielle à comprendre est que, dans un tel gril de poutres, le hourdis ne figure pas: en conséquence les charges ne pourront être appliquées qu'aux barres (poutres et entretoises). Il est difficile de donner des règles générales précises et strictes permettant de déterminer les charges des différentes barres.

(1) On peut aussi obtenir des résultats sans significations physiques; c'est le cas lorsque l'on essaie de traiter une structure critique telle que l'hexagone régulier articulé complété par ses diagonales cité par M. COURBON [2] page 436; le Stress n'indique pas que le déterminant de la matrice de rigidité est nul (sans doute à cause d'erreur de troncature ou d'arrondis) mais donc des résultats visiblement faux: les noeuds ne sont pas en équilibre.

Nous nous contenterons d'un exemple simple.

L'exemple consiste en l'étude du pont de HAGENBACH sous l'effet du convoi type E défini à l'article 10.3 du titre II du fascicule 61 du C.P.C. Le pont de HAGENBACH comporte une chaussée de 7 mètres et 2 trottoirs de 1,40 m; l'axe du convoi étant situé à 3,50 m. du bord de la largeur chargeable, il est confondu avec celui du pont. L'ossature de cet ouvrage qui forme travée indépendante de 14,50 m. de portée comporte :

- 3 poutres principales espacées de 4,29 m. d'axe en axe
- 2 entretoises d'about (une à chaque extrémité)
- 1 entretoise intermédiaire.

En d'autres termes, vue en plan et schématisée au moyen de barres et de noeuds, l'ossature se présente comme indiquée dans la figure 3.

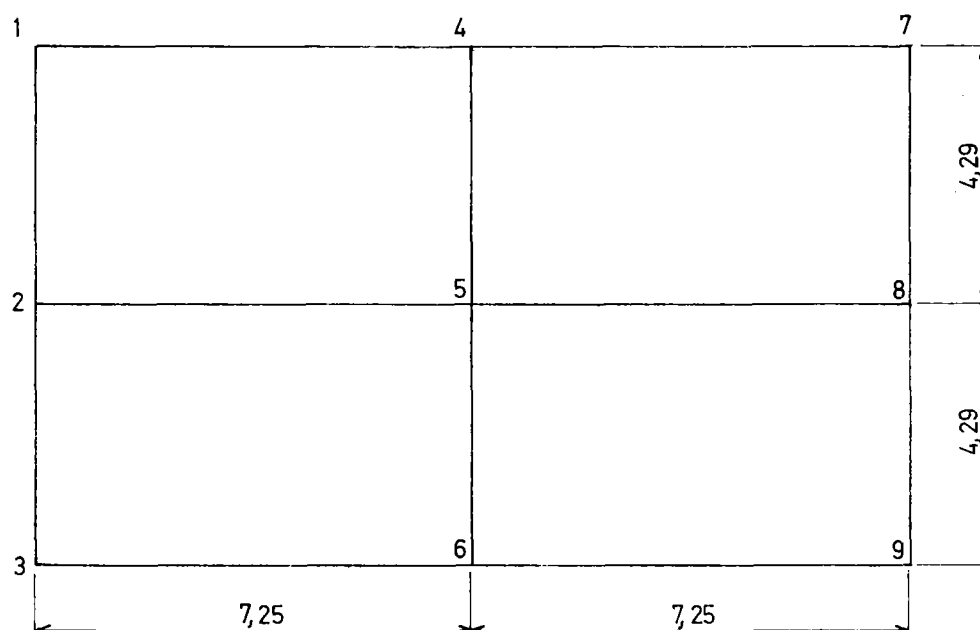


Fig 3

Les noeuds 1, 2, 3, 7, 8, 9, sont des appuis (ou des "SUPPORTS" pour utiliser la terminologie du STRESS).

Les barres 1-4, 4-7, 3-6 et 6-9 représentent les poutres principales.

Les barres 1-2, 2-3, 7-8 et 8-9 représentent les entretoises d'about.

Les barres 4-5 et 5-6 représentent l'entretoise intermédiaire.

Cet ouvrage ne peut être chargé que par une seule des remorques que comporte le convoi-type E défini au titre II du fascicule 61 du C.P.C.; la charge uniforme de 4,04 t/m² est donc appliquée sur le rectangle hachuré dans la figure 4.

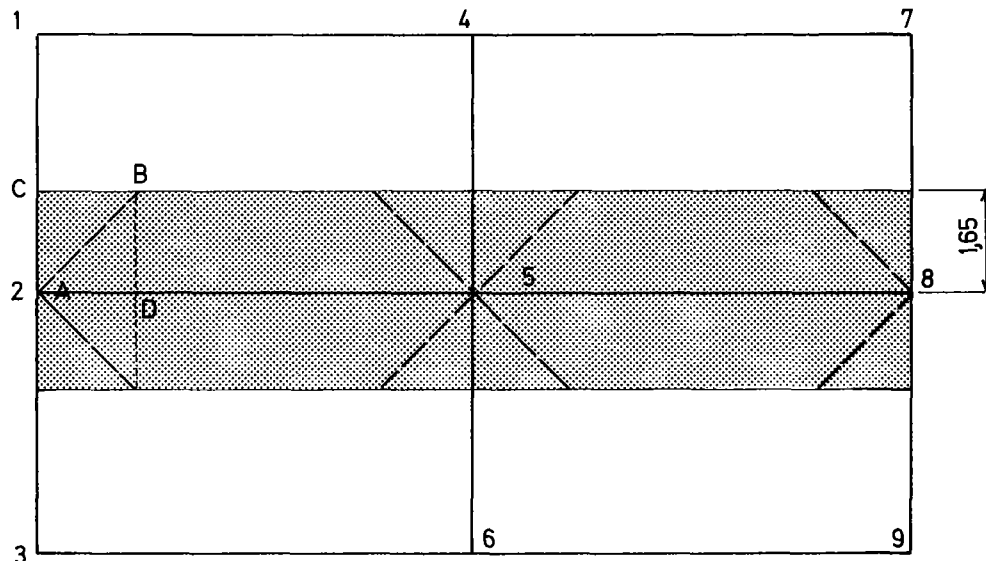


Fig.4

Une étude simple avait montré que, si on calculait l'entretoise centrale par la méthode de COURBON (hypothèse de l'entretoise infiniment rigide), les efforts internes obtenus dans cette pièce conduisaient au dépassement des contraintes admissibles. Puisque l'on sait que la méthode de COURBON est défavorable pour les entretoises il paraissait logique de faire un calcul plus complexe et moins approximatif en assimilant la structure à un gril de poutres.

III-2- Partage du chargement entre les différentes barres.

La première question qui se pose est celle du partage de la charge entre les différentes barres. Quand on applique la méthode de COURBON on suppose le hourdis décomposé en lanières longitudinales simplement appuyées sur les entretoises. Cette hypothèse n'est pas guidée par des considérations physiques (une charge placée au milieu de la dalle se reporte visiblement plus sur les poutres que sur les entretoises) mais est justifiée par :

- les simplifications qu'elle introduit dans le calcul des entretoises et la détermination du cas de charge le plus défavorable;
- le fait qu'elle donne des résultats dans le sens de la sécurité.

Mais ici nous connaissons le cas de charge qui est unique et nous cherchons à ne pas être trop défavorable aux entretoises.

Nous raisonnerons donc comme suit :

Dans leur partie médiane la charge des barres représentant les poutres principales se calculent simplement en supposant le hourdis décomposé en lanière simplement appuyées sur les poutres.

On trouvera par exemple pour la charge de la barre 1-4

$$4,04 \times 1,65 \left(\frac{1,65}{2 \times 4,29} \right) = 1,282 \text{ t/ml}$$

*Pour COURBON
pour les entretoises*

Il en sera de même pour les barres 3-6, 4-7 et 6-9.

Un calcul analogue donnera pour la charge de la barre 2-5 dans sa partie médiane :

$$2 \times 4,04 \times 1,65 \times \left(1 - \frac{1,65}{4,29}\right) = 10,77 \text{ t/m}$$

Cependant il est logique de supposer qu'une partie de la charge est reprise directement par les entretoises (entretoise centrale et entretoise d'about); suivant les errements habituels on peut supposer que l'entretoise prend une charge définie par une répartition à 45° (triangle A B C de la figure 4). Les poutres principales devront donc supporter la charge appliquée sur le triangle A B D, il est simple de supposer que la charge croitra linéairement sur chaque poutre de 0 à la valeur précédemment trouvée dans la zone médiane.

En résumé les charges appliquées aux différentes barres seront les suivantes :

- sur la barre 2-1 une charge répartie croissant linéairement de 0 au noeud 2 à $1,65 \times 4,04 = 6,66 \text{ t/m}$ en un point situé à 1,65 de ce noeud (voir fig. 5).

- Les charges appliquées aux autres barres représentant les entretoises d'about (barres 2-3, 7-8 et 8-9) sont tout à fait semblables.

- La barre 4-5 qui est une partie de l'entretoise centrale supporte une charge croissante linéairement de 0 au noeud 5 à $6,66 \times 2 = 13,33$ en un point situé 1,65 du noeud 5 (V. fig. 6).

- La barre 1-4 supportera (V. fig. 7),

- . une charge répartie croissant linéairement de 0 au noeud 1 à 1,282 en un point situé à 1,65 de ce noeud;
- . une charge répartie uniforme de 1,282 entre les points situés à 1,65 et $7,25 - 1,65 = 5,60$ de ce noeud 1;
- . une charge variant linéairement de 1,282 à 0 entre le point précédent et le noeud 4.

Les charges appliquées aux autres barres représentant les poutres de rive (barres 4-5, 3-6 et 6-9) sont tout à fait semblables.

- La barre 2-5 supportera (V. fig. 8);

- . une charge répartie croissant linéairement de 0 au noeud 2 à 10,77 en un point situé à 1,65 de ce noeud 2,
- . une charge répartie uniforme de 10,77 entre ce point et le point situé à 5,60 m. du noeud 2,
- . une charge répartie variant linéairement de 10,77 à 0 entre les points précédent et le noeud 5.

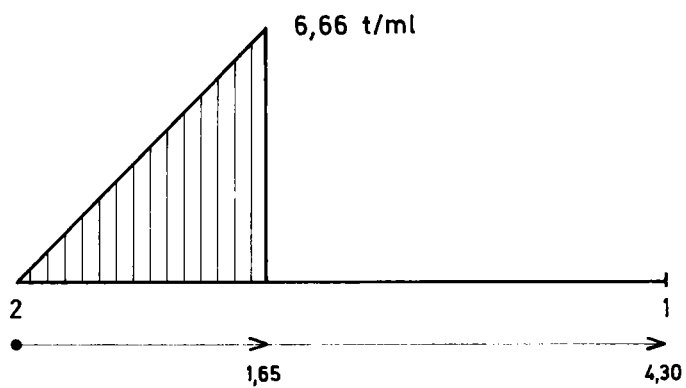


FIG. 5

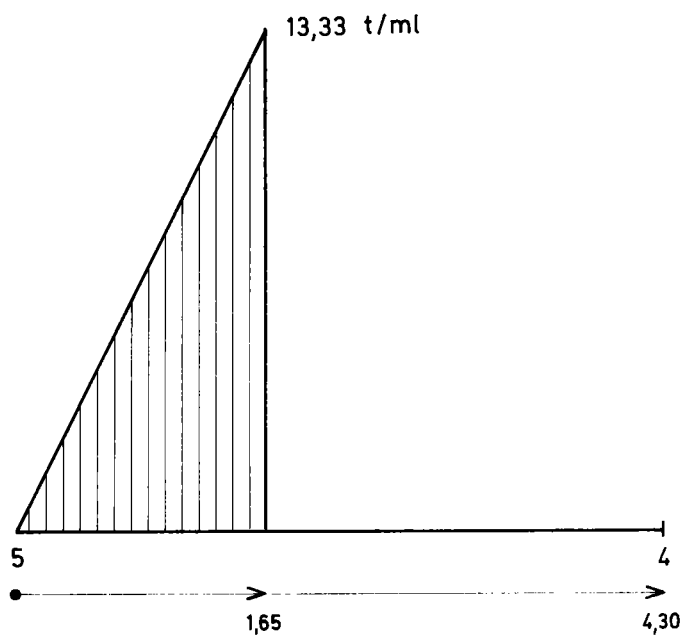


FIG. 6

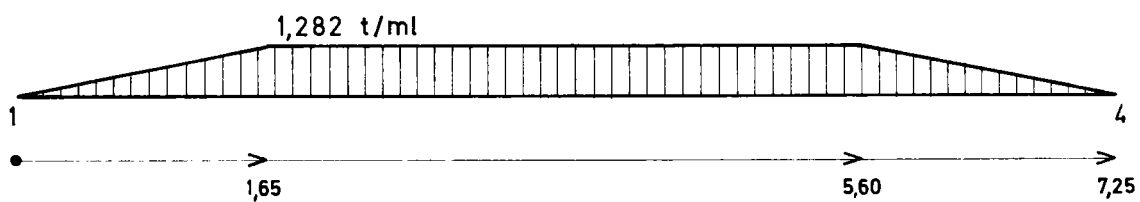


FIG. 7

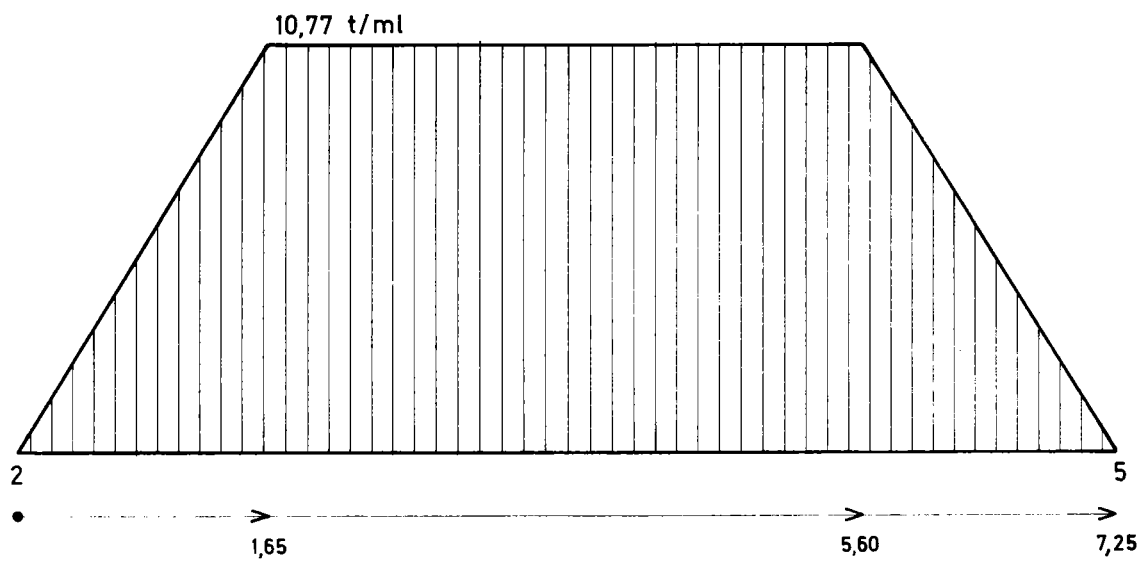


FIG. 8

Les charges appliquées à la barre 5 - 8 sont semblables. Il est à noter que si l'on utilise le STRESS il faudra 3 cartes pour décrire le chargement de chacune des barres représentant une portion de poutre principale.

III-3- Détermination des caractéristiques des différentes barres.

Le second problème est relatif aux caractéristiques mécaniques des barres, c'est-à-dire en fait leur moment d'inertie de flexion et leur moment d'inertie de torsion. On pourrait certes admettre que cette dernière est très faible mais la prise en compte d'une résistance à la torsion est favorable et nous cherchons à faire un calcul au plus juste pour éviter d'avoir à reconstruire un tablier déjà existant.

L'ossature étant réalisée en béton armé une règle de bon sens consiste à ne prendre en compte que le béton comprimé pour le calcul du moment d'inertie de torsion, le béton tendu étant supposé fissuré.

Mais alors il faut résoudre au passage un autre problème, relatif celui-ci à la valeur du coefficient d'équivalence. Il semblerait que le passage de convoi exceptionnel étant un phénomène de courte durée (même si ce convoi roule au pas) il faille prendre un coefficient d'équivalence voisin de 5. Cependant, il faut également penser à ne pas prendre une inertie de torsion trop importante ; plus exactement il faut que le rapport de l'inertie de torsion à l'inertie de flexion soit le plus faible possible pour rester dans le sens de la sécurité. Par ailleurs il paraît logique de prendre comme inertie de flexion non celle de la section brute, mais celle de la section comprenant le béton comprimé et les aciers tendus. * Cette inertie se calculera simplement en utilisant "à l'envers" la formule $\sigma = \frac{Mv}{I}$; ayant étudié la section de béton armé par exemple au moyen du programme élémentaire Olivetti PASREC ou BASTE, suivant ce qui convient, ou du programme FORTRAN CONTRA on connaît, pour un moment donné, σ'_B et $v = y_1$ on en déduit I. Cette méthode de calcul est justifiée par le fait que la déformation longitudinale ϵ'_B de béton est liée à sa contrainte σ'_b par $\epsilon'_b = \frac{\sigma'_b}{E_b}$ et la courbure $\frac{1}{r}$ à cette déformation par $\frac{1}{r} = \frac{\epsilon'_b}{y_1}$; on a donc bien $\frac{1}{r} = \frac{M}{E_b I}$. Quand on passe d'un calcul effectué avec $n = 5$ à un calcul effectué avec $n = 15$ (valeur du coefficient d'équivalence imposé pour le calcul des contraintes par l'article 21-IV du titre VI du fascicule 61 du C.P.C.), l'axe neutre descend dans la nervure; en conséquence l'inertie de torsion varie peu et l'inertie de flexion augmente beaucoup. Plus exactement, dans le cas des poutres principales de ce pont l'axe neutre est dans la membrure supérieure formant table de compression quand on calcule avec $n = 5$ et dans la nervure quand on calcule avec $n = 15$ et nous avons vérifié que, dans ce cas, le rapport de l'inertie de torsion à l'inertie de flexion est plus faible si l'on prend $n = 15$ que si l'on prend $n = 5$. Il y a lieu de remarquer qu'il sera prudent de faire un calcul comparatif dans chaque cas particulier.

Donnons quelques détails sur le calcul effectué avec $n = 15$.

Il y a lieu d'abord de déterminer l'axe neutre et la contrainte dans le béton pour un moment fléchissant unitaire: le premier calcul est avantageusement effectué au moyen d'un programme élémentaire de la D.O.A.-A soit :

* Cette hypothèse de calcul est particulièrement justifiée dans le cas qui est exposé ici : l'inertie de flexion calculée comme indiquée ci-après avec $n = 15$ est supérieure à celle de la section brute. S'il n'en était pas ainsi il serait prudent de prendre en compte l'inertie de la section brute.

- le programme RASTE écrit pour OLIVETTI Programma 101 ou éventuellement le programme BASREC (également écrit pour OLIVETTI Programma 101), si l'axe neutre se trouve dans la membrure supérieure,

- le programme Fortran CONTRA.

Les données et les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous, les unités choisies étant la tonne et le mètre.

	poutre de rive	poutre centrale	entretoise d'about	entretoise centrale
largeur de la table de compression	3,33	3,33	2,07	3,12
largeur de la nervure	0,26	0,26	0,26	0,26
hauteur utile	0,835	0,905	0,73	0,73
épaisseur de la table de compression	0,18	0,18	0,18	0,18
aire des aciers tendus	0,01126	0,01126	0,004825	0,004825
distance de la fibre neutre à la fibre la plus comprimée	0,253	0,268	0,194	0,162
contrainte maximale du béton sous un moment unitaire	3,381	3,003	7,512	5,844
inertie de flexion	0,0748	0,0892	0,0258	0,0277

Ce tableau appelle quelques explications complémentaires :

- les trois dernières lignes sont des résultats (elles sont d'ailleurs séparées des lignes de données par un double trait);
- la dernière ligne est le quotient des deux précédentes;

Les largeurs de table de compression sont obtenues comme suit :

- pour les poutres, en prenant le tiers de la largeur totale de la table de compression ainsi qu'y autorise le commentaire de l'article 23.3.1 du titre VI du fascicule 61 du C.P.C. (on a $\frac{10}{3} = 3,33$);
- pour les entretoises en appliquant l'article 23.3.3 du texte précité; la distance entre points de moments nuls est la distance entre axes des poutres de rive soit $4,29 \times 2 = 8,58$ on a ainsi pour l'entretoise centrale $3,12 = 0,26 + 2 \times 8,58 \times \frac{1}{3}$ et pour l'entretoise d'about il faut préciser que le hourdis est prolongé de 0,38 m. au delà de l'entretoise $2,07 = 0,38 \times 0,26 + 8,58 \times \frac{1}{3}$.

Il faut maintenant calculer les moments d'inertie de torsion.

En général, pour les profilés ouverts comme c'est le cas ici, il y a lieu d'appliquer l'analogie de la membrane (voir, par exemple, ouvrage cité en référence bibliographique n° 2 page 192 à 197). Nous rappelons que cette méthode revient à :

- décomposer le profilé en un certain nombre de rectangles d'épaisseur h_i et de largeur b_i ;
- calculer l'inertie de torsion K_i de chacun de ces rectangles par la formule $K_i = k_{1i} b_i h_i^3$, le coefficient k_{1i} dépendant du rapport $\frac{b_i}{h_i}$ et étant tabulé dans les traités de R.D.M. (par exemple dans l'ouvrage précité page 192);
- faire la somme des K_i précédemment calculés.

Ici nous avons deux particularités :

- La première est relative à la prise en compte du hourdis dont l'inertie de torsion intervient dans le calcul des caractéristiques mécaniques des poutres et des entretoises. D'après le simple bon sens, il faut que, si les nervures disparaissaient, l'on retrouve des caractéristiques de barres qui soient compatibles avec la théorie des dalles et en particulier l'équation de LAGRANGE. Pour ce faire il faut que l'inertie de torsion du hourdis soit prise égale à $\frac{1}{6} b h^3$ (et non $\frac{1}{3} b h^3$ comme l'on obtient dans le cas où $\frac{b}{h}$ tend vers l'infini). Cette diminution de moitié de l'inertie de torsion est expliquée plus loin au paragraphe IV-1.

- La seconde est relative à la forme des rectangles à prendre en compte dans la nervure; par exemple pour la poutre centrale il aura une dimension 0,26 et $0,268 - 0,18 = 0,088$.

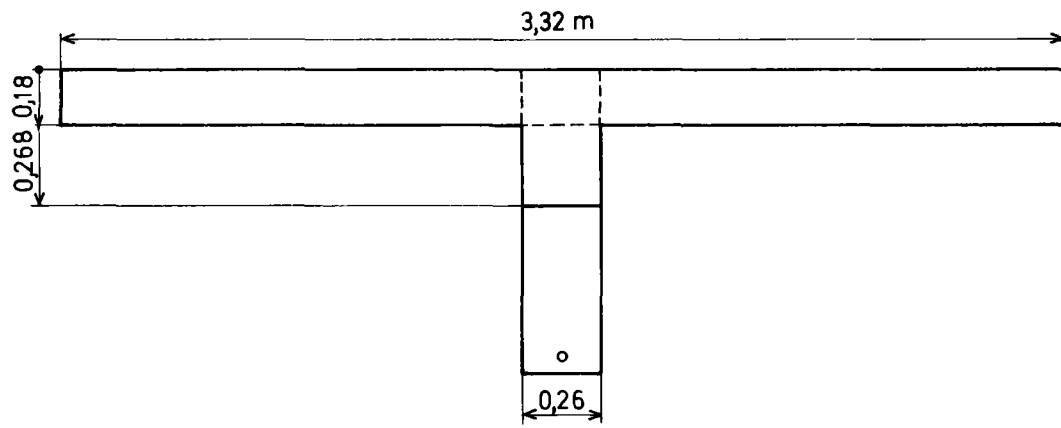


Fig 9

Si l'on veut appliquer correctement ici l'analogie de la membrane il faut savoir que celle-ci consiste à tendre une membrane sur le pourtour et à appliquer une pression sur une de ses faces. L'inertie de torsion est alors l'homologue du volume déplacé par la membrane. On voit alors que prendre pour le rectangle A B C D de la figure 9 un coefficient k_1 calculé d'après le rapport $\frac{BC}{AB} = \frac{0,088}{0,26}$ reviendrait à supposer que la flèche de la membrane est nulle sur le côté A B. Il paraît préférable de calculer ce coefficient d'après le rapport de la longueur des côtés EF et AD. Ce rapport voisin de 1, le coefficient k_1 est alors 0,140 ; quoiqu'il en soit, la participation des nervures aux inerties de torsion des différentes barres est faible.

En résumé le calcul de l'inertie de torsion que nous conseillons est :

- pour la poutre centrale :

$$K = \frac{1}{6} \times 3,33 \times 0,18^3 + 0,1406 \times 0,26^3 \times 0,088 = 0,00345$$

- pour une poutre de rive :

$$K = \frac{1}{6} \times 3,33 \times 0,18^3 + 0,1406 \times 0,26^3 \times 0,073 = 0,00342$$

- pour une entretoise d'about :

$$K = \frac{1}{6} \times 2,07 \times 0,18^3 + 0,1406 \times 0,26^3 \times 0,014 = 0,00205$$

- pour l'entretoise centrale :

$$K = \frac{1}{6} \times 3,12 \times 0,162^3 = 0,00221.$$

Enfin il faut remarquer que ce calcul des inerties de torsion suppose que le béton comprimé est un matériau parfaitement élastique; il peut être prudent de les minorer de 10 % pour tenir compte de ce que le béton n'est pas, en réalité, parfaitement élastique.

III-4 - Définition précise des appuis.

Un dernier problème consiste en la définition plus précise des appuis; il s'agit plus précisément de leur degré de liberté. Bien évidemment ils ne permettent pas de déplacement vertical. S'ils sont sur appuis néoprène il paraît logique d'admettre qu'ils peuvent tourner dans les deux directions du plan du gril de poutres. Si l'on utilise le STRESS l'ingénieur indique ceci au programme en écrivant les ordres suivants :

JØINT RELEASES

1	MØMENT X	MØMENT Y
2	MØMENT X	MØMENT Y
3	MØMENT X	MØMENT Y
7	MØMENT X	MØMENT Y
8	MØMENT X	MØMENT Y
9	MØMENT X	MØMENT Y

Ceci suppose, assez évidemment, que les noeuds 1, 2, 3, 7, 8 et 9 (JØINT en Anglais et dans la terminologie du STRESS) aient été déclarés auparavant comme appuis (ou support en Anglais).

.../...

Si au contraire les poutres reposent sur des articulations FREYSSINET il y aurait lieu d'admettre qu'ils ne peuvent tourner qu'autour d'un seul axe. Si l'axe OX a été pris parallèle aux poutres principales (et donc l'axe OY parallèle aux entretoises), il faudrait écrire, par exemple pour le noeud 1 :

1 MOMENT Y.

III-5- Adaptation au cas où la structure est en béton précontraint.

Dans ce cas il n'y aura pas, évidemment, à rechercher la fibre neutre, on pourra considérer que toute la section participe à la résistance à la torsion. L'inertie de torsion sera là encore calculée au moyen de l'analogie de la membrane; en décomposant la section en rectangles élémentaires; il sera prudent de minorer le résultat obtenu de 10% environ pour tenir compte de ce que le béton n'est pas un solide élastique.

Le problème de la répartition des charges entre les poutres et les entretoises devra être traité de la même façon que dans le cas de l'ouvrage en béton armé.

III-6 - Cas d'un ouvrage dont le hourdis ne porte pas sur les entretoises.

C'est notamment le cas des ouvrages métalliques à hourdis en béton armé. Il faudra alors, bien évidemment, supposer que la charge est transmise exclusivement aux poutres principales.

IV - CAS D'UNE STRUCTURE CONTENANT UNE DALLE.

IV-1 - Considérations générales.

Précisons d'abord que le mot dalle est pris au sens de la résistance des matériaux : un hourdis reliant des poutres est une dalle aussi bien que la dalle d'un pont dalle. Nous indiquons donc dans ce chapitre comment on peut calculer une dalle en l'assimilant à un grill de poutres.

La détermination du grill de poutres à adopter dépend du fonctionnement mécanique de la dalle et des résultats que l'on désire obtenir (efforts locaux ou efforts généraux). Nous précisons ici que :

- la modélisation exposée en IV-2 correspond à la recherche d'efforts locaux dans un hourdis.
- la modélisation exposée en IV-3 correspond à la recherche d'efforts généraux dans un pont à 2 nervures : efforts internes dans le hourdis dus à la transmission des charges d'une nervure à l'autre, efforts internes dans les poutres.
- aucun exemple de modélisation de pont-dalle n'a été fourni parce que les programmes PSI DA, PSI DP, MRB permettent de calculer la quasi totalité de tels ouvrages.

IV-1-1- Fondements théoriques de la méthode de calculs.

Une dalle peut être simulée par un grill de poutres; on utilise en général des barres coplanaires parallèles à 2 directions données lesquelles sont orthogonales entre elles. Il s'agit, en quelque sorte, d'appliquer à l'envers la méthode de GUYON-MASSONNET. Cependant il faut bien comprendre une différence fondamentale: quand on calcule une dalle en l'assimilant à un grill de poutres on peut resserrer la maille du grillage au voisinage de certains points (par exemple au voisinage de la zone chargée), alors que l'utilisation de la méthode de GUYON-MASSONNET suppose le grill régulier.

On peut également dire qu'il s'agit d'une application de la méthode des équivalences développée par M. ABSI (V. référence 1).

Pour exposer sa théorie, M. ABSI se fonde sur le calcul de l'énergie de déformation. Dans le cas particulier des dalles, une méthode plus intuitive mais moins rigoureuse consiste à dire qu'à chaque barre on attribue l'inertie de flexion et de torsion du morceau de dalle que la barre représente.

Ainsi dans la figure 10 chaque barre parallèle à OX (précisons que OX n'est là que pour fixer les idées) représentée en trait plein aura une

inertie de flexion et de torsion correspondant à une bande de dalle de largeur b .

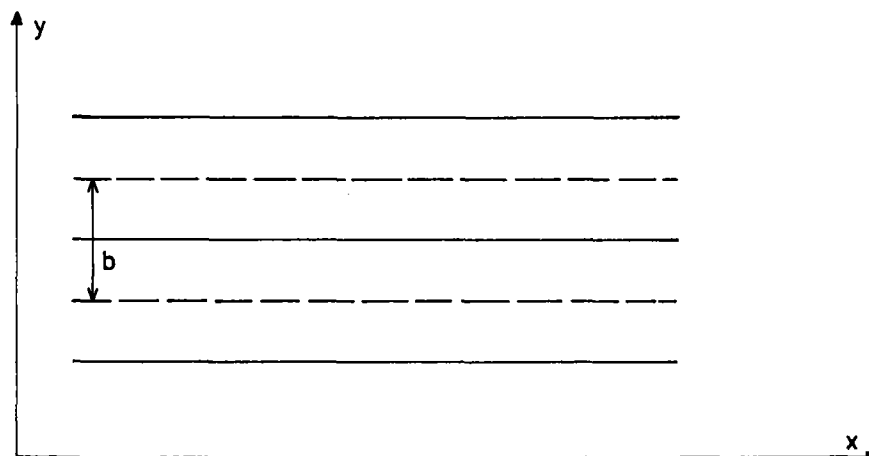


Fig 10

IV-1-2- Détermination des caractéristiques mécaniques des barres.

Il faut cependant faire attention à ce que le coefficient noté k_1 par M. COURBON dans son cours de R.D.M. doit être pris ici égal à $\frac{1}{6}$ et non à $\frac{1}{3}$ comme on pourrait le penser puisque le rapport de l'épaisseur à la largeur de la section (rectangulaire de la dalle) est très grand. Cela peut s'expliquer de diverses manières, par exemple en étudiant le développement de la théorie des équivalences tel qu'il ressort des articles de M. ABSI. Cependant nous pensons qu'il est possible de donner des indications plus succinctes. Quand on étudie la théorie de la torsion des poutres telle qu'elle est développée dans les traités de R.D.M. (par exemple chapitre XI p. 185 à 188 de l'ouvrage cité en référence n° 2), on voit que le couple de torsion dans une section dont un des axes de symétrie est vertical est dû :

- pour moitié à la composante horizontale de la contrainte de cisaillement;
- pour moitié à la composante verticale de la contrainte de cisaillement.

Pour appliquer ce résultat à l'étude de la dalle, il faut tout d'abord se représenter la dalle ou plutôt son feuillet moyen, horizontal et ensuite penser que le moment de torsion repris par une barre schématisant un morceau de dalle correspond uniquement aux contraintes horizontales. Cette remarque explique d'ailleurs la formule connue de la théorie des dalles

$$M_{XY} = D (1 - \nu) \frac{\delta^2 w}{\delta_x \delta_y}$$

Nous avons pris les grandes lettres pour désigner les coordonnées d'un point de la dalle, il est en effet logique de repérer ce point par rapport aux axes globaux et non par rapport aux axes locaux (la définition de ces deux systèmes d'axes est rappelé au paragraphe II-1).

M_{XY} est la composante parallèle à OX du moment résultant des forces appliquées sur une facette perpendiculaire à OX et de dimensions l et h , h étant l'épaisseur de la plaque, c'est donc un moment de torsion pour une bande de dalle découpée parallèlement à OX de largeur l , ressemblant donc à une poutre.

Si l'on remarque de plus :

- que le module d'Young E et le module de rigidité transversale G sont liés par la relation $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$;

- que la quantité $\frac{\delta W}{\delta Y}$ est la rotation de torsion de la section de la bande assemblée d'une poutre, la formule précédente peut s'écrire :

$$M_{XY} = \frac{Gh^3}{6} \frac{\delta}{\delta X} \left(\frac{\delta W}{\delta Y} \right)$$

Et si l'on compare cette dernière formule à celle de la théorie de la torsion des poutres

$$C = - GK \frac{d\theta}{dX}$$

On voit que les deux s'identifient, au signe près, en posant

$$K = \frac{h^3}{6}$$

En résumé, dans ce découpage régulier, les barres parallèles à OX (précisons bien que l'axe OX ne figure que pour fixer les idées) devraient avoir

- une inertie de flexion $I = \frac{bh^3}{12}$

- une inertie de torsion $K = \frac{bh^3}{6}$

h étant, bien entendu, l'épaisseur de la dalle.

Ce problème de la détermination des caractéristiques mécaniques des barres est plus complexe quand les morceaux de dalles représentés par les barres ne sont pas de même largeur ou ce qui revient au même quand les barres représentant la dalle ne sont pas également espacées. Examinons donc la figure 11 où les barres sont représentées par des traits pleins et numérotées par ailleurs elles remplissent la condition ci-dessus définie. Il est logique et en conformité avec la théorie des équivalences de M. ABSI de considérer pour chacune des barres au lieu de la quantité b précédemment indiquée ci-dessus les quantités b_1, b_2, b_3, b_4 qui sont cotées la figure 11 et qui sont les distances entre les lignes pointillées, lignes situées à égale distance des barres voisines.

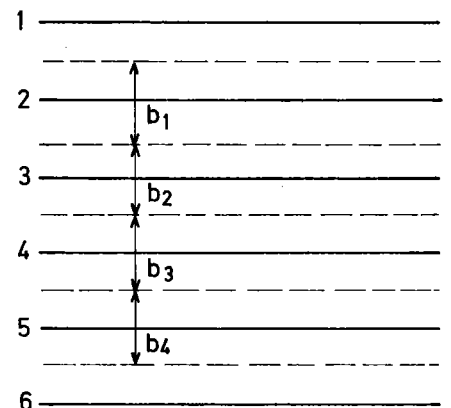


Fig 11

IV-1-3 - Détermination du chargement des barres.

L'autre problème qui se pose est celui de la répartition du chargement entre les différentes barres. Reprenons la figure 11 et rajoutons une zone chargée (rectangle hachuré) nous obtenons la figure 12. Le problème est celui du chargement des barres 2 et 6. Si l'on trace des traits pointillés pour séparer les différentes barres, le morceau de dalle qu'elles représentent et la charge qu'elles supportent, il semble que ces barres supportent :

- une charge verticale;
- un couple d'^{AXE}~~une~~ parallèle à celui de la barre (qui produira donc directement un moment de torsion dans cette barre).

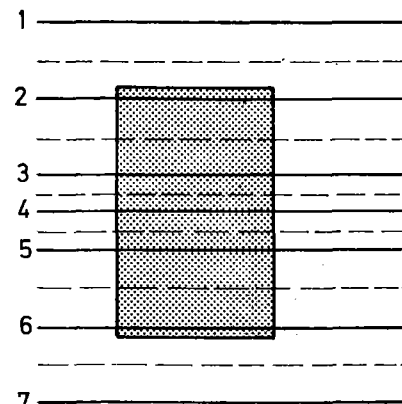


Fig 12

Or l'utilisation de la méthode des équivalences établie à partir de la méthode énergétique semble montrer qu'il n'y a pas lieu de prendre en compte le couple. Nous avons d'ailleurs vérifié sur quelques modélisation que le fait de le prendre en compte entraînerait seulement, du point de vue des résultats, un moment de torsion plus important dans la barre considérée mais pas de variation sensible d'effort dans toutes les autres barres.

Le fait que la barre qui représente un morceau de dalle peut ne pas être située au milieu du morceau de dalle qu'elle représente permet, éventuellement, de placer cette barre en un endroit tel qu'elle soit soumise de façon évidente aux efforts les plus importants, en termes imagés et habituels aux constructeurs nous dirons que nous nous plaçons ainsi "dans le sens de la sécurité".

Le problème du chargement se complique dans le cas où la zone chargée comprend des barres de deux directions (fig. 13). Cette zone qui peut être une roue de véhicules est représentée en tireté sur la figure 13. Une "répartition à 45°" semble être une bonne solution pour répartir la charge entre les différentes barres. Cette répartition est indiquée en pointillé sur la figure 13. Et, rappelons-le, il n'y aura pas besoin de charger les barres par des couples d'axes parallèles à celui de la barre. Un exemple concret d'une telle répartition de

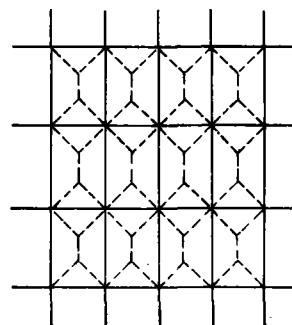


Fig 13

... / ...

IV-1-4 Valeur du coefficient de POISSON à prendre en compte

Dans un calcul de dalles utilisant une méthode analytique (l'assimilation à un gril de poutres que nous proposons ici est, par opposition, une méthode numérique) le coefficient de POISSON intervient de 2 manières distinctes :

- dans les conditions aux limites
- dans le calcul des moments à partir des courbures de la déformée du feuillet moyen, c'est-à-dire dans l'application des formules telles que :

$$M_x = D \left(\frac{\delta^2 W}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right)$$

Lorsque l'on calcule une dalle par assimilation à un gril de poutre le coefficient de POISSON ν intervient d'une troisième manière : par les valeurs relatives des modules de rigidité longitudinal et transversal notés E et G ; on a en effet :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Indiquons tout d'abord qu'en ce qui concerne les conditions aux limites la méthode de calcul exposée ici suppose toujours $\nu = 0$. Il en résulte donc qu'il est déconseillé d'appliquer cette méthode pour le calcul d'un pont dalle dont la largeur n'est pas nettement supérieure à la plus petite portée droite.

Par ailleurs, en ce qui concerne le calcul des moments à partir des courbures de la déformée du feuillet moyen, il est toujours bon de prendre une valeur vraisemblable de ν (par exemple 0,15 pour le béton armé et 0,2 pour le béton précontraint)* Il s'agit là de l'interprétation des résultats, un exemple est donné en IV-2-5.

Examinons maintenant le rôle du coefficient de Poisson dans le rapport $\frac{G}{E}$.

Si nous nous plaçons dans le cas simple où l'espacement des deux cours de poutres fictives qui représentent le gril est égal à l'unité, les 2 méthodes (GUYON - MASSONNET à l'envers ou théorie des équivalences) indiquent que les rigidités à la flexion et à la torsion de chaque barre doivent être égales à la rigidité à la flexion D de la plaque ; ceci suppose :

$$G = \frac{E}{2} \quad \text{donc} \quad \nu = 0.$$

* Il est rappelé que des valeurs sont préconisées dans les règlements de calcul ; Pour ceux qui se réfèrent aux états-limites (IP2 pour le béton précontraint, futur règlement de béton armé), les valeurs préconisées dépendent de l'état limite considéré, en effet la prise en compte d'une valeur du coefficient de Poisson différente de 0 équivaut à celle d'une action indirecte, de sorte que la valeur à admettre dépend du degré de fissuration admis.

On peut interpréter le fait que l'on doit prendre $\nu = 0$ en considérant toujours le maillage défini ci-dessus.

Le moment M_X qui s'est axé sur un élément de la plaque de longueur unité perpendiculaire à OX est d'après la théorie des plaques :

$$M_X = D \left(\frac{\delta^2 W}{\delta X^2} + \nu \frac{\delta^2 W}{\delta Y^2} \right)$$

Alors que dans une barre parallèle à OX ce sera :

$$M_X = EI \frac{\delta^2 W}{\delta X^2}$$

Les deux formules ci-dessus coïncident dans le cas où :

$$D = EI$$

$$\nu = 0$$

Cependant le fait de prendre $G = \frac{E}{2}$ donnerait une rigidité à la torsion fautive des barres réelles, s'il y en a dans la structure.

Nous conseillons donc :

- dans le cas où la structure comprend des barres réelles et où la dalle associée travaille essentiellement dans une direction (cas du pont à 2 nervures) de prendre une valeur vraisemblable de ν (0,2 par exemple);

- dans le cas où la structure ne comprend pas de barres réelles (elle se réduit à une dalle) de prendre $G = \frac{E}{2}$ (ce qui correspond à $\nu = 0$)

Dans les autres cas (structure comprenant des poutres et une dalle travaillant dans deux directions) on peut toujours prendre $G = \frac{E}{2}$ et faire une règle de trois sur les inerties de torsion des barres réelles pour que la valeur de leur rigidité à la torsion GK soit convenable.

IV-1-5- Interprétation des résultats.

En ce qui concerne le dépouillement des résultats il y a lieu de faire une remarque, que nous exposerons d'après l'exemple de la figure 14. Au noeud 15 représenté sur cette figure arrivent 4 barres; on obtient donc comme efforts :

- 2 moments fléchissants dans les barres parallèles à OX (moments fléchissants en les points A et B de la figure 13 bis).

- 2 moments fléchissants dans les barres parallèles à OY (moments fléchissants en les points C et D de la figure 13 bis).

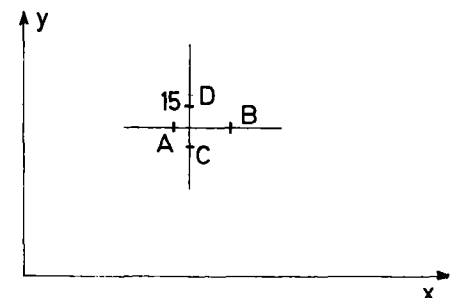


Fig 13 bis

- 4 moments de torsion, à savoir les moments de torsion en les points A, B, C, D.

A l'inverse, pour la dalle on s'attend à obtenir :

- un moment fléchissant M_x qui amène à disposer des armatures parallèlement à OX;

- un moment fléchissant M_y qui amène à disposer des armatures parallèles à OY;

- un moment de torsion M_{xy} .

Pour évaluer ces 3 quantités à partir des résultats imprimés par l'ordinateur, il faut :

- d'abord faire attention aux questions de signe; le programme donne le moment fléchissant ou de torsion exercé par le noeud sur la barre (en général et c'est, en particulier, le cas du STRESS), et il faut pour ce qui suit prendre les moments au sens de la R.D.M., c'est-à-dire pour une barre parallèle à OX, moment exercé par la partie de gauche sur la partie de droite et, en conséquence, changer de signe l'un des moments (un exemple est donné plus loin en IV-2-5);

- ensuite prendre, tout simplement :

- la demi-somme des valeurs ainsi obtenues en ce qui concerne chacun des moments fléchissants;

- le quart de la somme ainsi obtenue en ce qui concerne le moment de torsion.

A défaut de fondement théorique sérieux, cette règle a le mérite de la simplicité. Par ailleurs il est possible de tenir compte d'une valeur non nulle du coefficient de POISSON dans l'interprétation des résultats; la marche à suivre est indiquée en IV-2-5 à propos d'un exemple.

IV-2- Exemple de calcul de dalle travaillant dans les deux directions.

IV-2-1 - Présentation de l'exemple (y compris le chargement).

Nous n'avons pas trouvé d'exemple concret dans le domaine habituel de la construction des ponts : le cas du calcul du hourdis réunissant 2 nervures sous charges concentrées peut être traité, d'une manière plus performante au moyen du programme N 2 HOU disponible au centre de calculs des Divisions d'Ouvrages d'Art du S.E.T.R.A.; ce programme suppose certes le pont droit, mais pour déterminer les moments au centre du hourdis sur les charges concentrées on peut négliger l'effet du biais, sauf cas exceptionnel (pont dont la largeur égale la portée ou biais extrêmement prononcé de l'ordre de 20 grades).

Nous proposerons donc un exemple un peu artificiel, de dalle en forme d'hexagone régulier chargé par une roue Br. Nous supposerons de plus que :

- le côté de l'hexagone est de 2 mètres;
- l'épaisseur du hourdis est de 0,18 mètres;
- qu'il est surmonté d'une couche de 4 centimètres de béton bitumineux.

En conséquence d'après les articles 39.5.1 du titre VI du fascicule 61 du C.P.C. et 5 du titre II dudit fascicule les dimensions de l'impact à prendre en compte sont 0,84 m. et 0,54 m.

Nous supposons également que la charge est placée comme indiqué sur les figures 14, 15, 16 qui représentent également (à diverses échelles) le maillage choisi.

IV-2-2- Choix du maillage, calcul des coordonnées des noeuds.

Nous déterminerons le maillage des barres comme suit; bien que les figures 14, 15, 16 donnent le résultat de recherches, il paraît possible d'expliquer sur ces figures comment nous sommes arrivés à ce maillage.

Au voisinage de la zone chargée nous admettrons un pas dans une direction donnée égale au tiers de la longueur chargée (pour qu'il y ait un certain nombre de barres à l'intérieur de la zone chargée). En conséquence l'abscisse du noeud 33 est :

$$\frac{0,84}{3} = 0,28$$

celle du noeud 34 est $2 \times 0,28 = 0,56$, celle du noeud 31 est $- 0,28$, celle du noeud 30 est $- 0,56$.

$$\text{De même l'ordonnée du noeud 24 est } \frac{0,54}{3} = 0,18$$

celle du noeud 17 est $2 \times 0,18 = 0,36$, celle du noeud 40 est $- 0,18$, celle du noeud 47 est $- 0,36$.

Le maillage est serré au voisinage de la zone chargée pour laquelle les résultats sont les plus importants, nous le maintiendrons quelque peu au delà pour ne pas perturber cette zone mais non jusqu'aux appuis; c'est-à-dire qu'en fait nous prolongerons les barres correspondantes jusqu'aux barres "courantes" situées en dehors de la zone chargée comme l'indiquent les figures 14 et 15.

Nous partagerons ensuite la distance séparant le noeud 17 du noeud 1 (qui est un sommet de l'hexagone) en 3 parties égales, pour avoir, là-encore, dans cette zone un certain nombre de barres.

L'ordonnée du noeud 1 étant $+ 2$ mètres, soit $2 \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \right)$ nous obtenons assez facilement celle du noeud 3,

$$\frac{2 \times 2 + 0,36}{3} = 1,453$$

et celle du noeud 9

$$\frac{2 + 2 \times 0,36}{3} = 0,907.$$

Nous pourrions alors calculer l'abscisse du noeud 2, nous connaissons son ordonnée $Y_2 = Y_3 = 1,453$.

Il est situé sur un côté de l'hexagone qui va du point A au noeud 1; les coordonnées du point A sont :

$$X_A = - 2 \times \frac{\sqrt{3}}{2} = - \sqrt{3} = - 1,732$$

$$Y_A = \frac{2}{2} = 1$$

On peut ensuite écrire :

$$X_2 = X_A + \frac{Y_2 - Y_A}{Y_1 - Y_A} \times (X_1 - X_A)$$

$$= - 1,732 + \frac{1,453 - 1}{2 - 1} \times (0 + 1,732) = - 0,947.$$

Nous remarquons que cette valeur n'est pas éloignée de celle qui correspond au milieu du segment joignant les noeuds 28 et 30; cette dernière vaut en effet :

$$\frac{- 1,732 - 0,48}{2} = - 1,106$$

Nous placerons donc une barre parallèle à OY partant du noeud 2. Nous ne placerons pas d'autre barre parallèle à OY, le plus faible nombre de barres parallèles à OY que de barres parallèles à OX s'explique par le fait que, dans la structure choisie, la différence entre les valeurs extrémales des abscisses des noeuds est inférieure à la différence entre les valeurs extrémales des ordonnées des noeuds.

Le lecteur pourra remarquer que la numérotation des noeuds a été choisie de telle façon que la différence des numéros de deux noeuds qui sont aux extrémités d'une même barre soit sinon la plus faible possible, du moins réduite; cette disposition diminue le temps de calcul quel que soit le programme utilisé.

Par contre la numérotation des barres est effectuée de telle sorte que les caractéristiques de ces barres puissent être définies dans le bordereau de données du STRESS par un minimum de cartes. Une précaution supplémentaire a été prise. Les barres qui représentent des portions de dalles triangulaires (par exemple la barre 73) ont des numéros tels que l'on puisse modifier leurs caractéristiques même si elles sont incluses dans un groupe plus important; par exemple on a défini des caractéristiques communes pour les barres 61 à 76 mais il serait assez facile de modifier le bordereau de données pour définir des caractéristiques différentes pour les barres 61 à 67 d'une part, pour les barres 73 à 76 d'autre part.

Une manière simple de résumer les résultats obtenus est bien évidemment de les mettre sous forme de tableau, et, pour ce faire, si l'on utilise le STRESS on peut commencer la rédaction du bordereau de données, en particulier du tableau JOINTS COORDINATES. Ayant commenté la rédaction du bordereau de données il est normal de remplir également le tableau MEMBER INCIDENCES et il est tentant de remplir le tableau JOINT RELEASES.

Celui-ci pose quelques problèmes :

Normalement les appuis situés au milieu des côtés de l'hexagone devraient pouvoir tourner autour d'axes parallèles aux lignes d'appui qui sont ces côtés et non autour d'un axe perpendiculaire à cette ligne d'appui. Mais, dans le cas d'utilisation du STRESS, il est impossible d'indiquer qu'une barre peut tourner autour d'un axe et non autour de l'axe qui lui est perpendiculaire si des deux axes ne sont pas parallèles aux axes de coordonnées. Nous pensons donc qu'il est simple et peu éloigné de la réalité de supposer que les appuis peuvent tourner dans les deux directions.

IV-2-3- Détermination des caractéristiques des barres.

Pour le calcul des caractéristiques de toutes les barres on utilise les formules :

$$\frac{bh^3}{12} \text{ pour le moment d'inertie de flexion}$$

$$\frac{bh^3}{6} \text{ pour le moment d'inertie de torsion}$$

bh pour la section réduite à l'effort tranchant (cette formule n'est pas rigoureuse mais la valeur exacte de cette caractéristique est sans grande importance).

h vaut toujours 0,18.

Quant à b ses valeurs seront déterminées comme suit :

- pour les barres 1 à 18 assez évidemment $b = 0,28$;
- pour les barres 18 à 36 il est également évident que $b = 0,18$;
- pour les barres 37 à 48 nous admettrons que

$$b = \frac{x_8 - x_6}{2} = \frac{0,28 + 0,947}{2} = 0,333$$

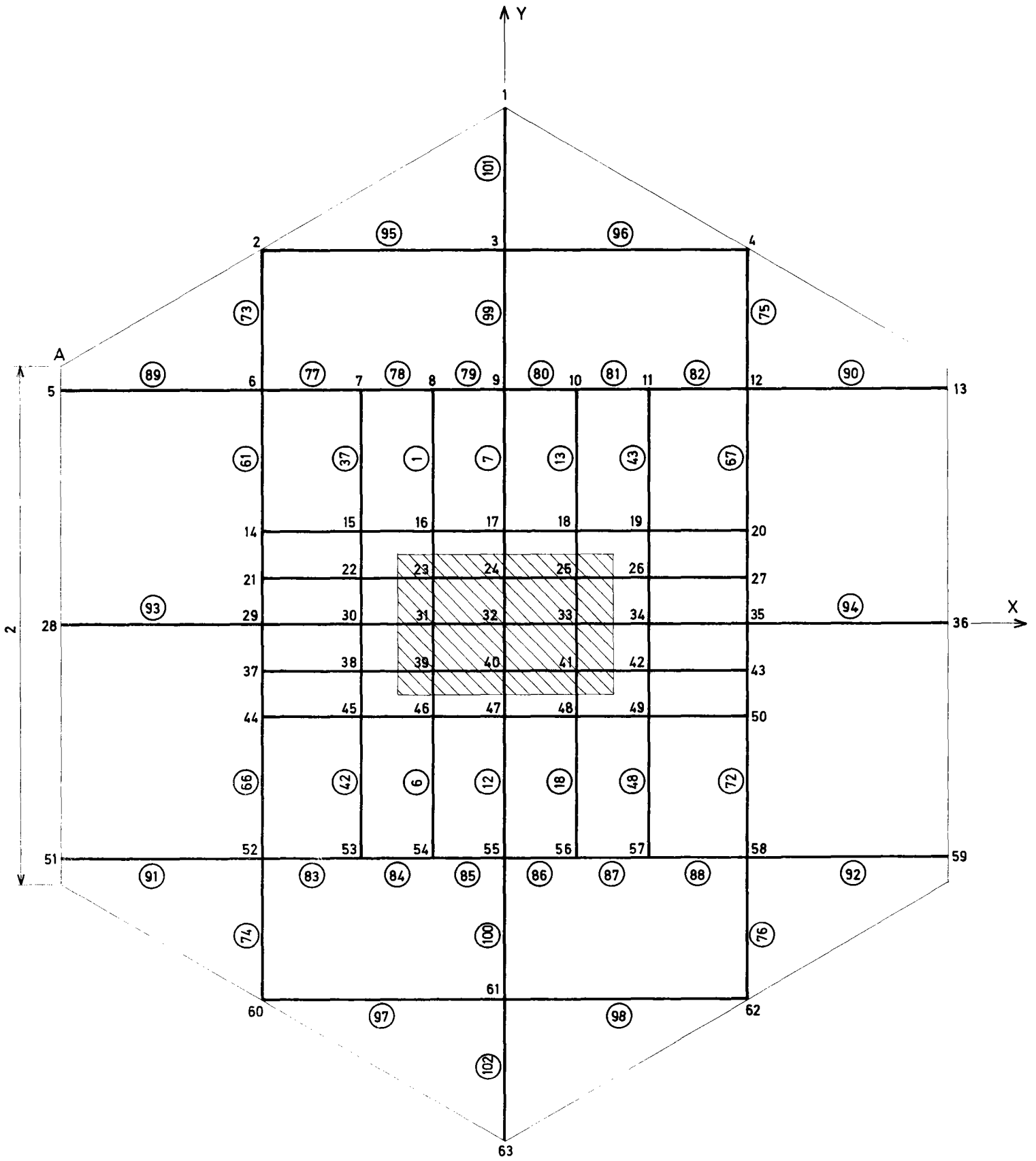


FIG. 14

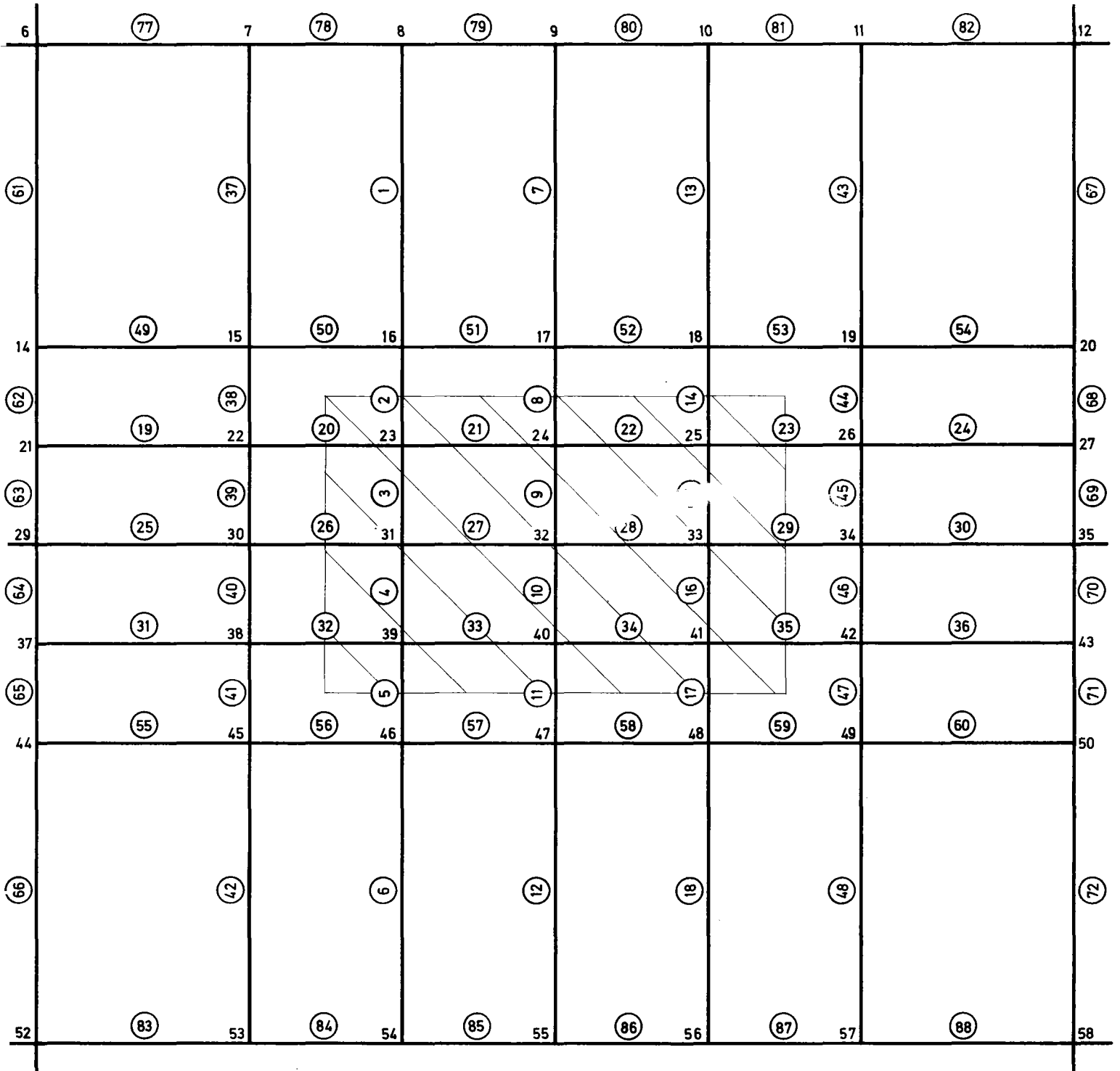


FIG. 15

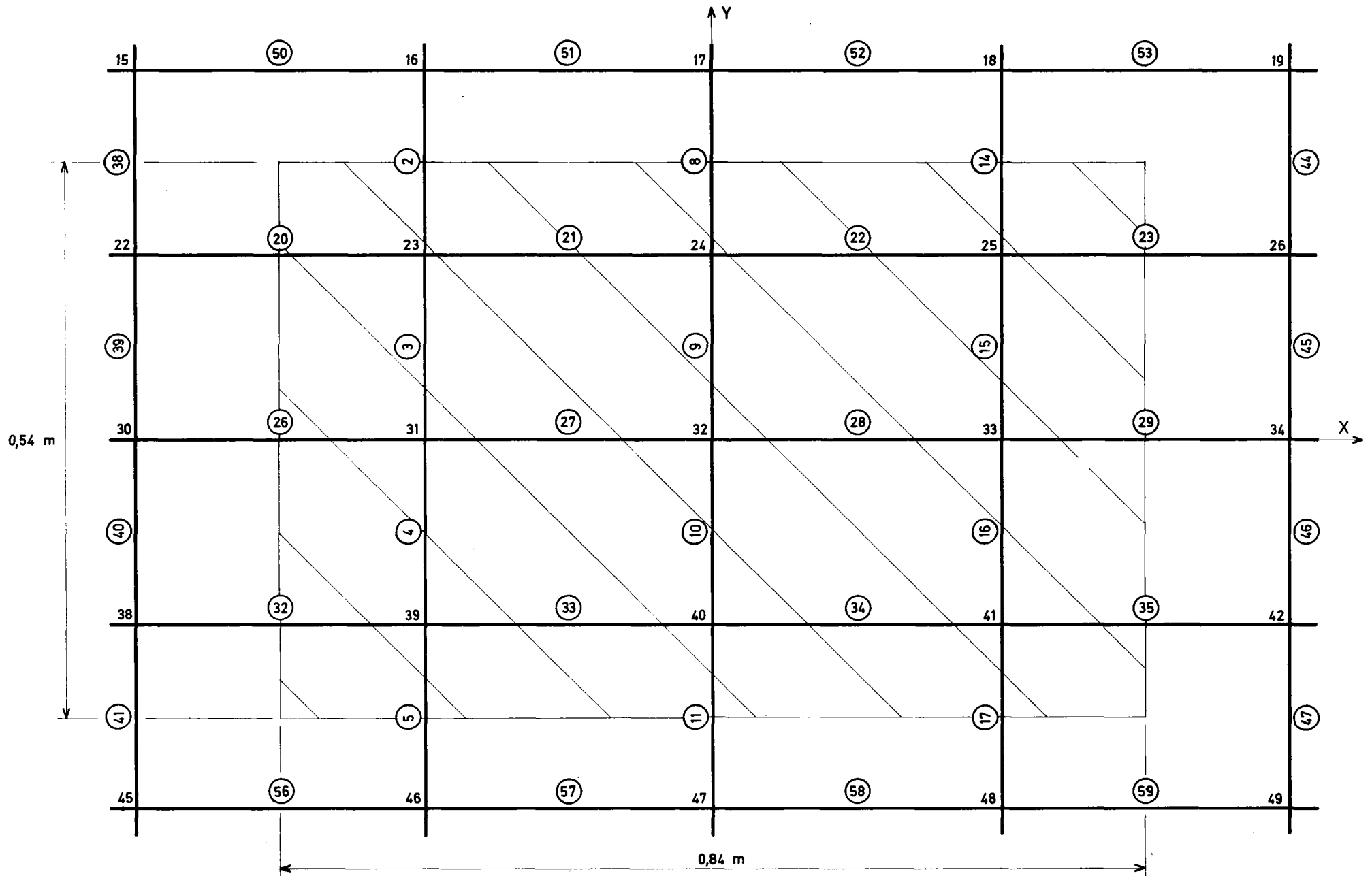


FIG. 16

Pour les barres 49 à 60 nous admettrons de même que

$$b = \frac{Y_6 - Y_{21}}{2} = \frac{0,907 - 0,18}{2} = 0,363$$

Pour les barres 61 à 72 nous admettrons que :

$$b = \frac{X_7 - X_5}{2} = \frac{-0,56 + 1,732}{2} = 0,586$$

Il y a lieu de noter qu'ainsi nous ne tenons pas compte de la portion de dalle de largeur $\frac{X_6 - X_5}{2}$ située au voisinage du noeud 5; ceci paraît sans importance puisqu'il s'agit d'une portion de dalle située au voisinage d'une ligne d'appui et que son influence sur les moments dans la zone centrale est faible.

Pour les barres 73 à 76 nous admettrons une largeur de dalle de :

$$\frac{X_9 - X_5}{2} = \frac{0 + 1,732}{2} = 0,866.$$

Il peut paraître choquant de prendre une largeur constante pour des barres qui permettent de tenir compte d'une portion de dalle de forme trapézoïdale; ce mode de calcul se justifie par le fait que ce trapèze peut être décomposé en des rectangles et en un triangle rectangle et schématiser la rigidité d'une portion de dalle triangulaire par une barre d'inertie constante (ce qui correspond à une largeur b constante) est en harmonie avec les formules (73) et (74) de l'article cité en référence bibliographique n° 1 exposant la théorie des équivalences.

Pour les barres 77 à 88 nous prendrons :

$$b = \frac{Y_2 - Y_{14}}{2} = \frac{1,453 - 0,36}{2} = 0,546$$

Ceci appellerait les mêmes remarques que pour les barres 61 à 72.

Pour les barres 89 à 92 nous prendrons :

$$b = \frac{Y_2 - Y_{29}}{2} = \frac{1,453 - 0}{2} = 0,726$$

Pour les barres 93 et 94 nous prendrons :

$$b = \frac{Y_5 - Y_{51}}{2} = \frac{0,907 + 0,907}{2} = 0,907$$

Pour les barres 95 à 98 nous prendrons :

$$b = \frac{Y_1 - Y_9}{2} = \frac{2 - 0,907}{2} = 0,546$$

On retrouve la même valeur que pour les barres 77 à 92, ce qui vient du fait qu'on a partagé en 3 parties égales l'intervalle séparant les noeuds 17 et 1; on aurait pu choisir une autre numérotation de barres de telle sorte que ces 4 barres 95 à 98 aient des numéros qui soient situés à la suite du numéro 72, mais il est plus simple d'écrire une carte de plus (le coût de perforation et de lecture est, par ailleurs, négligeable) que de changer la numérotation d'un assez grand nombre de barres.

Pour les barres 99 à 102 nous prendrons :

$$b = \frac{X_4 - X_2}{2} = \frac{0,947 + 0,947}{2} = 0,947$$

Le tableau suivant résume ces valeurs et les caractéristiques qui en découlent :

N° des barres	b	Inertie de flexion	Inertie de torsion	Section
1 à 18	0,28	0,00013608	0,00027216	0,0504
18 à 36	0,18	0,00008748	0,00017496	0,0324
37 à 48	0,333	0,00016184	0,00032368	0,0599
49 à 60	0,363	0,00017642	0,00035284	0,0653
61 à 72	0,586	0,0002848	0,0005696	0,105
73 à 76	0,866	0,0004209	0,0008418	0,156
77 à 88	0,546	0,00026536	0,00053072	0,0983
89 à 92	0,726	0,0003528	0,0007057	0,131
93 à 94	0,907	0,0004408	0,0008816	0,163
95 à 98	0,546	0,00026536	0,00053072	0,0983
99 à 102	0,947	0,00046024	0,00092048	0,170

REMARQUE IMPORTANTE.

La modélisation de la structure a été choisie en fonction du chargement; il serait cependant possible d'appliquer un autre chargement sur cette structure ainsi modélisée. Bien que nous n'ayons pas fait d'études précises sur la perte de précision, nous pensons que celle-ci doit alors se situer entre 20 et 15 %, à condition toutefois que la modélisation ne soit pas totalement inadaptée au chargement.

IV-2-4- Détermination du chargement.

Il est bon de calculer d'abord l'intensité de la charge répartie en tonnes par mètre carré, c'est $\frac{10}{0,84 \times 0,54} = 22,05 \text{ t/m}^2$.

Commençons par ce qui est le plus simple à savoir les barres les moins longues qui sont parallèles à OY. Celles qui sont à la limite de la zone chargée, c'est-à-dire les barres 2, 8, 14, 5, 11 et 17 auront un chargement simple agissant sur une longueur de $\frac{0,54}{2} - 0,18 = 0,09$ (cette valeur est égale à la moitié de la longueur de la barre parce que la longueur de ces barres a été prise égale au tiers de la largeur de la zone chargée).

L'intensité de la charge croîtra de 0 à $0,09 \times 2 \times 22,05 = 3,969 \text{ t/ml}$. Il faut remarquer que si l'on utilise le STRESS et les déclarations MEMBER INCIDENCES telles qu'elles figurent dans l'annexe 1, les barres sont toutes orientées dans le même sens que OX ou OY; en conséquence sur les barres 2, 8, 14 la charge agit de l'abscisse 0 à l'abscisse 0,09; sur les barres 5, 11, 17 de l'abscisse 0,09 à l'abscisse 0,18. Les chargements des barres 2 et 5 sont représentées respectivement sur les figures 17 et 18.

Pour les barres 3, 9, 15, 4, 10 et 16 situées au milieu de la zone chargée il faudra prendre en compte 2 charges variant linéairement et donc, dans le cas d'utilisation du STRESS, écrire 2 cartes par barre; le chargement de la barre 3 est représenté sur la figure 19.

En ce qui concerne les barres 27 et 28, il est assez clair que, compte tenu de la répartition à 45° proposée plus haut, la charge croîtra d'abord de 0 à 3.969 sur une distance de 0,09 en partant de l'origine; à l'extrémité elle décroîtra de 3.969 à 0 sur la même distance et au milieu elle restera constante sur une distance de $0,28 - 2 \times 0,09 = 0,10$; les abscisses relatives des points en lesquels le diagramme de chargement présente des points anguleux sont donc 0,09 et 0,19; le chargement de la barre 27 est représenté sur la figure 19. Il faudra donc 3 cartes pour décrire le chargement de chacune de ces barres. Il se trouve que les barres 21, 22, 33 et 34 auront exactement le même chargement à cause d'une particularité déjà signalée auparavant à savoir : l'espacement des barres est égal au tiers de largeur de la zone chargée; et en conséquence la distance entre l'extrémité de la zone chargée et l'axe d'une barre telle que 21 est égale à la moitié de la distance entre axes des barres.

En ce qui concerne la barre 29 on aura toujours un chargement croissant de 0 à 3,969 sur une distance de 0,09 m; la charge appliquée sera ensuite constante jusqu'à l'extrémité de la zone chargée située à 0,14 m de l'origine de la barre. De même qu'une barre telle que 21 a un chargement identique à une barre telle que 27, de même les barres 23 et 25 auront un chargement identique aux barres 23 et 35; la figure 21 représente le chargement de la barre 29.

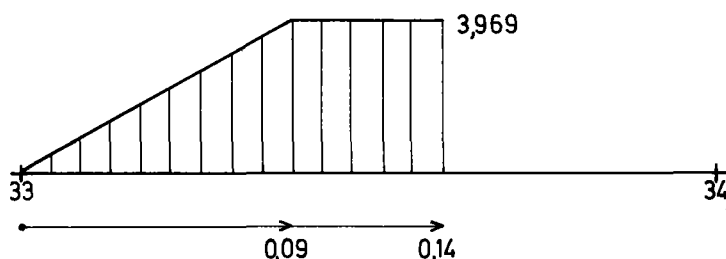


Fig. 21

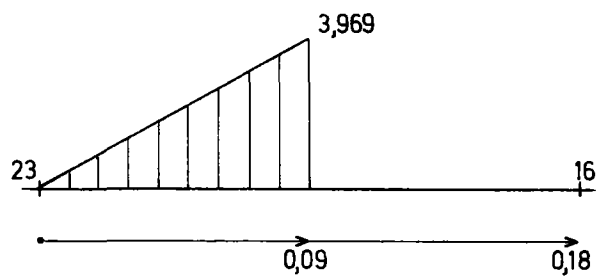


Fig 17

chargement de la barre 2

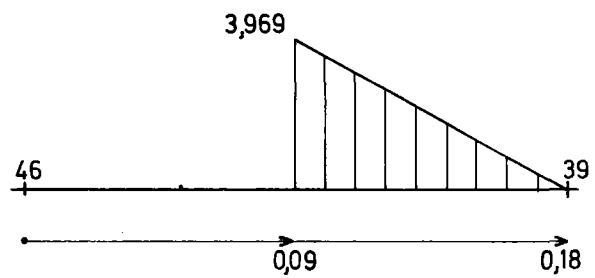


Fig 18

chargement de la barre 5

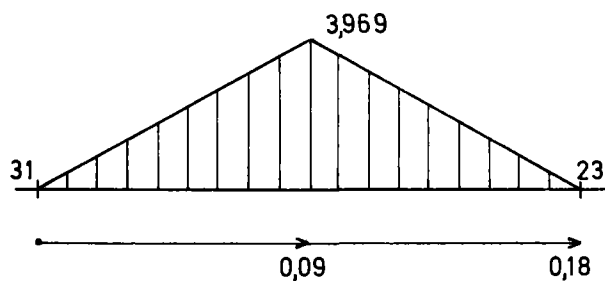


Fig 19

chargement de la barre 3



Fig 20

Pour les barres 20, 26 et 32 il faudra faire attention à ce que, au moins si on utilise le STRESS et les déclarations MEMBER INCIDENCES que nous avons prévues et qui figurent en annexe 1 avec des extraits de la note de calculs STRESS, l'origine est du côté non chargé. Le chargement de la barre 26 est représenté sur la figure 22. Pour formuler correctement les données relatives au chargement il faut faire attention à ce qu'en général, et notamment lorsqu'on utilise le STRESS l'axe Oz est vertical ascendant et qu'en conséquence ces charges soient négatives.

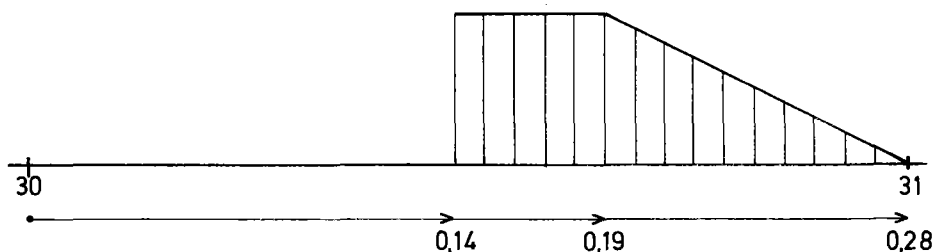


Fig. 22

La liste des données qui, de toutes façons, sont rappelées par le programme STRESS est fournie en annexe 1 qui donne également de larges extraits de la note de calculs.

IV-2-5- Interprétation des résultats.

Au centre (noeud 32) il n'y a pas de grosses difficultés. Le moment supporté par les barres 27 et 28 parallèles à l'axe OX du système global est en valeur absolue de 0,31 (compte-tenu des unités employées il s'agit de tonnes mètres). On voit que les signes sont opposés si l'on considère le noeud 32 comme extrémité de la barre 27 ou comme origine de la barre 28. Cela tient à ce que le STRESS fournit les efforts exercés par les noeuds sur la barre; pour l'interprétation correcte des signes, il faut encore préciser que ces efforts sont évalués dans les axes locaux liés à la barre. Dans ce cas, tout simple (barres parallèles à l'axe OX du système global, et type de structure "plane grid"), les deux systèmes d'axes coïncident à une translation près. Le sens de rotation positif est celui qui va de Oz vers Ox; c'est le même que celui qu'on prend habituellement en R.D.M. pour avoir un moment positif dans une travée indépendante chargée de haut en bas.

En conséquence on retrouve le moment habituel de la R.D.M. au noeud 32 considéré comme origine de la barre 28 et il est bien positif comme on s'y attendait; par contre, si on le considère comme extrémité de la barre 27 (1) le moment indiqué est opposé à celui de la R.D.M. (c'est en effet le moment exercé par la partie droite sur la partie gauche).

(1) Le fait que le noeud 32 soit origine de la barre 28 mais extrémité de la barre 27 vient des données comprises dans le tableau MEMBER INCIDENCES.

Pour interpréter ce résultat relatif à une dalle il faut faire attention à ce que ce moment correspond à une largeur de dalle de 0,18 (correspondant à l'espacement moyen des poutres parallèles à OX). Le moment par unité de longueur est donc :

$$\frac{0,31}{0,18} = 1,72 \text{ tm/ml.}$$

En ce qui concerne les barres parallèles à l'axe global OY, il faut noter que, cette fois ci, l'axe Ox du système local est parallèle à l'axe OY du système global. Cependant, puisque nous traitons ici une structure type "plane grid", on peut, sans effectuer de raisonnement compliqué, dire qu'un moment fléchissant positif à l'origine d'une barre provoque des tractions sur la fibre inférieure et des compressions sur la fibre supérieure. Nous pouvons alors vérifier que, comme on pouvait s'y attendre, nous avons un moment positif à l'origine de la barre 9 qui est égal à 0,61 tm/ml. Là encore, pour interpréter correctement ce résultat il faut calculer le moment par mètre linéaire de hourdis; les barres parallèles à OY étant espacées de 0,28 m.; la valeur cherchée est :

$$\frac{0,61}{0,28} = 2,28 \text{ tm/ml.}$$

Jusqu'à présent nous n'avons pas tenu compte du coefficient de POISSON ou ce qui revient au même (puisque la dalle est simplement appuyée) nous l'avons supposé nul. Si sa valeur est différente de 0 les chiffres précédemment calculés (à savoir 1,78 et 2,22) peuvent être interprétés comme les courbures $\frac{\delta^2 W}{\delta X^2}$ et $\frac{\delta^2 W}{\delta Y^2}$ d'une dalle de même géométrie soumise aux mêmes charges et de rigidité à la flexion égale à l'unité.

Les moments fléchissants par unité de longueur M_X et M_Y se calculent alors par les formules classiques :

$$M_X = \frac{\delta^2 W}{\delta X^2} + \nu \frac{\delta^2 W}{\delta Y^2}$$

$$M_Y = \frac{\delta^2 W}{\delta Y^2} + \nu \frac{\delta^2 W}{\delta X^2}$$

Soit numériquement si l'on suppose un coefficient de POISSON égal à 0,15 :

$$M_X = 1,72 + 0,15 \times 2,18 = 2,05$$

$$M_Y = 2,18 + 0,15 \times 1,72 = 2,44.$$

Pour éviter toute confusion dans l'interprétation de ces moments nous précisons que, si la dalle est construite en béton armé, le moment M_X permettra de dimensionner les armatures parallèles à OX et le moment M_Y les armatures parallèles à OY.

Quant aux moments de torsion, ils sont nuls en ce point milieu puisque la structure et le chargement admettant les axes OX et OY comme axes de symétrie.

Si nous prenons maintenant un autre noeud, 12 par exemple, l'interprétation des résultats sera un peu plus complexe. Considérons d'abord le moment fléchissant dans les barres parallèles à OX, soit ici les barres 82 et 90; nous lisons sur la note de calculs - 0,08 à l'extrémité de la barre 82 et - 0,06 à l'origine de la barre 90. D'après ce que nous avons vu précédemment, pour obtenir un moment fléchissant au sens habituel de la R.D.M. il faut changer le signe du premier chiffre, il devient ainsi + 0,08.

Il faut ensuite prendre en compte les moments par unité de longueur, puisqu'ici les largeurs b correspondantes aux barres 82 et 90 sont différentes. Nous obtenons donc :

$$\text{- pour la barre 82 } \frac{0,08}{0,546} = 0,146 \text{ tm/ml}$$

$$\text{- pour la barre 90 } \frac{- 0,06}{0,726} = - 0,083 \text{ tm/ml}$$

Et la quantité à retenir pour le moment M_x sera la demi-somme des deux soit :

$$\frac{0,146 - 0,083}{2} = 0,03 \text{ tm/ml}$$

De même dans le sens OY nous lisons un moment de - 0,62 tm à l'extrémité de la barre 67, dont il faut changer le signe soit 0,62 tm. Par mètre linéaire le moment est de :

$$\frac{0,62}{0,586} = 1,058 \text{ tm/ml.}$$

A l'origine de la barre 75 nous lisons sur la note de calculs un moment de 0,67 tm, soit par mètre linéaire :

$$\frac{0,67}{0,866} = 0,774 \text{ tm/ml}$$

prenons la demi-somme soit :

$$\frac{1,058 + 0,774}{2} = 0,92 \text{ tm/ml.}$$

Si maintenant nous tenons compte d'un coefficient de POISSON $\nu = 0,15$ nous obtenons :

$$M_x = 0,03 + 0,15 \times 0,92 = 0,17 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0,92 + 0,15 \times 0,03 = 0,92 \text{ tm/ml.}$$

En ce qui concerne les moments de torsion; il faut rappeler que, dans la théorie des dalles on obtient des moments égaux $M_{xy} = M_{yx}$ si le sens positif de rotation est choisi de OZ soit vers OX soit vers OY. Ici il faudra prendre la moyenne arithmétique de 4 valeurs distinctes.

Commençons par les barres parallèles à OX pour lesquels, nous l'avons déjà vu, les axes globaux et locaux coïncident.

A l'origine de la barre 90 nous lisons un moment égal à 0. A l'extrémité de la barre 82 nous lisons un moment de 0,056. C'est le moment exercé par le noeud sur la barre compté positivement dans le sens OY vers OZ. Le moment de torsion au sens de la théorie des dalles est le moment exercé par la partie gauche ($X < X_{12}$) sur la partie droite ($X > X_{12}$), ce qui correspondrait ici à l'effort de la barre sur le noeud; le sens de rotation positif étant celui qui va de OZ vers OY. Il faut donc changer 2 fois de signe, ce qui revient à conserver le signe; le moment de torsion par mètre linéaire est donc :

$$\frac{0,056}{0,546} = 0,1026 \text{ tm/ml}$$

Pour les barres parallèles à OY il faut d'abord préciser les axes de coordonnées locaux qui sont :

Ox parallèle à OY et de même sens (le fait qu'ils soient de même sens est lié, rappelons le, au choix effectué pour l'origine et l'extrémité de chaque barre tel qu'il ressort du tableau "MEMBER INCIDENCES").

Oy parallèle à OX et de sens opposé.

Oz vertical ascendant donc parallèle à OZ et de même sens que lui.

Le fait que Oy et OX soient de sens opposé vient tout simplement de ce que les deux trièdres Oxyz et OXYZ sont directs.

Le sens de rotation des moments de torsion défini par STRESS est celui qui va de Oy vers Oz. C'est aussi celui qui va de OZ vers OX (voir fig. 23). Il correspond donc au sens choisi dans la théorie des dalles.

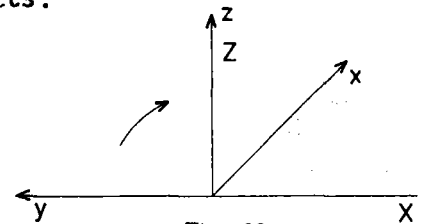


Fig. 23

Donc à l'origine de la barre 75 il ne faudra pas changer le signe du moment que nous lisons égal à - 0,021 soit compte tenu de la largeur :

$$- \frac{0,021}{0,866} = - 0,0242 \text{ tm/ml}$$

Par contre à l'extrémité de la barre 67 il faudra changer le sens du moment que nous lisons égal à 0,163. Si, de plus, nous tenons compte de la largeur de la barre nous prendrons en compte :

$$- \frac{0,163}{0,586} = - 0,2782 \text{ tm/ml}$$

En effectuant la moyenne arithmétique nous obtenons :

$$\frac{0,0 + 0,1026 - 0,0242 - 0,2782}{4} = - 0,050 \text{ tm/ml}$$

Mais là encore, nous n'avons pas tenu compte du coefficient de POISSON. On peut dire que ce résultat est la torsion $\frac{\delta^2 W}{\delta X \delta Y}$ d'une dalle de même géométrie que la dalle étudiée et soumise au même chargement mais dont la rigidité à la flexion serait égale à l'unité. Le moment de torsion dans une telle plaque se calcule par :

$$M_{XY} = (1 - \nu) \frac{\delta^2 W}{\delta X \delta Y}$$

Soit ici numériquement :

$$M_{XY} = (1 - 0,15) \times (-0,050) = - 0,042 \text{ tm/ml.}$$

IV-3- Cas du pont à 2 nervures.

IV-3-1- Domaine d'emploi d'un programme de réseau de poutres.

Avant de détailler ce cas, il faut bien préciser que :

- Si le biais est peu important (angle de biais compris entre 65 et 100 grades) son influence sur les efforts internes peut, en général, être négligé.

- Pour l'établissement d'une étude d'exécution d'une telle structure, il vaut mieux utiliser le système de programmation EUGENE qui permet :

. une détermination automatique des lignes enveloppes dans les poutres,

. une détermination d'un schéma de câblage,

. la vérification, au moyen d'EUGENE-ENVELOPPE, d'un câblage retouché pour un coût faible.

- Par contre, l'utilisation d'un programme de réseaux de poutres croisées permet une vérification rapide des principaux résultats.

- La modélisation proposée ici dans le cas où la structure ne comporte pas d'entretoise d'appui suppose que les fibres moyennes des poutres principales se trouvent situées au niveau du plan moyen du hourdis; en conséquence cette modélisation ne fournit pas les efforts dus à "l'effet de portique" qui se forme au dessus des appuis et produit un encastrement à la torsion des poutres principales.

IV-3-2- Cas où la structure comprend une entretoise d'appui.

Il semble suffisant de découper la portée en une demi-douzaine d'intervalles égaux, une barre aboutissant à l'angle obtus, (points 4 et 15 de la figure 24). Par ailleurs, au-delà de cette barre aboutissant à l'angle obtus il semble bon de mettre une autre barre pour tenir compte de la forte variation de largeur de dalle que représente une barre. La portion de barre que représente la barre 4-5 est limitée par des pointillés; sur la fig. 24.

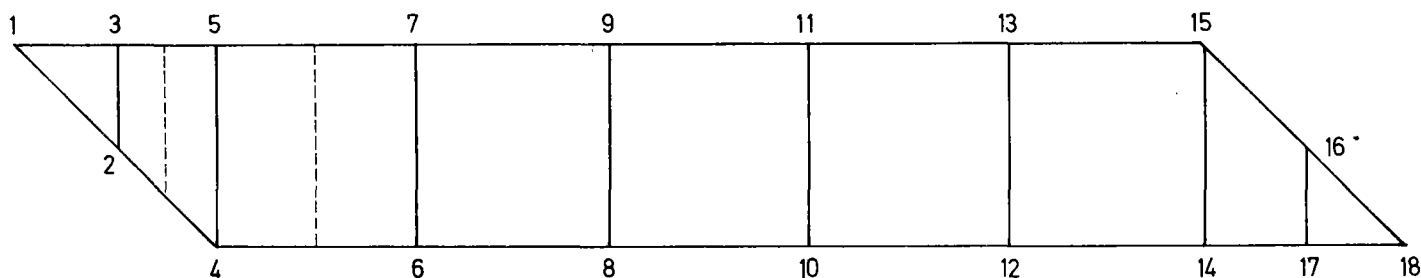


Fig. 24 modélisation simpliste

Cette barre n'est pas au centre de la zone qu'elle représente du point de vue caractéristiques mécaniques et aussi éventuellement du point de vue chargement; de ce dernier point de vue il n'est pas nécessaire de lui appliquer des couples d'axes parallèles à sa ligne moyenne comme il est indiqué au paragraphe IV-1-3.

Il faut cependant faire attention à un autre point relatif au pont à 2 nervures. Il se peut que les nervures aient une largeur assez importante et il est difficile de représenter une barre dont l'inertie varie dans de fortes proportions par une barre d'inertie fictive équivalente constante.

En effet ce que l'on désirerait obtenir ce serait avoir la même matrice de souplesse pour la barre représentant une portion de la structure découpée transversalement d'inertie variable et la barre que nous qualifierons de doublement fictive d'inertie constante. Supposons pour simplifier que l'inertie de la barre à ses extrémités puisse être supposée infinie (fig. 25).

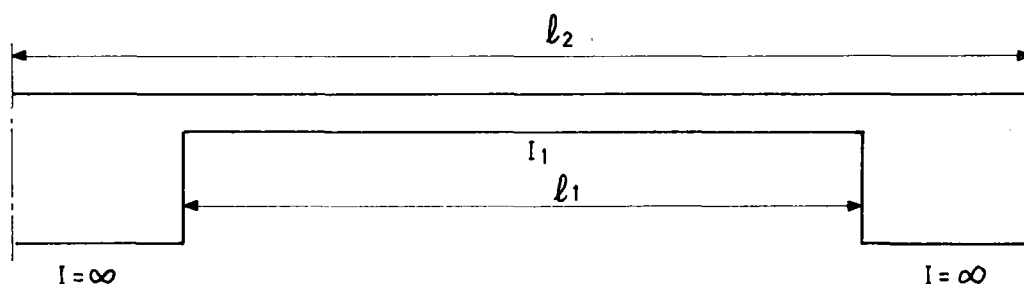


Fig. 25

Il faudra donc trouver une inertie fictive I_f telle que la barre de longueur l_2 ait même matrice de souplesse que la barre de longueur l_1 et d'inertie I_1 prolongée par deux barres d'inertie infinie. Or, dans une telle matrice relative à une barre d'inertie constante I et de

longueur ℓ il y a des termes en $\frac{I}{\ell}$, $\frac{I}{\ell^2}$ et $\frac{I}{\ell^3}$; la détermination de I_f est donc délicate. On peut cependant calculer la matrice de souplesse de la barre réelle ayant une inertie infinie à ses extrémités et l'identifier à celle d'une barre fictive d'inertie constante mais possédant une section réduite à l'effort tranchant constante et non infinie. On peut alors trouver une inertie fictive et une section fictive réduite à l'effort tranchant mais cette dernière est négative; la prise en compte de telles valeurs fictives risque donc d'entraîner des erreurs dans la rédaction du bordereau de données.

On aura une autre raison de rejeter la modélisation comprenant des entretoises fictives d'inertie constante pour les "entretoises fictives" telles que les barres 4-5, 6-7 si l'on désire obtenir les moments à l'encastrement du hourdis sur les nervures. Et on peut désire connaître une telle quantité pour la raison suivante: Si une poutre principale est chargée et non l'autre elle prend une certaine flèche, supposons que ce soit la poutre qui va du noeud 1 au noeud 15, la bande de hourdis représentée par la barre 4-5 doit "prendre le virage" entre le point 5 qui a subi une certaine translation verticale et le noeud 4 qui, étant un appui, est resté fixe. De plus les poutres ont une assez grande rigidité à la torsion et sont plus ou moins encastrees à la torsion sur appui à cause d'entretoises d'appuis et de la rigidité des appareils d'appui en néoprène, il est visible (voir fig. 26) que des moments fléchissants pourront être importants apparaîtront à l'encastrement du hourdis dans les nervures. Cependant selon le principe de superposition ces moments peuvent être présentés comme étant la somme de deux termes :

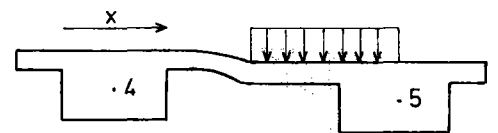


Fig. 26

- l'un dû au chargement propre de la barre supposé encastree à ses extrémités c'est-à-dire celles-ci ne supportant pas de translation rotation) voir fig. 27;

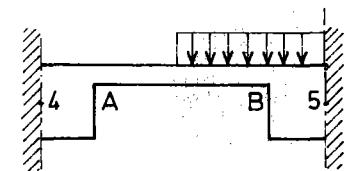


Fig. 27

- l'autre dû aux translations rotations aux extrémités de la travée.

Et le premier terme peut varier beaucoup suivant les inerties relatives des deux tronçons : en particulier si le tronçon central (tronçon AB sur la figure 26 est d'inertie très faible devant celle des tronçons extrêmes (tronçon B 5 par exemple) le moment fléchissant en B sera celui qui correspond au cas où la poutre AB serait encastree à ses extrémités.

En conséquence on ne peut pas, pour calculer le moment à l'encastrement du hourdis dans la nervure, se contenter de considérer une structure formée de barres telle qu'elle est schématisée sur la figure 23, les entretoises fictives ayant une inertie moyenne, et appliquer ensuite tout simplement la formule bien connue de résistance des matériaux donnant le moment fléchissant M à l'abscisse x compté à partir du point 4 en fonction des moments fléchissants M_4 en 4, M_5 en 5, du moment M_{iso} de la poutre 4-5 supposée simplement appuyée en 4 et en 5 soumise aux charges considérée et de la longueur ℓ de la poutre

$$M = M_4 \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) + M_5 \frac{x}{\ell} + M_{iso}$$

Il est à noter d'ailleurs que si l'on appliquait cette formule (on aurait utilisé l'une des 2 premières solutions décrites ci-après) il faudrait faire attention à ce que les résultats fournis par l'ordinateur ne sont pas, quant aux signes, les moments au sens de la R.D.M. mais les moments exercés par les noeuds sur les barres (au moins dans le cas du STRESS).

Diverses autres solutions sont parfaitement satisfaisantes, nous en donnons ci-dessous trois (cette liste n'a pas la prétention d'être exhaustive) :

- calculer la matrice de souplesse et les moments d'encastrement parfait des barres telles que 4-5 représentant le hourdis (on appelle aussi ces barres "entretoises" et prendre ces valeurs comme données si le programme utilisé le permet (STRESS est dans ce cas);

- indiquer au programme que l'inertie des "entretoises fictives" n'est pas constante sur toute la barre mais varie par tronçons ou en "escalier" si le programme le permet (STRUDL est dans ce cas mais non STRESS).

- prendre en compte une structure qui comprenne non pas une barre pour représenter chaque entretoise fictive mais 3

Cette dernière solution est utilisable pour tout programme de réseau de poutres croisées, à condition de ne pas obtenir un trop grand nombre de barres. En conséquence, il nous paraît, sans conteste, à conseiller dans le cas d'une travée indépendante formée seulement de deux nervures.

Bien évidemment, pour ne pas allonger inutilement le temps de calcul, il y aura lieu de choisir la numérotation des noeuds de telle sorte que la différence entre les numéros de deux noeuds situés aux extrémités d'une même barre soit faible. C'est ainsi que, dans le cas où il y a des entretoises d'appui la numérotation des noeuds pourrait être telle qu'indiquée figure 28.

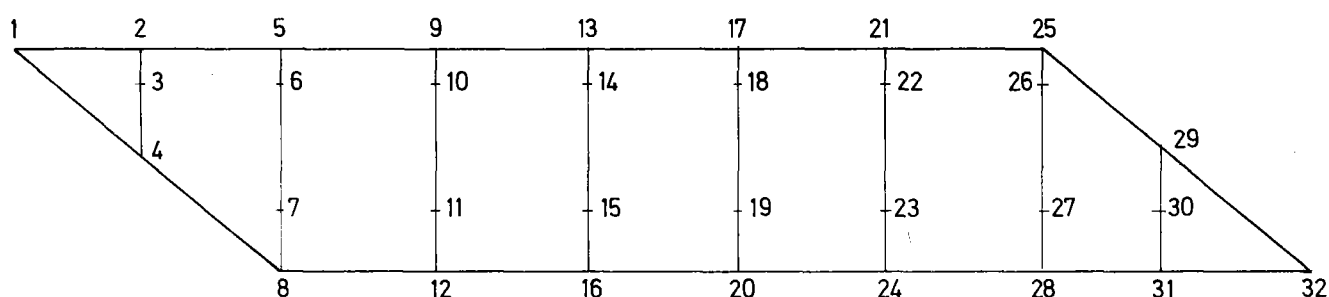


Fig. 28

IV-3-3- Cas où la structure ne comprend pas d'entretoise d'appui.

Si l'entretoise d'appui a une rigidité d'une certaine importance, elle est soumise, dans le cas d'ouvrages biais à des efforts internes extrêmement importants. Une solution couramment adoptée consiste à la supprimer en

laissant seulement subsister un léger épaissement du hourdis aux abouts de l'ouvrage (dans l'exemple présenté au paragraphe suivant, le hourdis était épaissi de 0,22 m. à 0,40 m.). Des calculs comparatifs menés sur cet exemple nous ont montré que la présence de cet épaissement perturbait assez peu les efforts dans les nervures et le hourdis et que les contraintes dans le hourdis au droit de l'épaissement étaient moins importantes qu'aux autres points du hourdis.

Nous pensons donc qu'il est inutile de tenir compte de cet épaissement.

Par contre la rigidité à la torsion des appareils d'appui en néoprène peut utilement être prise en compte, son influence est en effet plus grande puisque le reste de la structure est plus souple. Ceci peut se faire au moyen de barres fictives situées dans le prolongement des barres réelles représentant les poutres principales (barres 15 à 18 de la figure 29). Voyons les autres modifications à apporter à la modélisation représentée figure 27. Une barre telle que celle qui relie les noeuds 3 et 4 de la figure 28 serait inutile si l'on supprime les barres reliant les noeuds 1 et 4 d'une part, 4 et 8 d'autre part, barres qui représentent l'entretoise d'appui et si, par ailleurs, aucune autre barre n'a une extrémité au noeud 4. On peut par ailleurs remarquer que l'on ne sait pas au juste comment travaille la dalle au voisinage des abouts. Nous pensons donc qu'il est logique de mettre une barre fictive parallèle aux poutres principales qui parte du noeud 4 (de la figure 28 toujours précisons-le). Il semble inutile de placer cette barre fictive sur toute la longueur du pont, cependant il paraît également dangereux de ne pas la prolonger au delà de la barre qui relie les noeuds 6 et 7 de la figure 27; en effet cette dernière barre fictive aboutit à l'angle obtus où il y a souvent des concentrations d'efforts, nous prolongerons donc cette barre fictive parallèle aux poutres principales jusqu'à l'entretoise fictive suivante. Nous obtenons donc la modélisation représentée sur la figure 29. Cette figure a été complétée par quelques pointillés représentant les morceaux de dalles représentés par chaque barre.

Bien qu'au voisinage des abouts la dalle travaille dans les deux directions, il semble inopportun de choisir une valeur du coefficient de POISSON égale à 0. En effet la dalle travaille nettement plus dans un sens que dans l'autre, ou pour parler plus scientifiquement, les moments fléchissants sont nettement plus importants dans une direction que dans l'autre.

Il est bien précisé que cette modélisation ne conviendrait pas pour étudier les efforts locaux dans le hourdis au voisinage de roues de camions B_c ou de roue B_r .

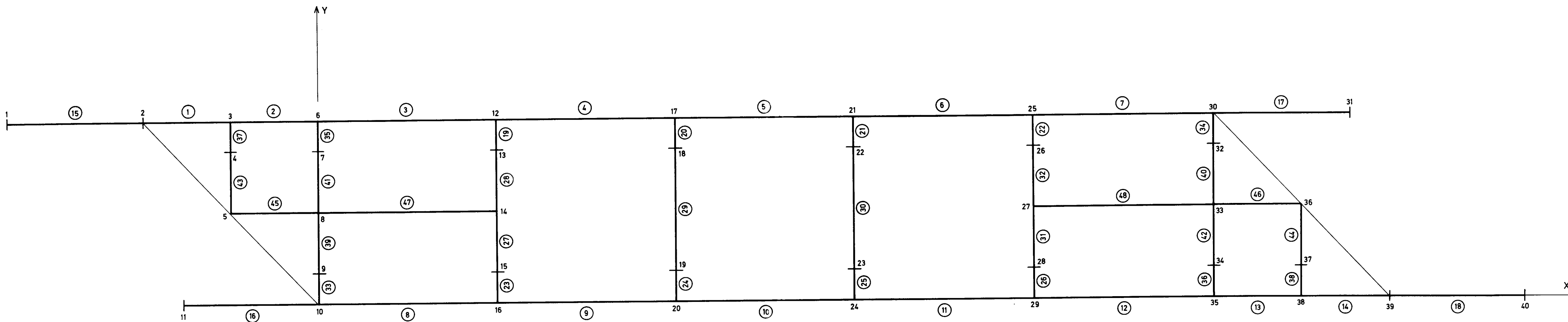


FIG. 29

ÉCHELLE : 0,01 (1/100)

IV-3-4- Exemple concret.

IV-3-4-1- Présentation de l'exemple.

L'exemple proposé ici consiste en une travée indépendante biaisée à 51,33 grades, chaque nervure ayant une portée de 39,50 m. la coupe transversale étant celle qui est représentée sur la figure 30 sur laquelle sont également représentées les glissières limitant la largeur roulable.

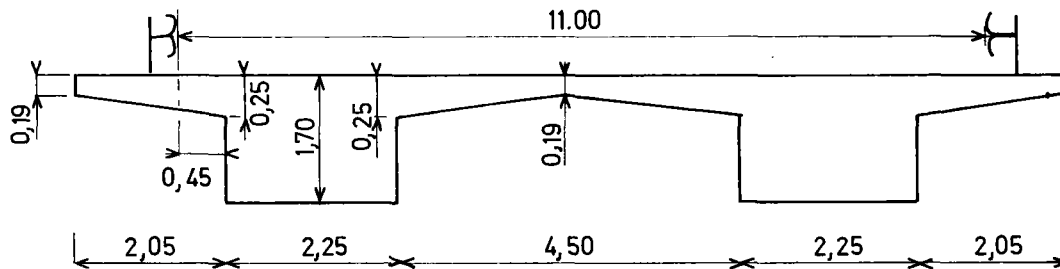


Fig. 30

Le projet de cet ouvrage a été dressé par la SETEC. Il ne comprend pas d'entretoise d'appui.

Les appareils d'appuis en néoprène fournissent un encastrement élastique à la torsion, le rapport du couple à la rotation étant de 32.000 tm (une valeur infinie de ce coefficient correspondrait à un encastrement à la torsion).

IV-3-4-2- Rédaction du début du bordereau de données.

On utilise donc la modélisation représentée à la figure 29.

Il est donc possible dès maintenant de calculer les coordonnées des différents noeuds; la meilleure manière de mettre ces résultats sous forme de tableau est de commencer la rédaction du bordereau de données. Précisons que, dans le cas d'utilisation du STRESS, nous pouvons dès maintenant écrire les ordres suivants :

- ordre titre,
- ordre type,
- les ordres définissant la taille : nombre de noeuds de barres et d'appui (il faudra compléter par le nombre de chargements),
- les ordres JOINT COORDINATES,
- les ordres MEMBER INCIDENCES,
- les ordres JOINT RELEASES.

IV-3-4-3- Caractéristiques mécaniques des barres.

Tout d'abord le hourdis est d'épaisseur variable et la prise en compte de la variation d'épaisseur compliquerait beaucoup l'écriture des caractéristiques mécaniques des entretoises fictives. L'épaisseur ne variant pas dans d'importantes proportions nous prendrons une épaisseur fictive moyenne de 0,22 m.

Par ailleurs nous avons vérifié que la prise en compte de cette épaisseur fictive de 0,22 donnerait des caractéristiques mécaniques des barres représentant les poutres principales extrêmement voisines de celles que l'on obtiendrait en prenant en compte la variation d'épaisseur de 0,19 à 0,25 m). Tout ceci revient à dire qu'en définitive nous calculons une structure fictive dont la coupe transversale est représentée à la figure 31.

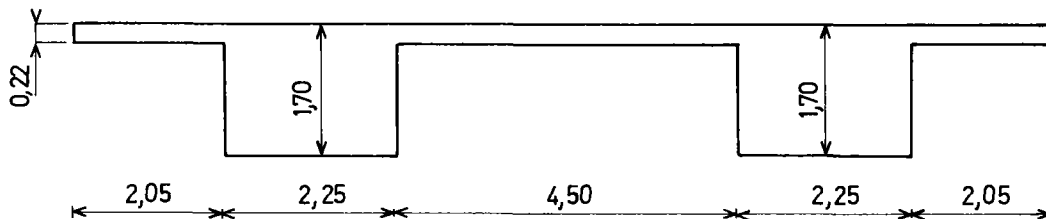


Fig. 31 - Coupe transversale de la structure fictive calculée

Commençons alors par les entretoises fictives. Nous calculerons :

- leur moment d'inertie de flexion par la formule $\frac{bh^3}{12}$
- leur moment d'inertie de torsion par la formule $\frac{bh^3}{6}$

- leur section réduite à l'effort tranchant par la formule bh c'est-à-dire en l'assimilant à la section totale ce qui n'est certes pas exact mais la déformation due à l'effort tranchant est faible et nous n'avons pas besoin d'une grande précision pour cette dernière caractéristique.

Nous rappelons que dans ces formules h représente l'épaisseur du hourdis ou de la nervure et b la largeur prise en compte.

Tout le problème est alors de déterminer la largeur b à prendre en compte. Pour les barres 27 à 32 il est assez évident que l'on doit prendre $b = 6,606$; la même valeur convient pour les barres 19 à 26.

Pour les barres 35 à 36 ainsi que 39 à 41 on peut admettre :

$$b = \frac{X_{12} - X_3}{2} = \frac{6,606 - (-3,235)}{2} = 4,920.$$

Pour les barres 37 et 38 ainsi que 43 et 44 nous admettons que :

$$b = \frac{X_6 - X_2}{2} = \frac{6,47}{2} = 3,235.$$

On peut remarquer qu'ainsi nous prenons une largeur constante pour représenter un morceau de dalle triangulaire; ce point a déjà été discuté au paragraphe IV-2-3 à propos des barres 73 à 76.

En même temps que les entretoises fictives, nous allons déterminer les caractéristiques mécaniques des barres 45 à 48. Il paraît logique de prendre en compte la moitié de la largeur totale du hourdis situé entre les poutres soit $b = \frac{4,5}{2} = 2,25$.

On peut alors dresser le tableau suivant fournissant les caractéristiques mécaniques des barres dont il a été question ci-dessus.

barres	b	h	Moment d'inertie de flexion	Moment d'inertie de torsion	Section réduite à l'effort tranchant
19 à 26	6,606	1,7	2,704	5,409	11,2
27 à 32	6,606	0,22	0,00586	0,0117	1,33
33 à 36	4,920	1,7	2;014	4,029	8,4
39 à 42	4,920	0,22	0,00437	0,00873	1,08
37 et 38	3,235	1,7	1,524	2,649	5,5
43 et 44	3,235	0,22	0,00287	0,00574	0,71
45 à 48	2,25	0,22	0,002	0,004	0,49

Examinons maintenant le cas des barres représentant les poutres principales. Commençons par les barres situées au centre de la travée c'est-à-dire les barres 4, 5, 6, 9, 10 et 11. En ce qui concerne le moment d'inertie de flexion, il n'y a aucune difficulté, il suffit d'effectuer le calcul classique du moment d'inertie de la section d'une poutre dont la section rest représentée sur la figure 32.

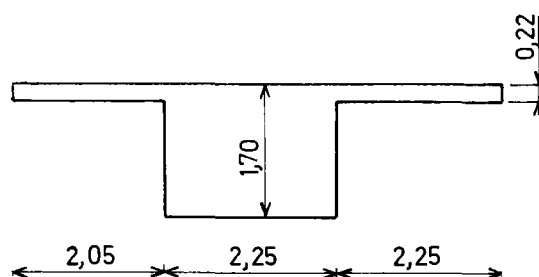


Fig. 32 - Section transversale d'une poutre principale

On trouve sans difficulté 1,340.

En ce qui concerne le moment d'inertie de torsion nous appliquerons l'analogie de la membrane comme au paragraphe III-3 ce qui, rappelons-le, revient à décomposer la section en rectangle de largeur b_i d'épaisseur h_i et calculer le moment d'inertie de torsion par la formule $k_{1i} b_i h_i^3$; le problème est alors de déterminer les coefficient k_{1i} . On peut utiliser les tables fournies par exemple par M. COURBON donnant le coefficient k_1 en fonction du rapport $\frac{b}{h}$; mais il faut faire attention à ce que pour le hourdis situé entre les poutres principales il faut prendre $k_1 = \frac{1}{6}$ au lieu de $\frac{1}{3}$ (schématiquement on peut dire que cela vient de ce qu'il faut prendre seulement la moitié de la rigidité de torsion de la plaque, l'autre moitié étant prise par les entretoises fictives). On peut alors se poser la question de savoir s'il ne faudrait pas réduire également de moitié le coefficient k_1 relatif à la nervure représentée par un rectangle 2,25 x 1,70 puisque les barres telles que 20 ont une rigidité de torsion. Nous ne le pensons pas; en effet ces barres telles que 20 servent essentiellement à représenter une liaison excentrée entre une entretoise fictive représentant le hourdis (barre telle que 22) et les barres représentant la poutre principale (barres telles que 4 et 5) et les calculs effectués pour obtenir leur moment d'inertie de flexion et de torsion ont pour seul but de fournir des valeurs "vraisemblables". Précisons qu'il serait dangereux de prendre des valeurs arbitraires et très grandes : le calcul effectué par l'ordinateur peut être erroné si les rigidités des différentes barres ont des ordres de grandeur très différents.

Le calcul du moment d'inertie de torsion de ces barres représentant des portions de poutres principales peut finalement être conduit au moyen du tableau suivant :

b	h	b/h	k_1	$k_1 bh^3$
2,25	1,70	1,32	0,178	1,9674
2,05	0,22	pratiquement ∞	1/3	0,0072
2,25	0,22	pratiquement ∞	1/6	1,0040
Total : moment d'inertie de torsion =				1,9788

On peut ramener le résultat à 1,97.

Enfin en ce qui concerne la section réduite à l'effort tranchant nous prendrons l'aire de la nervure qui dépasse du hourdis soit :

$$(1,70 - 0,22) \times 2,25 = 3,33.$$

Passons maintenant au cas des barres représentant les poutres principales situées au voisinage des entretoises du pont, à savoir les barres 1, 2, 7, 8, 13 et 14; on devrait normalement déduire les moments d'inertie de flexion et de torsion pris en compte dans les barres 45 à 48. Mais dans le cas particulier de cette structure, les quantités à déduire sont négligeables :

- Pour le moment d'inertie de flexion, il faudrait déduire le moment d'inertie propre d'une bande de hourdis de $\frac{2,25}{2}$ m. de large (et bien entendu de 0,22 m. d'épaisseur) soit $0,001 \text{ m}^4$.

- Pour le moment d'inertie de torsion, il faudrait réduire à 1,125 la largeur b portée à la 3ème ligne du tableau de calcul.

Compte tenu des faibles valeurs de ces corrections, on peut conserver les valeurs précédemment calculées. Nous insistons cependant sur le fait qu'il pourrait ne pas en être de même pour une structure différente.

Avant de passer à la détermination des caractéristiques mécaniques des barres 15 à 18, il faut préciser les valeurs des constantes c'est-à-dire E et G à prendre en compte. Tout d'abord, bien qu'aux extrémités de la structure il y ait une amorce de grillage pour représenter la hourdis (en effet les barres sont placées dans deux directions perpendiculaires) le hourdis travaille essentiellement dans une direction (il reporte les charges sur les poutres ou éventuellement d'une poutre à l'autre). Par contre la rigidité à la torsion des poutres principales a une grande importance. En conséquence il faut que le rapport de cette dernière quantité aux rigidités de flexion des poutres et des entretoises fictives soit valable. Pour ces deux raisons nous prendrons une valeur du rapport $\frac{E}{G}$ différent de 2 mais compatible avec une valeur vraisemblable du coefficient de POISSON

$$\text{Nous admettrons } \nu = 0,2 \text{ soit } \frac{E}{G} = 2,4$$

Quant à E sa valeur exacte n'a pas grande importance (elle intervient uniquement pour les déformations qu'il est moins important de connaître avec exactitude que les efforts internes). Nous utiliserons la formule de l'instruction provisoire du 12 Août 1965.

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j}$$

$$\text{Avec } \sigma_j = 350 \text{ bar}$$

$$\text{Donc } E = 393.000 \text{ bar} \approx 4.000.000 \text{ t/m}^2$$

$$G = \frac{4.000.000}{2,4} = 1.670.000 \text{ tm}^2.$$

Alors pour que les barres 15 à 18 longues de 5 mètres donnent un encastrement élastique à la torsion avec un coefficient d'élasticité de 32.000 tm comme indiqué en IV-2-5-1 on doit prendre un moment d'inertie de torsion de K tel que :

$$\frac{GK}{5} = 32.000.$$

$$\text{D'où } K = \frac{32.000 \times 5}{G} = \frac{32.000 \times 5}{1.670.000} = 0,096.$$

Les autres valeurs, moment d'inertie de flexion, section réduite à l'effort tranchant doivent être prises très faibles; une valeur nulle est même souhaitable et elle ne perturbe pas les calculs quand on utilise le STRESS; nous prendrons donc cette dernière valeur.

IV-3-4-4- Détermination du chargement des barres.

La largeur roulable est de 11 m. et la largeur chargeable de 10 m. En conséquence il y a 3 voies de 3,33 mètres. Nous étudierons l'effet de la charge d'exploitation A (l). Nous chargeons successivement les 3 voies puis par combinaison (c'est-à-dire au moyen de l'ordre COMBINE du STRESS) l'effet de 2 puis de 3 voies chargées.

Nous déterminons d'abord :

$$A (39,5) = 929 \text{ kg/m}^2 = 0,929 \text{ t/m}^2.$$

Par ailleurs nous pourrions tenir compte tout de suite du coefficient a_2 qui est égal ici à $\frac{3,50}{3,33} = 1,05$ et calculer $a_2 A (l) = 0,975 \text{ t/m}^2$. En effet la valeur plancher 400 - 0,2 l ne sera pas à prendre en compte quel que soit la valeur de a_1 .

Appelons voie 1 celle qui se trouve au-dessus de la poutre représentée par les barres 1 à 7 et étudions le cas de charge n° 1 correspondant à cette voie 1 chargée.

Représentons donc d'abord la section transversale de cette poutre et de la voie (voir figure 33).

Nous appliquerons :

- aux barres 1 à 7 représentant une poutre principale la portion de charge de largeur 2,20 m. appliquée au-dessus de la nervure;

- aux entretoises fictives la portion de 1,13 m. de largeur située au dessus du hourdis.

En ce qui concerne les barres représentant une poutre principale, l'intensité de la charge verticale sera :

$$2,20 \times 0,975 = 2,145.$$

En réalité il faudra faire précéder ce chiffre du signe - puisque l'axe Oz est vertical ascendant et que les charges sont dirigées de haut en bas.

Cette charge est certes excentrée de 0,0025 par rapport à l'axe de la nervure; mais si l'on prend en compte la position du centre de gravité d'une

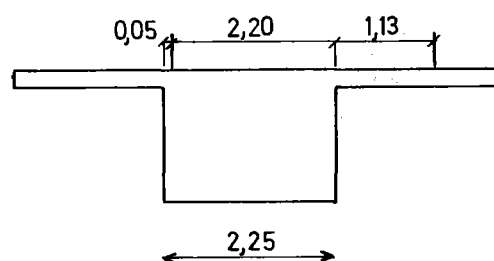


Fig. 33 - Poutre 1 et voie 1

poutre dont la section transversale est rappelée Figure 30, l'excentricité change de sens et passe à 0,008 m., les chiffres restent faibles et en conséquence nous négligeons le faible couple d'axe parallèle à la barre. Par ailleurs nous faisons une approximation en chargeant de la même façon les barres 1 et 7 qui en réalité sont coupées suivant le biais; cette approximation paraît du même ordre que celles que l'on fait dans tout calcul.

Sur les barres 28 à 32 nous aurons une charge d'intensité $0,975 \times 6,606 = 6,441$.

L'extrémité de la zone chargée coïncidera toujours avec l'extrémité de la barre, l'origine de la zone chargée est à :

$$\begin{aligned} 4,50 - 1,13 &= 3,37 \text{ m. de l'origine pour les barres 29 et 30,} \\ 2,25 - 1,13 &= 1,12 \text{ m. de l'origine pour les barres 28 et 32.} \end{aligned}$$

Sur la barre 41 nous admettrons qu'est appliquée une charge correspondant à la largeur du morceau de dalle représentée par la barre à savoir 4,920. L'intensité de la charge est donc :

$$4,920 \times 0,975 = 4,797.$$

La zone chargée s'étend, comme pour les barres 28 et 30 d'un point situé à 1,12 de l'origine de la barre jusqu'à l'extrémité de celle-ci.

Comme indiqué dans le paragraphe IV-1-3 il n'y a pas lieu de tenir compte de ce que la charge n'est pas centrée sur les barres.

Sur les barres 40 et 43 il paraît judicieux de prendre en compte une charge non uniforme correspondant à la forme trapézoïdale de la zone de hourdis chargée : la formulation n'est guère plus compliquée et l'on tient compte ainsi de la position des charges. Le début de la zone chargée est toujours à 1,12 de l'origine de la barre et son extrémité est toujours à l'extrémité de la barre.

Pour calculer les intensités de la charge aux extrémités des zones chargées il y a lieu de dessiner à grande échelle les extrémités de la structure (figure 34 et 35); les dessins correspondant nous serviront aussi pour les cas de charge suivants.

Sur la figure 34 le point A est situé à la jonction du hourdis et de la nervure, son ordonnée est donc $Y_A = 5,625$.

On calcule alors son abscisse :

$$X_A = X_5 + (Y_A - Y_5) \frac{X_2 - X_5}{Y_2 - Y_5}$$

D'où :

$$X_A - X_5 = (5,625 - 3,375) \frac{-6,47 + 3,235}{6,75 - 3,375} = -2,157.$$

On connaît de même l'ordonnée du point B situé à la limite des voies 1 et 2.

$$Y_B = Y_5 + 1,12 = 4,495.$$

$$\text{Donc } X_B - X_5 = (Y_B - Y_5) \frac{X_2 - X_5}{Y_2 - Y_5} = - 1,073.$$

L'intensité de la charge appliquée à la barre 43 est donc à l'origine :

$$0,975 \left[X_5 - X_B + \frac{X_8 - X_5}{2} \right] = 2,624.$$

A l'extrémité elle est de :

$$0,975 \left[X_4 - X_A + \frac{X_8 - X_5}{2} \right] = 3,680.$$

De même pour le chargement de la barre 40, nous calculerons les abscisses des points D et E de la figure 35. Nous avons

$$X_D - X_{30} = (Y_D - Y_{30}) \frac{X_{36} - X_{30}}{Y_{36} - Y_{30}} =$$

$$(5,625 - 6,75) \frac{36,265 - 33,03}{3,375 - 6,75} = 1,078$$

$$\text{et } X_E - X_{30} = (Y_E - Y_{30}) \frac{X_{36} - X_{30}}{Y_{36} - Y_{30}} = 2,161$$

L'intensité de la charge appliquée à cette barre à l'origine de la zone chargée est :

$$0,975 \left[\frac{X_{33} - X_{27}}{2} + X_E - X_{30} \right] = 5,328.$$

Et à la fin de la zone chargée elle est :

$$0,975 \left[\frac{X_{33} - X_{27}}{2} + X_D - X_{30} \right] = 4,271.$$

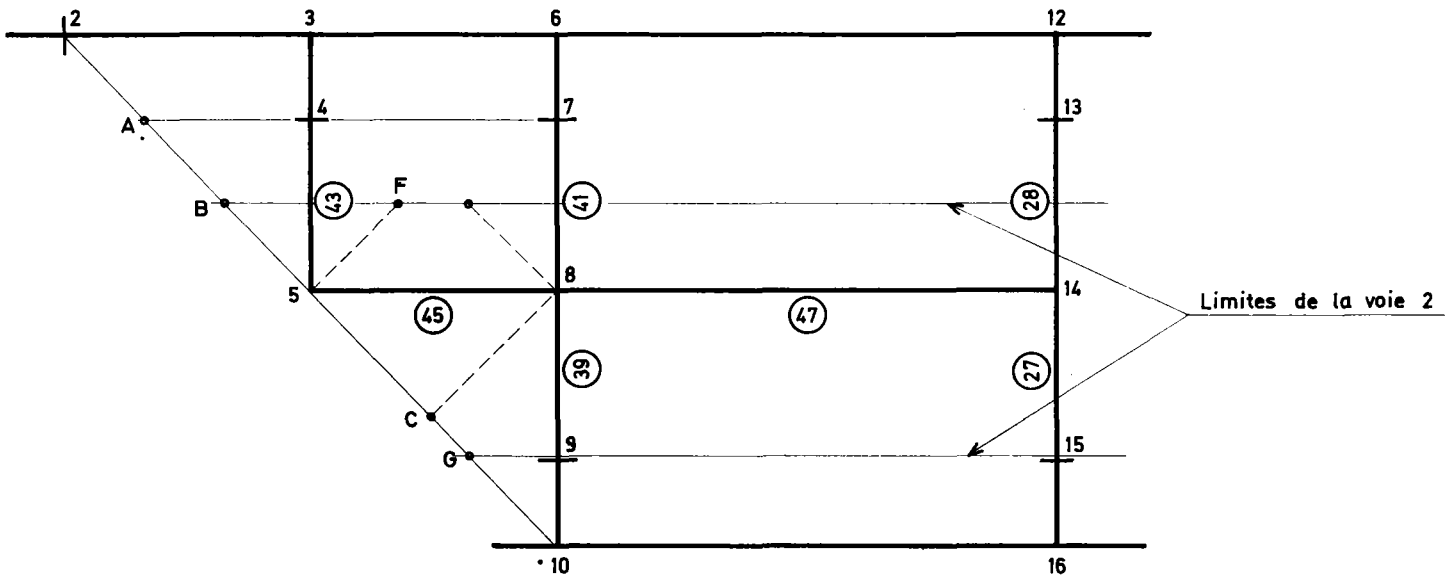


Fig. 34 Extrémité gauche de la structure et ses chargements

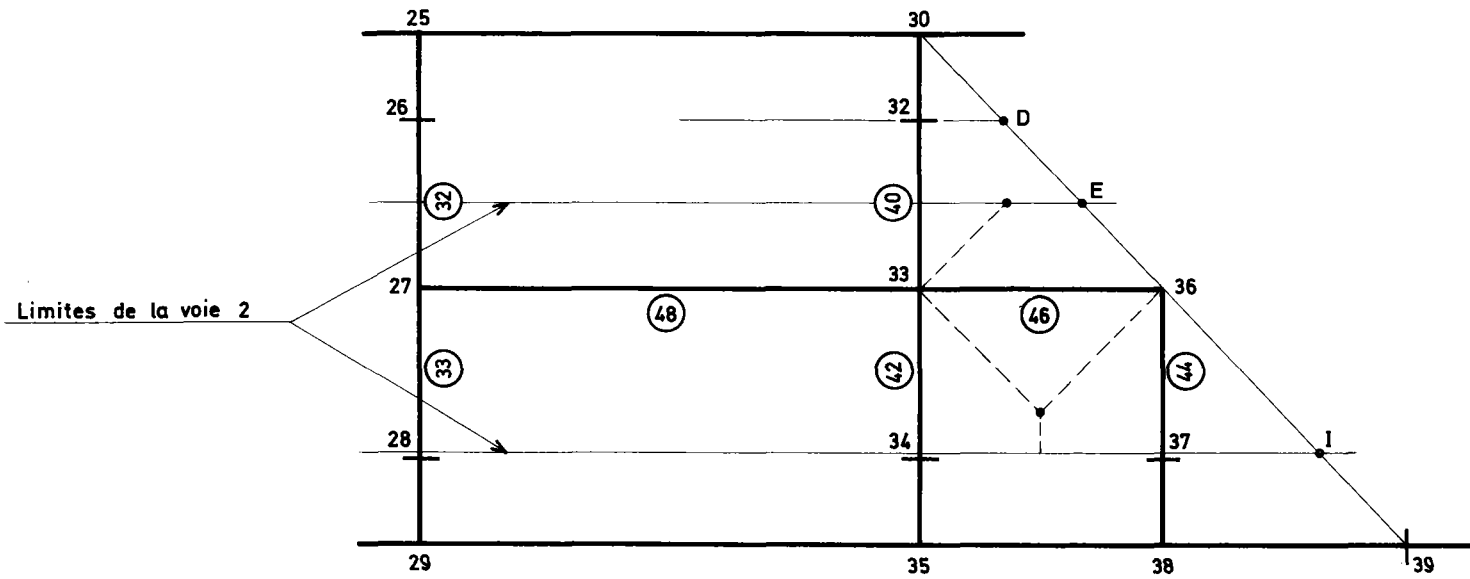


Fig. 35 Extrémité droite de la structure et ses chargements

Examinons maintenant le cas de charge n° 2 correspondant à la voie n° 2 chargée.

Sur les entretoises fictives centrales, c'est-à-dire les barres 29 et 30, il n'y a pas de problème, la charge est uniforme et d'intensité égale à $6,606 \times 0,975 = 6,441$; l'extrémité de la zone chargée est à 3,37 m. de l'origine d'une de ces barres (ce qui correspond à l'origine de la zone chargée par la voie 2), son origine est à $3,37 - 3,33 = 0,04$ m. de l'origine de ces barres.

Pour la suite, il y a lieu de se rappeler que les barres 47 et 48 ont été placées uniquement pour ne pas perturber la répartition des efforts internes au voisinage des noeuds 8 et 33 situés sur les entretoises fictives qui aboutissent aux angles obtus. Nous ne chargerons donc pas ces barres. En conséquence les charges situées au voisinage des noeuds 14 et 27 se répartiront sur les barres 27, 28, 31 et 32. Pour chacune de ces barres l'intensité de la charge sera encore de 6,441. Pour les barres 28 et 32 son origine sera à l'origine de la barre, son extrémité à 1,12 de l'origine de ces barres, ce qui correspond à l'extrémité de la zone chargée dans le cas de charge n° 1.

Pour les barres 27 et 32 l'origine de la zone chargée sera à 0,04 m. de l'origine de la barre, son extrémité correspondra à l'extrémité de la barre.

Avant de poursuivre le calcul du chargement des barres situées à l'extrémité gauche du pont il nous faut calculer les coordonnées du point C situé à l'intersection de la droite joignant les points 5 et 10 et de la droite à 45° issue du point 8.

L'équation de cette dernière droite est :

$$Y - Y_8 = X - X_8$$

L'équation de la première est :

$$Y - Y_5 = (X - X_5) \frac{Y_{10} - Y_5}{X_{10} - X_5}$$

D'où au point C :

$$X_C - X_8 + Y_8 = (X_C - X_5) \frac{Y_{10} - Y_5}{X_{10} - X_5} + Y_5$$

$$X_C \left[1 - \frac{Y_{10} - Y_5}{X_{10} - X_5} \right] = Y_5 - X_5 \frac{Y_{10} - Y_5}{X_{10} - X_5} + X_8 - Y_8$$

Numériquement :

$$X_C (1 + 1,043) = - 3,375$$

et

$$Y_C = - 1,652 - 0 + 3,375 = 1,723.$$

De même nous calculerons l'ordonnée du point G égale à
 $Y_G + 0,04 = 1,165$
 et son abscisse par :

$$X_G = X_{10} + (Y_G - Y_{10}) \frac{(X_{10} - X_5)}{Y_{10} - Y_5} = - 1,117.$$

Alors la charge de la barre 39 comprendra :

- une partie d'intensité constante égale à $0,975 \frac{(X_{15} - X_9)}{2} = 3,22$;
- une partie croissante correspondant au fait qu'on se déplace de G en C.

L'intensité en G dont l'ordonnée est supérieure de 0,04 à celle de l'origine de la barre 27 est :

$$0,975 (X_9 - X_G) = 1,089.$$

L'intensité en C est :

$$0,975 (X_9 - X_C) = 1,611.$$

L'ordonnée de ce point est supérieure de 0,598 à celle de l'origine de la barre 39.

Pour l'introduction des données il est commode d'ajouter la charge d'intensité constante aux 2 autres (de telle sorte qu'on remplisse 2 cartes et non 3 pour formuler les données du STRESS) on obtient :

$$3,22 + 1,089 = 4,309,$$

$$3,22 + 1,611 = 4,831.$$

Les 2 cartes relatives à la barre 39 peuvent alors être remplies sans difficulté.

Sur la barre 41 la charge appliquée comprend :

- une partie d'intensité constante et égale à 3,22 correspondant à la portion de hourdis chargé comprise entre les barres 41 et 28;
- une partie croissante de 0 à $1,12 \times 0,975 = 1,092$ correspondant à la "répartition à 45°" entre les barres 41 et 45.

Pour le bordereau du STRESS ces charges peuvent être ajoutées pour donner une seule charge variant linéairement de 3,22 à $3,22 + 1,092 = 4,312$.

La charge appliquée sur la barre 45 peut être décomposée en 5 parties. Les 3 premières correspondent à la zone de hourdis ayant des ordonnées supérieures à celles de la barre; les deux dernières correspondent à la zone de hourdis, ayant des ordonnées inférieures à celles de la barre.

- La première partie est constituée par une charge d'intensité croissante de 0 à $1,12 \times 0,975 = 1,092$, l'origine de la zone chargée correspondant avec l'origine de la barre, son extrémité étant à 1,12 de l'origine de la barre.

- La 2ème partie est constituée par une charge uniforme d'intensité égale à 1,092, l'origine de la zone chargée coïncidant avec l'extrémité de la zone précédente (donc à 1,12 de l'origine de la barre), son extrémité étant à 1,12 m. de l'extrémité de la barre soit à $3,235 - 1,12 = 2,115$ de l'origine de la barre.

- La 3ème partie est constituée par une charge variant linéairement de 1,092 à 0 l'origine de la zone chargée coïncidant avec l'extrémité de la zone précédente, l'extrémité de la zone chargée coïncidant avec l'extrémité de la barre.

- La 4ème partie est constituée par une charge d'intensité croissant linéairement de 0 à :

$$0,975 (Y_5 - Y_C) = 0,975 \times 1,652 = 1,611,$$

l'origine de la zone chargée coïncide avec l'origine de la barre, l'extrémité de cette zone est distante de l'extrémité de la barre de $X_C - X_5 = 1,583$.

- La 5ème partie est constituée par une charge d'intensité décroissante de 1,611 à 0, l'origine de la zone chargée coïncidant avec l'extrémité de la zone précédente, l'extrémité de la zone chargée coïncidant avec l'extrémité de la barre.

Il serait certes possible, pour la formulation des données de STRESS, de condenser ces 5 parties en 4 charges variant linéairement mais cette opération constituerait une source d'erreur et nous estimons préférable de formuler ce chargement au moyen de 5 cartes.

La charge appliquée à la barre 43 est d'intensité croissante de 0 au noeud 5 à une valeur correspondant au segment BF d'intensité :

$$0,975 [(X_5 - X_B) + (X_F - X_B)] = 0,975 (1,073 + 1,12) = 2,138.$$

Avant de déterminer le chargement des barres situées à l'extrémité droite de la structure il nous faut préciser la position des points H et I. Le point H est distant $\frac{3,235}{2} = 1,617$ des barres 42, 46 et 44. Le point I peut être défini par ses coordonnées :

- d'une part son ordonnée est $Y_I = Y_{37} + 0,04 = 1,125 + 0,04 = 1,165$;

- d'autre part il est situé sur la droite joignant les points 36 et 39 et l'on a :

$$X_I - X_{36} = (Y_I - Y_{36}) \frac{X_{39} - X_{36}}{Y_{39} - Y_{36}} = 2,118.$$

La barre 40 est soumise à :

- une charge uniforme provenant de la zone de hourdis située à gauche de cette barre d'intensité :

$$0,975 \frac{X_{33} - X_{27}}{2} = 3,220;$$

- une charge provenant de la portion de hourdis située à droite de la barre et d'intensité croissante de 0 à $1,12 \times 0,975 = 1,092$.

Pour ces deux charges, l'origine de la zone chargée est l'origine de la barre, l'extrémité de la zone chargée est située à 1,12 de son origine.

On peut formuler ces charges au moyen d'une seule carte du bordereau du STRESS; il faut d'abord faire la somme $3,220 + 1,092 = 4,312$.

La charge de la barre 42 comprend 3 parties :

- la première correspond à la zone de hourdis située à gauche de la barre 42, elle est d'intensité uniforme et égale à 3,220, l'origine de la zone chargée est à 0,04 de l'origine de la barre, l'extrémité de la zone chargée coïncide avec l'extrémité de la barre,

- la deuxième correspond à la zone de hourdis située à droite de la barre et d'ordonnée inférieure à celle du point M, son intensité est constante et égale à :

$$0,975 \times 1,617 = 1,577.$$

Son origine est à 0,04 de l'origine de la barre, son extrémité à 1,617 de l'extrémité de la barre donc à $2,25 - 1,617 = 0,633$ de l'origine de la barre,

- la troisième correspond à la zone de hourdis située à gauche de la barre 42 et d'ordonnée supérieure à celle du point H; son intensité est décroissante de 1,577 à 0; l'origine de la zone chargée coïncide avec l'extrémité de la zone précédente, l'extrémité de la zone chargée coïncide avec l'extrémité de la barre.

Pour la formulation des données destinées au STRESS ces trois parties peuvent être condensées en deux charges, il suffit de faire la somme :

$$1,577 + 3,22 = 4,797.$$

La charge de la barre 46 comprend 5 parties qui sont tout à fait analogues à celles de la barre 45; les 3 premières correspondent à la zone de hourdis dont les ordonnées sont supérieures à celles de la barre, les 2 dernières correspondent à des zones de hourdis dont les ordonnées sont inférieures à celles de la barre.

- La première partie est constituée par une charge dont l'intensité varie linéairement de 0, à l'origine de la barre à $1,12 \times 0,975 = 1,092$ en un point situé à 1,12 m. de l'origine de la barre.

- La deuxième partie est constituée par une charge uniforme d'intensité égale à 1,092; l'origine de la zone chargée coïncide avec l'extrémité de la zone précédente; l'extrémité de la zone chargée correspond au point E; elle est donc située à une distance de l'origine de la barre égale à :

$$X_E - X_{33} = X_E - X_{30} = 2,161.$$

- La troisième partie est constituée par une charge d'intensité décroissante de 2,161 à 0; l'origine de la zone chargée coïncide avec l'extrémité de la zone précédente, l'extrémité de la zone chargée coïncide avec l'extrémité de la barre.

- La quatrième partie est constituée par une charge dont l'intensité varie de 0 à l'origine à $1,617 \times 0,975 = 1,577$ en un point situé à 1,617 de l'origine de la barre.

- la cinquième partie est constituée par une charge d'intensité variant linéairement de 1,577 en un point situé à 1,617 de l'origine de la barre à 0 à l'extrémité de la barre.

Pour éviter toute erreur nous formulerons le chargement de cette barre 46 au moyen de 5 cartes dans le bordereau de données de STRESS.

Le chargement de la barre 44 comprend 3 parties :

- La première partie correspond à la zone de hourdis située à gauche de la barre et d'ordonnée inférieure à celle du point H. Son intensité est constante et égale à 1,577, reprenant les résultats obtenus pour la barre 42 nous pouvons dire que l'origine de la zone chargée est à 0,04 m. de la barre, son extrémité à 0,633 de l'origine de la barre.

- La deuxième partie correspond à la zone de hourdis située à gauche de la barre et d'ordonnée supérieure à celle du point H; son intensité varie linéairement de 1,577 à 0; l'origine de la zone chargée coïncide avec l'extrémité de la zone précédente, son extrémité coïncide avec l'extrémité de la barre.

- La troisième partie correspond à la zone de hourdis située à droite de la barre; son intensité varie linéairement de :

$$0,975 (X_1 - X_{37}) = 0,975 \times 2,118 = 2,065$$

à 0; l'origine de la zone chargée est à 0,04 de l'origine de la barre, l'extrémité de la zone chargée coïncide avec l'extrémité de la barre.

Pour éviter de nouveaux calculs manuels, nous formulerons le chargement de la barre 44 au moyen de 3 cartes du bordereau de données STRESS alors qu'il serait possible d'effectuer cette formulation au moyen de 2 cartes.

Passons maintenant au cas de charge 3, comme pour le cas de charge 1 commençons par formuler les données relatives au chargement des barres représentant les poutres principales. Pour ceci représentons la coupe de la poutre 2 avec la voie 3 (Fig. 36).

La seule partie de la charge que nous n'appliquerons pas à ces barres est la partie de 0,04 située au dessus du hourdis intermédiaire.

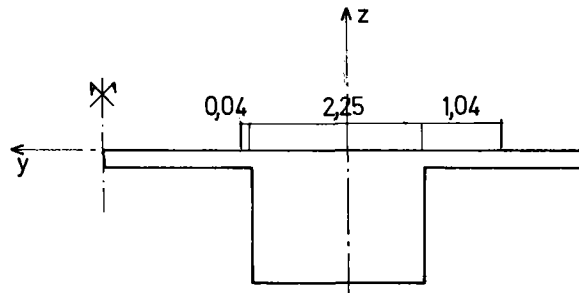


Fig. 36

Nous aurons donc à appliquer à ces barres :

- une charge de $3,29 \times 0,975 = 3,208$;

- un couple réparti d'axe parallèle à l'axe de la barre d'intensité

$$0,975 \times 1,04 \left(1,125 + \frac{1,04}{2} \right) = 1,668.$$

Il faut faire attention au signe de cette quantité : les axes locaux et globaux sont confondus (à une translation près); les axes Oy et Oz sont dirigés comme indiqués sur la figure 36. Le sens de rotation positif va de Oy vers Oz ; c'est aussi celui du couple appliqué si l'on se rappelle que la charge est dirigée de haut en bas. En conséquence, le couple appliqué aux barres 8 à 14 est positif.

Nous supposons ces charges et ces couples uniformes même aux extrémités de la poutre cela apporte une simplification et va dans le sens de la sécurité.

En ce qui concerne les entretoises fictives centrales la charge sera uniforme et égale à 6,441 comme dans les cas de charge précédents; cette charge sera appliquée aux barres 27, 29, 30 et 31 à partir de l'origine sur une distance de 0,04 m.

Sur la barre 42 sera appliquée une charge d'intensité :

$$0,975 \left(\frac{X_{37} - X_{28}}{2} \right) = 0,975 \frac{(36,265 - 26,424)}{2} = 4,797.$$

On retrouve l'intensité de la charge appliquée à la barre 41 dans le premier cas de charge; ceci est dû à la symétrie de l'ouvrage.

Sur les barres 39 et 44, on devrait, en toute rigueur, appliquer une charge variant linéairement; mais la zone chargée est de faible longueur et la variation de charge est faible; en conséquence on prendra en compte, pour simplifier une charge uniforme. Pour nous placer dans le sens de la sécurité nous prendrons l'intensité maximale de la charge variant linéairement.

Pour la barre 39 ce sera :

$$0,975 \left(\frac{X_{14} - X_8}{2} + X_G - X_8 \right) = 4,309.$$

Pour la barre 44 ce sera :

$$0,975 \left(\frac{X_{36} - X_{33}}{2} + X_1 - X_{37} \right) = 3,642.$$

Il y a lieu ensuite de considérer le cas de plusieurs voies chargées, la voie 3 étant plus excentrée que la voie 1 nous effectuerons les combinaisons suivantes :

- voies 2 et 3 d'une part;
- voies 1, 2 et 3 d'autre part.

Dans ce dernier cas il faut faire attention au coefficient a_1 qui vaut 0,9; nous multiplierons donc chacun des cas de charge 1, 2 et 3 par 0,9.

REMARQUE IMPORTANTE : On aurait pu dans le cas de charge 3 négliger le chargement de 0,04 appliqué au hourdis ou tout au moins l'appliquer à la poutre. Cependant cela aurait été inopportun: si l'on veut effectuer des vérifications sur la dernière combinaison (par exemple vérifier que la différence des efforts tranchants d'une entretoise fictive équilibre son chargement) on pense que le hourdis est chargé sur toute sa largeur, et ce n'est pas tout à fait le cas si l'on apporte la simplification dont il a été question plus haut.

IV-3-4-5- Interprétation des résultats.

Notre but n'est pas d'indiquer dans ce paragraphe comment effectuer un dépouillement complet de la note de calculs. Nous voulons seulement :

- rappeler à l'utilisateur que pour comparer les moments en divers points du hourdis il devra prendre les résultats indiqués pour les entretoises fictives et diviser par la largeur⁽¹⁾ de hourdis qu'elles représentent (un calcul analogue est effectué en IV-2-5)

- attirer son attention sur un point particulier. Ce point est relatif à la recherche du moment maximal dans une poutre principale.

Pour effectuer cette recherche nous commencerons par examiner le tableau au moyen duquel le STRESS fournit les valeurs des efforts sous différents cas de charge aux extrémités d'une même barre, un extrait de ce tableau est fourni pages 8 à 12 de l'annexe 2. On y voit que les valeurs les plus fortes correspondent aux extrémités de la barre 10 pour le cas de charge 5 (ce cas correspond, rappelons-le, aux 3 voies chargées, le coefficient a_2 égal à 0,9 étant pris en compte).

Nous voyons que les moments aux extrémités de cette barre sont 825,18 et - 898,07. Le signe - correspond à ce que le STRESS (comme beaucoup de programme de réseaux de poutres) fournit les forces et moments exercés par les noeuds sur les barres. Au sens habituel de la R.D.M. nous avons donc des moments de 825,18 et 898,07. Il est logique de se demander quel est le moment maximal en un point intermédiaire de la barre. Il est alors normal de penser appliquer la formule classique de R.D.M. :

$$M = M_0 \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_1 \frac{x}{l} + M_{iso}.$$

(1) nous ajouterons qu'il obtiendra ainsi seulement les moments généraux, correspondant à la transmission des charges d'une poutre à l'autre, à l'exclusion des moments locaux dus aux systèmes Bc, Br, Bt, Mc 120.

$$\begin{aligned} \text{Il est évident qu'ici } M_0 &= 825,18 \\ M_1 &= 898,07 \\ \ell &= 6,606. \end{aligned}$$

D'une façon un tout petit peu moins évidente, on a :

$$M_{iso} = p \frac{x(\ell - x)}{2}$$

Tout le problème est de choisir la valeur de p charge répartie appliquée à cette barre. On pourrait penser reprendre la valeur correspondant à la charge appliquée à la barre d'après les données soit compte tenu du coefficient $a_1 = 0,9$:

$$3,208 \times 0,9 = 2,887.$$

Mais il ne faut pas oublier que la structure réelle (qui diffère de la structure calculée) comporte un hourdis attaché à la barre sur toute sa longueur; et que ce hourdis d'une part transmet aux poutres principales les charges qui lui sont appliquées, d'autre part permet à la poutre la plus sollicitée de reporter une partie de ces charges sur la poutre la moins sollicitée.

Nous proposons donc de nous placer dans le sens de la sécurité en négligeant ce second rôle pour le calcul auxiliaire.

Alors la charge reportée par le hourdis est de :

$$0,975 \times 4,5 \times 0,9 \times \frac{1}{2} = 1,974.$$

La charge totale de la barre sera alors :

$$1,974 + 2,887 = 4,861.$$

Le moment en un point quelconque d'abscisse x par rapport à l'origine de la barre est :

$$M = 825,18 \left(1 - \frac{x}{6,606}\right) + 898,07 \frac{x}{6,606} + \frac{4,861 \times (6,606 - x)}{2}$$

Le moment est maximal quand la dérivée s'annule, soit quand x est solution de l'équation :

$$- \frac{825,18}{6,606} + \frac{898,07}{6,606} + \frac{4,861}{2} (6,606 - 2x)$$

Soit pour $x = 5,573$.

Alors $M = 900,67$.

Pour donner une idée de l'approximation que l'on effectue ainsi nous indiquerons que des calculs comparatifs effectués pour obtenir le moment au

milieu d'une barre, une charge linéique (c'est-à-dire en lame de couteau) étant appliquée sur la poutre principale ont montré que l'effort commise au moyen de ce calcul simple, était de 2 % environ.

IV-3-4-6- Adaptation aux valeurs extrêmes du coefficient d'encastrement à la torsion.

Si l'on considérait que l'encastrement à la torsion des nervures sur les appuis extrêmes est nul, (il y aurait lieu de supprimer les noeuds 1, 11, 31 et 40 ainsi que les barres 15, 16, 17 et 18.

Si l'on considérait au contraire que par suite d'un dédoublement appui les nervures sont encastrees à la torsion sur appuis extrêmes, les suppressions précédentes seraient maintenues mais il faudrait modifier les ordres RELEASE pour indiquer que les noeuds 2, 10, 30 et 39 ne peuvent pas tourner autour de OX alors qu'ils peuvent tourner autour de OY, ils deviendraient :

JØINT RELEASES
 2 MØMENT Y
 10 MØMENT Y
 30 MØMENT Y
 39 MØMENT Y

V - CAS DE STRUCTURE PLUS COMPLEXE.

V-1- Généralités, présentation d'un exemple concret.

Le fait de remplacer un morceau de dalle par une barre permet de tenir compte de particularités de la dalle. En particulier quand la dalle est fortement évidée et qu'elle ressemble plutôt à un caisson multicellulaire, il faut non seulement calculer les valeurs des rigidités de flexion et de torsion mais encore tenir compte de ce que, transversalement, la dalle se comporte comme une poutre-échelle et qu'en conséquence la déformation due à l'effort tranchant ne peut pas être négligée.

Plutôt que de développer les considérations d'un point de vue théorique et général, nous allons les développer sur l'exemple du PONT DES GAUX qui a fait l'objet d'un calcul au moyen du programme STRESS par le C.E.T.E. d'AIX, la méthode de calcul ayant été choisie en accord avec nous même. Ce qui est exposé ci-après ne coïncide pas exactement avec le calcul effectué lors de l'étude de l'ouvrage; le bordereau de données a été modifié, notamment pour tenir compte du nouveau titre II du fascicule 61.

La coupe transversale de cet ouvrage est représentée sur la figure 37.

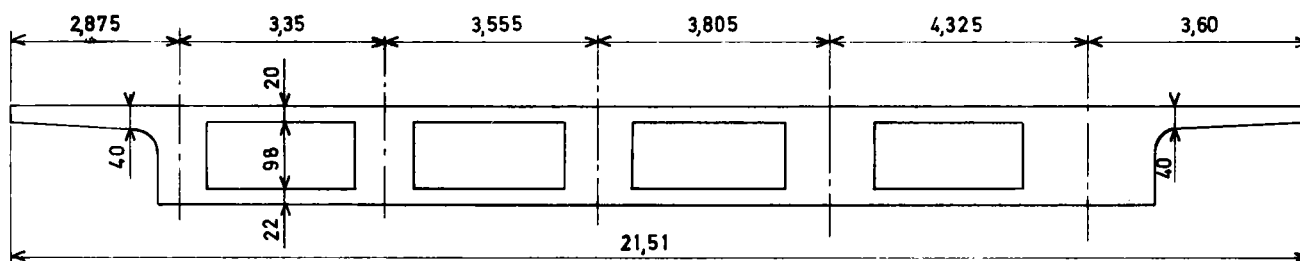


Fig 37

En plan l'ouvrage a la forme d'un trapèze dont les bases sont des bords libres et les 2 autres côtés des appuis extrêmes, une autre ligne d'appuis est implantée perpendiculairement aux bords libres (voir figure 38).

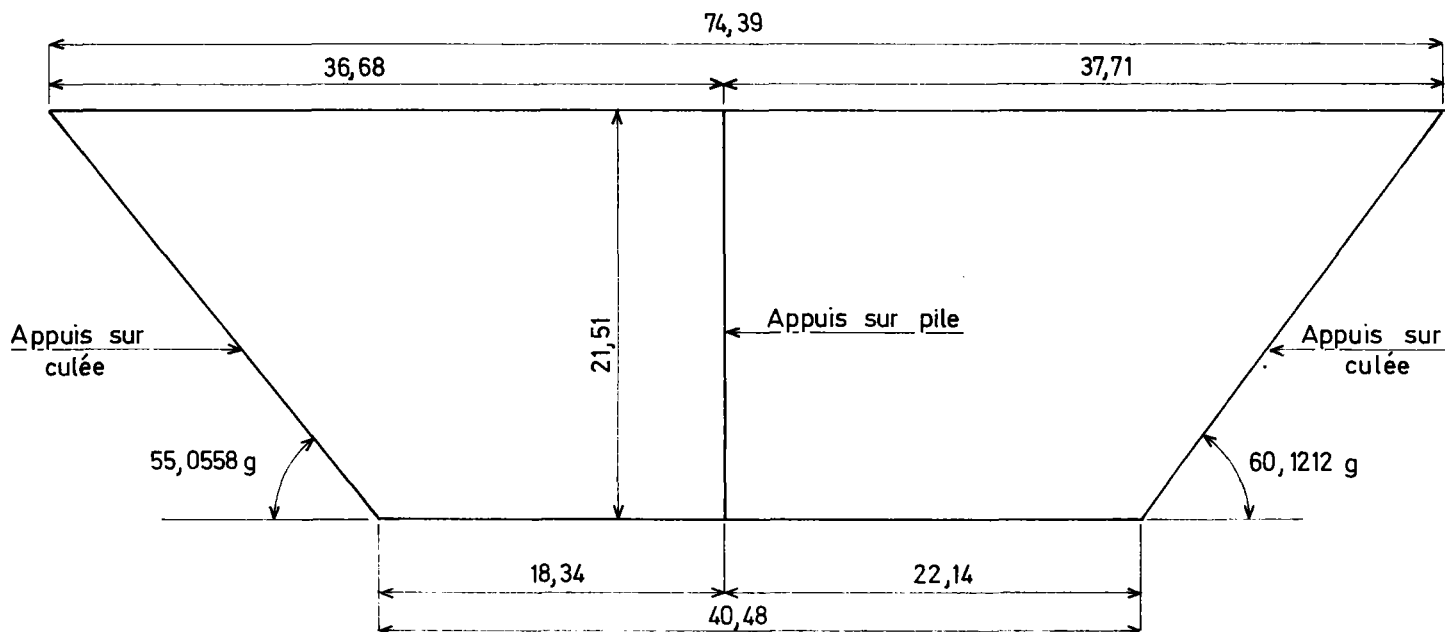


Fig. 38

Cette forme trapézoïdale explique d'ailleurs les variations d'épaisseurs des âmes; les âmes les plus épaisses étant, bien entendu, du côté des grandes portées.

V-2- Représentation de la structure au moyen de barres.

La première opération à effectuer pour calculer cette structure au moyen d'un programme de calculs de réseaux de poutres consiste à la décomposer en barres. La plupart de ces barres sont obligatoirement fictives. Cependant il paraît judicieux de faire coïncider les axes des barres longitudinales avec les axes des différentes âmes.

Transversalement (à part les entretoises d'appui), les barres ne peuvent que rester fictives; le problème qui se pose est celui de leur nombre. Tout d'abord il a paru judicieux de mettre une telle barre transversale fictive au droit de chaque appui pour vérifier que les efforts de flexion transversale en ces points particuliers ne sont pas trop importants. En travée le nombre a été réduit au strict minimum (2) de manière à ne pas saturer la mémoire de l'ordinateur utilisé (il s'agissait à l'époque d'un I.B.M. 1130), les résultats obtenus ayant été confirmés par des essais effectués sur l'ouvrage construit, nous avons conservé ce chiffre de 2 barres. Nous précisons cependant qu'en prenant un nombre plus grand de barre (4 ou 5) on serait davantage assuré d'obtenir des résultats valables.

En définitive les barres retenues sont représentées sur la figure 39 qui indique également :

- la numérotation de ces barres,
- la numérotation des noeuds.

Cette dernière numérotation est choisie de telle sorte que la différence entre les numéros de 2 noeuds situés aux extrémités d'une même barre soit la plus faible possible; elle serait valable pour tout programme de réseaux de poutres. Par contre la numérotation des barres est choisie pour réduire le volume du bordereau de données : des barres ayant même caractéristiques ont des numéros qui se suivent, cette numérotation pourrait être revue si l'on utilise un programme autre que le STRESS.

On peut se poser la question de l'utilité d'un découpage assez fin en entretoises fictives au voisinage de chacune des deux culées. Il est à noter que ce pont n'est pas tout à fait symétrique et que ce découpage permet de connaître les efforts internes transversaux au voisinage de chacune des deux culées.

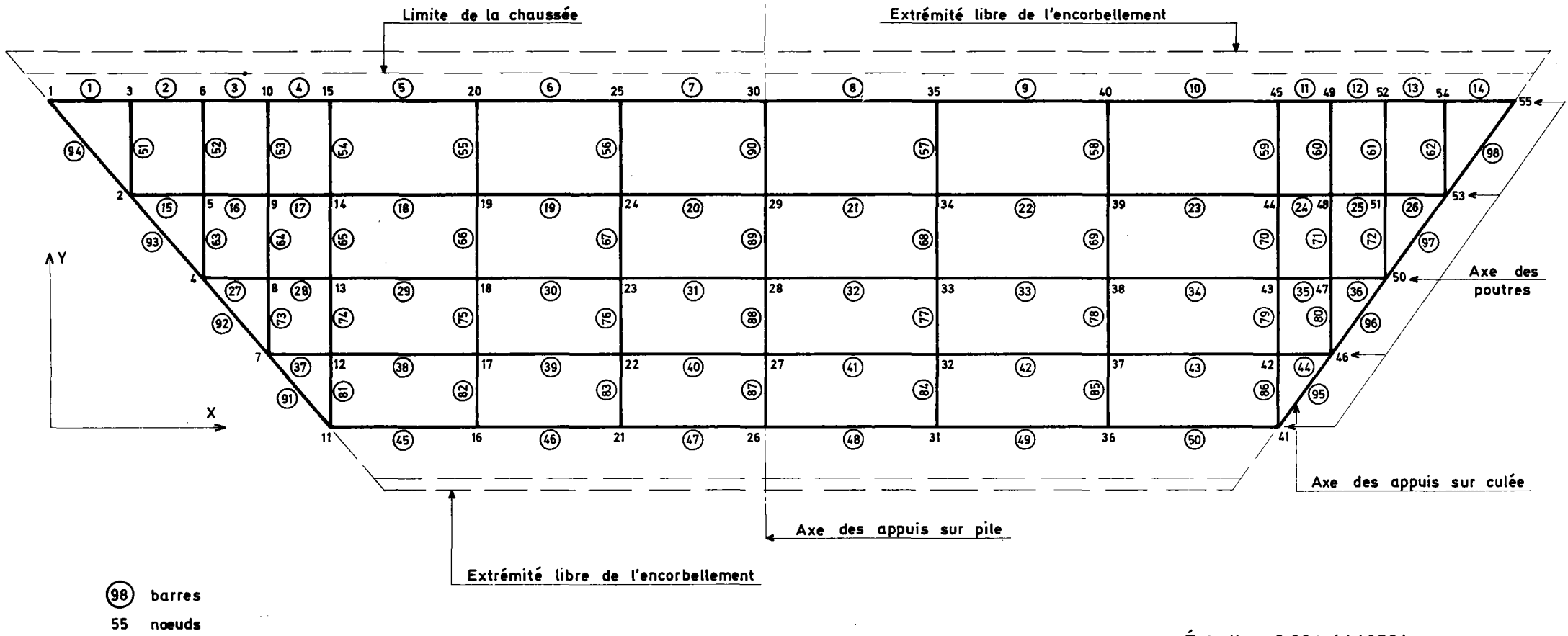
Même si le pont avait été totalement symétrique, il aurait été, à notre avis, préférable de conserver la symétrie dans le découpage en entretoises fictives, ce qui permet de vérifier qu'un cas de charge symétrique donne des résultats symétriques ; si la structure n'est pas tout à fait symétrique, il est difficile d'estimer la variation dans les résultats (efforts internes et déplacements) dus à cette dissymétrie.

A propos de la symétrie il est encore à noter que :

- la version du programme STRESS utilisée au S.E.T.R.A. ne permet pas de décrire la moitié seulement d'une structure symétrique.
- la décomposition en chargements symétrique et antisymétrique, utilisée en calculs manuels, peut-être utilisée lorsqu'on se sert de programmes de réseau de poutres mais ne doit l'être que si le coût du calcul de la structure complète devient prohibitif.

En effet l'utilisation de cette méthode conduit à calculer deux structures qui diffèrent par les conditions imposées sur l'axe de symétrie ; il s'agit de conditions de déplacements qui sont fournies au programme comme des conditions d'appui (par exemple au moyen de l'ordre RELEASE si on utilise le STRESS). Il faut donc trier manuellement les résultats et faire manuellement la demi-somme des résultats des chargements symétrique et antisymétrique.

NUMÉROTATION DES BARRES ET DES NOEUDS



Échelle : 0,004 (1/250)

FIG. 39

V-3- Détermination des caractéristiques mécaniques des barres.

V-3-1- Caractéristiques des barres représentant les poutres principales.

Moments d'inertie de flexion.

En ce qui concerne l'inertie de flexion il n'y a pas de problème, il suffit de considérer que chaque barre représente une poutre dont la section est obtenue en lui attribuant la moitié du hourdis compris entre les âmes voisines. On peut facilement en déduire les inerties de flexion des différentes barres représentant les poutres principales. Désignons par A, B, C, D, E (pour éviter les confusions avec les numéros de barre) les différentes poutres principales, celles-ci étant rangées de telle sorte que l'épaisseur d'âme soit croissante on aura ainsi les coupes et inerties de flexion de ces poutres.

Pour la poutre A, la section prise en compte est :

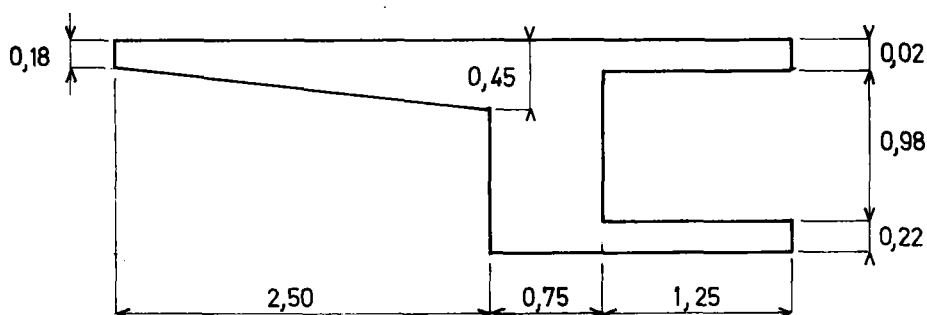


Fig. 40

On trouve $I = 0,5213 \text{ m}^4$.

Pour la poutre B, la section prise en compte est :

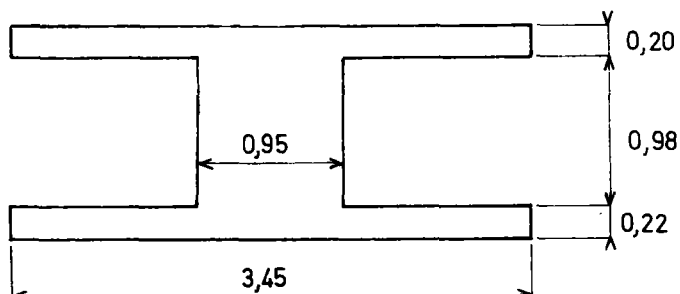


Fig. 41

On trouve $I = 0,5923 \text{ m}^4$.

Pour la poutre C, la section prise en compte est :

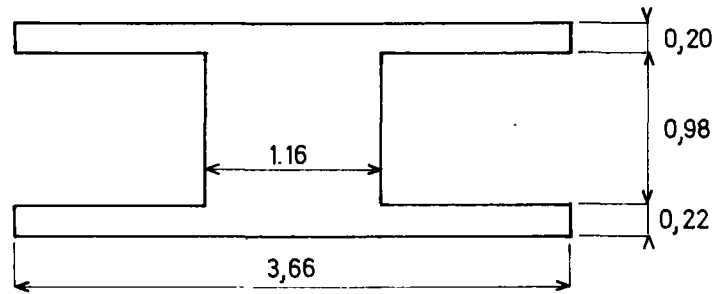


Fig. 42

On trouve $I = 0,6404 \text{ m}^4$.

Pour la poutre D, la section prise en compte est :

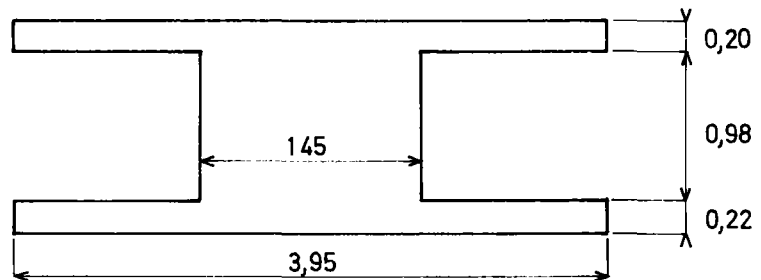


Fig. 43

On trouve $I = 0,7067 \text{ m}^4$.

Pour la poutre E la section prise en compte est :

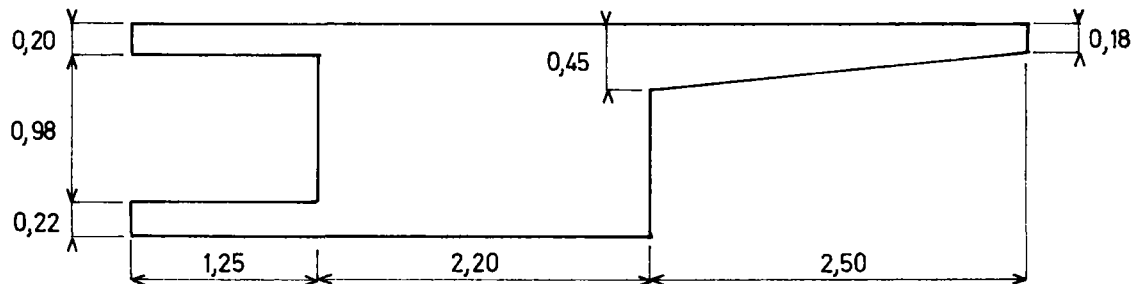


Fig. 44

On trouve $I = 0,8853 \text{ m}^4$.

Section réduite à l'effort tranchant.

La section réduite à l'effort tranchant (notée S_1 dans le cours de R.D.M. de M. COURBON) peut être estimée d'une manière approximative car, pour les poutres, la déformation due à l'effort tranchant est faible vis-à-vis de la déformation due au moment fléchissant; l'estimation proposée consiste à prendre la surface de l'âme. Sa hauteur est égale à 0,98 m. pour toutes les poutres; son épaisseur est variable. Le tableau ci-dessous résume le calcul de cette section réduite à l'effort tranchant.

Poutre	Épaisseur de l'âme	Section réduite à l'effort tranchant
A	0,75	0,735
B	0,95	0,931
C	1,16	1,137
D	1,45	1,421
E	2,20	2,156

Moment d'inertie de torsion.

L'estimation des moments d'inertie de torsion est plus délicate. Si l'on prenait en compte seulement les sections de poutres précédemment

représentées, les valeurs obtenues seraient visiblement trop faibles; en effet ces valeurs correspondraient à des profilés ouverts alors que la section est composée d'une série de tubes.

Les parois de ces tubes ne peuvent pas être qualifiées de minces, mais nous calculerons cependant le moment d'inertie de torsion de ces tubes par la formule de BREDT qui peut s'écrire :

$$K = \frac{4 \Omega^2}{\int \frac{ds}{h}}$$

les notations utilisées étant :

Ω surface située à l'intérieur de la ligne moyenne de la paroi de caisson,

ds l'élément d'arc de cette ligne,

h l'épaisseur de la paroi au point courant,

K moment d'inertie de torsion.

L'analogie de la membrane permet de se rendre compte de la validité approximative de cette formule dans le cas où les parois sont épaisses. En effet appliquer la formule de BREDT consiste à supposer que la membrane tendue entre le contour intérieur et le contour extérieur, qui sont parallèles mais à ces niveaux différents, est une surface réglée, les droites de cette surface étant aussi les lignes de plus grandes pentes et reliant les points des contours intérieur et extérieur situés "en face l'un de l'autre".

Or si certaines parois sont épaisses la déformée de la membrane s'éloignera un peu de la surface réglée, mais possèdera une ressemblance certaine avec une telle surface.

Connaissant les moments d'inertie de torsion des différents tubes on en déduira les moments d'inertie attribués à chaque poutre en faisant la moyenne arithmétique des moments d'inertie des deux tubes situés de part et d'autre de la poutre; pour chacune des deux poutres de rive, on prendra la moitié de l'inertie de torsion du tube adjacent.

Pour la matérialité des calculs on peut remarquer qu'ici l'épaisseur des parois varie en escalier et l'intégrale située au dénominateur de la formule de BREDT peut s'écrire :

$$\sum_{i=1}^4 \frac{\Delta s_i}{h_i}$$

Les éléments nécessaires au calcul des moments d'inertie de torsion des tubes et les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

	Tube situé entre poutres A et B	Tube situé entre poutres B et C	Tube situé entre poutres C et D	Tube situé entre poutres D et E
dimensions du rectan- gle définis- sant la li- gne moyenne	3,35	3,555	3,805	4,325
	1,19	1,19	1,19	1,19
Δs_1	3,35	3,555	3,805	4,325
h_1	0,2	0,2	0,2	0,2
Δs_2	1,19	1,19	1,19	1,19
h_2	0,75	0,95	1,16	1,45
Δs_3	3,35	3,555	3,805	4,325
h_3	0,22	0,22	0,22	0,22
Δs_4	1,19	1,19	1,19	1,19
h_4	0,95	1,16	1,45	2,20
moment d'inertie de torsion	1,826	1,975	2,149	2,484

Les moments d'inertie de torsion des poutres A, B, C, D, E sont déduits immédiatement :

$$\text{pour la poutre A } \frac{1,826}{2} = 0,913$$

$$\text{pour la poutre B } \frac{1,826 + 1,975}{2} = 1,900$$

$$\text{pour la poutre C } \frac{1,975 + 2,149}{2} = 2,062$$

$$\text{pour la poutre D } \frac{2,149 + 2,484}{2} = 2,317$$

$$\text{pour la poutre E } \frac{2,484}{2} = 1,242.$$

Récapitulation

On peut alors récapituler les caractéristiques des barres représentant les poutres principales dans le tableau suivant :

	Poutre A	Poutre B	Poutre C	Poutre D	Poutre E
Moment d'inertie de flexion	0,5213	0,5923	0,6404	0,7067	0,8853
Section réduite à l'effort tranchant	0,735	0,931	1,137	1,421	2,156
Moment d'inertie de torsion	0,913	1,900	2,062	2,317	1,242

La numérotation des barres a été choisie de telle sorte que les numéros des barres représentant les poutres principales se suivent. La correspondance entre numéros de barres et poutres est la suivante :

1 à 14 pour la poutre E,
 15 à 26 pour la poutre D,
 27 à 36 pour la poutre C,
 37 à 44 pour la poutre B,
 45 à 50 pour la poutre A.

Les 5 lignes du bordereau de données du STRESS (Voir annexe 3) qui décrivent les caractéristiques de ces barres découlent directement de cette correspondance et du tableau récapitulatif des propriétés des barres.

V-3-2- Caractéristiques des barres représentant des entretoises fictives.

Exposé théorique.

Si l'on fait une coupe transversale de la structure et si l'on considère qu'il s'agit d'une coupe longitudinale d'une poutre (représentant une entretoise fictive) on voit que cette coupe longitudinale correspond à celle d'une poutre échelle. Nous savons déjà, d'après les traités de R.D.M., qu'il ne faudra pas oublier de tenir compte de la déformation due à l'effort tranchant. Mais, on ne peut pas appliquer sans plus la théorie classique de la poutre échelle parce qu'ici les montants ont une épaisseur importante; accessoirement les 2 membrures sont des épaisseurs différentes, mais l'erreur que l'on ferait en prenant une "membrure moyenne" serait faible.

Nous proposons donc de reprendre la théorie de la poutre échelle dans ce cas particulier (il s'agit donc d'une transposition de ce qui figure dans l'ouvrage cité en référence bibliographique n° 2, chapitre XXII, paragraphe E, pages 430, 431 et 432).

Précisons d'abord les notations qui dérivent de celles de M. COURBON :

h distance entre les centres de gravité des membrure supérieure et inférieure,

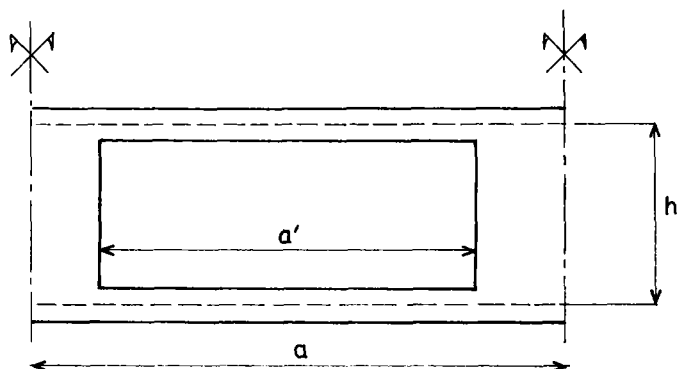


Fig. 45

- h_s distance du centre de gravité de la section formée des 2 membrures au centre de gravité de la membrure supérieure,
 h_i distance du centre de gravité de la section formée des 2 membrures au centre de gravité de la membrure inférieure,
 S_s aire de la membrure supérieure,
 S_i aire de la membrure inférieure,
 J_s moment d'inertie de la membrure supérieure,
 J_i moment d'inertie de la membrure inférieure,
 a distance entre les axes de 2 montants consécutifs (voir fig. 45),
 a' distance entre bords de 2 montants consécutifs (voir fig. 45),
 E module d'Young,
 T effort tranchant total,
 T_s effort tranchant pris par la membrure supérieure,
 T_i effort tranchant pris par la membrure inférieure,
 M moment fléchissant,
 N effort normal dans une membrure,
 W potentiel total d'un élément de poutre échelle,
 W_1 potentiel d'un élément de poutre échelle dû à M ,
 W_2 potentiel d'un élément de poutre échelle dû à T ,
 S_1 section réduite à l'effort tranchant de la poutre échelle,
 I inertie de la poutre échelle à montants épais,
 I' inertie d'une section de poutre réduite aux 2 membrures de la poutre échelle,
 E module de Young,
 G module de rigidité transversale,

Nous négligeons les déformations des montants et, par conséquent, leur potentiel qui n'est autre que l'énergie potentielle qu'ils emmagasinent. En conséquence le potentiel comprendra 2 parties :

- l'un W_1 dû au moment de flexion qui engendre des efforts normaux dans les membrures;

- l'autre W_2 dû à l'effort tranchant qui provoque des moments de flexion dans les membrures.

Les efforts normaux dans les membrures engendrés par le moment fléchissant M sont égaux à $\frac{M}{h}$; en conséquence le potentiel est égal à :

$$W_1 = \frac{1}{2} \frac{M^2}{h^2} \frac{1}{E} \left(\frac{1}{S_s} + \frac{1}{S_i} \right) a' = \frac{M^2}{2E} \frac{a'}{h^2} \left(\frac{1}{S_s} + \frac{1}{S_i} \right)$$

En ce qui concerne les moments de flexion dans les membrures engendrés par l'effort tranchant nous admettons :

- que ces efforts se partagent entre les 2 membrures proportionnellement à leurs inerties;

- que le point de moment nul est situé au milieu de chaque membrure.

Dans ces conditions la membrure supérieure supporte un effort tranchant :

$$T_s = T \frac{J_s}{J_s + J_i}$$

Le moment de flexion varie linéairement depuis $-T_s \frac{a'}{2}$ jusqu'à $T_s \frac{a'}{2}$ et le potentiel correspondant est :

$$\int_{-\frac{a'}{2}}^{+\frac{a'}{2}} \frac{(T_s x)^2 dx}{2EJ_s} = \frac{T_s^2 a'^3}{24EJ_s} = \frac{T_s^2 J_s}{24E (J_s + J_i)}$$

Il est clair que le potentiel de la membrure inférieure dû à l'effort tranchant est obtenu en changeant J_s en J_i . Donc :

$$W_2 = \frac{\tau^2 J_s a'^3}{24E(J_s + J_i)^2} + \frac{\tau^2 J_i a'^3}{24E(J_s + J_i)^2}$$

$$\text{Soit } W_2 = \frac{\tau^2 (J_s + J_i) a'^3}{24E(J_s + J_i)^2} = \frac{\tau^2 a'^3}{24E(J_s + J_i)}$$

Le potentiel total est :

$$W = W_1 + W_2 = \frac{M^2 a'}{2E R^2} \left(\frac{1}{S_s} + \frac{1}{S_i} \right) + \frac{\tau^2 a'^3}{24E(J_s + J_i)}$$

Si l'on identifie avec l'expression du potentiel d'un tronçon de poutre de longueur a d'inertie I de section réduite à l'effort tranchant S_1 , à savoir :

$$W = \frac{M^2 a}{2EI} + \frac{\tau^2 a}{2GS_1}$$

On obtient :

$$I = \frac{n^2 a}{a' \left(\frac{1}{S_s} + \frac{1}{S_i} \right)}$$

$$S_1 = \frac{E}{G} \frac{1}{2} \frac{(J_s + J_i) a}{a'^3}$$

Bien que l'expression obtenue pour I soit directement utilisable nous allons la transformer pour faire apparaître l'inertie I' d'une section de poutre réduite avec 2 membrures de la poutre échelle. Nous récrivons donc :

$$I = \frac{a}{a'} \frac{h^2 S_s S_i}{S_s + S_i}$$

Nous remarquons ensuite que :

$$\frac{h S_s}{S_s + S_i} = h_i$$

Donc :

$$I = \frac{a}{2}, h_s h S_i = \frac{a}{2}, h_i (h_s + h_i) S_i$$

Remarquons de plus que

$$h_i S_i = h_s S_s$$

On obtient :

$$I = \frac{a}{2}, (h_i^2 S_i + h_s^2 S_s) = \frac{a}{2}, I'$$

Pour la compréhension des formules obtenues il est intéressant d'écrire la formule relative à S_1 :

$$S_1 = \frac{G}{E} \frac{1}{2} \frac{(J_s + J_i)}{a} \times \left(\frac{a}{a'}\right)^3$$

Nous voyons ainsi qu'il y a 2 modifications à apporter aux formules figurant dans le cours de R.D.M. de M. COURBON.

La première, qui a une influence relativement faible et permet de tenir compte de l'inégalité des 2 membrures, consiste à remplacer

$$J \text{ par } \frac{J_s + J_i}{2}$$

$$\frac{S h^2}{2} \text{ par } h_i^2 S_i + h_s^2 S_s$$

La seconde, qui a une influence beaucoup plus importante et permet de tenir compte de la grande épaisseur des montants, consiste à introduire dans l'expression de l'inertie I un coefficient multiplicateur égal au rapport $\frac{a}{a'}$, de la distance entre axes des montants à la distance entre bords de 2 montants consécutifs, dans l'expression de la section réduite S_1 un coefficient multiplicateur égal au cube de ce rapport.

En ce qui concerne le moment d'inertie de torsion il est certainement faible, nous le prendrons non nul pour éviter d'éventuelles divisions par zéro et choisirons la valeur 0,001 m⁴.

Remarque.

Le calcul effectué ci-dessus pourrait paraître peu convaincant au lecteur parcequ'il semble supposer implicitement que la poutre est composée d'un assez grand nombre de tronçons identiques alors qu'ici l'épaisseur des montants et donc la géométrie des tronçons sont variables. Nous avons vérifié que l'on pouvait retrouver les résultats précédents en établissant la matrice de souplesse d'un tronçon (matrice qui permet d'exprimer les déplacements d'une extrémité, l'autre étant supposée encastree, en fonction de

la force et du couple qui lui sont appliquées) et en la comparant avec celle d'une barre de longueur a d'inertie I et de section réduite à l'effort tranchant S_1 . Plus précisément on ne retrouve les résultats que si on néglige la quantité $J_s + J_i$ devant $h_i^2 S_i + h_s^2 S_s$; ici l'erreur relative maximale commise en prenant les formules établies ci-dessus est de 3 %. Sans donner le détail du calcul nous indiquerons qu'il est commode de commencer par établir la matrice de rigidité et de l'inverser algébriquement pour obtenir la matrice de souplesse; en effet il est difficile d'estimer exactement les efforts dans chaque membrure en fonction de la force et du couple appliqué en un point; au contraire à partir des déplacements d'une extrémité d'un tronçon de poutre on peut obtenir les déplacements des extrémités de chaque membrure puis les efforts internes dans la membrure et enfin calculer les éléments de réduction de ceux-ci aux extrémités du tronçon de poutre.

Application numérique.

Pour l'application numérique des formules obtenues nous commencerons par calculer les caractéristiques des barres dont la dimension transversale (comptée perpendiculairement au plan de la fig. 45) est de 1 mètre et correspondant aux divers tronçons d'une entretoise fictive c'est-à-dire aux tronçons situés entre les diverses poutres principales. Nous pourrions alors remarquer que, dans les formules établies pour I et S_1 , seul a est variable.

En ce qui concerne les autres quantités intervenant dans les formules nous avons :

$$a' = 2,50$$

$$\frac{E}{G} = 2,4 \text{ si l'on suppose un coefficient de Poisson égal à } 0,2$$

$$S_s = 0,20$$

$$S_i = 0,22$$

$$h = 1,19$$

$$\text{D'où } h_s = \frac{1,19 \times 0,22}{0,22 + 0,2} = 0,62333$$

$$h_i = \frac{1,19 \times 0,2}{0,22 + 0,2} = 0,56667$$

$$J_s = \frac{0,2^3}{12} = 0,00066667$$

$$J_i = \frac{0,22^3}{12} = 0,00088733$$

$$\text{En conséquence } I = a \frac{0,56667^2 \times 0,22 + 0,62333^2 \times 0,2}{2,50}$$

$$I = 0,059341 a$$

$$S_1 = \frac{2,4 \times 12 \times (0,0006667 + 0,00088733) a}{2,5^3} = 0,0028643 a$$

Le tableau suivant donne la fin du calcul des valeurs de I et S_1 pour les divers tronçons d'entretoise fictive dont la dimension transversale est de 1 mètre.

	tronçon situé entre les poutres A et B	tronçon situé entre les poutres B et C	tronçon situé entre les poutres C et D	tronçon situé entre les poutres D et E
a	3,35	3,555	3,805	4,325
I	0,19879	0,2110	0,2258	0,2566
S_1	0,009595	0,010182	0,010899	0,012388

Pour obtenir les caractéristiques à introduire dans le bordereau de données il suffit alors de multiplier par la dimension transversale b. Le tableau figurant à la page suivante résume ce calcul.

Il y a lieu de préciser comment a été déterminée la dimension b : tout simplement il a été supposé que le morceau de poutre échelle à affecter à chaque barre était déterminé en coupant transversalement la structure à mi distance entre axes de barres. Par exemple la largeur b à prendre en compte pour les barres n° 55, 66, 75 et 82 est la distance comprise entre les pointillés dans la figure 46.

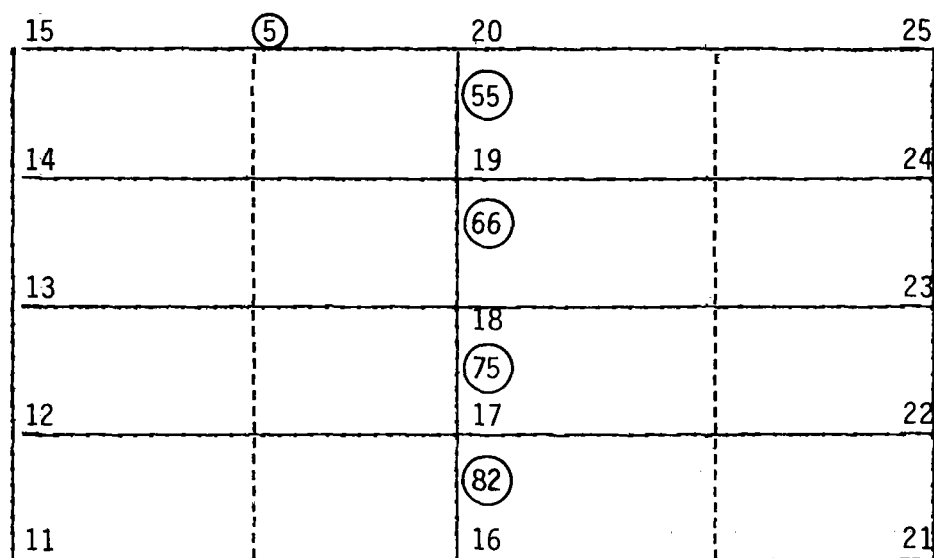


Fig. 46

Il en résulte que la largeur b à prendre en compte est égale à la demi-différence des abscisses des noeuds 25 et 15.

ENTRETOISE FICTIVE SITUÉE ENTRE LES POUTRES

			A et B	B et C	C et D	D et E		
b	3,464	n° de barre					51	
		I					0,8889	
		s ₁					0,04291	
b	3,134	n° de barre			63		52	
		I			0,7076		0,8042	
		s ₁			0,03416		0,03882	
b	2,941	n° de barre		73	64		53	
		I		0,6206	0,6641		0,7547	
		s ₁		0,02995	0,03206		0,03643	
b	4,762	n° de barre	81	74	65		54	
		I	0,9466	1,0048	1,0753		1,2219	
		s ₁	0,04569	0,04849	0,05190		0,05899	
b	6,669	n° de barre	82 et 83	75 et 76	66 et 67		55 et 56	
		I	1,3257	1,4072	1,5059		1,7113	
		s ₁	0,06399	0,06791	0,07268		0,08262	
b	7,828	n° de barre	84 et 85	77 et 78	68 et 69		57 et 58	
		I	1,5561	1,6517	1,7675		2,0087	
		s ₁	0,07511	0,07971	0,08532		0,09697	
b	55,126	n° de barre	86	79	70		59	
		I	1,0190	1,0816	1,1574		1,3153	
		s ₁	0,04918	0,05220	0,05587		0,06350	
b	2,497	n° de barre		80	71		60	
		I		0,5269	0,5638		0,6407	
		s ₁		0,02543	0,02721		0,03093	
b	2,659	n° de barre			72		61	
		I			0,6004		0,6823	
		s ₁			0,02898		0,03294	
b	2,939	n° de barre					62	
		I					0,7541	
		s ₁					0,0364	

V.3.3 - Caractéristique des barres représentant les entretoises sur appuis.

Les entretoises sont réelles, en effet le projet comporte sur appuis des voiles verticaux formant âme de ces entretoises. Le problème est celui du hourdis à prendre en compte avec ces âmes.

Il faut, bien évidemment, ne pas prendre en compte deux fois les hourdis (le problème est exactement le même pour le hourdis inférieur que pour le hourdis supérieur).

En ce qui concerne l'entretoise sur pile, la solution en découle simplement : la largeur totale de hourdis à prendre en compte est

$$\frac{6,669 + 7,828}{2} = 7,2485$$

La section à prendre en compte est donc ⁽¹⁾

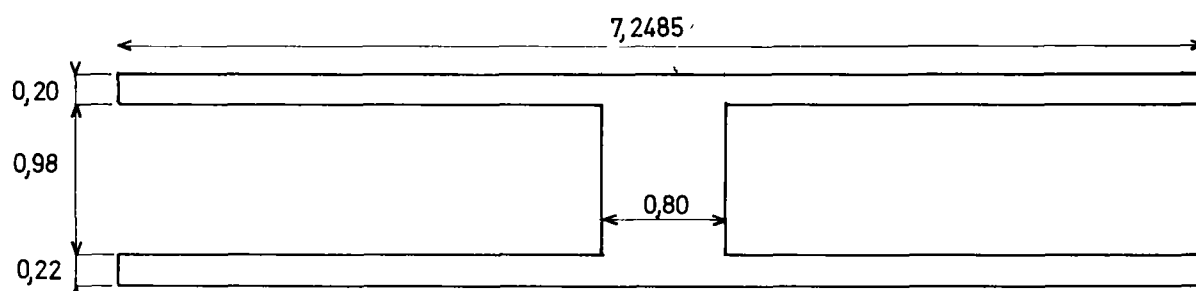


Fig. 47

L'inertie est $I = 1,15$.

La section réduite à l'effort tranchant peut être prise égale à celle de l'âme soit $0,80 \times 0,98 = 0,784$.

En ce qui concerne les entretoises sur culées, le problème est plus complexe.

On peut tout d'abord remarquer qu'il semble préférable de ne pas prendre une inertie trop importante : de la sorte les poutres principales travailleront moins à la torsion.

De même qu'on a pris pour les entretoises fictives (barre 81 par exemple) une largeur de hourdis correspondant à la moitié de la hauteur du triangle dont cette barre fait partie, hauteur associée au côté occupé par cette barre (dans l'exemple précité les sommets du triangle sont les noeuds 7, 12 et 11 et la hauteur dont il est question se confond avec la barre 37)

(1) La largeur de hourdis prise en compte est assez importante mais peut se justifier par le fait que les moments fléchissants dans cette entretoise d'appui, sont nettement plus faibles que les moments dans les entretoises fictives en travée (les résultats du calcul électronique permettant de vérifier cette affirmation n'ont pas été reproduits ici pour économiser le papier). Il y a lieu d'éviter de généraliser le mode de calcul de largeur du hourdis

- aux ponts étroits
- au cas où il y aurait un seul hourdis (les entretoises fictives en travée seraient soumises à un moment fléchissant très faible).

de même nous prendrons comme largeur du hourdis à prendre en compte d'un côté la moitié de la hauteur associée à l'hypothénuse qui est occupée par la barre. Et d'après notre remarque préliminaire nous prendrons la hauteur correspondant au plus petit côté soit pour la culée sur laquelle se trouvent les noeuds 1, 2, 4, 7 et 11 la hauteur correspondant à la barre 91.

La longueur de la barre 37 se détermine très facilement à partir des abscisses de ses extrémités :

$$12,810 - 9,954 = 2,856$$

De même la longueur de la barre 81 se détermine à partir des ordonnées de ses extrémités :

$$3,35 - 0 = 3,35$$

La longueur de la barre 91 est donc :

$$\sqrt{2,856^2 + 3,35^2} = 4,402$$

Et la hauteur correspondante est égale à :

$$\frac{3,35 \times 2,856}{4,402} = 2,1733$$

La demi-hauteur est donc égale à 1,087.

En conséquence nous prendrons pour le calcul le moment d'inertie de flexion de l'entretoise sur la ligne d'appui joignant les noeuds 1, 2, 4, 7 et 11, la section représentée sur la Fig. 48.

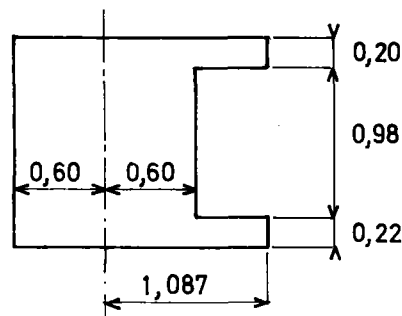


Fig. 48

On trouve $I = 0,3475$

Pour la section réduite à l'effort tranchant, nous prendrons l'aire de l'âme soit $1,20 \times 0,98 = 1,176$.

Nous mènerons de la même façon le calcul de l'inertie de flexion de l'entretoise de l'autre culée :

Longueur de la barre 44

$$58,725 - 56,300 = 2,425$$

Longueur de la barre 86 = 3,35.

D'où la demi hauteur à prendre en compte :

$$\frac{1}{2} \times \frac{3,35 \times 2,425}{\sqrt{3,35^2 + 2,425^2}} = 0,982$$

La section à prendre en compte est donc :

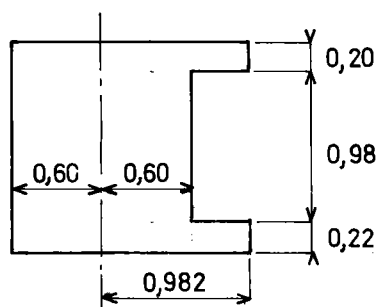


Fig. 49

On trouve $I = 0,3317$.

Là encore pour la section réduite à l'effort tranchant nous prendrons l'aire de l'âme soit $1,176 \text{ m}^2$.

En ce qui concerne les moments d'inertie de torsion nous prendrons en compte seulement les âmes prolongées jusqu'aux fibres supérieure et inférieure. En effet d'une part le moment d'inertie de torsion des membrures est faible, d'autre part il vaut mieux toujours sous-estimer les moments d'inertie de torsion qui diminuent considérablement lors de la fissuration du béton.

Nous pourrons alors appliquer la formule que nous avons déjà appliquée donnant le moment d'inertie de torsion d'un rectangle de côtés b et h
 $K = k_1 b h^3$; k_1 dépend du rapport $\frac{b}{h}$ et est tabulé.

Le tableau ci-dessous résume le calcul.

	b	h	b/h	k_1	K
Entretoise sur culée	1,40	1,20	1,167	0,162	0,391
Entretoise sur pile	1,40	0,80	1,75	0,212	0,152

V-4 - La détermination des charges des différentes barres.

Il faut tout d'abord déterminer le nombre de voies et leur largeur : le pont comporte, 6 voies de 3,17 m. de large. On peut remarquer que l'on pourra se contenter d'étudier l'effet de A (1) et non celui de Bc pour 2 raisons :

- le coefficient d'excentrement qui intervient davantage dans le calcul des efforts dus à Bc que dans celui des efforts dus à A (1) reste faible compte tenu de la rigidité à la torsion des poutres principales,

- le coefficient a_2 est ici égal à $\frac{3,5}{3,17} = 1,1$ valeur assez importante.

Cependant en ce qui concerne A (1), il semble préférable d'étudier l'effet du chargement de chaque voie de chaque travée par une charge de 1 t/m² (les chargements correspondants aux 6 voies de la 1ère travée seront numérotés de 1 à 6; ceux correspondants aux 6 voies de la dernière travée seront numérotés de 7 à 12). En effet compte tenu du coefficient de dégressivité transversal a_1 la combinaison la plus défavorable n'est nullement évidente et il paraît judicieux de demander ces divers cas de charges pour qu'au vu des résultats l'utilisateur puisse calculer manuellement une combinaison qui lui paraît pouvoir être défavorable.

Cependant on pourra aussi demander au programme un certain nombre de combinaisons (au moyen de l'ordre COMBINE si l'on utilise le STRUDL ou le STRESS).

Les combinaisons qui paraissent intuitivement les plus intéressantes sont :

- 1ère combinaison (chargement en damier)

Voies 1, 2 et 3 de la travée 1.
Voies 4, 5 et 6 de la travée 2.

- 2ème combinaison

Voies 1, 2 et 3 des travées 1 et 2.

- 3ème combinaison

Voies 4, 5 et 6 des travées 1 et 2.

- 4ème combinaison

Voies 1, 2, 3, 4, 5 et 6 des travées 1 et 2.

Le titre II du fascicule 61 du C.P.C. indiquant qu'il y a lieu de déterminer l'intensité de la charge d'exploitation A (1) d'après la considération de chaque voie chargée il est bon de dresser d'abord le tableau suivant dans lequel la longueur des voies est calculée par des considérations purement géométriques, la position transversale de l'axe des différentes voies résulte de la fig. 38).

Voie	Travée 1		Travée 2		Travée 1 + Travée 2	
	longueur	A (l) t/m ²	longueur	A (l) t/m ²	longueur	A (l) t/m ²
1	19,97	1,356	23,45	1,246	43,42	0,880
2	22,67	1,268	25,76	1,183	48,43	0,826
3	25,37	1,193	28,08	1,128	53,45	0,780
4	28,08	1,128	30,40	1,079	58,48	0,741
5	30,78	1,071	32,71	1,035	63,49	0,707
6	33,48	1,022	35,03	0,995	68,51	0,677

Dans la 1ère combinaison (cas de charge 13) $a_1 = 0,7$; $a_1 a_2 = 0,77$.

En conséquence les coefficients des cas de charge intervenant dans la combinaison et qui indiquent en fait l'intensité de la charge répartie en t/m² sont définis dans le tableau ci-dessous.

Voie	travée	cas de charge	coefficient
1	1	1	1,0441
2	1	2	0,9764
3	1	3	0,9186
4	2	10	0,8308
5	2	11	0,797

Dans la 2ème combinaison (cas de charge 14) $a_1 = 0,9$ et $a_1 a_2 = 0,99$.

Par ailleurs l'intensité de A (l) correspond aux 2 travées chargées, les coefficients des cas de charge intervenant dans la combinaison seront définis dans le tableau suivant.

Voie	travée	cas de charge	coefficient
1	1	1	0,8712
2	1	2	0,8177
3	1	2	0,7722
1	2	7	0,8712
2	2	8	0,8177
3	2	9	0,7722

Dans la 3ème combinaison (cas de charge 15) on a encore $a_1 = 0,9$ et $a_1 a_2 = 0,99$; les coefficients des cas de charge intervenant dans la combinaison seront définis dans le tableau suivant.

Voie	travée	cas de charge	coefficient
4	1	4	0,7336
5	1	5	0,700
6	1	6	0,6702
4	2	10	0,7336
5	2	11	0,700
6	2	12	0,6702

Enfin dans la 4ème combinaison, a_2 vaudra 0,7 et il suffira de combiner les cas de charge 14 et 15 en leur appliquant le même coefficient.

$\frac{0,7}{0,9} = 0,778$ En ce qui concerne la modélisation du chargement correspondant à une voie quelconque nous proposons d'appliquer les charges correspondants aux barres représentant les poutres principales, en effet les appliquer aux barres transversales ou aux noeuds conduirait à reporter ces charges en des points des poutres principales trop éloignées les uns des autres.

L'axe d'une voie coïncide rarement avec celui d'une poutre; en conséquence :

- pour les voies extrêmes, nous rajouterons un chargement constitué par une densité de couple de torsion appliquée aux poutres de rive,

- pour les voies intermédiaires, nous partagerons la charge entre 2 ou 3 poutres principales.

Il faut donc commencer par placer les voies par rapport aux axes des différentes poutres principales, le positionnement est effectué fig. 50.

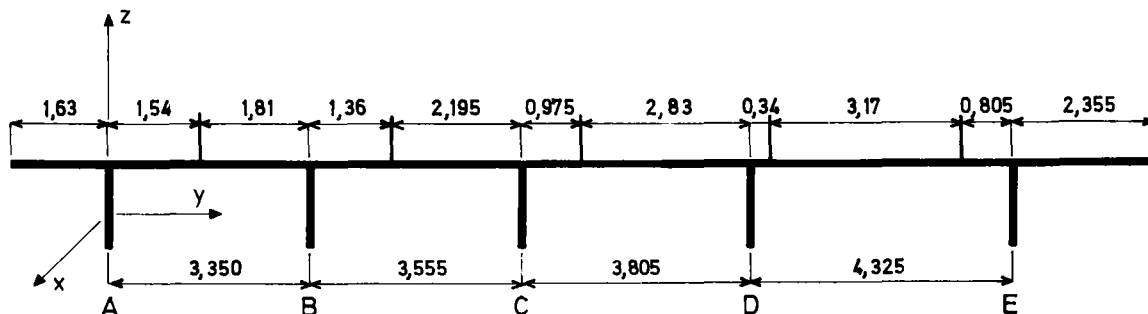


Fig. 50

Le chargement constitué par la 1ère voie vonsistera donc en des charges appliquées à la poutre A :

- une charge verticale de 3,17 t/ml,
- une densité de couple de $(\frac{1,63 - 1,54}{2}) \times 3,17 = 0,1427$ tm/ml.

Pour préciser les signes il faut préciser le programme utilisé; supposons que ce soit le STRESS. Les charges sont alors données dans le système d'axes local lié à chaque barre. L'axe Ox est confondu avec l'axe de la barre, orienté du noeud origine au noeud extrémité tels qu'ils ressortent des ordres MEMBER INCIDENCES. Pour chacune des barres représentant la poutre A l'axe Ox du système local est parallèle à l'axe OX du système global. Dans une structure de type PLANE GRID, qui est le type utilisé dans cette étude, l'axe Oz reste vertical ascendant. L'axe Oy complète le trièdre trirectangle il est donc parallèle à l'axe Oy du système global (le trièdre local est représenté sur la figure 50)

En conséquence la charge verticale sera négative. Les couples de torsion appliqués tournent de Oy vers Oz, ils sont donc positifs; leur axe est l'axe Ox du système local, dans la terminologie du STRESS il s'agira donc de MØMENT X. Les ordres décrivant le chargement n° 1 en découlent simplement; ils figurent avec les autres données dans l'annexe n° 3).

Pour le chargement de la 1ère voie de la 2ème travée les charges ont les mêmes valeurs mais elles sont à appliquer aux barres 48, 49 et 50.

En ce qui concerne le chargement dû à la voie 2 on partagera celle-ci en 2 parties :

- celle qui est située entre les poutres A et B et qui est large de 1,81 m.
- celle qui est située entre les poutre B et C et qui est large de 1,36 m.

La première partie donne :

$$1,81 \times \frac{1,81}{2} \times \frac{1}{3,35} = 0,489 \text{ sur la poutre A}$$

$$1,81 \left(\frac{3,35 - \frac{1,81}{2}}{3,35} \right) = 1,321 \text{ sur la poutre B}$$

La deuxième partie donne :

$$1,36 \times \frac{1,36}{2} \times \frac{1}{3,555} = 0,260 \text{ sur la poutre C}$$

$$1,36 \left(\frac{3,555 - \frac{1,36}{2}}{3,555} \right) = 1,100 \text{ sur la poutre B}$$

La poutre B supportera au total $1,321 + 1,1 = 2,421$ t/ml.

Le calcul des charges correspondant aux 3ème, 4ème et 5ème voies est tout à fait analogue; nous résumons les résultats dans le tableau ci-après.

voie chargée	poutre B	poutre C	poutre D	poutre E
3	0,678	2,367	0,125	0
4	0	1,052	2,105	0,013
5	0	0	1,983	1,187

En ce qui concerne la 6ème voie le chargement sera constitué par une charge de 3,17 t/ml sur la poutre E et à des couples répartis de densité :

$$3,17 \times \left(\frac{2,355 - 0,805}{2} \right) = 2,457 \text{ tm/ml}$$

Il faut faire attention à ce que ces couples soient de sens inverse à ceux qui sont appliqués sur la poutre A.

Char Mc 120.

On placera le char au bord de la largeur chargeable, du côté de la poutre E, (la plus longue) donc à 2,355 m. de l'axe de cette poutre, longitudinalement nous le placerons à mi-travée, son axe étant à l'abscisse

$$42,995 = \frac{32,817 + 67,173}{2}$$

Il ne semble pas judicieux de faire intervenir la "répartition à 45°"; en effet d'une part elle est optimiste quand on cherche le moment d'encastrement d'une dalle en encorbellement sous l'effet d'une chenille de char, d'autre part les 2 chenilles n'étant pas à la même distance de l'axe de la poutre cela compliquerait inutilement les données. On aura donc sur la poutre E des abscisses 46,945,

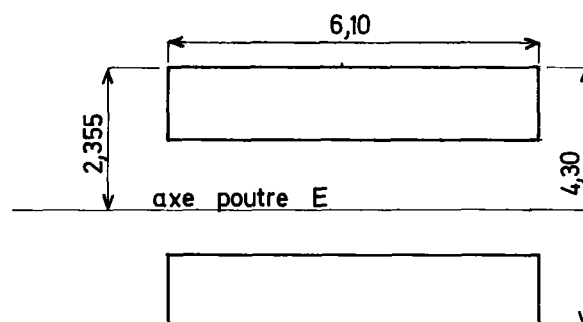


Fig. 51

$$\left(\text{soit } 49,995 - \frac{6,10}{2} \right) \text{ à } 53,045 \left(\text{soit } 46,995 + \frac{6,10}{2} \right)$$

$$\text{- une charge verticale de } \frac{110}{6,10} = 18,032 \text{ t/ml}$$

$$\text{- une densité de couple de torsion de } \frac{110}{6,10} \left(2,355 - \frac{4,30}{2} \right) = 3,697 \text{ tm/m}$$

Si l'on utilise le STRESS, ces 2 valeurs sont négatives. Il faut enfin préciser à quelles barres les charges seront appliquées; d'après les abscisses ce seront les barres 9 et 10.

Pour la barre 9 l'abscisse du début de la zone chargée est $46,945 - 40,645 = 3,300$ et l'abscisse de la fin de la zone chargée est la longueur de la barre soit 7,827.

Pour la barre 10 l'abscisse du début de la zone chargée est 0; celle de la fin de la zone chargée $53,045 - 48,472 = 4,573$.

VI- Indications sur le coût et l'utilité de commandes de calcul de réseaux de poutres

Le coût d'un calcul de réseaux de poutres varie énormément suivant la structure calculée. Pour donner quelques ordres de grandeur, le coût des notes de calculs dont des extraits sont en annexe I, II et III sont respectivement de 200, 200, 1000 F. environ.

Il faut par ailleurs remarquer que le coût du calcul sur ordinateur ne représente qu'une partie de la dépense totale : il faut également tenir compte du temps d'ingénieur nécessaire à l'établissement du bordereau de données et au dépouillement des résultats.

En conséquence les calculs au moyen d'un programme de réseaux de poutres ne sont à exécuter en général que lors de l'étude du projet d'exécution ; cependant il peut arriver qu'un tel calcul doive être exécuté au moment de l'établissement du dossier de consultation des entreprises s'il existe peu de précédents de la structure étudiée et si elle est trop complexe pour qu'il soit possible de définir le coffrage au moyen de calculs plus simples. Ce fut le cas pour le pont à deux nervures traité en IV-3-4 ; un calcul comparatif au moyen du STRESS a montré à l'auteur du projet qu'il valait mieux ne pas mettre d'entretoise d'appuis qui supporterait, si elle existait, des efforts internes trop importants.

Références bibliographiques

1. E. ABSI. La théorie des équivalences et son application à l'étude des ouvrages d'art Annales de l'I.T.B.T.P. octobre 72.
2. M. COURBON Cours de Résistance des Matériaux à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - Année 1955 - 1956.

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT

SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

46, AVENUE ARISTIDE BRIAND - 92 BAGNEUX - TÉL. 655.42.42

CONSEILS POUR
L'UTILISATION DES PROGRAMMES
DE RÉSEAUX DE POUTRES

ANNEXE 1

Note de calcul STRESS de
l'exemple de dalle choisie
(dalle hexagonale)

se reporter au paragraphe IV-2
pour les explications

STRUCTURE DALLE HEXAGONALE
STRUCTURE DALLE HEXAGONALE
TYPE PLANE GRID
NUMBER OF JOINTS 63
NUMBER OF SUPPORTS 12
NUMBER OF MEMBERS 102
NUMBER OF LOADINGS 1
JOINTS COORDINATES

1	0.	2.	S
2	-0.947	1.453	S
3	0.	1.453	
4	0.947	1.453	S
5	-1.732	0.907	S
6	-0.947	0.907	
7	-0.56	0.907	
8	-0.28	0.907	
9	0.	0.907	
10	0.28	0.907	
11	0.56	0.907	
12	0.947	0.907	
13	1.732	0.907	S
14	-0.947	0.36	
15	-0.56	0.36	
16	-0.28	0.36	
17	0.	0.36	
18	0.28	0.36	
19	0.56	0.36	
20	0.947	0.36	
21	-0.947	0.18	
22	-0.56	0.18	
23	-0.28	0.18	
24	0.	0.18	
25	0.28	0.18	
26	0.56	0.18	
27	0.947	0.18	
28	-1.732	0.	S
29	-0.947	0.	
30	-0.56	0.	
31	-0.28	0.	
32	0.	0.	
33	0.28	0.	
34	0.56	0.	
35	0.947	0.	
36	1.732	0.	S
37	-0.947	-0.18	
38	-0.56	-0.18	
39	-0.28	-0.18	
40	0.	-0.18	
41	0.28	-0.18	
42	0.56	-0.18	
43	0.947	-0.18	
44	-0.947	-0.36	
45	-0.56	-0.36	
46	-0.28	-0.36	
47	0.	-0.36	
48	0.28	-0.36	
49	0.56	-0.36	
50	0.947	-0.36	
51	-1.732	-0.907	S
52	-0.947	-0.907	

Coordonnées des nœuds
(V. fig. 14, 15 et 16 et paragraphe III-2-2)
le S qui suit les coordonnées de certains nœuds
signifie que ce nœud constitue un appui

53	-0.56	-0.907	
54	-0.28	-0.907	
55	0.	-0.907	
56	0.28	-0.907	
57	0.56	-0.907	
58	0.947	-0.907	
59	1.732	-0.907	S
60	-0.947	-1.453	S
61	0.	-1.453	
62	0.947	-1.453	S
63	0.	-2.	S

MEMBER INCIDENCES

1	16	8
2	23	16
3	31	23
4	39	31
5	46	39
6	54	46
7	17	9
8	24	17
9	32	24
10	40	32
11	47	40
12	55	47
13	18	10
14	25	18
15	33	25
16	41	33
17	48	41
18	56	48
19	21	22
20	22	23
21	23	24
22	24	25
23	25	26
24	26	27
25	29	30
26	30	31
27	31	32
28	32	33
29	33	34
30	34	35
31	37	38
32	38	39
33	39	40
34	40	41
35	41	42
36	42	43
37	15	7
38	22	15
39	30	22
40	38	30
41	45	38
42	53	45
43	19	11
44	26	19
45	34	26
46	42	34
47	49	42
48	57	49
49	14	15

Définition des barres au moyen de leur origine
et de leur extrémité
(V. fig 14, 15 et 16)

50	15	16
51	16	17
52	17	19
53	18	19
54	19	20
55	44	45
56	45	46
57	46	47
58	47	48
59	48	49
60	49	50
61	14	6
62	21	14
63	29	21
64	37	29
65	44	37
66	52	44
67	20	12
68	27	20
69	35	27
70	43	35
71	50	43
72	58	50
73	6	2
74	60	52
75	12	4
76	62	58
77	6	7
78	7	8
79	8	9
80	9	10
81	10	11
82	11	12
83	52	53
84	53	54
85	54	55
86	55	56
87	56	57
88	57	58
89	5	6
90	12	13
91	51	52
92	53	59
93	28	29
94	35	35
95	2	3
96	3	4
97	60	61
98	61	62
99	9	3
100	61	55
101	3	1
102	63	61

JOINT RELEASES

1	MOMENT X	MOMENT Y
2	MOMENT X	MOMENT Y
4	MOMENT X	MOMENT Y
5	MOMENT X	MOMENT Y
13	MOMENT X	MOMENT Y
28	MOMENT X	MOMENT Y
36	MOMENT X	MOMENT Y

Tous les appuis sont des appuis simples permettant une rotation dans les deux directions.

```

51 MOMENT X MOMENT Y
59 MOMENT X MOMENT Y
60 MOMENT X MOMENT Y
62 MOMENT X MOMENT Y
63 MOMENT X MOMENT Y
CONSTANTS F 1310000. ALL G 655000. ALL
TABULATE ALL
MEMBER PROPERTIES PRISMATIC
 1 THRU 18 IY 0.00013608 IX 0.00027216 AZ 0.0504
19 THRU 36 IY 0.00008748 IX 0.00017496 AZ 0.0324
37 THRU 48 IY 0.00016184 IX 0.00032368 AZ 0.0599
49 THRU 60 IY 0.00017642 IX 0.00035284 AZ 0.0653
61 THRU 72 IY 0.0002848 IX 0.0005696 AZ 0.105
73 THRU 76 IY 0.0004209 IX 0.0008418 AZ 0.156
77 THRU 88 IY 0.00026536 IX 0.00053072 AZ 0.0933
89 THRU 92 IY 0.0003528 IX 0.0007057 AZ 0.131
93 THRU 94 IY 0.0004408 IX 0.0008816 AZ 0.163
95 THRU 98 IY 0.00026536 IX 0.00053072 AZ 0.0933
99 THRU 102 IY 0.00046024 IX 0.00092048 AZ 0.170

```

Propriété mécanique des barres calculées
dans le paragraphe IV-2-3

```

LOADING 1 ROUE BR
MEMBER LOADS
 2 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
 8 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
14 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
 5 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.09 LB 0.18
11 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.09 LB 0.18
17 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.09 LB 0.18
 3 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
 3 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.09 LB 0.18
 9 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
 9 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.09 LB 0.18
15 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
15 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.09 LB 0.18
 4 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
 4 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.09 LB 0.18
10 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
10 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.09 LB 0.18
16 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
16 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.09 LB 0.18
21 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
21 FORCE Z UNIFORM W -3.969 LA 0.09 LB 0.19
21 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.19 LB 0.28
22 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
22 FORCE Z UNIFORM W -3.969 LA 0.09 LB 0.19
22 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.19 LB 0.28
27 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
27 FORCE Z UNIFORM W -3.969 LA 0.09 LB 0.19
27 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.19 LB 0.28
28 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
28 FORCE Z UNIFORM W -3.969 LA 0.09 LB 0.19
28 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.19 LB 0.28
33 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
33 FORCE Z UNIFORM W -3.969 LA 0.09 LB 0.19
33 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.19 LB 0.28
34 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
34 FORCE Z UNIFORM W -3.969 LA 0.09 LB 0.19
34 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.19 LB 0.28
23 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
23 FORCE Z UNIFORM W -3.969 LA 0.09 LB 0.14
29 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
29 FORCE Z UNIFORM W -3.969 LA 0.09 LB 0.14

```

Définition du chargement des barres tel qu'il a été
déterminé au paragraphe IV-2-4

⑤

```
35 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -3.969 LA 0. LB 0.09
35 FORCE Z UNIFORM W -3.969 W -3.969 LA 0.09 LB 0.14
20 FORCE Z UNIFORM W -3.969 LA 0.14 LB 0.19
20 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.19 LB 0.28
26 FORCE Z UNIFORM W -3.969 LA 0.14 LB 0.19
26 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.19 LB 0.28
32 FORCE Z UNIFORM W -3.969 LA 0.14 LB 0.19
32 FORCE Z LINEAR WA -3.969 WB 0. LA 0.19 LB 0.28
```

SOLVE

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

STRUCTURE DALLE HEXAGONALE

=====

RESULTATS

LOADING 1 ROUE BR

=====

Barre	MEMBER	Noeud	JOINT	MEMBER FORCES Effort tranchant	Moment de torsion	Moment fléchissant
				SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	16		16	-0.672	0.042	0.41
1	8		8	0.672	-0.042	-0.05
2	23		23	-0.346	0.039	0.54
2	16		16	1.024	-0.039	-0.36
3	31		31	-0.148	0.015	0.58
3	23		23	0.505	-0.015	-0.52
4	39		39	0.504	-0.015	0.52
4	31		31	-0.147	0.015	-0.58
5	46		46	1.024	-0.039	0.36
5	39		39	-0.845	0.039	-0.54
6	54		54	0.673	-0.042	0.05
6	46		46	-0.673	0.042	-0.41
7	17		17	-0.613	0.000	0.41
7	9		9	0.613	-0.000	-0.08
8	24		24	-0.991	-0.000	0.56
8	17		17	1.170	0.000	-0.36
9	32		32	-0.200	-0.000	0.61
9	24		24	0.558	0.000	-0.54
10	40		40	0.557	0.0	0.54
10	32		32	-0.200	0.0	-0.61
11	47		47	1.169	0.000	0.36
11	40		40	-0.991	-0.000	-0.56
12	55		55	0.614	-0.000	0.08
12	47		47	-0.614	0.000	-0.41
13	18		18	-0.673	-0.042	0.41
13	10		10	0.673	0.042	-0.05
14	25		25	-0.846	-0.039	0.54
14	18		18	1.024	0.039	-0.36
15	33		33	-0.148	-0.015	0.58
15	25		25	0.505	0.015	-0.52
16	41		41	0.504	0.015	0.52
16	33		33	-0.147	-0.015	-0.58
17	48		48	1.024	0.039	0.36
17	41		41	-0.845	-0.039	-0.54
18	56		56	0.673	0.042	0.05
18	48		48	-0.673	-0.042	-0.41
19	21		21	0.265	-0.040	0.09
19	22		22	-0.265	0.040	-0.20
20	22		22	0.574	-0.026	0.15
20	23		23	-0.197	0.026	-0.28
21	23		23	0.538	-0.010	0.26

Il s'agit d'efforts exercés par les noeuds sur les barres ;
cette convention explique les valeurs opposées de l'effort
tranchant et du moment de torsion aux extrémités des
barres non chargées

7

21	24	0.216	0.010	-0.30
22	24	0.217	0.010	0.30
22	25	0.537	-0.010	-0.26
23	25	-0.197	0.026	0.28
23	26	0.574	-0.026	-0.15
24	26	-0.265	0.040	0.20
24	27	0.265	-0.040	-0.09
25	29	-0.085	0.000	0.21
25	30	0.085	-0.000	-0.18
26	30	0.637	0.000	0.14
26	31	-0.260	-0.000	-0.29
27	31	0.554	-0.000	0.26
27	32	0.200	0.000	-0.31
28	32	0.200	0.000	0.31
28	33	0.554	-0.000	-0.26
29	33	-0.259	0.000	0.29
29	34	0.636	-0.000	-0.14
30	34	0.085	-0.000	0.18
30	35	-0.085	0.000	-0.21
31	37	0.265	0.040	0.09
31	38	-0.265	-0.040	-0.20
32	38	0.574	0.026	0.15
32	39	-0.197	-0.026	-0.28
33	39	0.533	0.010	0.26
33	40	0.216	-0.010	-0.30
34	40	0.217	-0.010	0.30
34	41	0.538	0.010	-0.26
35	41	-0.197	-0.026	0.28
35	42	0.574	0.026	-0.15
36	42	-0.265	-0.040	0.20
36	43	0.265	0.040	-0.09
37	15	-0.678	0.063	0.48
37	7	0.673	-0.063	-0.11
38	22	-0.669	0.061	0.57
38	15	0.669	-0.061	-0.45
39	30	-0.361	0.017	0.62
39	22	0.361	-0.017	-0.55
40	38	0.360	-0.017	0.55
40	30	-0.360	0.017	-0.62
41	45	0.669	-0.061	0.45
41	38	-0.669	0.061	-0.57
42	53	0.673	-0.063	0.11
42	45	-0.678	0.063	-0.48
43	19	-0.678	-0.063	0.48
43	11	0.673	0.063	-0.11
44	26	-0.669	-0.061	0.57
44	19	0.669	0.061	-0.45
45	34	-0.361	-0.017	0.62
45	26	0.361	0.017	-0.55
46	42	0.360	0.017	0.55
46	34	-0.360	-0.017	-0.62
47	49	0.669	0.061	0.45
47	42	-0.669	-0.061	-0.57
48	57	0.678	0.063	0.11
48	49	-0.678	-0.063	-0.48
49	14	0.619	-0.105	0.12
49	15	-0.619	0.105	-0.36
50	15	0.628	-0.076	0.36
50	16	-0.628	0.076	-0.54
51	16	0.278	-0.026	0.53
51	17	-0.278	0.026	-0.61

INFORMATIQUE

52	17	-0.277	0.026	0.61
52	18	0.277	-0.026	-0.53
53	18	-0.628	0.076	0.54
53	19	0.628	-0.076	-0.36
54	19	-0.619	0.105	0.36
54	20	0.619	-0.105	-0.12
55	44	0.619	0.105	0.12
55	45	-0.619	-0.105	-0.36
56	45	0.628	0.076	0.36
56	46	-0.628	-0.076	-0.54
57	46	0.278	0.026	0.53
57	47	-0.278	-0.026	-0.61
58	47	-0.277	-0.026	0.61
58	48	0.277	0.026	-0.53
59	48	-0.628	-0.076	0.54
59	49	0.628	0.076	-0.36
60	49	-0.619	-0.105	0.36
60	50	0.619	0.105	-0.12
61	14	-0.223	0.163	0.74
61	6	0.223	-0.163	-0.62
62	21	0.397	0.286	0.77
62	14	-0.397	-0.286	-0.84
63	29	0.661	0.380	0.69
63	21	-0.661	-0.380	-0.81
64	37	-0.662	-0.380	0.81
64	29	0.662	0.380	-0.69
65	44	-0.397	-0.286	0.84
65	37	0.397	0.286	-0.77
66	52	0.223	-0.163	0.62
66	44	-0.223	0.163	-0.74
67	20	-0.223	-0.163	0.74
67	12	0.223	0.163	-0.62
68	27	0.396	-0.286	0.77
68	20	-0.396	0.286	-0.84
69	35	0.662	-0.380	0.69
69	27	-0.662	0.380	-0.81
70	43	-0.662	0.380	0.81
70	35	0.662	-0.380	-0.69
71	50	-0.397	0.286	0.84
71	43	0.397	-0.286	-0.77
72	58	0.223	0.163	0.62
72	50	-0.223	-0.163	-0.74
73	6	-1.407	0.021	0.67
73	2	1.407	-0.021	0.10
74	60	1.407	-0.021	-0.10
74	52	-1.407	0.021	-0.67
75	12	-1.407	-0.021	0.67
75	4	1.407	0.021	0.10
76	62	1.406	0.021	-0.10
76	58	-1.406	-0.021	-0.67
77	6	1.106	0.056	0.08
77	7	-1.106	-0.056	-0.51
78	7	0.429	-0.051	0.57
78	8	-0.429	0.051	-0.69
79	8	-0.244	-0.096	0.73
79	9	0.244	0.096	-0.67
80	9	0.244	0.096	0.67
80	10	-0.244	-0.096	-0.73
81	10	-0.429	0.051	0.69
81	11	0.429	-0.051	-0.57
82	11	-1.106	-0.056	0.51

82	12	1.106	0.056	-0.08
83	52	1.106	-0.056	0.08
83	53	-1.106	0.056	-0.51
34	53	0.423	0.051	0.57
84	54	-0.423	-0.051	-0.67
85	54	-0.244	0.096	0.73
85	55	0.244	-0.096	-0.67
86	55	0.244	-0.096	0.67
86	56	-0.244	0.096	-0.73
87	56	-0.423	-0.051	0.69
87	57	0.428	0.051	-0.57
88	57	-1.106	0.056	0.51
88	58	1.106	-0.056	-0.08
89	5	-0.077	-0.000	-0.00
89	6	0.077	0.000	0.06
90	12	0.077	0.000	-0.06
90	13	-0.077	-0.000	0.00
91	51	-0.077	0.000	-0.00
91	52	0.077	-0.000	0.06
92	53	0.077	-0.000	-0.06
92	54	-0.077	0.000	-0.00
93	23	1.239	-0.000	-0.00
93	24	-1.239	0.000	-0.97
94	35	-1.239	0.000	0.97
94	36	1.239	-0.000	0.00
95	2	1.028	0.095	0.02
95	3	-1.028	-0.095	-0.99
96	3	-1.028	-0.095	0.99
96	4	1.028	0.095	-0.02
97	60	1.028	-0.095	0.02
97	61	-1.028	0.095	-0.99
98	61	-1.028	0.095	0.99
98	62	1.028	-0.095	-0.02
99	3	-1.101	-0.000	0.27
99	3	1.101	0.000	0.33
100	61	1.100	0.000	-0.33
100	55	-1.100	-0.000	-0.27
101	3	0.955	-0.000	-0.52
101	1	-0.955	0.000	0.00
102	63	-0.955	0.000	0.00
102	61	0.955	-0.000	0.52

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y
3	0.000	0.000	0.00
6	-0.000	0.000	0.00
7	-0.000	-0.000	-0.00
8	-0.000	-0.000	-0.00
9	0.000	0.000	-0.00
10	0.000	-0.000	-0.00
11	0.000	-0.000	0.00
12	-0.000	0.000	-0.00
14	0.000	0.000	-0.00
15	0.001	0.000	-0.00
16	0.001	-0.000	-0.00
17	0.002	0.000	-0.00
18	0.001	-0.000	-0.00

Les charges ayant été appliquées aux barres toutes ces valeurs sont nulles ou du moins très faibles

19	0.000	0.000	0.00
20	-0.000	0.000	0.00
21	0.000	0.000	-0.00
22	-0.000	0.000	-0.00
23	0.000	-0.000	-0.00
24	-0.000	-0.000	-0.00
25	-0.000	-0.000	-0.00
26	0.000	-0.000	0.00
27	-0.000	0.000	-0.00
29	0.001	0.000	0.00
30	0.001	-0.000	-0.00
31	-0.000	-0.000	-0.00
32	-0.000	0.000	-0.00
33	-0.000	-0.000	-0.00
34	-0.000	-0.000	0.00
35	0.000	0.000	-0.00
37	-0.001	-0.000	0.00
38	-0.000	0.000	-0.00
39	-0.000	-0.000	-0.00
40	-0.001	-0.000	-0.00
41	-0.000	0.000	0.00
42	0.000	-0.000	0.00
43	0.001	-0.000	-0.00
44	-0.000	-0.000	-0.00
45	-0.000	0.000	-0.00
46	0.001	-0.000	-0.00
47	0.001	-0.000	-0.00
48	0.000	-0.000	-0.00
49	-0.000	-0.000	0.00
50	-0.001	-0.000	0.00
52	-0.000	0.000	0.00
53	-0.000	0.000	-0.00
54	-0.001	0.000	0.00
55	0.001	-0.000	0.00
56	0.001	-0.000	-0.00
57	0.000	0.000	0.00
58	-0.000	-0.000	-0.00
61	0.000	-0.000	0.00

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y
1	-0.955	-0.000	0.00
2	2.434	-0.000	-0.00
4	2.434	-0.000	0.00
5	-0.077	-0.000	-0.00
13	-0.077	-0.000	0.00
28	1.239	-0.000	-0.00
36	1.239	-0.000	0.00
51	-0.077	0.000	-0.00
59	-0.077	0.000	-0.00
60	2.435	0.000	-0.00
62	2.434	0.000	0.00
63	-0.955	-0.000	0.00

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	Z-DISPLACEMENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
3	-0.0009	0.0018	-0.0000
6	-0.0011	0.0017	0.0014
7	-0.0016	0.0017	0.0011
8	-0.0018	0.0017	0.0006
9	-0.0019	0.0018	-0.0000
10	-0.0018	0.0017	-0.0006
11	-0.0016	0.0017	-0.0011
12	-0.0011	0.0017	-0.0014
14	-0.0018	0.0008	0.0016
15	-0.0023	0.0009	0.0012
16	-0.0026	0.0010	0.0007
17	-0.0027	0.0011	-0.0000
18	-0.0026	0.0010	-0.0007
19	-0.0023	0.0009	-0.0012
20	-0.0016	0.0008	-0.0016
21	-0.0019	0.0004	0.0018
22	-0.0025	0.0005	0.0013
23	-0.0028	0.0006	0.0007
24	-0.0029	0.0006	-0.0000
25	-0.0028	0.0006	-0.0007
26	-0.0025	0.0005	-0.0013
27	-0.0019	0.0004	-0.0018
29	-0.0019	0.0000	0.0020
30	-0.0025	0.0000	0.0013
31	-0.0028	0.0000	0.0007
32	-0.0029	0.0000	-0.0000
33	-0.0028	0.0000	-0.0007
34	-0.0025	0.0000	-0.0013
35	-0.0019	0.0000	-0.0020
37	-0.0019	-0.0004	0.0018
38	-0.0025	-0.0005	0.0013
39	-0.0028	-0.0006	0.0007
40	-0.0029	-0.0006	-0.0000
41	-0.0028	-0.0006	-0.0007
42	-0.0025	-0.0005	-0.0013
43	-0.0019	-0.0004	-0.0018
44	-0.0018	-0.0003	0.0016
45	-0.0023	-0.0009	0.0012
46	-0.0026	-0.0010	0.0007
47	-0.0027	-0.0011	-0.0000
48	-0.0026	-0.0010	-0.0007
49	-0.0023	-0.0009	-0.0012
50	-0.0019	-0.0008	-0.0016
52	-0.0011	-0.0017	0.0014
53	-0.0016	-0.0017	0.0011
54	-0.0018	-0.0017	0.0006
55	-0.0019	-0.0018	-0.0000
56	-0.0013	-0.0017	-0.0006
57	-0.0016	-0.0017	-0.0011
58	-0.0011	-0.0017	-0.0014
61	-0.0009	-0.0018	-0.0000

SUPPORT JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	Z-DISPLACEMENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
-------	----------------	------------	------------

1	0.0	0.0015	-0.0000
2	0.0	0.0020	0.0014
4	0.0	0.0020	-0.0014
5	0.0	0.0017	0.0014
13	0.0	0.0017	-0.0014
28	0.0	0.0000	0.0026
36	0.0	0.0000	-0.0026
51	0.0	-0.0017	0.0014
59	0.0	-0.0017	-0.0014
60	0.0	-0.0020	0.0014
62	0.0	-0.0020	-0.0014
63	0.0	-0.0015	-0.0000

STRUCTURE DALLE HEXAGONALE

MEMBER FORCES FOR MEMBER 1

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	16	-0.672	0.042	0.41
1	8	0.672	-0.042	-0.05

MEMBER FORCES FOR MEMBER 2

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	23	-0.846	0.039	0.54
1	16	1.024	-0.039	-0.36

MEMBER FORCES FOR MEMBER 3

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	31	-0.148	0.015	0.58
1	23	0.505	-0.015	-0.52

MEMBER FORCES FOR MEMBER 4

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	39	0.504	-0.015	0.52
1	31	-0.147	0.015	-0.58

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT
SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

46, AVENUE ARISTIDE BRIAND - 92 BAGNEUX - TEL 655 42 42

CONSEILS POUR
L'UTILISATION DES PROGRAMMES
DE RÉSEAUX DE POUTRES

ANNEXE 2

Extraits de la note de calcul
de l'exemple de pont
à 2 nervures

se reporter au paragraphe IV-3-4
pour les explications

STRUCTURE EXEMPLE DE PONT A 2 NERVURES
STRUCTURE EXEMPLE DE PONT A 2 NERVURES
TYPE PLANE GRID
NUMBER OF JOINTS 40
NUMBER OF SUPPORTS 8
NUMBER OF MEMBERS 48
NUMBER OF LOADINGS 5
JOINTS COORDINATES

1	11.47	6.75	S
2	-6.47	6.75	S
3	-3.235	6.75	
4	-3.235	5.625	
5	-3.235	3.375	
6	0.	6.75	
7	0.	5.625	
8	0.	3.375	
9	0.	1.125	
10	0.	0.	S
11	-5.	0.	S
12	6.606	6.75	
13	6.606	5.625	
14	6.606	3.375	
15	6.606	1.125	
16	6.606	0.	
17	13.212	6.75	
18	13.212	5.625	
19	13.212	1.125	
20	13.212	0.	
21	19.818	6.75	
22	19.818	5.625	
23	19.818	1.125	
24	19.818	0.	
25	26.424	6.75	
26	26.424	5.625	
27	26.424	3.375	
28	26.424	1.125	
29	26.424	0.	
30	33.03	6.75	S
31	33.03	6.75	S
32	33.03	5.625	
33	33.03	3.375	
34	33.03	1.125	
35	33.03	0.	
36	36.265	3.375	
37	36.265	1.125	
38	36.265	0.	
39	39.5	0.	S
40	44.5	0.	S

Coordonnées des noeuds
(V. fig 40)

MEMBER INCIDENCES

1	2	3
2	3	6
3	6	12
4	12	17
5	17	21
6	21	25
7	25	30
8	10	16
9	16	20
10	20	24
11	24	29

Définition des barres
(V. fig 40)

12 29 35
 13 35 38
 14 38 39
 15 1 2
 16 11 10
 17 30 31
 18 39 40
 19 13 12
 20 18 17
 21 22 21
 22 26 25
 23 16 15
 24 20 19
 25 24 23
 26 29 28
 27 15 14
 28 14 13
 29 19 18
 30 23 22
 31 28 27
 32 27 26
 33 10 9
 34 32 30
 35 7 6
 36 35 34
 37 4 3
 38 38 37
 39 9 8
 40 33 32
 41 8 7
 42 34 33
 43 5 4
 44 37 36
 45 5 8
 46 33 36
 47 8 14
 48 27 33

JOINT RELEASES

2 MOMENT X MOMENT Y
 10 MOMENT X MOMENT Y
 30 MOMENT X MOMENT Y
 39 MOMENT X MOMENT Y

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 THRU 14 IY 1.340 AZ 3.33 IX 1.97
 15 THRU 18 IY 0. AZ 0.01 IX 0.28
 19 THRU 26 IY 2.704 AZ 11.2 IX 5.409
 27 THRU 32 IY 0.00586 AZ 1.33 IX 0.0117
 33 THRU 36 IY 2.014 AZ 8.4 IX 4.029
 37 THRU 38 IY 1.324 AZ 5.5 IX 2.649
 39 THRU 42 IY 0.00437 AZ 1.087 IX 0.00873
 43 THRU 44 IY 0.00287 AZ 0.71 IX 0.00574
 45 THRU 48 IY 0.00200 AZ 0.49 IX 0.004

CONSTANTS E 4000000. ALL G 167000. ALL

TABULATE ALL

LOADING 1 VOIE 1 CHARGE

MEMBER LOADS

1 FORCE Z UNIFORM -2.145
 2 FORCE Z UNIFORM -2.145
 3 FORCE Z UNIFORM -2.145
 4 FORCE Z UNIFORM -2.145
 5 FORCE Z UNIFORM -2.145

Caractéristiques mécaniques des barres
 (se reporter paragraphe IV-3-4-3 pour les
 explications)

Définition des chargements
 (se reporter paragraphe IV-3-4-4
 pour les explications)

6 FORCE Z UNIFORM -2.145
 7 FORCE Z UNIFORM -2.145
 29 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 3.37 LB 4.50
 30 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 3.37 LB 4.50
 28 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 1.12 LB 2.25
 32 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 1.12 LB 2.25
 41 FORCE Z UNIFORM W -4.797 LA 1.12 LB 2.25
 43 FORCE Z LINEAR WA -2.624 WB -3.680 LA 1.12 LB 2.25
 40 FORCE Z LINEAR WA -5.328 WB -4.271 LA 1.12 LB 2.25

LOADING 2 VOIE 2 CHARGE

MEMBER LOADS

29 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 0.04 LB 3.37
 30 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 0.04 LB 3.37
 28 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 0. LB 1.12
 32 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 0. LB 1.12
 27 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 0.04 LB 2.25
 31 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 0.04 LB 2.25
 29 FORCE Z LINEAR WA -4.309 WB -4.831 LA 0.04 LB 0.598
 39 FORCE Z LINEAR WA -4.831 WB -3.22 LA 0.598 LB 2.25
 41 FORCE Z LINEAR WA -3.22 WB -4.312 LA 0. LB 1.12
 45 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -1.092 LA 0. LB 1.12
 45 FORCE Z UNIFORM W -1.092 LA 1.12 LB 2.115
 45 FORCE Z LINEAR WA -1.092 WB 0. LA 2.115 LB 3.235
 45 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -1.611 LA 0. LB 1.583
 45 FORCE Z LINEAR WA -1.611 WB 0. LA 1.583 LB 3.235
 43 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -2.138 LA 0. LB 1.12
 40 FORCE Z LINEAR WA -3.220 WB -4.312 LA 0. LB 1.12
 42 FORCE Z UNIFORM W -4.797 LA 0.04 LB 0.633
 42 FORCE Z LINEAR WA -4.797 WB -3.220 LA 0.633 LB 2.25
 46 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -1.092 LA 0. LB 1.12
 46 FORCE Z UNIFORM W -1.092 LA 1.12 LB 2.161
 46 FORCE Z LINEAR WA -1.092 WB 0. LA 2.161 LB 3.235
 46 FORCE Z LINEAR WA 0. WB -1.577 LA 0. LB 1.617
 46 FORCE Z LINEAR WA -1.577 WB 0. LA 1.617 LB 3.235
 44 FORCE Z UNIFORM W -1.577 LA 0.04 LB 0.633
 44 FORCE Z LINEAR WA -1.577 WB 0. LA 0.633 LB 2.25
 44 FORCE Z LINEAR WA -2.065 WB 0. LA 0.04 LB 2.25

LOADING 3 VOIE 3 CHARGE

MEMBER LOADS

8 FORCE Z UNIFORM -3.208
 9 FORCE Z UNIFORM -3.208
 10 FORCE Z UNIFORM -3.208
 11 FORCE Z UNIFORM -3.208
 12 FORCE Z UNIFORM -3.208
 13 FORCE Z UNIFORM -3.208
 14 FORCE Z UNIFORM -3.208
 8 MOMENT X UNIFORM 1.668
 9 MOMENT X UNIFORM 1.668
 10 MOMENT X UNIFORM 1.668
 11 MOMENT X UNIFORM 1.668
 12 MOMENT X UNIFORM 1.668
 13 MOMENT X UNIFORM 1.668
 14 MOMENT X UNIFORM 1.668
 27 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 0. LB 0.04
 29 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 0. LB 0.04
 30 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 0. LB 0.04
 31 FORCE Z UNIFORM W -6.441 LA 0. LB 0.04
 42 FORCE Z UNIFORM W -4.797 LA 0. LB 0.04
 39 FORCE Z UNIFORM W -4.309 LA 0. LB 0.04
 44 FORCE Z UNIFORM W -3.642 LA 0. LB 0.04

LOADING 4 VOIES 2 ET 3 CHARGES

④

COMBINE 2 1. 3 1.
LOADING 5 LFS 3 VOIES CHARGEES
COMBINE 1 0.9 2 0.9 3 0.9
SOLVE
PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

STRUCTURE EXEMPLE DE PONT A 2 NERVURES

Résultats du cas de charge 5

LOADING 5 LES 3 VOIES CHARGES

W W W

```
=====
```

Barre	MEMBER	MEMBER FORCES	Effort tranchant	Moment de torsion	Moment fléchissant
NOEUD	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT	
1	2	60.625	-6.446	-0.00	
1	3	-54.380	6.446	-186.02	
2	3	49.803	1.997	185.46	
2	6	-43.558	-1.997	-336.48	
3	6	44.208	-27.915	336.01	
3	12	-31.455	27.915	-585.93	
4	12	24.508	-40.465	586.93	
4	17	-11.755	40.465	-706.71	
5	17	-0.568	-35.620	707.13	
5	21	13.321	35.620	-661.26	
5	21	-28.619	-20.403	661.57	
6	25	41.371	20.403	-430.39	
7	25	-58.784	2.932	430.11	
7	30	71.537	-2.932	0.34	
8	10	90.784	-26.443	-0.97	
8	16	-71.711	16.526	-535.75	
9	16	53.396	-42.569	535.87	
9	20	-34.323	32.652	-825.60	
10	20	20.571	-42.473	825.18	
10	24	-1.498	32.556	-898.07	
11	24	-9.234	-32.367	897.74	
11	29	28.307	22.450	-773.75	
12	29	-36.452	-14.654	773.13	
12	35	55.525	4.737	-469.33	
13	35	-60.653	4.026	469.75	
13	38	69.993	-8.882	-258.43	
14	38	-75.324	-2.414	258.78	
14	39	84.664	-2.442	0.00	
15	1	0.0	-6.446	0.0	
15	2	0.0	6.446	0.0	
16	11	0.0	22.072	0.0	
16	10	0.0	-22.072	0.0	
17	30	0.0	29.666	0.0	
17	31	0.0	-29.666	0.0	
18	39	0.0	2.442	0.0	
18	40	0.0	-2.442	0.0	
19	13	-6.947	1.003	20.32	
19	12	6.947	-1.003	-12.51	
20	18	-12.299	0.420	8.94	
20	17	12.299	-0.420	4.89	
21	22	-15.318	0.324	1.94	
21	21	15.318	-0.324	15.29	

INFORMATIQUE

22	26	17.448	-0.264	-3.76
22	25	17.449	0.264	23.39
23	16	18.275	-0.116	-25.99
23	15	-18.275	0.116	5.43
24	20	13.717	0.425	-9.81
24	19	-13.717	-0.425	-5.62
25	24	10.699	0.327	0.17
25	23	-10.699	-0.327	-12.21
26	29	8.154	0.601	7.82
26	28	-8.154	-0.601	-16.99
27	15	18.329	-0.118	-5.43
27	14	-5.286	0.118	-21.14
28	14	6.103	1.005	21.29
28	13	6.940	-1.005	-20.35
29	19	13.790	0.424	5.62
29	18	12.296	-0.424	-8.98
30	23	10.756	0.327	12.25
30	22	15.330	-0.327	-1.96
31	28	8.194	0.603	17.03
31	27	4.849	-0.603	-20.79
32	27	-4.376	-0.263	20.76
32	26	17.419	0.263	3.76
33	10	22.711	0.972	-48.51
33	9	-22.711	-0.972	22.96
34	32	-15.820	0.352	-8.95
34	30	15.820	-0.352	26.75
35	7	0.640	-0.461	29.19
35	6	-0.640	0.461	-29.91
36	35	5.094	-0.426	8.79
36	34	-5.094	0.426	-14.52
37	4	-4.574	-0.557	-3.30
37	3	4.574	0.557	8.45
38	38	5.325	-0.352	-11.31
38	37	-5.325	0.352	5.32
39	9	22.711	0.970	-22.97
39	8	-14.276	-0.970	-18.09
40	33	-7.144	0.352	16.31
40	32	15.821	-0.352	8.93
41	8	9.329	-0.460	17.25
41	7	-0.655	0.460	-29.17
42	34	5.133	-0.425	14.52
42	33	3.434	0.425	-15.76
43	5	-0.291	-0.557	0.69
43	4	4.574	0.557	3.30
44	37	5.333	-0.352	-5.31
44	36	-1.159	0.352	-0.52
45	5	0.291	0.685	0.56
45	8	4.133	-0.685	5.68
46	33	3.238	0.524	-3.03
46	36	1.159	-0.524	-0.35
47	8	0.814	-0.155	-4.25
47	14	-0.814	0.155	-1.12
48	27	-0.472	-0.031	0.87
48	33	0.472	0.031	2.25

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT FORCE Z MOMENT X MOMENT Y

3	-0.003	-0.006	-0.00
4	0.000	0.004	-0.00
5	0.000	0.000	-0.00
6	0.010	-0.005	-0.00
7	-0.015	-0.015	-0.00
8	-0.000	-0.000	-0.00
9	0.001	0.011	-0.00
12	0.000	-0.042	0.00
13	-0.007	0.027	-0.00
14	0.003	0.002	0.00
15	0.054	-0.008	-0.00
16	-0.040	-0.049	0.00
17	-0.024	-0.048	0.00
18	-0.003	0.039	-0.00
19	0.073	-0.002	-0.00
20	-0.035	-0.008	-0.00
21	0.020	-0.072	-0.01
22	0.013	0.013	-0.00
23	0.057	-0.042	0.00
24	-0.034	0.018	-0.00
25	0.035	-0.054	-0.02
26	-0.029	0.005	-0.00
27	0.001	-0.001	-0.00
28	0.040	-0.034	0.00
29	0.009	-0.025	-0.01
32	0.001	0.015	0.00
33	0.000	-0.000	-0.00
34	0.039	0.002	0.00
35	-0.033	-0.026	-0.01
36	-0.000	-0.000	-0.00
37	0.008	-0.006	0.00
38	-0.006	0.010	-0.01

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINT

JOINT	FORCE Z	MOMENT X	MOMENT Y
1	0.0	-6.446	0.0
2	60.625	0.000	-0.00
10	113.494	-0.007	0.00
11	0.0	22.072	0.0
30	87.357	-0.012	-0.01
31	0.0	-29.666	0.0
39	84.664	-0.000	0.00
40	0.0	-2.442	0.0

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	Z-DISPLACEMENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
3	-0.0056	0.0008	0.0016
4	-0.0065	0.0008	0.0016
5	-0.0084	0.0008	0.0003
6	-0.0108	0.0007	0.0014
7	-0.0117	0.0007	0.0014
8	-0.0093	-0.0025	0.0007
9	-0.0027	-0.0024	0.0022

12	-0.0190	0.0013	0.0009
13	-0.0205	0.0013	0.0009
14	-0.0209	-0.0009	0.0020
15	-0.0171	-0.0019	0.0019
16	-0.0149	-0.0019	0.0019
17	-0.0224	0.0021	0.0001
18	-0.0247	0.0021	0.0001
19	-0.0266	-0.0012	0.0010
20	-0.0253	-0.0012	0.0010
21	-0.0198	0.0028	-0.0008
22	-0.0230	0.0028	-0.0008
23	-0.0292	-0.0004	-0.0000
24	-0.0287	-0.0004	-0.0000
25	-0.0117	0.0032	-0.0015
26	-0.0154	0.0032	-0.0015
27	-0.0220	0.0022	-0.0018
28	-0.0245	0.0001	-0.0011
29	-0.0247	0.0001	-0.0011
32	-0.0036	0.0032	-0.0018
33	-0.0107	0.0025	-0.0012
34	-0.0138	0.0003	-0.0019
35	-0.0142	0.0003	-0.0019
36	-0.0071	-0.0001	-0.0013
37	-0.0071	0.0003	-0.0021
38	-0.0074	0.0003	-0.0021

SUPPORT JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	Z-DISPLACEMENT	X-ROTATION	Y-ROTATION
1	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0007	0.0017
10	0.0	-0.0024	0.0022
11	0.0	0.0	0.0
30	0.0	0.0032	-0.0018
31	0.0	0.0	0.0
39	0.0	0.0003	-0.0022
40	0.0	0.0	0.0

STRUCTURE EXEMPLE DE PONT A 2 NEUVRES

=====

Tableau regroupant pour chaque barre les efforts à ses extrémités pour les 5 cas de charge

MEMBER FORCES FOR MEMBER 1

=====

Cas de charge	Nœud	Effort tranchant	Moment de torsion	Moment fléchissant
LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	2	52.525	5.135	-0.00
1	3	-45.586	-5.135	-158.69
2	2	19.491	-10.578	-0.00
2	3	-19.491	10.578	-63.05
3	2	-4.655	-1.720	-0.00

3	3	4.655	1.720	15.06
4	2	14.836	-12.298	-0.00
4	3	-14.836	12.298	-48.00
5	2	60.625	-6.446	-0.00
5	3	-54.280	6.446	-186.02

MEMBER FORCES FOR MEMBER 2

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	3	41.859	11.451	158.58
1	5	-34.920	-11.451	-287.77
2	3	17.092	-3.859	62.77
2	6	-17.092	3.859	-118.06
2	3	-3.614	-5.372	-15.28
3	6	3.614	5.372	26.97
4	3	13.478	-9.231	47.49
4	6	-13.478	9.231	-91.09
5	3	49.803	1.997	185.46
5	6	-43.558	-1.997	-336.48

MEMBER FORCES FOR MEMBER 3

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	6	30.194	14.658	282.59
1	12	-16.024	-14.658	-435.25
2	6	13.971	-13.386	117.69
2	12	-13.971	13.386	-209.98
3	6	4.955	-32.289	-26.93
3	12	-4.955	32.289	-5.80
4	6	18.925	-45.675	90.76
4	12	-18.925	45.675	-215.78
5	6	44.208	-27.915	326.01
5	12	-31.455	27.915	-585.93

MEMBER FORCES FOR MEMBER 4

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	12	14.339	2.785	435.16
1	17	-0.169	-2.785	-483.08
2	12	6.982	-16.650	210.47
2	17	-6.982	16.650	-256.59
3	12	5.910	-31.096	6.52
3	17	-5.910	31.096	-45.56
4	12	12.892	-47.746	216.99
4	17	-12.892	47.746	-302.15
5	12	24.508	-40.465	586.93
5	17	-11.755	40.465	-706.71

MEMBER FORCES FOR MEMBER 5

```

=====
LOADING  JOINT  SHEAR FORCE  TORSION MOMENT  BENDING MOMENT
1        17      -0.351      -13.140         483.12
1        21      14.521       13.140        -434.00
2        17      -2.268      -13.220         256.74
2        21       2.268       13.220        -241.76
3        17       1.988      -13.217         45.83
3        21      -1.988       13.217        -58.97
4        17      -0.280      -26.437         302.58
4        21       0.280       26.437        -300.73
5        17      -0.568      -35.620         707.13
5        21      13.321       35.620        -661.26

```

MEMBER FORCES FOR MEMBER 6

```

=====
LOADING  JOINT  SHEAR FORCE  TORSION MOMENT  BENDING MOMENT
1        21     -16.125     -25.209         434.23
1        25     30.294      25.209        -280.91
2        21     -12.700     -5.860         241.87
2        25     12.700      5.860        -157.97
3        21     -2.973       8.399          58.97
3        25      2.973      -8.399        -39.33
4        21     -15.674     2.539          300.84
4        25     15.674     -2.539        -197.30
5        21     -28.619    -20.403         661.57
5        25     41.371     20.403        -430.39

```

MEMBER FORCES FOR MEMBER 7

```

=====
LOADING  JOINT  SHEAR FORCE  TORSION MOMENT  BENDING MOMENT
1        25     -35.556     -24.383         281.05
1        30     49.726      24.393           0.64
2        25     -23.939       4.915         157.71
2        30     23.939      -4.915           0.43
3        25     -5.820      22.726          39.14
3        30      5.820     -22.726         -0.69
4        25     -29.760      27.641         196.85
4        30     29.760     -27.641         -0.25
5        25     -58.784      2.932         430.11
5        30     71.537     -2.932           0.34

```

MEMBER FORCES FOR MEMBER 8

```

=====
LOADING  JOINT  SHEAR FORCE  TORSION MOMENT  BENDING MOMENT
1        10     11.681      17.128           0.30

```

1	16	-11.681	-17.128	-77.47
2	10	30.001	-1.972	-0.55
2	16	-30.001	1.972	-197.63
3	10	59.189	-44.538	-0.82
3	16	-37.997	33.519	-320.18
4	10	89.190	-46.509	-1.38
4	16	-67.998	35.491	-517.81
5	10	90.784	-26.443	-0.97
5	16	-71.711	16.526	-535.75

MEMBER FORCES FOR MEMBER 9

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	16	6.025	3.403	77.68
1	20	-6.025	-3.403	-117.48
2	16	16.080	-10.496	197.79
2	20	-16.080	10.496	-304.02
3	16	37.224	-40.205	319.94
3	20	-16.032	29.187	-495.84
4	16	53.304	-50.702	517.73
4	20	-32.112	39.683	-799.86
5	16	53.396	-42.569	535.87
5	20	-34.323	32.652	-825.60

MEMBER FORCES FOR MEMBER 10

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	20	-0.746	-14.101	117.44
1	24	0.746	14.101	-112.51
2	20	3.889	-12.219	303.86
2	24	-3.889	12.219	-329.56
3	20	19.714	-20.872	495.56
3	24	1.478	9.853	-555.80
4	20	23.603	-33.091	799.43
4	24	-2.411	22.072	-885.35
5	20	20.571	-42.473	825.18
5	24	-1.498	32.556	-898.07

MEMBER FORCES FOR MEMBER 11

=====

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	24	-6.399	-27.930	112.27
1	29	6.399	27.930	-70.01
2	24	-7.104	-9.786	329.44
2	29	7.104	9.786	-282.51
3	24	3.243	1.753	555.78
3	29	17.950	-12.771	-507.21
4	24	-3.862	-8.034	885.22
4	29	25.054	-2.985	-789.71

5	24	-9.234	-32.367	897.74
5	29	28.307	22.450	-773.75

MEMBER FORCES FOR MEMBER 12

```
=====
```

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	29	-8.028	-28.611	69.39
1	35	8.028	28.611	-16.36
2	29	-16.782	-3.654	282.13
2	35	16.782	3.654	-171.27
3	29	-15.692	15.983	507.52
3	35	36.884	-27.002	-333.86
4	29	-32.475	12.329	789.65
4	35	53.667	-23.347	-505.12
5	29	-36.452	-14.654	773.13
5	35	55.525	4.737	-469.33

MEMBER FORCES FOR MEMBER 13

```
=====
```

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	35	-3.001	-7.717	16.35
1	38	3.001	7.717	-6.64
2	35	-23.743	1.881	171.73
2	38	23.743	-1.881	-94.92
3	35	-40.648	10.309	333.87
3	38	51.026	-15.705	-185.59
4	35	-64.391	12.190	505.60
4	38	74.769	-17.586	-280.51
5	35	-60.653	4.026	469.75
5	38	69.993	-8.882	-258.43

MEMBER FORCES FOR MEMBER 14

```
=====
```

LOADING	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	38	-2.116	-4.539	6.84
1	39	2.116	4.539	0.00
2	38	-29.448	-10.305	95.26
2	39	29.448	10.305	0.00
3	38	-52.129	12.162	185.42
3	39	62.507	-17.558	0.00
4	38	-81.577	1.857	280.69
4	39	91.955	-7.253	0.00
5	38	-75.324	-2.414	258.78
5	39	84.664	-2.442	0.00

MEMBER FORCES FOR MEMBER 15

=====

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT
SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

46, AVENUE ARISTIDE BRIAND - 92 BAGNEUX - TEL 655 42 42

CONSEILS POUR
L'UTILISATION DES PROGRAMMES
DE RÉSEAUX DE POUTRES

ANNEXE 3

Rappel des données du calcul
du pont des GAUX

se reporter au chapitre V
pour explications

STRUCTURE PONT DES GAUX
STRUCTURE PONT DES GAUX
TYPE PLANE GRID
NUMBER OF JOINTS 55
NUMBER OF SUPPORTS 15
NUMBER OF MEMBERS 98
NUMBER OF LOADINGS 17
JOINTS COORDINATES

1	0.	15.025	S
2	3.687	10.700	S
3	3.687	5.025	
4	6.927	6.900	S
5	6.927	10.700	
6	6.927	5.025	
7	9.954	3.350	S
8	9.954	6.900	
9	9.954	10.700	
10	9.954	15.025	
11	12.810	0.	S
12	12.810	3.35	
13	12.810	6.900	
14	12.810	10.700	
15	12.810	15.025	
16	19.479	0.	
17	19.479	3.350	
18	19.479	6.900	
19	19.479	10.700	
20	19.479	15.025	
21	26.148	0.	
22	26.148	3.350	
23	26.148	6.900	
24	26.148	10.700	
25	26.148	15.025	
26	32.817	0.	S
27	32.817	3.350	S
28	32.817	6.900	S
29	32.817	10.700	S
30	32.817	15.025	S
31	40.645	0.	
32	40.645	3.350	
33	40.645	6.900	
34	40.645	10.700	
35	40.645	15.025	
36	48.472	0.	
37	48.472	3.350	
38	48.472	6.900	
39	48.472	10.700	
40	48.472	15.025	
41	56.300	0.	S
42	56.3	3.35	
43	56.3	6.9	
44	56.3	10.7	
45	56.3	15.025	
46	58.725	3.350	S
47	58.725	6.900	
48	58.725	10.7	
49	58.725	15.025	
50	61.294	6.900	S
51	61.294	10.7	
52	61.294	15.025	

Coordonnées des noeuds
(V. fig. 39)

53 64.043 10.7 S
 54 64.043 15.025
 55 67.173 15.025 S

JOINT RELEASES

1 MOMENT X MOMENT Y
 2 MOMENT X MOMENT Y
 4 MOMENT X MOMENT Y
 7 MOMENT X MOMENT Y
 11 MOMENT X MOMENT Y
 26 MOMENT X MOMENT Y
 27 MOMENT X MOMENT Y
 28 MOMENT X MOMENT Y
 29 MOMENT X MOMENT Y
 30 MOMENT X MOMENT Y
 41 MOMENT X MOMENT Y
 46 MOMENT X MOMENT Y
 50 MOMENT X MOMENT Y
 53 MOMENT X MOMENT Y
 55 MOMENT X MOMENT Y

MEMBER INCIDENCES

1 1 3
 2 3 6
 3 6 10
 4 10 15
 5 15 20
 6 20 25
 7 25 30
 8 30 35
 9 35 40
 10 40 45
 11 45 49
 12 49 52
 13 52 54
 14 54 55
 15 2 5
 16 5 9
 17 9 14
 18 14 19
 19 19 24
 20 24 29
 21 29 34
 22 34 39
 23 39 44
 24 44 48
 25 48 51
 26 51 53
 27 4 8
 28 8 13
 29 13 18
 30 18 23
 31 23 28
 32 28 33
 33 33 38
 34 38 43
 35 43 47
 36 47 50
 37 7 12
 38 12 17
 39 17 22
 40 22 27
 41 27 32

Définition des barres
 (V. fig 39)

42	32	37
43	37	42
44	42	46
45	11	16
46	16	21
47	21	26
48	26	31
49	31	36
50	36	41
51	2	3
52	5	6
53	9	10
54	14	15
55	19	20
56	24	25
57	34	35
58	39	40
59	44	45
60	48	49
61	51	52
62	53	54
63	4	5
64	8	0
65	13	14
66	18	19
67	23	24
68	33	34
69	38	39
70	43	44
71	47	48
72	50	51
73	7	8
74	12	13
75	17	18
76	22	23
77	32	33
78	37	38
79	42	43
80	46	47
81	11	12
82	16	17
83	21	22
84	31	32
85	36	37
86	41	42
87	26	27
88	27	28
89	28	29
90	29	30
91	11	7
92	7	4
93	4	2
94	2	1
95	41	46
96	46	50
97	50	53
98	53	55

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1	THRU 14	IY 0.8853	AZ 2.156	IX 1.242
15	THRU 26	IY 0.7067	AZ 1.421	IX 2.317
27	THRU 36	IY 0.6404	AZ 1.137	IX 2.062

Caractéristiques mécaniques des barres
(se reporter paragraphe V - 3 pour les explications.)

37 THRU 44 IY 0.5923 AZ 0.931 IX 1.900
 45 THRU 50 IY 0.5213 AZ 0.735 IX 0.913
 51 IY 0.8889 AZ 0.04291 IX 0.001
 52 IY 0.8042 AZ 0.03882 IX 0.001
 53 IY 0.7547 AZ 0.03643 IX 0.001
 54 IY 1.2219 AZ 0.05889 IX 0.001
 55 THRU 56 IY 1.7113 AZ 0.08262 IX 0.001
 57 THRU 58 IY 2.0087 AZ 0.09697 IX 0.001
 59 IY 1.3153 AZ 0.06350 IX 0.001
 60 IY 0.6407 AZ 0.03093 IX 0.001
 61 IY 0.6923 AZ 0.03294 IX 0.001
 62 IY 0.7541 AZ 0.0364 IX 0.001
 63 IY 0.7076 AZ 0.03416 IX 0.001
 64 IY 0.6641 AZ 0.03206 IX 0.001
 65 IY 1.0753 AZ 0.05190 IX 0.001
 66 THRU 67 IY 1.5059 AZ 0.07268 IX 0.001
 68 THRU 69 IY 1.7676 AZ 0.08532 IX 0.001
 70 IY 1.1574 AZ 0.05587 IX 0.001
 71 IY 0.5638 AZ 0.02721 IX 0.001
 72 IY 0.6004 AZ 0.02898 IX 0.001
 73 IY 0.6206 AZ 0.02995 IX 0.001
 74 IY 1.0048 AZ 0.04849 IX 0.001
 75 THRU 76 IY 1.4072 AZ 0.06791 IX 0.001
 77 THRU 78 IY 1.6517 AZ 0.07971 IX 0.001
 79 IY 1.0816 AZ 0.05220 IX 0.001
 80 IY 0.5269 AZ 0.02543 IX 0.001
 81 IY 0.9466 AZ 0.04569 IX 0.001
 82 THRU 83 IY 1.3257 AZ 0.06399 IX 0.001
 84 THRU 85 IY 1.5561 AZ 0.07511 IX 0.001
 86 IY 1.019 AZ 0.04918 IX 0.001
 87 THRU 90 IY 1.15 AZ 0.794 IX 0.152
 91 THRU 94 IY 0.3475 AZ 1.176 IX 0.391
 95 THRU 98 IY 0.3317 AZ 1.176 IX 0.391
 CONSTANTS E 1330000. ALL G 554166. ALL

TABULATE ALL

LOADING 1 VOIE 1 DE LA TRAVÉE 1 CHARGÉE

MEMBER LOADS

45 FORCE Z UNIFORM -3.17
 46 FORCE Z UNIFORM -3.17
 47 FORCE Z UNIFORM -3.17
 45 MOMENT X UNIFORM 0.1427
 46 MOMENT X UNIFORM 0.1427
 47 MOMENT X UNIFORM 0.1427

LOADING 2 VOIE 2 DE LA TRAVÉE 1 CHARGÉE

MEMBER LOADS

45 FORCE Z UNIFORM -0.489
 46 FORCE Z UNIFORM -0.489
 47 FORCE Z UNIFORM -0.489
 37 FORCE Z UNIFORM -2.421
 38 FORCE Z UNIFORM -2.421
 39 FORCE Z UNIFORM -2.421
 40 FORCE Z UNIFORM -2.421
 27 FORCE Z UNIFORM -0.26
 28 FORCE Z UNIFORM -0.26
 29 FORCE Z UNIFORM -0.26
 30 FORCE Z UNIFORM -0.26
 31 FORCE Z UNIFORM -0.26

LOADING 3 VOIE 3 DE LA TRAVÉE 1 CHARGÉE

MEMBER LOADS

37 FORCE Z UNIFORM -0.678
 38 FORCE Z UNIFORM -0.678

Définition des chargements
 pour explications se reporter pages
 82, 83 et 84

39 FORCE Z UNIFORM -0.678
 40 FORCE Z UNIFORM -0.678
 27 FORCE Z UNIFORM -2.367
 28 FORCE Z UNIFORM -2.367
 29 FORCE Z UNIFORM -2.367
 30 FORCE Z UNIFORM -2.367
 31 FORCE Z UNIFORM -2.367
 15 FORCE Z UNIFORM -0.125
 16 FORCE Z UNIFORM -0.125
 17 FORCE Z UNIFORM -0.125
 18 FORCE Z UNIFORM -0.125
 19 FORCE Z UNIFORM -0.125
 20 FORCE Z UNIFORM -0.125
 LOADING 4 VOIE 4 DE LA TRAVÉE 1 CHARGÉE
 MEMBER LOADS
 27 FORCE Z UNIFORM -1.052
 28 FORCE Z UNIFORM -1.052
 29 FORCE Z UNIFORM -1.052
 30 FORCE Z UNIFORM -1.052
 31 FORCE Z UNIFORM -1.052
 15 FORCE Z UNIFORM -2.105
 16 FORCE Z UNIFORM -2.105
 17 FORCE Z UNIFORM -2.105
 18 FORCE Z UNIFORM -2.105
 19 FORCE Z UNIFORM -2.105
 20 FORCE Z UNIFORM -2.105
 1 FORCE Z UNIFORM -0.013
 2 FORCE Z UNIFORM -0.013
 3 FORCE Z UNIFORM -0.013
 4 FORCE Z UNIFORM -0.013
 5 FORCE Z UNIFORM -0.013
 6 FORCE Z UNIFORM -0.013
 7 FORCE Z UNIFORM -0.013
 LOADING 5 VOIE 5 DE LA TRAVÉE 1 CHARGÉE
 MEMBER LOADS
 15 FORCE Z UNIFORM -1.983
 16 FORCE Z UNIFORM -1.983
 17 FORCE Z UNIFORM -1.983
 18 FORCE Z UNIFORM -1.983
 19 FORCE Z UNIFORM -1.983
 20 FORCE Z UNIFORM -1.983
 1 FORCE Z UNIFORM -1.187
 2 FORCE Z UNIFORM -1.187
 3 FORCE Z UNIFORM -1.187
 4 FORCE Z UNIFORM -1.187
 5 FORCE Z UNIFORM -1.187
 6 FORCE Z UNIFORM -1.187
 7 FORCE Z UNIFORM -1.187
 LOADING 6 VOIE 6 DE LA TRAVÉE 1 CHARGÉE
 MEMBER LOADS
 1 FORCE Z UNIFORM -3.17
 2 FORCE Z UNIFORM -3.17
 3 FORCE Z UNIFORM -3.17
 4 FORCE Z UNIFORM -3.17
 5 FORCE Z UNIFORM -3.17
 6 FORCE Z UNIFORM -3.17
 7 FORCE Z UNIFORM -3.17
 1 MOMENT X UNIFORM -2.457
 2 MOMENT X UNIFORM -2.457
 3 MOMENT X UNIFORM -2.457
 4 MOMENT X UNIFORM -2.457

5 MOMENT X UNIFORM -2.457
 6 MOMENT X UNIFORM -2.457
 7 MOMENT X UNIFORM -2.457
 LOADING 7 VOIE 1 DE LA TRAVEE 2 CHARGEE
 MEMBER LOADS
 48 FORCE Z UNIFORM -3.17
 49 FORCE Z UNIFORM -3.17
 50 FORCE Z UNIFORM -3.17
 48 MOMENT X UNIFORM 0.1427
 49 MOMENT X UNIFORM 0.1427
 50 MOMENT X UNIFORM 0.1427
 LOADING 8 VOIE 2 DE LA TRAVEE 2 CHARGEE
 MEMBER LOADS
 48 FORCE Z UNIFORM -0.489
 49 FORCE Z UNIFORM -0.489
 50 FORCE Z UNIFORM -0.489
 41 FORCE Z UNIFORM -2.421
 42 FORCE Z UNIFORM -2.421
 43 FORCE Z UNIFORM -2.421
 44 FORCE Z UNIFORM -2.421
 32 FORCE Z UNIFORM -0.26
 33 FORCE Z UNIFORM -0.26
 34 FORCE Z UNIFORM -0.26
 35 FORCE Z UNIFORM -0.26
 36 FORCE Z UNIFORM -0.26
 LOADING 9 VOIE 3 DE LA TRAVEE 2 CHARGEE
 MEMBER LOADS
 41 FORCE Z UNIFORM -0.678
 42 FORCE Z UNIFORM -0.678
 43 FORCE Z UNIFORM -0.678
 44 FORCE Z UNIFORM -0.678
 32 FORCE Z UNIFORM -2.367
 33 FORCE Z UNIFORM -2.367
 34 FORCE Z UNIFORM -2.367
 35 FORCE Z UNIFORM -2.367
 36 FORCE Z UNIFORM -2.367
 21 FORCE Z UNIFORM -0.125
 22 FORCE Z UNIFORM -0.125
 23 FORCE Z UNIFORM -0.125
 24 FORCE Z UNIFORM -0.125
 25 FORCE Z UNIFORM -0.125
 26 FORCE Z UNIFORM -0.125
 LOADING 10 VOIE 4 DE LA TRAVEE 2 CHARGEE
 MEMBER LOADS
 32 FORCE Z UNIFORM -1.052
 33 FORCE Z UNIFORM -1.052
 34 FORCE Z UNIFORM -1.052
 35 FORCE Z UNIFORM -1.052
 36 FORCE Z UNIFORM -1.052
 21 FORCE Z UNIFORM -2.105
 22 FORCE Z UNIFORM -2.105
 23 FORCE Z UNIFORM -2.105
 24 FORCE Z UNIFORM -2.105
 25 FORCE Z UNIFORM -2.105
 26 FORCE Z UNIFORM -2.105
 8 FORCE Z UNIFORM -0.013
 9 FORCE Z UNIFORM -0.013
 10 FORCE Z UNIFORM -0.013
 11 FORCE Z UNIFORM -0.013
 12 FORCE Z UNIFORM -0.013
 13 FORCE Z UNIFORM -0.013

14 FORCE Z UNIFORM -0.013
 LOADING 11 VOIE 5 DE LA TRAVÉE 2 CHARGÉE
 MEMBER LOADS
 21 FORCE Z UNIFORM -1.983
 22 FORCE Z UNIFORM -1.983
 23 FORCE Z UNIFORM -1.983
 24 FORCE Z UNIFORM -1.983
 25 FORCE Z UNIFORM -1.983
 26 FORCE Z UNIFORM -1.983
 8 FORCE Z UNIFORM -1.187
 9 FORCE Z UNIFORM -1.187
 10 FORCE Z UNIFORM -1.187
 11 FORCE Z UNIFORM -1.187
 12 FORCE Z UNIFORM -1.187
 13 FORCE Z UNIFORM -1.187
 14 FORCE Z UNIFORM -1.187
 LOADING 12 VOIE 6 DE LA TRAVÉE 2 CHARGÉE
 MEMBER LOADS
 8 FORCE Z UNIFORM -3.17
 9 FORCE Z UNIFORM -3.17
 10 FORCE Z UNIFORM -3.17
 11 FORCE Z UNIFORM -3.17
 12 FORCE Z UNIFORM -3.17
 13 FORCE Z UNIFORM -3.17
 14 FORCE Z UNIFORM -3.17
 8 MOMENT X UNIFORM -2.457
 9 MOMENT X UNIFORM -2.457
 10 MOMENT X UNIFORM -2.457
 11 MOMENT X UNIFORM -2.457
 12 MOMENT X UNIFORM -2.457
 13 MOMENT X UNIFORM -2.457
 14 MOMENT X UNIFORM 2.457
 LOADING 13 VOIES 1,2 ET 3 DE LA TRAVÉE 1, 4, 5 ET 6 DE LA TRAVÉE 2 CHARGÉES
 COMBINE 1 1.0441 2 0.9764 3 0.9186 10 0.8308 11 0.797 12 0.7662
 LOADING 14 VOIES 1,2 ET 3 DES 2 TRAVÉES CHARGÉES
 COMBINE 1 0.8712 2 0.8177 3 0.7722 7 0.8712 8 0.8177 9 0.7722
 LOADING 15 VOIES 4,5 ET 6 DES 2 TRAVÉES CHARGÉES
 COMBINE 4 0.7336 5 0.7 6 0.6702 10 0.7336 11 0.700 12 0.6702
 LOADING 16 PONT ENTIÈREMENT CHARGÉ
 COMBINE 14 0.7778 15 0.7778
 LOADING 17 CHAR MC120
 MEMBER LOADS
 9 FORCE Z UNIFORM W -18.032 LA 3.3 LB 7.827
 10 FORCE Z UNIFORM W -18.032 LA 0. LB 4.573
 9 MOMENT X UNIFORM W -3.697 LA 3.3 LB 7.827
 10 MOMENT X UNIFORM W -3.697 LA 0. LB 4.573
 SOLVE
 PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.