

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Genie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Calcul automatique de la stabilité
des appuis de
ponts.*

Proposé par :

SAPTA

Etudié par :

ABDEL-HAKIM DAQUI

MUSTAPHA YAROU

Dirigé par

M^e BAYASLI

M^e ZOUKH

PROMOTION

Juillet 1993

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Génie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Calcul automatique de la stabilité
des appuis de ponts*

Proposé par :

SAPTA

Etudié par :

ABDEL-HAKIM DAOU

MUSTAPHA YAROU

Dirigé par

M^e BAYASLI

M^e ZOUKH

PROMOTION

Juillet 1993

بسم الله الرحمن الرحيم

“قل إن صلاتي ونسكي ومحياي ومماتي

لله رب العالمين لا شريك له، وبذلك

أمرت وأنا أول المسلمين“

Ministere de l'Enseignement Superieur
Ecole Nationale Polytechnique
Département Génie - Civil
Promoteur R. BAYASLI (SAPTA)
M. ZOUKH (ENP)
Elèves Ingénieurs DAOUI A. HAKIM
YAROU Mustapha

وزارة التعليم العالي

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

مصلحة الهندسة المدنية

الأستاذ التوجه : ز. بيسلي

م. زوخ

صاحباً الأطروحة : داوي عبد الحكيم

يارو مصطفى

الموضوع : الحساب الآلي لاستقرار مساند الجسور

ملخص : المحور العام يتمثل في إعداد برامج آلية لحساب استقرار مساند الجسور وقد تكون هذه الأخيرة مستعملة للطرق والسكك الحديدية، كما أنها قد تكون وحيدة أو متعددة الإمدادات علماً أن عدد الإمدادات

غير محدود

Sujet Calcul automatique de la stabilité des appuis de ponts

Resumé Il consiste en l'élaboration de programme calculant la stabilité des appuis de ponts . l'ouvrage peut être un pont-rail ou un pont-route avec une structure isostratique ou hyperstatique le nombre de travée n'est pas limité.

Subject Automatic design of the support stability.

Substract The present project consists to establish computer programmes for an automatic design of support stability of bridges.

the bridge can be a road-bridge or a rail-bridge with isostatic or hyperstatic structur Spens s number is illimited.

DEDICACES

A ma Mère

A mon Père.

A mes Frères et Soeurs.

A toute ma Famille

A tous mes Ami (es).

A tous nos Martyrs.

Je dédie ce modeste travail

MUSTAPHA.

A ma Mère

A mon Père

A ma Grande Mère

A mon Oncle

A toute ma Famille

A mon frère LAMINE et toute sa Famille

Je dédie ce modeste travail.

ABDELHAKIM.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à témoigner notre profonde reconnaissance à Monsieur BAYASLI, chef de département à la SAPTA et chargé de cours à l'ENTP ainsi qu'à Monsieur ZOUKH chargé de cours à l'ENP, pour l'aide qu'ils nous ont prodigué.

Nous tenons à remercier toute l'équipe de la SAPTA, ainsi que Monsieur BELKACEMI, maître assistant à l'ENP, pour les enseignements qu'il nous a apporté et qui nous ont été d'une grande utilité.

Par la même occasion, nous remercions, profondément, notre cher ami : LAMINE et toute sa famille pour l'aide précieuse dont ils ont fait preuve dans la présentation de notre mémoire, sans oublier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste projet.

SOMMAIRE



- Préliminaire.
- Présentation du sujet

I) Généralités et définitions

- I.1 Généralités sur les ponts.
- I.2 Etude des appuis de rive.
- I.3 Etude des appuis intermédiaire.
- I.4 Critères de résistance mécanique.
 - Liaison au tablier.
 - Liaison au sol de fondation.
 - Fondations superficielles.
 - Fondations profondes
 - Continuités ou discontinuités des éléments verticaux.
 - Rigidité dans le sens transversal.

II) Règlement en vigueur et charges

III) Calcul des efforts.

- III.1) Pont - route.
 - Pont isostatique.
 - Pont hyperstatique.
 - * Méthode des trois moments.
 - * Résolution par la méthode de THOMAS.
 - * Calcul des lignes d'influence des réactions. d'appuis.
- III.2) Pont - rail.
 - Pont isostatique.
- III.3) - Calcul des réactions hydrodynamiques.
 - Calcul des efforts de freinage.
 - Calcul des encentricités de charges.

IV) Calcul des poussées des terres et des efforts sismiques

- Théorie de Coulomb.
- Théorie de Mmonobe-Okabe

V) Combinaison d'action

VI) Etude de la stabilité.

- Semelles superficielles.
 - Stabilité au glissement
 - Stabilité au renversement.
- Semelles profondes.
 - Calcul des efforts sur pieux.

VII) Analyse informatique et organigrammes.

VIII) - édition des résultats.

- Conclusion.

PRELIMINAIRE

L'ordinateur a été l'une des plus performantes découvertes auxquelles a assisté l'humanité depuis quelques décennies. Actuellement, les ordinateurs sont de plus en plus supplantés par les micro-ordinateurs, machines qui ont permis à beaucoup de chercheurs d'éviter des calculs fastidieux, irréalisables manuellement.

Notre étude s'est soldée par l'élaboration d'un programme qui permet d'éviter des calculs itératifs et longs ; que l'effort humain serait incapable de mener à terme.

Le langage de programmation utilisé est le QUICKBASIC qui est la version la plus développée du BASIC ..

PRESENTATION DU SUJET

Cette présente thèse de fin d'études nous a été proposé par l'entreprise nationale des ponts et travaux d'arts (SAPTA). Son objet est l'élaboration des programmes pour le calcul de la stabilité des appuis d'un pont.

L'ouvrage peut être un pont route ou un pont rail, isostatique ou hyperstatique. Le nombre d'appui n'est pas limité, le nombre de voies est limité à cinq, les trottoirs peuvent être inégaux.

Le calcul de la stabilité est fait pour plusieurs types de culées et de piles, à savoir quatre types de culées (deux culées et deux piles-culées) et sept types d'appuis intermédiaires, ils seront définis plus loin avec leurs schémas et leurs dimensions.

CHAPITRE I

GENERALITES ET DEFINITIONS

I.1 GENERALITES SUR LES PONTS

Les ponts sont des ouvrages permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Ils sont fondamentalement constitués d'une superstructure et d'une infrastructure dont la jonction est assurée par des appareils d'appuis .

Dans notre étude on s'intéressera à l'infrastructure des ponts-routes, qui permettent le passage à une route, et à celle des ponts-rails, qui permettent le passage à une voie ferrée.

L'infrastructure est essentiellement constituée d'appuis et de fondations on distingue les appuis extrêmes appelés CULEES et les appuis intermédiaires appelés PILES.

Ces appuis reposent sur des fondations auxquelles ils transmettent les efforts reçus de la superstructure (tablier+ surcharges roulantes) par l'intermédiaire des appareils d'appuis.

DEFINITIONS DES APPUIS

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Les appuis ont pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier et aux surcharges au sol de fondation.

I.2 APPUI DE RIVE : (CULEE)

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle assure un double rôle, elle satisfait à la fois une fonction mécanique et une fonction technique.

LA FONCTION MECANIQUE

C'est une fonction d'appui pour le tablier et de mur de soutènement des terres et des remblais.

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont:

- une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- la limitation des déplacements horizontaux.
- la limitation des déplacements verticaux (tassements).

LA FONCTION TECHNIQUE

Elle est caractérisée par le fait que :

- l'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- l'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque des conduites ou des canalisations passent à l'intérieur du tablier.

La culée est formée d'un groupe de mur .

MUR DE FRONT

C'est un mur assez massif d'épaisseur en pied variable selon la hauteur de la culée, son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appuis et les abouts de poutres , il soutient les terres de remblai.

MUR GARDE - GREVE

Le mur garde-grève a pour fonction de séparer le remblai de l'ouvrage c'est un voile en béton armé encastré sur le mur de front, construit achèvement du tablier (pour faciliter le lancement de travées ou la mise en tension de câbles de précontrainte).

MUR EN RETOUR

Il a pour fonction de retenir latéralement les terres en tête des culées. C'est un voile encastré sur le mur de front et sur la semelle de fondation. La présence de ces murs ne correspond pas à une nécessité mécanique ou fonctionnelle, mais elle résulte d'une intention d'ordre architectural le faire apparaître partiellement la structure des culées.

On réunit parfois les 2 murs par un tirant lorsqu'ils sont sujets à des efforts dus à la poussée des remblais situés à l'intérieur de la culée.

DALLE DE TRANSITION

C'est une dalle en béton armé reposant sur le corbeau du mur garde-grève à une extrémité et sur les terres à l'autre elle a pour rôle d'atténuer les effets de dénivellation se produisant entre la chaussée et l'ouvrage d'art résultant d'un mauvais compactage des remblais.

DISPOSITIFS DE DRAINAGE

Ils ont pour rôle de recueillir et d'évacuer les eaux s'infiltrant par les joints de chaussée.

I.3 APPUI INTERMEDIAIRE (PILE)

Cet appui est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques, pour répondre aux exigences de franchissement, états conditions mécaniques exigées.

La pile est constituée d'une superstructure visible en grande partie et d'une fondation.

LA SUPERSTRUCTURE : PARTIE SUPERIEURE DE L'APPUI

Elle est également appelée fût, elle reçoit directement les appareils d'appuis et transmet les descentes de charge à la fondation.

Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles soit par une série de colonnes ou poteaux surmontés ou non d'un chevêtre.

Pour raccorder le fût à la fondation une nervure est à envisager qui jouera le rôle d'élément de répartition ou de raidisseur.

FONDATION : PARTIE INFÉRIEURE DE L'APPUI

La fondation dépendra de la solution adoptée pour la structure, et pourra se présenter sous la forme d'une semelle unique qu'elle soit du type Superficielle ou profonde, ou au contraire de plusieurs semelles, mais cette dernière disposition est relativement rare.

I.4 CRITERES DE RESISTANCES MECANIQUES

- Nature des liaisons en haut, avec le tablier et en bas, avec le sol de fondation
- Continuité ou discontinuité des éléments verticaux de transmissions de descentes de charges.
- Nécessité d'assurer une rigidité transversale.
- Possibilité de changer facilement les appareils d'appuis.

LIAISON AU TABLIER

Elle est assurée par l'intermédiaire d'appareils d'appuis, que l'on peut classer selon les efforts horizontaux provenant du tablier ainsi que les déplacements.

La nature de la liaison peut être:

a) Rigide et articulée:

Le sommet de l'appui suit exactement les déplacements de la section de tablier située au droit de l'appareil d'appui; les efforts horizontaux provenant du tablier sont totalement transmis à l'appui; l'appareil est du type section rétrécie de béton.

b) Elastique

Le sommet de l'appui suit partiellement les déplacements du tablier, mais néanmoins il y a transmission totale des efforts horizontaux l'appareil est de type Elastomère Fretté.

LIAISON AU SOL DE FONDATION

Deux modes principaux de fondations sont à distinguer

- Fondations dites superficielles, sur semelle .
- Fondation dites profondes, sur pieux ou sur puits.

* FONDATIONS SUPERFICIELLES:

La solution la plus courante est une fondation comportant une semelle unique pour l'ensemble et cela quel que soit le type de pile et quel que soit le nombre d'éléments verticaux.

Une autre solution est envisageable, elle consiste à prévoir des semelles isolées lorsque la superstructure de la pile est constituée par des éléments isolés en petit nombre et largement espacés et cela n'est avantageux que sur des sols de très bonnes caractéristiques mécaniques.

Sur les sols qui ne sont pas très bons, la surface totale nécessaire de la semelle exclut cette solution, même si pour l'ensemble de la pile, le problème de rigidité est résolu.

Une fondation sera considérée comme superficielle si le rapport de son encastrement D dans le sol à sa largeur B est petit, soit $D/B < A$

* FONDATEIONS SEMI-PROFONDES

Ce sont des fondations pour lesquelles le bon sol est à une assez grande profondeur . Soit le rapport D/B est compris entre 4 et 10 Cad $4 < D/B < 10$. Elle sont généralement construites sur des puits de gros béton . Ce sont des ouvrages de fort diamètre capables de travailler en flexion et de résister au flambement, c'est à dire notamment dans l'hypothèse ou le terrain qui les entoure est affouillé (puits dégarnis à leur partie supérieure) ces derniers sont susceptibles de supporter les ouvrages qui les surmontent.

* FONDATEIONS PROFONDES

Ce sont des fondations pour lesquelles le bon sol se trouve à une très grande profondeur. Le rapport D/B dans ce cas est supérieur à 10. La fondation est constituée par un ensemble de pieux pouvant comporter une ou plusieurs files.

La force portante d'un pieux est la somme de deux termes la résistance en pointe et le frottement latéral. Les efforts appliqués par les ponts sur une fondation sont considérables (plusieurs centaines, voire plusieurs milliers de tonnes). Une fondation sur pieux comprend donc en général un nombre de pieux très important. Ces pieux seront, dans bien des cas, verticaux et ce n'est que lorsque, d'importants efforts horizontaux seront à reprendre, que l'on sera amené à prévoir des pieux inclinés.

CONTINUITÉ OU DISCONTINUITÉ DES ÉLÉMENTS

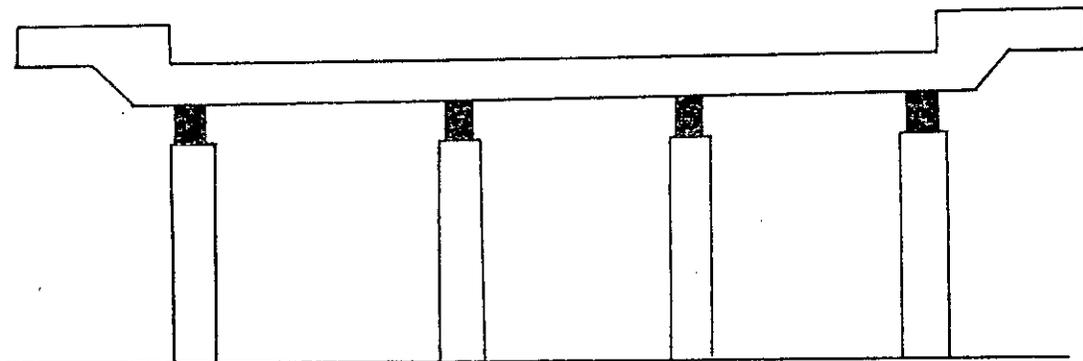
VERTICAUX

Les conditions mécaniques sont différentes selon que l'on a affaire à un voile ou à des éléments de faible longueur tels que les colonnes ou les poteaux.

Si l'appui est composé d'un ou plusieurs voiles, mécaniquement ils sont favorables aux appuis à base de colonnes ou de poteaux, l'hypothèse d'un chevêtre est levée ; de plus l'aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

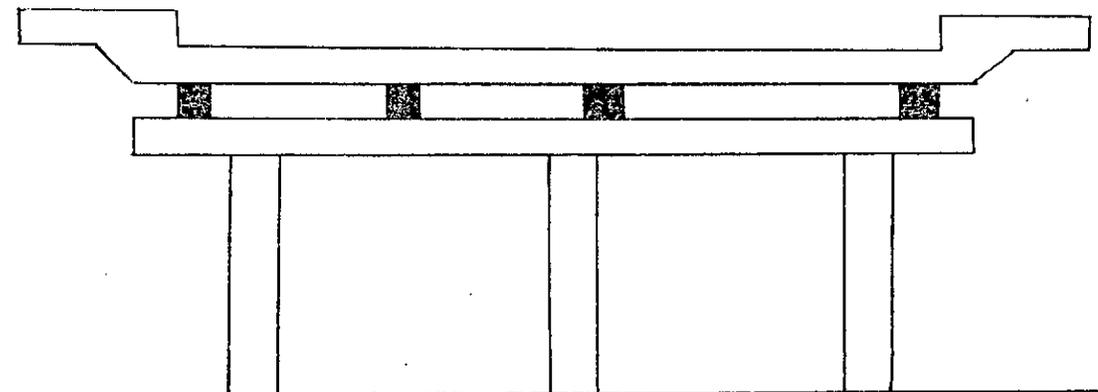
Pour le cas où l'on a affaire aux colonnes ou aux poteaux, deux remarques sont à étudier :

- Si la partie supérieure ne comporte pas de chevêtre, les appareils d'appuis sont logés sur les colonnes ou poteaux, ce qui voudra dire un nombre élevé d'éléments si les appareils d'appuis sont eux-mêmes nombreux.



- Si la partie supérieure comporte un chevêtre, il y aura lieu de distinguer si celui-ci est porteur ou non :

* S'il est porteur (cad qu'un ou plusieurs appareils d'appuis peuvent être logés entre deux colonnes voisines), on peut réduire le nombre de colonnes ou de poteaux bien qu'il faudra faire attention au dimensionnement du chevêtre de façon à assurer le transfert des descentes de charges.



* S'il n'est pas porteur (cad que le chevêtre joue le rôle d'une simple entretoise), ce dernier doit être dimensionner pour résister aux efforts éventuellement transmis par les vérins utilisés pour soulever le tablier lors du changement des appareils d'appuis.

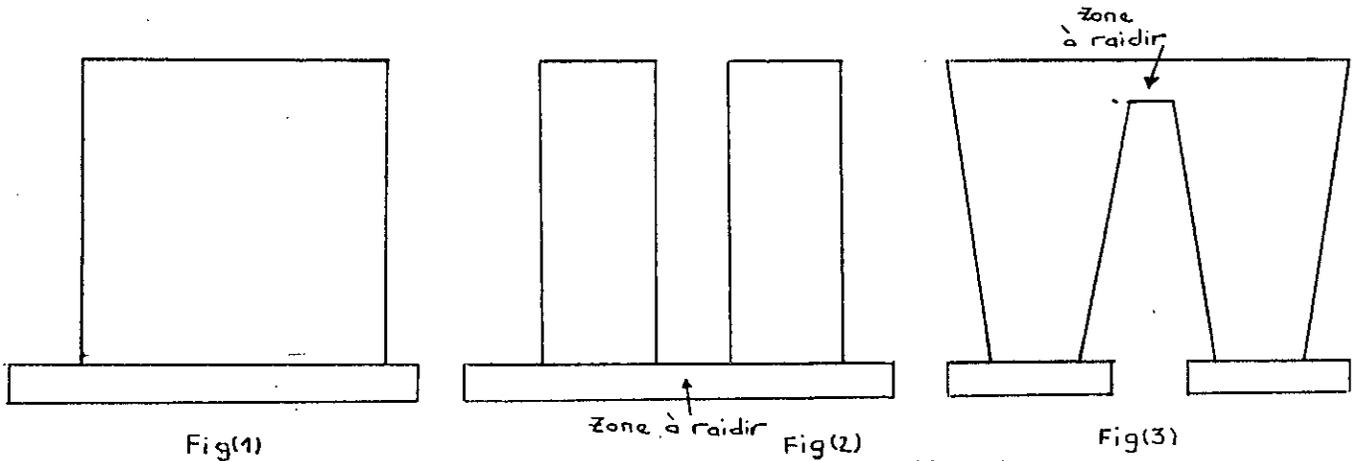
RIGIDITE DANS LE SENS TRANSVERSAL

Les ponts sont sujets à des tassements différentiels transversaux provenant soit d'un excentrement important des charges routières, soit d'un manque d'homogénéité du sol qui se traduirait par une différence de portance entre deux zones voisines d'une fondation, pour cela une rigidité transversale doit permettre à l'appui et au tablier de résister sans dommage et sans déformation à ces tassements.

Pour le cas des fondations profondes cette condition est satisfaite, il y aura lieu de la prendre en considération pour le cas des fondations superficielles, il y a lieu de distinguer les appuis constitués par des voiles et ceux composés par des colonnes ou des poteaux.

* Appuis constitués de voiles

Dans le cas où l'appui est constitué d'un seul voile, ce dernier se comportera comme un raidisseur fig.1



si l'appui est composé de deux ou plusieurs voiles, on aura à distinguer si ces derniers reposent sur une semelle unique ou sur des semelles isolées.

Lorsque les deux ou plusieurs voiles reposent sur une semelle unique la rigidité transversale est assurée en l'absence de chevêtre à la partie supérieure, néanmoins le renforcement de la zone comprise entre les voiles (en bas de la semelle) augmentera la rigidité. FIG (2).

Dans le cas où les voiles reposent sur des semelles isolées, une liaison mécanique s'avéra indispensable à la partie supérieure et devra être assurée par un chevêtre. Ce dernier devra être dimensionner de façon à assurer une liaison mécanique efficace entre les voiles et notamment un transfert de charges provenant du tablier . fig (3)

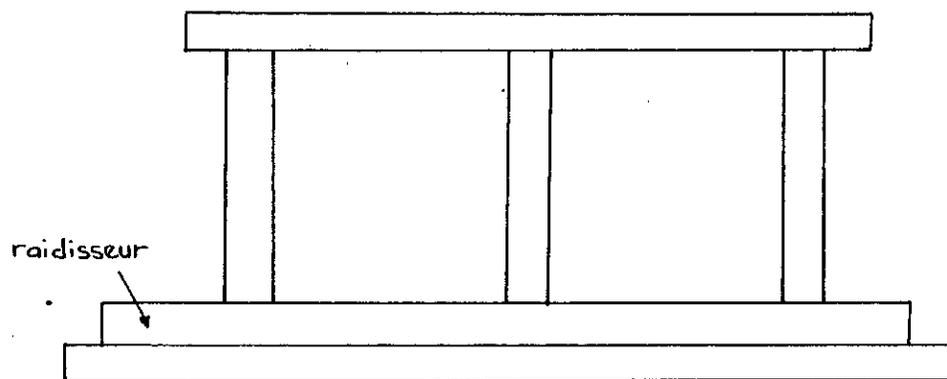
* Appuis composés de colonnes ou de poteaux

Pour de tels appuis la rigidité transversale doit être assurée par des raidisseurs vu l'existence des zones de moindre portance soit vers les extrémités, soit dans la zone centrale de l'appui.

Les deux éléments qui peuvent jouer le rôle de raidisseur sont la semelle ou bien le chevêtre. Dans un tel cas (cad appui comprenant une semelle et un chevêtre) sera considéré comme élément raidisseur l'élément qui présentera la plus grande dimension en hauteur.

Lorsque les colonnes ou les poteaux sont disposés au droit des descentes de charges, seule la semelle devra assurer le rôle de raidisseur car dans ce cas le chevêtre n'aura qu'un rôle secondaire à savoir celui d'entretoisement.

Pour ce, une nervure devra être réaliser à la partie supérieure de la semelle, celle-ci régnera sur toute la longueur de la semelle ou aura des extrémités légèrement en retrait

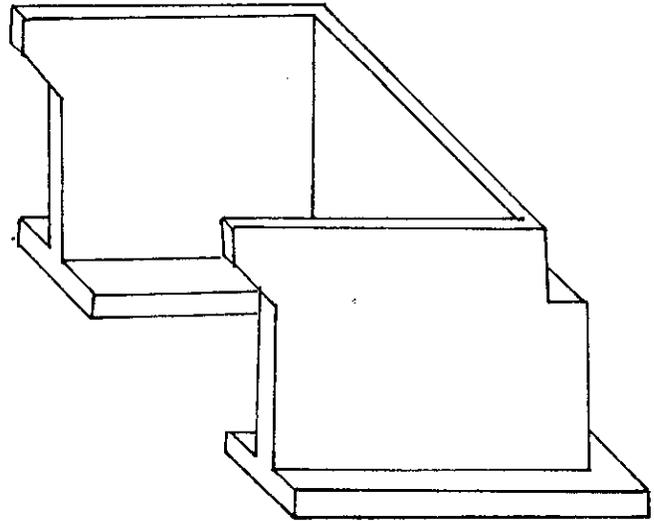
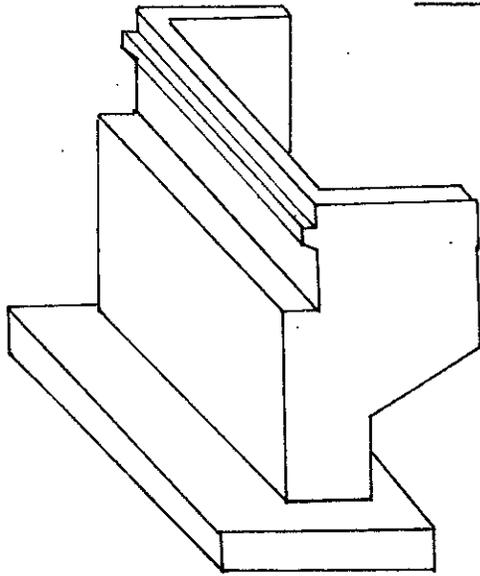


Lorsque les points d'appuis, en totalité ou en partie, ne sont pas placés au droit des colonnes ou des poteaux autrement dit ils reposent sur le chevêtre, ce dernier jouera un rôle actif de transfert de charges et éventuellement efforts horizontaux transmis par le tablier.

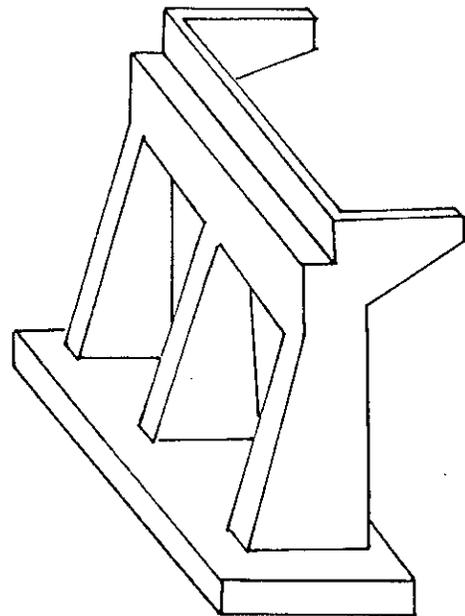
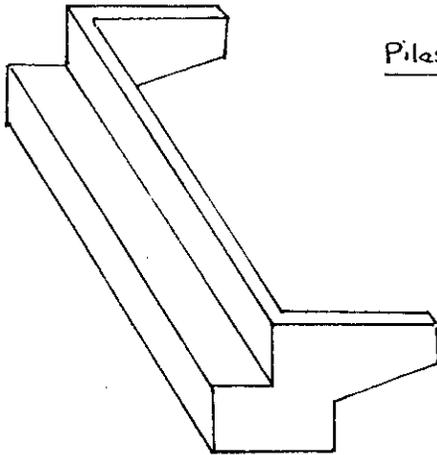
Il est à noter que pour ce cas la semelle et le chevêtre reprennent des efforts du même ordre, apparemment l'un ou l'autre pourra jouer le rôle de raidisseur afin d'assurer une bonne rigidité transversale.

Différents types de culées

culées remblayées

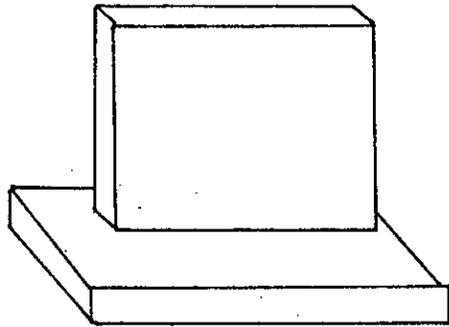


Piles culées

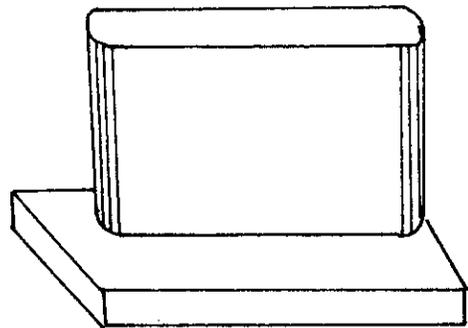


Différents types de piles

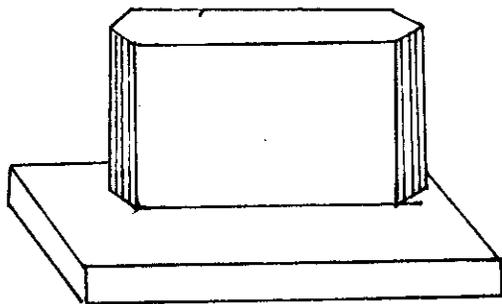
Voile unique sans arrondi



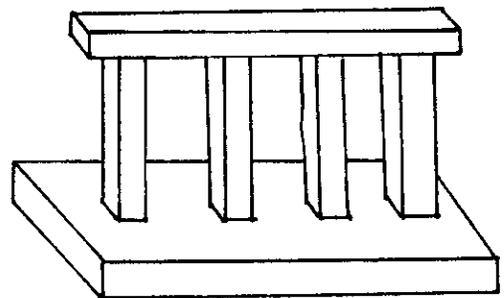
Voile unique avec arrondi



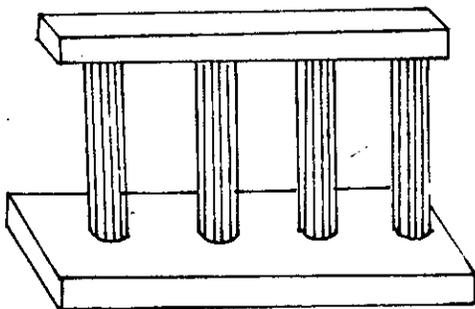
Voile unique avec chanfrein



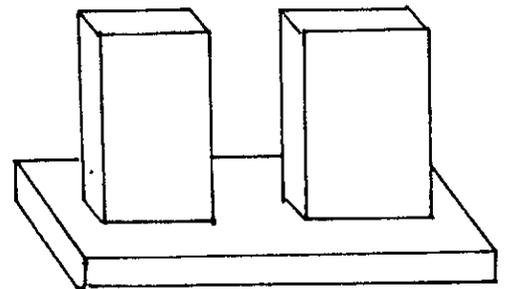
Pile chevêtre sur colonnes carrées



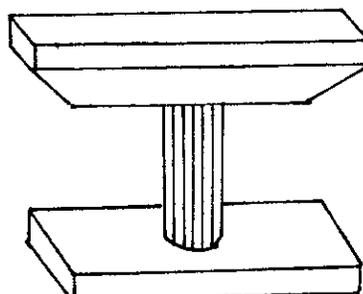
Pile chevêtre sur colonnes circulaires



Voiles multiples



Pile marteau



CHAPITRE II

REGLEMENT EN VIGUEUR
ET CHARGES

REGLEMENT EN VIGUEUR ET CHARGES

Les charges utilisées sont définies par le titre II du Fascicule 61 du cahier de prescriptions communes (C.P.C) à l'exception du convoi exceptionnel qui est défini par un règlement Algérien.

Ces charges sont valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées, néanmoins elles ne s'appliquent pas systématiquement aux ouvrages de géométrie complexe.

Deux systèmes de charges A et B peuvent être disposer sur les chaussées d'ouvrage d'art ainsi que les charges militaires et les convois exceptionnels.

DEFINITION

- Largeur roulable L_r : comprise entre dispositif de sécurité et bordure de trottoirs.

- Largeur chargeable L_s : égale à L_r si la chaussée est encadrée par deux bordures et égale $(L_r - 2,0,5)$ si la chaussée est encadrée par des dispositifs de sécurité .

- Nombre de voies : Par convention il est égal à la partie entière du quotient par trois largeurs chargeables.

- Largeur d'une voie: c'est le rapport de la largeur chargeable par le nombre de voies.

CLASSE DES PONTS

Les ponts routes sont rangés en trois classes

Ponts de première classe

Ponts dont la largeur roulable est inférieure ou égale à 7m

Pont de deuxième classe

Pont supportant des chaussées à 2 voies de largeur roulable comprise entre 5,50 et 7m (valeurs limites exclus).

Pont de troisième classe

Ponts supportant des chaussées à 1 ou 2 voies et de largeur roulable inférieure ou égale à 5,50m

1) CHARGES DE CHAUSSEES

a) Système de charge A

Ce système est applicable pour les ponts comportant des portées unitaires ne dépassant pas 200m.

La chaussée supporte une charge uniforme d'intensité:

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$$

$A(L)$: exprime en Kg/m^2 est donnée en fonction de la longueur chargée :

(L) [m] par l'expression

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12}$$

L : longueur chargée

a_1 : coefficient fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

a_2 : coefficient fonction de la classe du pont et de la largeur de voie.

b/ Système de charge B

Le système de charge B comporte 3 systèmes distincts . L'effet du système B_r , qui se compose d'une roue isolée, est peut prépondérant ce qui va nous amener à ne considérer que les systèmes B_c et B_t .

Le système Br s'applique à tous les ponts quels que soit leur classe. Le système Bt ne s'applique qu'au pont de 1ère et 2ème classe.

* Système Bc

Le système Bc se compose de camions types de 30 tonnes à 3 essieux.

Longitudinalement le nombre de camions est limité à 2, dans le sens transversal on place autant de file que de voies de circulation.

Les charges du système Bc sont pondérées par un coefficient b_c en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées.

* Système Bt

Le système Bt comporte deux essieux de 16 tonnes chacun. Le nombre de tandems qu'on peut disposer sur la chaussée ne peut dépasser 2.

En fonction de la classe du pont les surcharges Bt sont pondérées par un coefficient b_t

c/ Surcharges militaires

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorables que les système A et B . Ces charges militaires sont divisées en 2 classes.

Classe M80 et classe M120, chaque classe se compose de 2 systèmes distincts

Le système Me se compose d'un groupe de 2 essieux. Chaque essieu du système M80 pèse une masse de 22 tonnes et un essieu du système M120 pèse 33 tonnes.

Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles. Le véhicule type du système Mc80 pèse 72 tonnes, celui-ci système Mc120 pèse 110 tonnes.

Les véhicules du système Mc peuvent circuler en convoi tout en respectant une distance minimale entre deux chars égale à 30,50m transversalement on ne peut disposer qu'un seul convoi.

d/- Charges exceptionnelles:

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels, les ponts doivent être calculés pour supporter le convoi type D comportant 3 remorques. Le poids de ce convoi est de 240 supposé réparti uniformément sur la chaussée sur une surface de 18,60m de long et de 3,20m de large.

e/ Charges de trottoirs :

Les charges que nous aurons à appliquer sur les trottoirs sont les charges générales. On applique une charge uniforme de 150Kg/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.

f/- Effet du vent :

L'effet du vent est à considérer lorsque la hauteur des appuis dépassent 30m, pour cela il ne sera pas pris en compte dans notre étude.

g/- Effet du séisme :

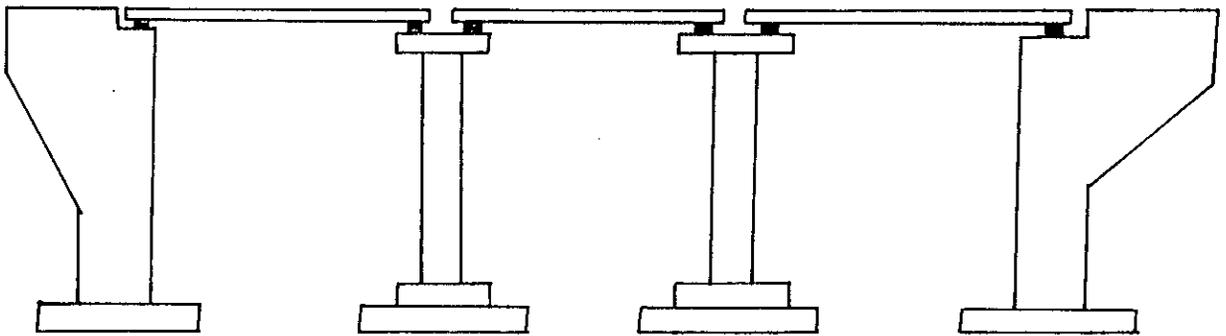
Dans les régions sujettes aux séismes, tel est le cas de l'Algérie, les ponts doivent être conçus pour résister aux charges sismiques, pour cela l'effet sismique est pris en considération.

CHAPITRE III

CALCUL DES REACTIONS D'APPUI

PONT-ROUTE ISOSTATIQUE

PONT ISOSTATIQUE



Le pont isostatique peut être assimilé à un ensemble de poutres isostatiques. Les poutres sont séparées par des joints. Le calcul des efforts (réactions) est conduit conformément aux règles usuelles de la résistance des matériaux.

CALCUL DES CHARGES

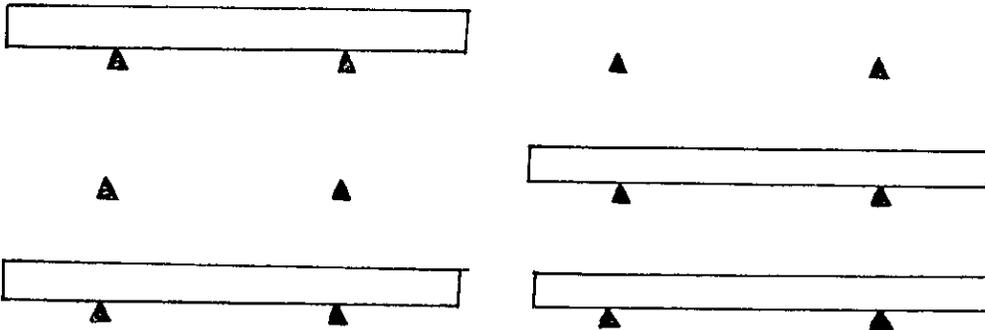
Pour le calcul des charges, on a utilisé le fascicule G1 Titre II. Surcharges des ponts routiers à l'exception du convoi D.

Les cas de charges sont les suivants :

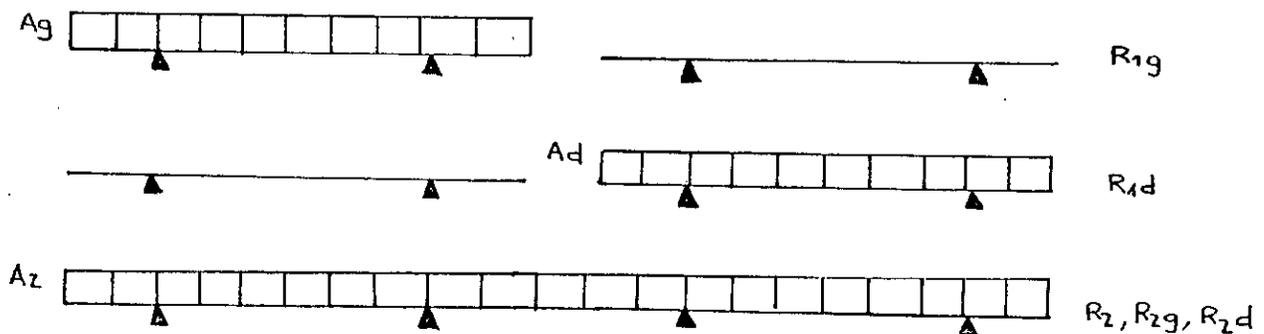
- Charges permanentes .
- Surcharges A(L) .
- Surcharges B(Bt, Br) .
- Surcharges militaires (Me80, Me120, Mc80, Mc120).
- Surcharges de trottoirs .
- Surcharges exceptionnelles.

Charges permanentes

Ce type de charge est très important, il représente plus de 80 % de la vie de l'ouvrage.



Surcharge A



Surcharges B

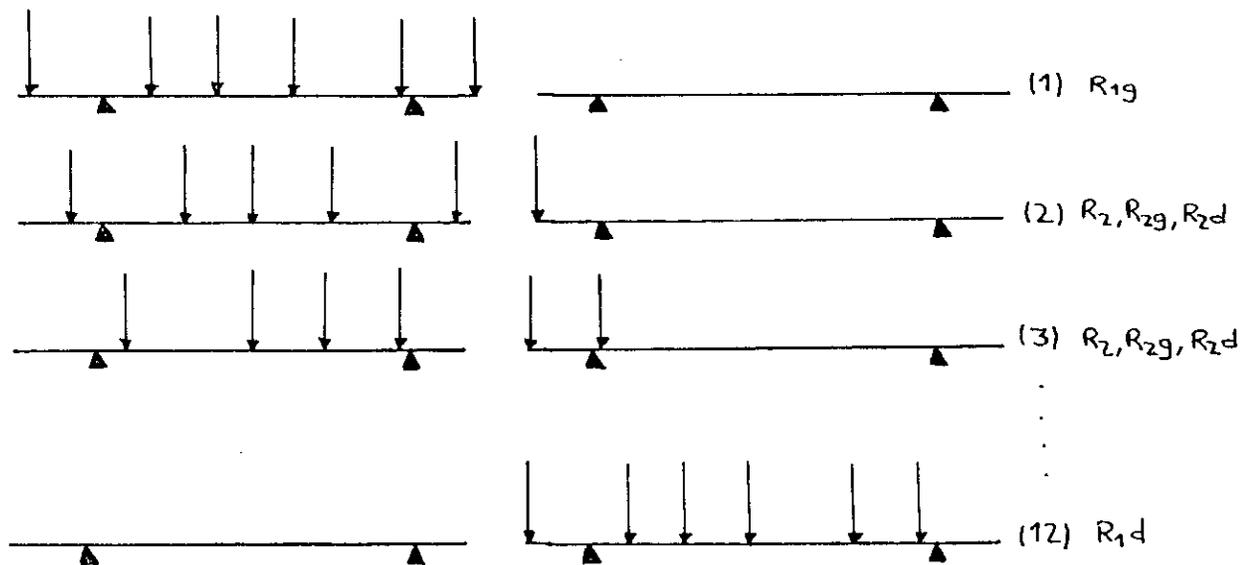
1) Surcharges Bc

Pour avoir les réactions maximales sur l'appui, on fait déplacer le convoi Bc autour de l'appui étudié.

On dispose à chaque fois, une charge au droit du joint.

Deux directions sont possibles :

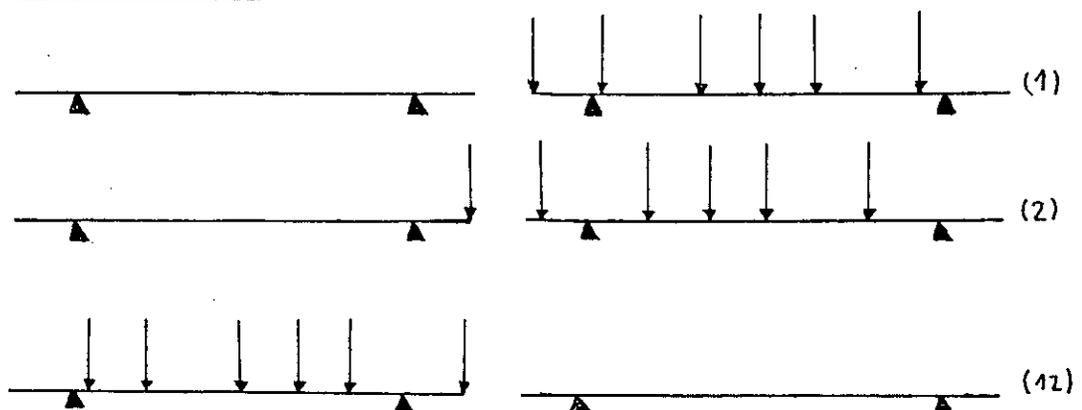
Direction 1



La 1ère disposition donne la valeur maximale de la réaction de la travée de gauche chargée seule.

La 2ème disposition donne la valeur maximale de la réaction de la travée de droite chargée seule.

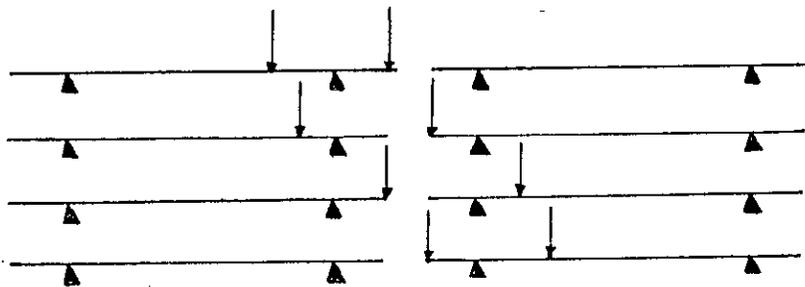
Direction 2



Pour les 2 directions on prend le maximum des réactions dues aux 2 travées chargées dans les 2 directions. On obtient R_{2g} et R_{2d} correspondants. Les réactions des surcharges B_c sont pondérées par le coefficient b_c .

2) Surcharges B_t

Système se composant de 2 essieux.



On fait déplacer le convoi B_c autour de l'appui étudié. On dispose à chaque fois une charge au droit de l'appui. Les réactions des surcharges sont pondérées par le coefficient b_t .

3) Surcharges B_r

Etant donné que son effet n'est pas prépondérant, la surcharge B_r n'est pas prise en compte.

4) Surcharges militaires

- Me80 et Me120

On procède de la même manière que pour les surcharges B_t , vu que ces surcharges ont le même nombre d'essieux, mais ces réactions ne sont pas fonction du nombre de voies puisqu'on a qu'un seul convoi.

- Surcharge militaire Mc80

Chaque appui est étudié de la manière suivante :

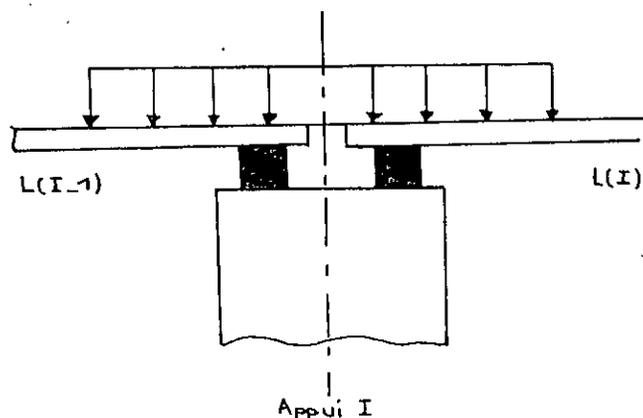
Si l'appui est de rive

- On place le convoi au droit de l'appui ;
- On teste la longueur de la travée :
 - Si $L \leq (30,5 + 4,9)$, on calcule R_{1g} ou R_{1d}
 - Si $L > (30,5 + 4,9)$, 2 cas se présentent:
 - * Cas 1 : $L > (30,5 + 2 \times 4,9)$ 2 convois peuvent être placés sur une seule travée.
 - * Cas 2 : $(30,5 + 4,9) \leq L < (30,5 + 2 \times 4,9)$, un convoi et une partie du second convoi peuvent être placés sur une seule travée.

On calcule alors R_{1g} ou R_{1d} .

Si l'appui est intermédiaire :

On place le convoi comme suit :



Dans ce cas plusieurs tests sont à vérifier :

- On teste les longueurs des 2 travées.
- Si $L(I)$ et $L(I-1)$ sont inférieures en même temps à $(30,5 + 4,9/2)$. On calcule alors R_{1g} ou R_{1d} .
- On teste et on combine à chaque fois les longueurs $L(I)$ et $L(I-1)$ et l'on obtient 8 autres cas différents, c'est à dire qu'à chaque fois on vérifie si sur la travée de longueur $L(I)$ ou $L(I-1)$ on peut placer un autre convoi ou une partie de ce convoi.

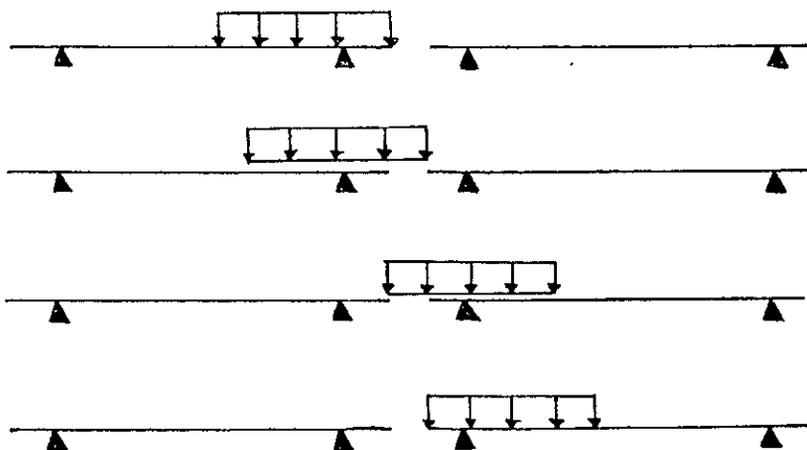
Convoi militaire Mc120

Le même travail est à faire, cette fois la longueur du convoi diffère.

5. Convoi exceptionnel D'Algérien

La détermination des réactions d'appui se fait comme suit :

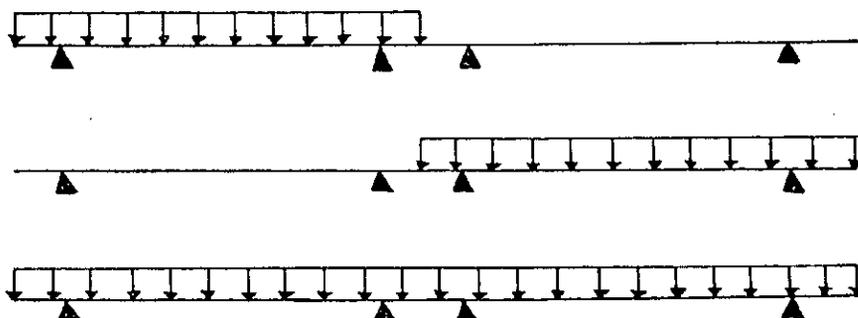
On place l'extrémité du convoi au droit du joint :



- 6. Surcharge de trottoirs

Le calcul des réactions se fait de la manière suivante :

- Pour un trottoir chargé ;
- Pour deux trottoirs chargés.



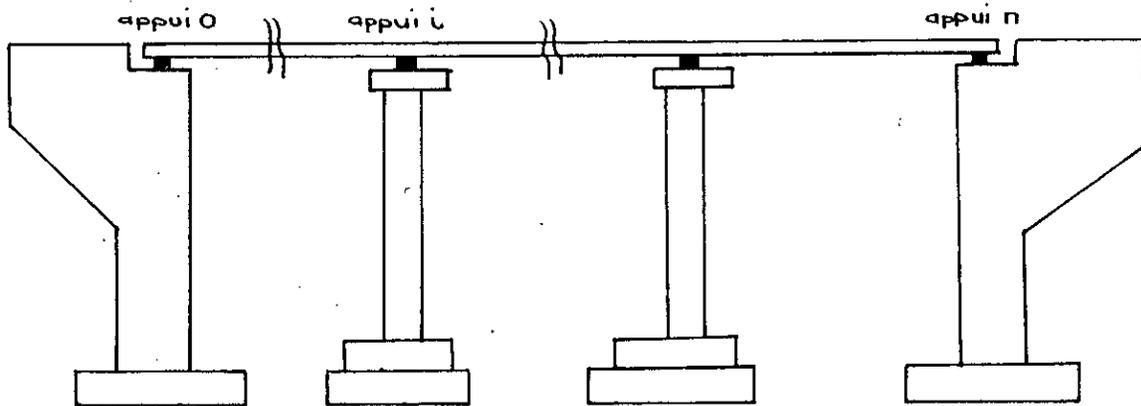
PONT HYPERSTATIQUE

Le pont hyperstatique peut être assimilé à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Une poutre continue est une poutre droite horizontale reposant sur plus de deux appuis simple.

Notations :

On numérote les appuis de 0 à n : A_0, A_1, \dots, A_n , et les travées de 1 à n.



Les réactions d'appui sont au nombre de $n+1$, et les équations de la statique sont au nombre de deux, il en résulte que la poutre continue est $(n-1)$ fois hyperstatique.

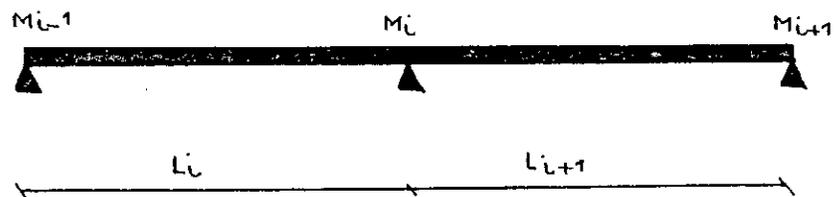
Il serait possible de prendre comme inconnues hyperstatiques les valeurs de $(n-1)$ réactions d'appuis, mais le calcul est long et fastidieux.

La meilleure méthode consiste à prendre comme inconnues hyperstatiques les valeurs des moments fléchissants dans la poutre au droit des appuis intermédiaires M_1, M_2, \dots, M_{n-1}

EQUATION DES TROIS MOMENTS :

On considère les deux travées successives de portée l_i et l_{i+1} reposant sur trois appuis successif A_{i-1} , A_i , A_{i+1} .

La théorie des trois moments fournit une relation entre les moments fléchissants sur les trois appuis.



Dans le cas où les appuis ne se déplacent pas et lorsque la poutre a la même inertie sur toute sa longueur, le théorème donne :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 (l_i + l_{i+1}) M_i + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = D_i \cdot l_i - G_{i+1} \cdot l_{i+1}$$

pour $i = 1, 2, 3, \dots, n-1$.

D_i , G_{i+1} sont les facteurs de charges dépendant du cas de charge du tronçon i .

La détermination de ces moments sur appuis permet ensuite de passer aux réactions sur appuis, à l'effort tranchant et au moment fléchissant en n'importe quel point de la poutre.

METHODE DE RESOLUTION :

Pour calculer les moments fléchissants sur les appuis intermédiaires il suffit de résoudre le système linéaire à matrice tridiagonale.

$$\begin{bmatrix} 2(L_1+L_2) & L_2 & & & 0 \\ L_2 & 2(L_2+L_3) & L_3 & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ 0 & L_{n-2} & & 2(L_{n-2}+L_{n-1}) & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ M_{n-2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -D_1 L_1 + G_2 L_2 \\ -D_2 L_2 + G_3 L_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ -D_{n-2} L_{n-2} + G_{n-1} L_{n-1} \end{bmatrix}$$

- Algorithme de THOMAS pour la resolution d'un systeme linéaire $A \cdot x = y$ à matrice tridiagonale

Soit la notation $A = \{a, b, c\}$

.triangularisation

* La matrice tridiagonale devient bidiagonale.

$$1 = c_1/b_1$$

$$i = \left(\frac{c_i}{b_i - a_i \cdot i - 1} \right) ; \quad i = 2, n-1$$

$$B_i = \frac{y_i - a_i \cdot B_{i-1}}{b_i - a_i \cdot i - 1} ; \quad i = 2, n-1$$

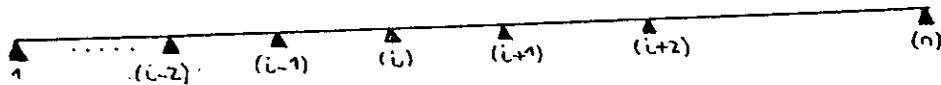
* Résolution du système à matrice bidiagonale (cas particulier d'un système à matrice triangulaire supérieure)

$$X_n = B_n$$

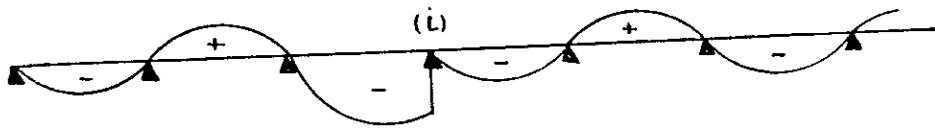
$$X_i = B_i - i \cdot X_{i+1} ; \quad i = n-1, n-2, \dots, 1.$$

CALCUL DES REACTIONS :

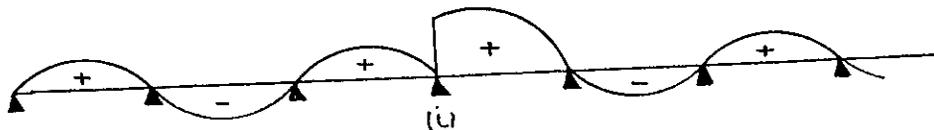
Pour le calcul des réactions maximales et minimales, on utilise les mêmes systèmes de charges utilisés pour le pont isostatique.



La ligne d'influence de l'effort tranchant à gauche de l'appui " i " a l'allure suivante :



La ligne d'influence de l'effort tranchant à droite de l'appui " i " a l'allure suivante :



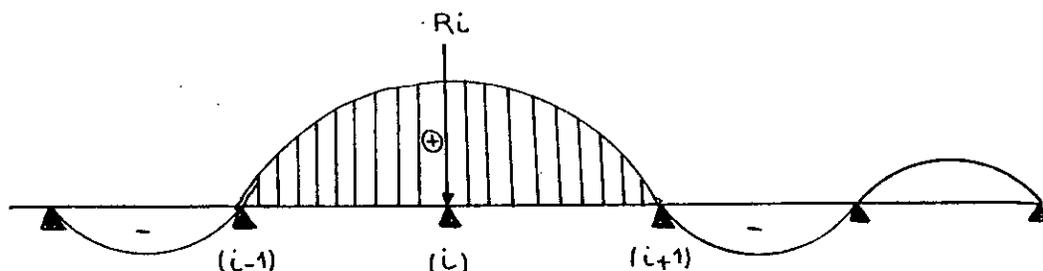
D'après les règles de la R.D.M

$$R_i = T_{id} + T_{ig}$$

Ligne d'influence de la réaction " i " :

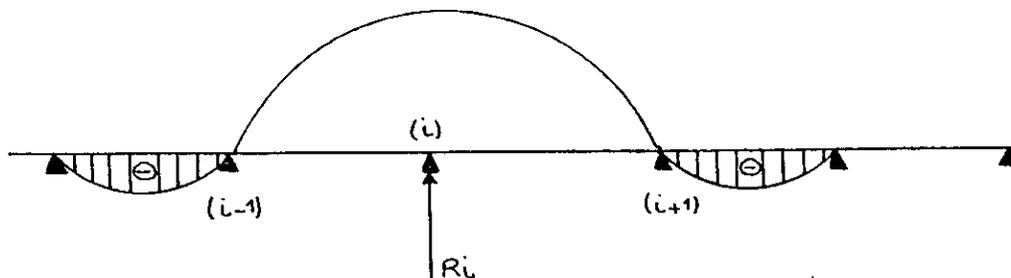
DETERMINATION DE LA REACTION MAXIMALE :

On procède au chargement des deux travées adjacentes à l'appui considéré pour calculer la réaction maximale.

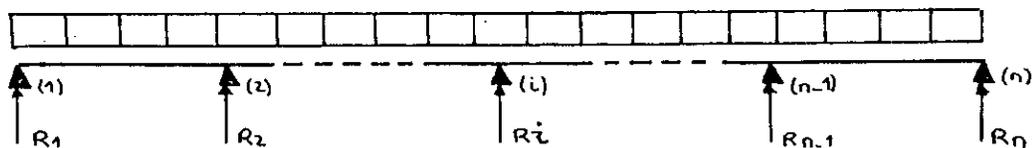


DETERMINATION DE LA REACTION MINIMALE :

Pour calculer la réaction minimale de l'appui "i" on procède au chargement de la travée (i-1) et de la travée (i+2)



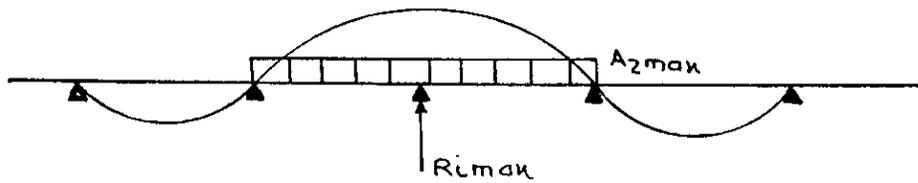
1/ SURCHARGE PERMANENTE :



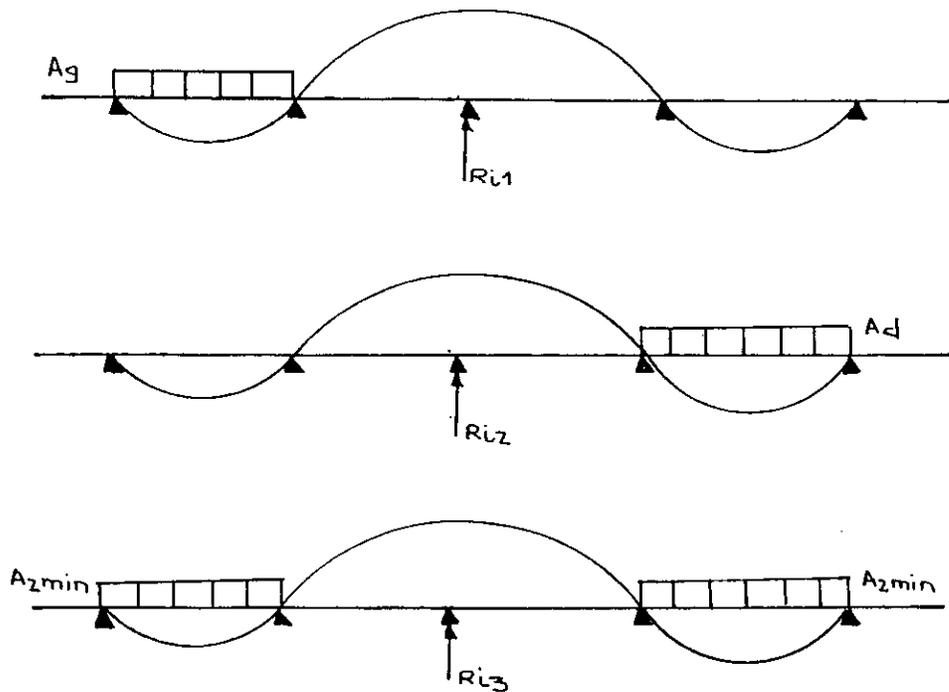
Le calcul se fait comme pour la détermination des réactions d'appui d'une poutre uniformément répartie.

2/ SURCHARGE AL :

* Calcul de la réaction maximale



* Calcul de la réaction minimale



Comme l'intensité de la surcharge Al est fonction de la longueur chargée, on calcul R_{\min} pour les trois types de sollicitations et on retient la plus grande en valeur absolue.

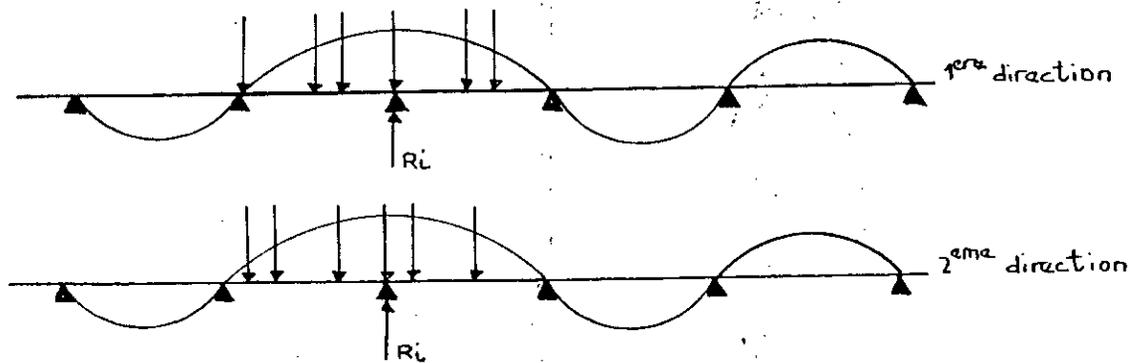
$$R_{\min} = \text{Min} (R_{i1}, R_{i2}, R_{i3})$$

3/ SURCHARGE B:

a/ Bc :

- Calcul de la réaction maximale.

Pour le calcul de la réaction maximale on fait déplacer le convoi autour de l'appui étudié et on retient la valeur maximale pour chaque direction.

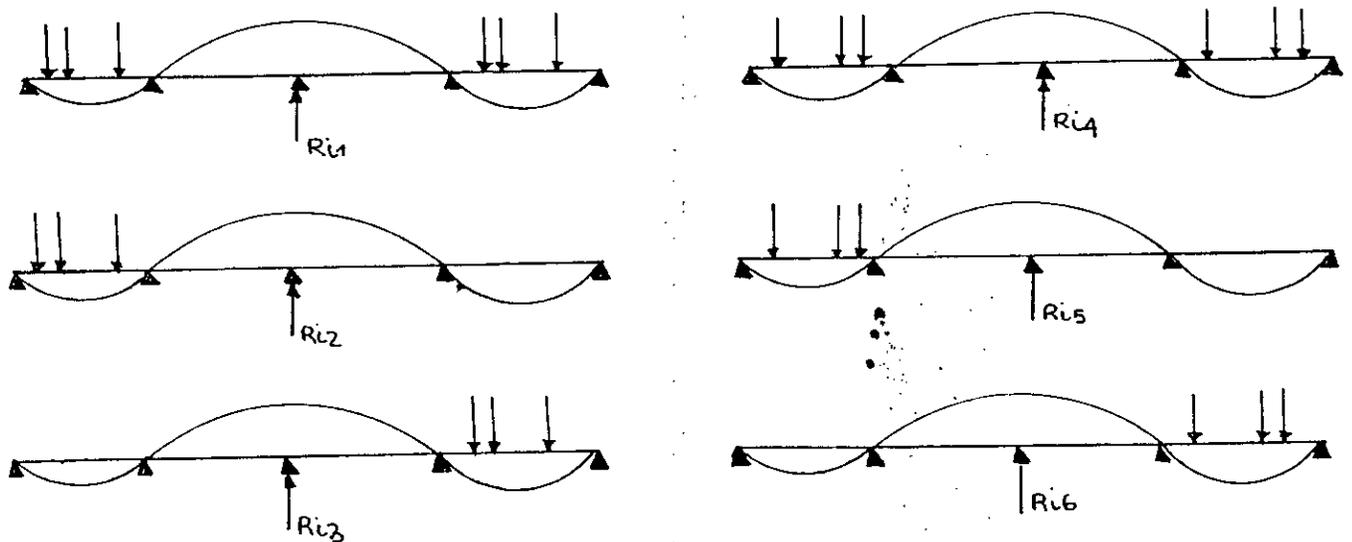


- Calcul de la réaction minimale .

Pour calculer la réaction minimale de l'appui "i" on fait déplacer le convoi autour du milieu de la travée (i-1) et de la travée (i+2)

Direction 1

Direction 2



Pour chaque type de sollicitation on détermine R_{min} correspondante.

La valeur de la réaction minimale sera :

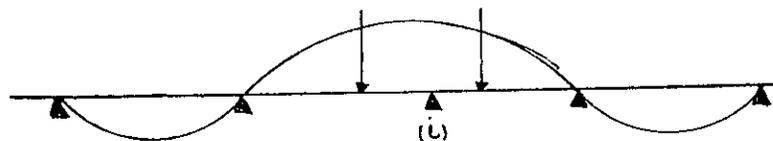
$$R_{min} = \min(R_{i1} , R_{i2} , R_{i3} , R_{i4} , R_{i5} , R_{i6})$$

Les réactions de surcharges B_c sont pondérables par le coefficient b_c .

b/ Bt :

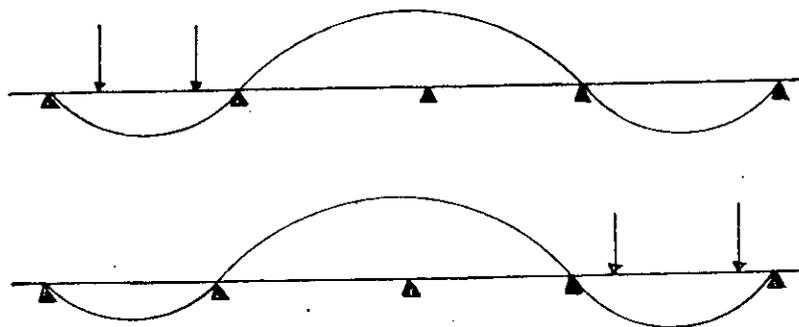
- Réaction maximale .

On déplace les essieux autour de l'appui "i"



- Réaction minimale .

On fait déplacer les essieux une fois autour du milieu de la travée (i-1) et une fois autour du milieu de la travée (i+2)



c/ Br :

Le système B_r n'est pas pris en compte, il n'est pas prépondérant.

4, SURCHARGES MILITAIRES :

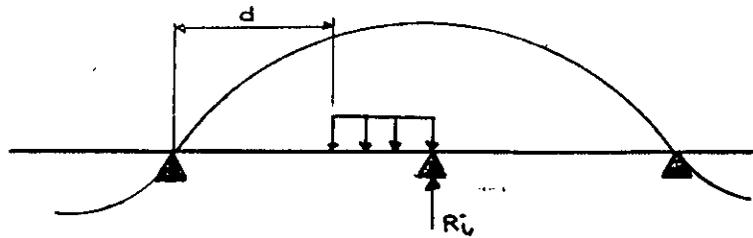
a/ Me80 et Me120 :

Même méthode de calcul que celle pour le système Bt.

b/ Mc80 et Mc120

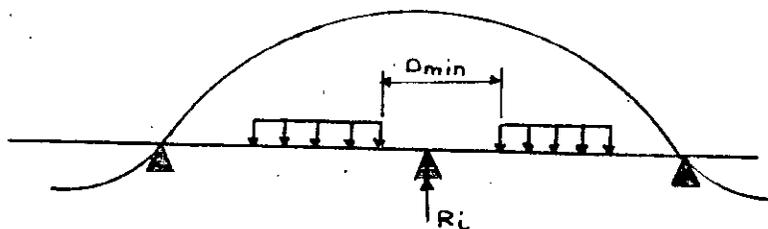
- Calcul de la réaction maximale.

la réaction max du système Mc présente plus de difficulté que les autres systèmes de charges. Le problème est résolu de la manière suivante :



On place le début du char au droit de l'appui étudié et on fait un test sur la distance "d" pour voir si on a la possibilité d'avoir un deuxième char sur la travée (i-1), on calcul la réaction correspondante à la position et on fait déplacer le convoi

- Position intermédiaire:

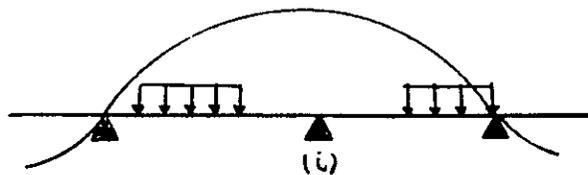


Si $d \geq D_{min}$ on peut placer un autre char et la réaction

$$R_i = R_{i1} + R_{i2}$$

D_{min} : distance minimale entre deux (02) char fixée par le règlement.

- Position finale

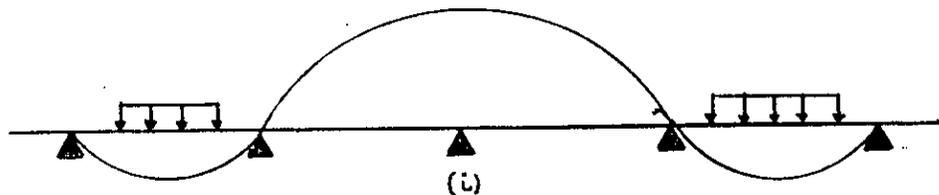


la position finale sera réalisée quand le char (1) aura atteint , l'appui (i+1).

- Calcul de la réaction minimale :

On fait déplacer un char à la mi-travée (i-1) et un autre la mi-travée (i+2).

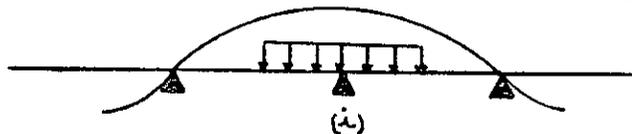
La réaction minimale sera la somme des réactions provoquées par les deux chars.



c/ Convoi D.

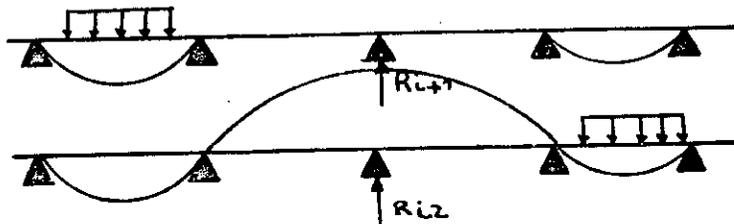
- Réaction maximale :

On fait déplacer le convoi autour de l'appui étudié.



- Réaction minimale :

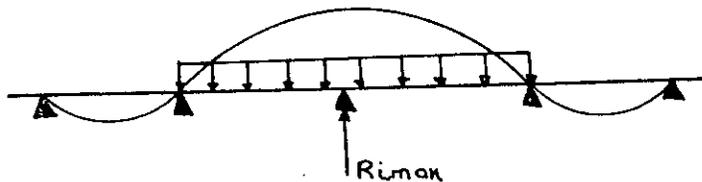
On fait déplacer le convoi autour de la mi-travée (i-1), puis à la mi travée (i+2).



$$R_{min} = \text{Min} (R_{i1}, R_{i2})$$

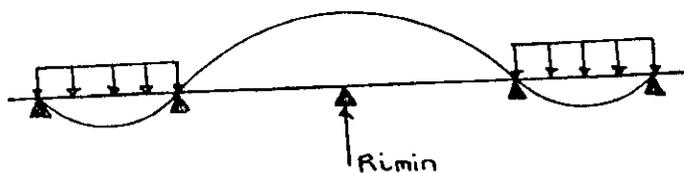
5/ SURCHARGES DE TROTTOIR

- Réaction Mmax.



On charge la travée (i) et (i+1)

- Réaction Min.

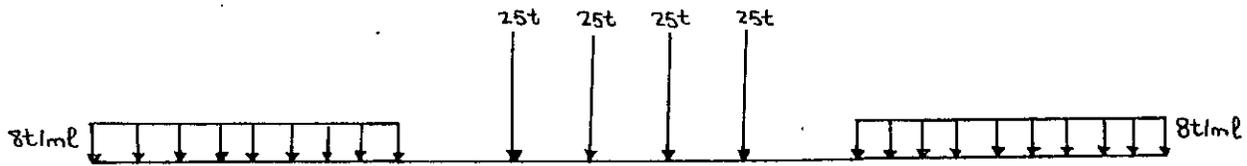


On charge la travée (i-1) et (i+2)..

PONT RAIL

PONT RAIL ISOSTATIQUE :

Le convoi U.I.C se présente comme suit :



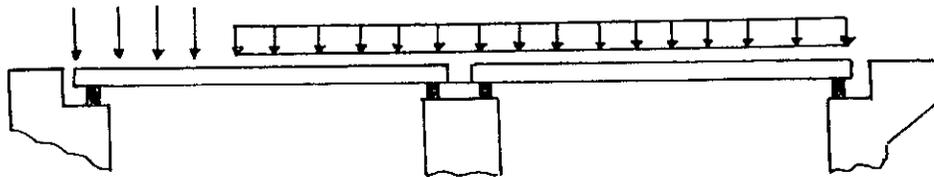
CALCUL DES REACTIONS D'APPUIS :

Le calcul des réactions est conduit conformément aux règles usuelles de la résistance des matériaux.

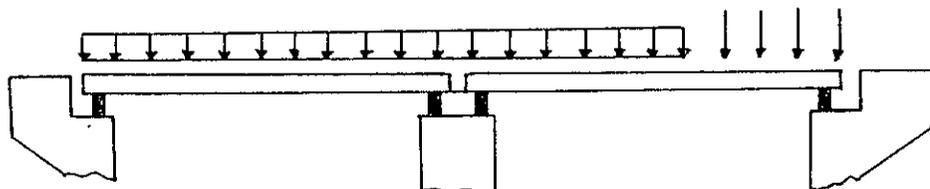
Pour avoir la réaction maximale sur l'appui considéré, on fait déplacer les charges ponctuelles de 25t autour de l'appui étudié et l'on charge le reste du pont par une charge uniformément répartie de 8t/ml.

On dispose à chaque fois , une charge au droit du joint.

Si l'appui est de rive :

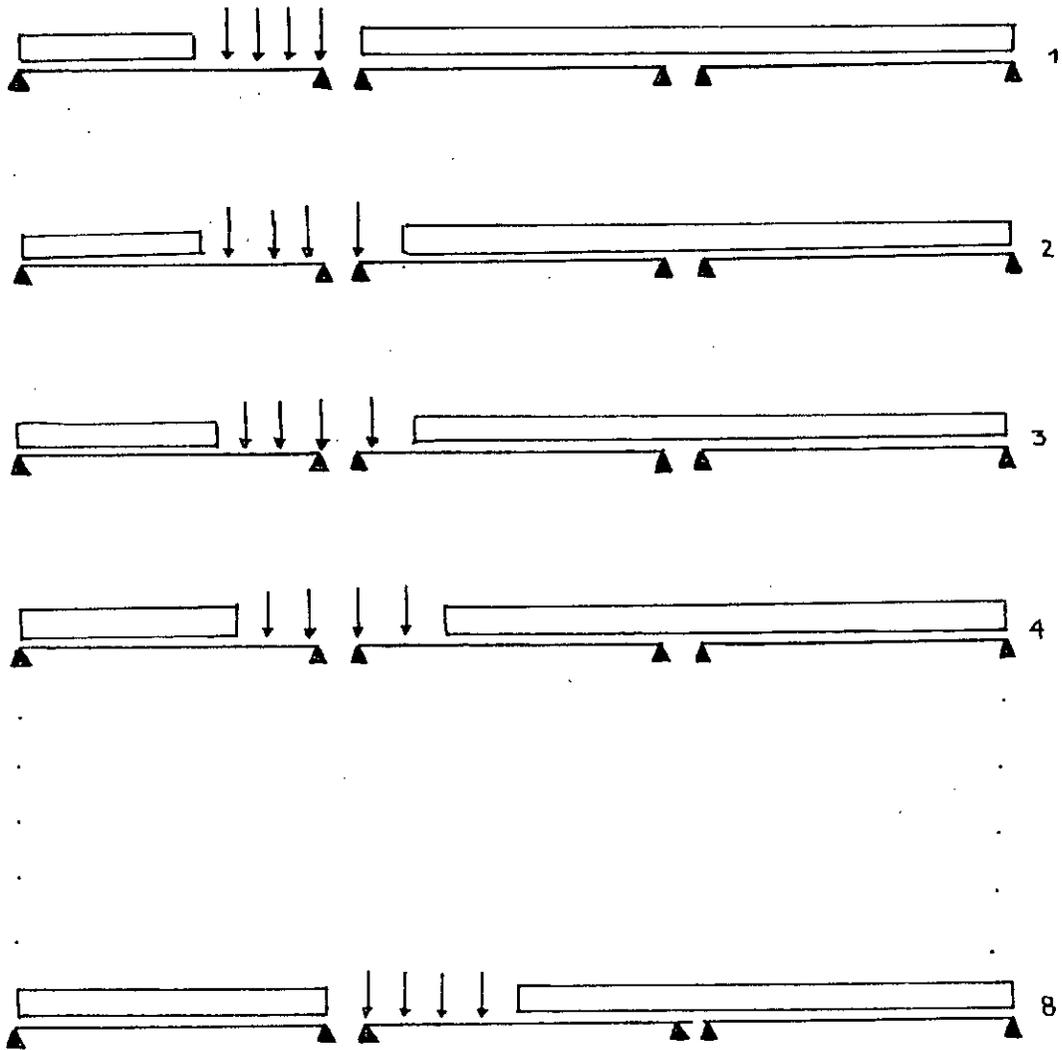


Cette disposition donne la valeur maximale de la réaction qui s'exerce sur l'appui de rive de gauche



Cette disposition donne la valeur maximale de la réaction s'exerçant sur l'appui de rive de droite.

Si l'appui est intermédiaire



Parmi les huit qui se présentent on prend le maximum des réactions on obtient R_{2g} et R_{2d} correspondant.

REACTION HYDRODYNAMIQUE DU COURANT

Les effets du courant sollicitent uniquement les appuis intermédiaires (dans le sens transversal)

Il peut s'y ajouter la réaction hydrodynamique d'un courant d'eau sur l'appui et la fondation. Celle-ci sera plus fréquemment à considérer, en fonction du niveau caractéristique maximal de l'eau, qu'au titre des charges permanentes. On pourra l'évaluer pour autant que l'ouvrage ne constitue pas, pour le niveau d'eau considéré, un véritable barrage provoquant d'importantes dénivellations entre l'amont et l'aval, par l'expression suivante :

$$F = K.S.V^2$$

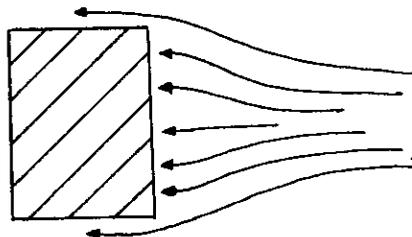
F : Force du courant

S : Surface offerte au courant (maître couple)

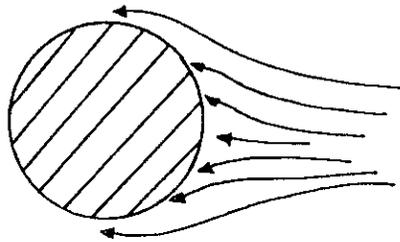
V : Vitesse du courant

K : Coefficient tenant compte de la géométrie de la surface offerte au courant.

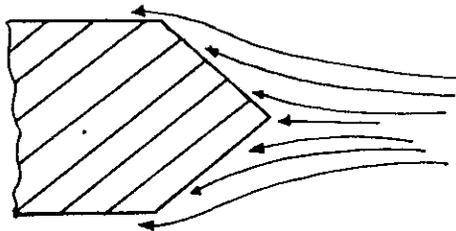
K = 72 pour une surface rectangulaire.



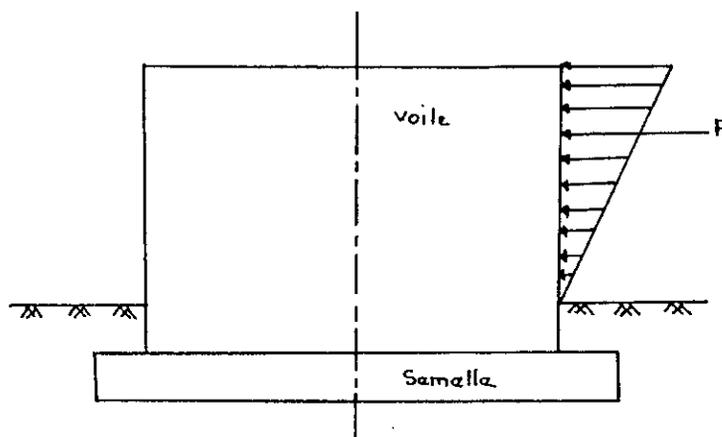
$K = 35$ pour une surface circulaire



$K = 26$ pour une surface triangulaire



On considère l'effet du courant s'exerçant sur le chevêtre (s'il existe) et une partie du fût (partie vue) car la semelle est ancrée dans le terrain naturel.



CALCUL DES EFFORTS DE FREINAGE

Les charges de chaussées des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinages , efforts s'exerçant à la surfaces de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation. Les efforts de freinage n'interessent généralement pas la stabilité des tabliers , il ya lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

Cet effort de freinage viendra s'ajouter aux efforts dus aux poussées des terres , aux efforts sismiques et aux efforts hydrodynamiques afin de déstabiliser l'appui.

Surcharge A:

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égale à la fraction suivante du poids de cette dernière :

$$F = \frac{A}{20 + 0,0035 \Omega}$$

où Ω = surface chargée en m^2

F = surface de freinage unitaire par m^2

$$f = F.\Omega$$

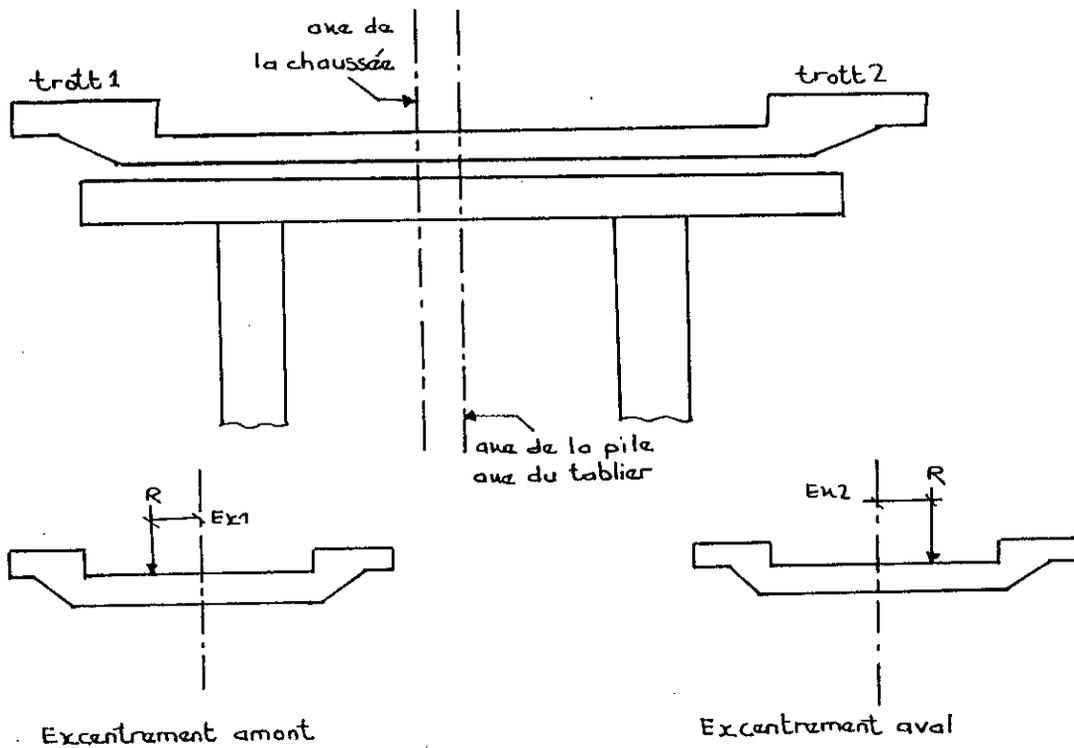
f = effort de freinage total

Surcharge Bc

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égale à son poids .

Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont un est supposer freiner , l'effort se trouve limiter au poids d'un camion qui est de 30 tonnes.

CALCUL DES EXCENTREMENTS DES CHARGES



Calcul des excentremets des charges roulantes.

L'excentrement est fonction du type chargement

- Nombre de voies chargées
- Largeur des trottoirs

L_{tr1} = Largeur du trottoir 1.

L_{tr2} = Largeur du trottoir 2

L_{ch} = Largeur de chaussée

$L_p = L_{tr1} + L_{tr2} + L_{ch}$: Largeur du tablier

L'excentrement des surcharges pour les systèmes Bc Bt , Me80 , Me120 , Mc80 , Mc120 est donnée par l'une des deux formules suivantes :

$$\left. \begin{aligned} \text{Ext}_1 &= L_p/2 - L_{tr1} - J.k1 \\ \text{Ext}_2 &= L_p/2 - L_{tr2} - J.k2 \end{aligned} \right\} J = 1 \text{ à } K$$

L_p : Largeur du pont .
 L_{tr1} : Largeur du trottoir 1
 L_{tr2} : Largeur du trottoir 2
 K : Nombre de voies
 K_1 : Valeur déterminée suivant le type des surcharges.
 B_c : $K_1 = 1,25$ B_t : $K_1 = 1,5$
 M_{e80} : $K_1 = 1,75$ M_{e120} : $K_1 = 2$
 M_{c80} : $K_1 = 1,82$ M_{c120} : $K_1 = 2,15$

Excentrement de la surcharge A :

$Ext_1 = 1/2 (L_p - L_v.J) - L_{tr1}$
 $Ext_2 = 1/2 (L_p - L_v.J) - L_{tr2}$
 $J = 1 \text{ à } k$

Excentrement de la surcharge D

L'axe longitudinal est réputé situer à 3,50 m du bord de la largeur chargeable

Si

$L_{ch} \leq 7m$

$L_{tr1} \leq L_{tr2}$ $Ext_2 = L_p/2 - (L_{tr2} + L_{ch}/2)$

$L_{tr1} > L_{tr2}$ $Ext_1 = L_p/2 - (L_{tr1} + L_{ch}/2)$

Si

$L_{ch} > 7 m$

$Ext_1 = L_p/2 - (L_{tr1} + 3,5)$

$Ext_2 = L_p/2 - (L_{tr2} + 3,5)$

Excentrement de la surcharge de trottoir

Donné en fonction du nombre de trottoirs chargés .

- Pour un trottoir chargé :

$Ext_1 = 1/2 (L_p - L_{tr1})$

$Ext_2 = 1/2 (L_p - L_{tr2})$

- Pour deux trottoirs chargés

Si $Ltr_1 > Ltr_2$

$$Ext_1 = \frac{1/2 ((Lp - Ltr_2).Ltr_2 - (Lp - Ltr_1).Ltr_1)}{(Ltr_1 + Ltr_2)}$$

Si $Ltr_2 > Ltr_1$

$$Ext_2 = \frac{1/2 ((Lp - Ltr_1).Ltr_1 - (Lp - Ltr_2).Ltr_2)}{(Ltr_1 + Ltr_2)}$$

CHAPITRE IV

CALCUL DES POUSSEES DES TERRES ET DES EFFORTS SISMIQUES

CALCUL DES PRESSIONS ACTIVES DES TERRES

INTRODUCTION :

Les murs de soutènement sont conçus pour reprendre les efforts dûs à la pression des terres.

L'analyse et la détermination de la pression latérale est une nécessité pour la conception de la construction des murs de soutènement et de toute autre structure servant à soutenir les sols.

On distingue :

- Les murs poids
- Les murs en béton armé
- Les murs en console
- Les murs à contrefort
- murs chaises

Lorsqu'un mur de soutènement est utilisé pour retenir un remblai en même temps qu'il supporte l'extrémité d'une travée de pont , qui est le cas de notre projet , on le désigne sous le nom de "CULEE"

Le calcul des murs de soutènement découle de l'étude de la rupture du terrain situé derrière le mur. Il faudra connaître le mécanisme de la rupture.

Le massif de terres exerçant sur le mur une action de pressions naturelles des terres ou de pression au repos on suppose que ce dernier est en équilibre élastique et peut donc supporter de petites déformations.

En écartant le mur du massif on remarque que le massif se décomprime on dit alors que cette action est une "Poussée" ou pression active des terres.

En atteignant un certain déplacement , on a l'apparition de contraintes critiques dans le massif , on a alors rupture du massif et l'intensité de cette poussée ne varie pas pendant la rupture.

Dans le cas contraire, c'est à dire en refoulant le déplacement du mur contre le massif on constate que, la réaction du terrain augmente avec le déplacement du mur , cette réaction du massif est dite "butée" ou pression passive des terres.

* Forces susceptibles d'agir sur le mur de soutènement :

- Poids des murs
- Pressions latérales des terres
- Charges d'exploitation
- Pression hydrostatique d'eau
- Pression de soulèvement
- Pressions interstitielles des eaux
- Pression d'infiltration
- Forces dynamiques

Dans notre travail , nous ne considérons que :

- * le poids propre.
- * les surcharges (remblai , dalle de transition, réaction d'appuis des charges réglementaires)
- * Pressions hydrostatiques des eaux.

* Calcul de la poussée des terres :

On réalisera un calcul satisfaisant de la poussée des terres en se basant sur des propriétés du sol soigneusement et en appliquant correctement la théorie de la poussée des terres celle de COULOMB sans effet dynamique et celle de MONOBE-OKABE avec l'effet sismique (dynamique).

THEORIE DE COULOMB :

Hypothèses :

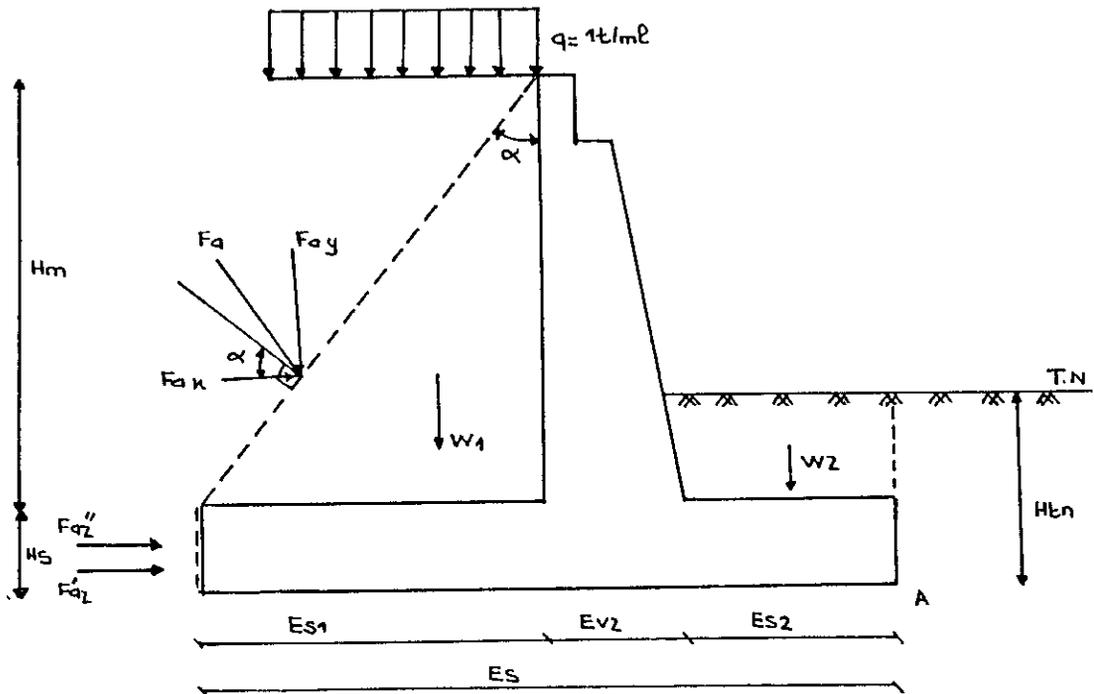
- * Le sol est sec ,homogène ,isotrope ,élastique ,sans cohésion.
- * Si le mur se déplace ,une masse de sol derrière le mur se rompt , cette masse de sol glisse le long des surfaces de rupture.
- * La surface de rupture est supposée plane.
- * La masse (le prisme) du sol (coin de coulomb) est supposé rigide.
- * L'interface mur-sol suit la loi des frottements NEW tonniens.
- * Le frottement est distribué uniformément le long de la surface de rupture
- * La direction de la force due à la pression des terres est supposée connue.

Les différentes étapes de calcul d'un voile en béton armé (culée d'un pont) comportent :

- Le rassemblement des informations générales :
reconnaisances topographiques , principales dimensions...etc.
- L'étude des caractéristiques du sol.
- La détermination des surcharges : voies ferrées,routes, tremblement de terre,....etc.
- La détermination du type et des dimensions probables du la culée (voile en béton armé)
- Le calcul de la poussée des terres et la pression latérale dues aux surcharges .

* CALCUL DE LA POUSSEE DES TERRES ET SURCHARGES :

1)/ Méthode de COULOMB :(sans effet sismique)



En général l'effort de la poussée active, sans surcharge se calcul par l'expression suivante :

$$F_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2$$

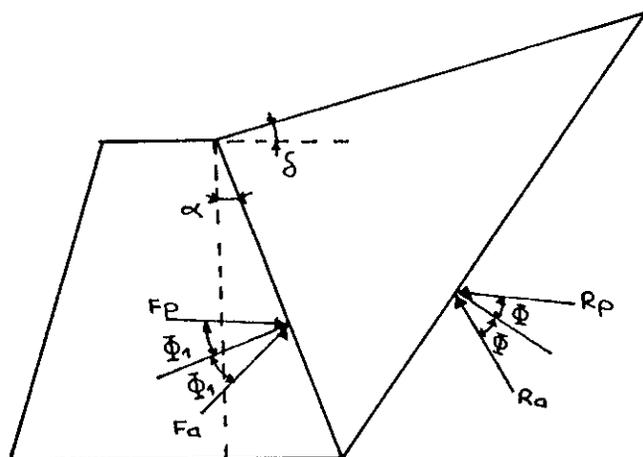
où : γ : Densité du remblai

K_a : Coefficient de poussée des terres

H : L'écran du voile (mur de soutènement)

* Calcul de K_a : (avec surcharge).

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \Phi_1) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\Phi + \Phi_1) \cdot \sin(\Phi - \delta)}{\cos(\alpha + \Phi_1) \cdot \cos(\delta - \alpha)} \right]^2}$$



où :

Φ : Angle de frottement interne du sol(sol-sol)

Φ_1 : Angle de frottement (mur-sol).

α : Angle de mur du côté remblai avec la verticale

δ : Pente du remblai.

Avec :

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{ES1}{Hv}\right)$$

On décomposant l'effet de poussée des terres sur deux écran à savoir :

- l'écran sur voile (Hm)
- L'écran sur la semelle (Hs)

Dans notre cas on a :

$$\delta = 0, \text{ et } \Phi_1 = \frac{2}{3} \Phi$$

Alors :

* écran(Hm):

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(\Phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + 2/3 \Phi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(5/3 \Phi) \cdot \sin(\Phi)}{\cos(\alpha + 2/3 \Phi) \cdot \cos(-\alpha)}} \right]^2}$$

* écran(Hs) : $\alpha = 0$, $\delta = 0$

$$K_{a2} = \frac{\cos^2 \Phi}{\cos(2/3 \Phi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(2/3 \Phi) \cdot \sin(\Phi)}{\cos(2/3 \Phi)}} \right]^2}$$

* Calcul de Fa :

* écran (Hm) : $F_{a1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (Hm)^2 \cdot K_{a1}$ (Surcharges+terres)

* écran (Hs) : $F'_{a2} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{a2} \cdot (Hs)^2$ (Poussée des terres)

$$F''_{a2} = q_2 \cdot k_{a2} \cdot (Hs)^2 \quad (\text{Surcharges}).$$

Avec :

$$q_2 = q + \frac{Hm}{\cos \alpha} \quad (\text{surcharges})$$

$$\gamma_1 = \gamma + \frac{2q}{Hm} \cdot \frac{\cos \delta \cdot \cos \alpha}{\cos(\delta - \alpha)} \quad / \quad \delta = 0 \quad (\text{terres + surcharges})$$

* Calcul des poids des terres :

$$W_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Hm \cdot ES1$$

$$W_2 = \gamma \cdot ES2 \cdot (H_{tN} - h_s)$$

* Calcul des bras de leviers :

$$Z_{F'_{a2}} = \frac{1}{3} H_s$$

$$Z_{F''_{a2}} = \frac{1}{2} H_s$$

$$Z_{w1} = ES2 + E_{v2} + 1/3 ES1$$

$$Z_{w2} = ES2/2$$

$$Z_{Fa1y} = ES2 + E_{v2} + \frac{2}{3} \cdot ES1$$

$$Z_{Fa1x} = \frac{1}{3} H_m + h_s$$

2°/ METHODE DE MONOBE-OKABE (avec effet sismique)

* Analyse pseudo-satatique :

Cette méthode est l'extension directe de la théorie des équilibres limites de Coulomb-Rankine , où des forces d'inerties quasi-statique appliqués au remblai simulent l'effet du séisme.

Cette méthode suppose que :

- La surface de rupture dans le remblai est plane .
- Tous les points du remblai sont soumis en même instant à la même accélération, ce qui conduit à un coin de poussée rigide
- le mur est capable de se déplacer suffisamment pour atteindre l'état limite de poussée active.

Notons que pour un sol pulvérulent ($C = 0$) , outre les forces prises en compte au niveau du coin de glissement, s'ajoutent les composantes ($\alpha_h \cdot W$) et ($\alpha_v \cdot W$) dans la direction horizontale et verticale.

α_h et α_v sont respectivement définis comme suit :

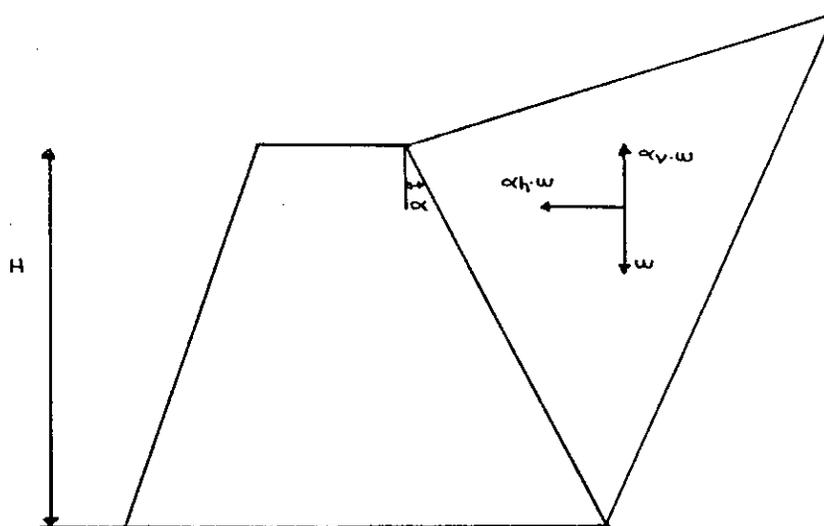
α_h : coefficient d'accélération sismique horizontale

α_v : coefficient d'accélération sismique verticale

Les valeurs de α_h et α_v sont données en fonction de la zone sismique.

Zone	α_h	α_v/α_h
I	0,08	0
II	0,15	2/3
III	0,20	1

Procédant d'une manière similaire que lors de la description de la force active de COULOMB.



La relation qui donne la force active F_{as} unité de longueur du mur P_{as} peut être exprimé comme :

$$F_{as} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm \alpha_v) \cdot K_{as}$$

Solution de
MONOBE-OKABE.

et le coefficient de pression actif au séisme est :

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\Phi - \alpha - \lambda)}{\cos \lambda \cdot \cos^2 \alpha + \cos(\alpha + \Phi_1 + \lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \Phi_1) \cdot \sin(\Phi - \delta + \lambda)}{\cos(\alpha + \Phi + \lambda) \cdot \cos(\delta - \alpha)}} \right]^2}$$

avec :

- Φ : angle de frottement interne sol-sol
- Φ_1 : angle de frottement interne mur-sol
- α : angle de mur du côté remblai avec la verticale
- δ : pente du remblai (surcharge).

$$\lambda = \text{Arctg}\left(\frac{\alpha_h}{1 \pm \alpha_v}\right) \quad \text{et} \quad \alpha_v = \alpha_v / 2$$

Dans notre cas : $\delta = 0$ et $\Phi_1 = \Phi/3$

* écran (Hm) :

$$K_{a1s} = \frac{\cos^2(\Phi - \alpha - \lambda)}{\cos \lambda \cdot \cos^2 \alpha + \cos(\alpha + \Phi/3 + \lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(4/3\Phi) \cdot \sin(\Phi + \lambda)}{\cos(\alpha + 1/3\Phi + \lambda) \cdot \cos(-\alpha)}} \right]^2}$$

* écran (Hs) : $\alpha = 0$, $\delta = 0$

$$K_{a2s} = \frac{\cos^2(\Phi - \lambda)}{\cos \lambda \cdot \cos(\Phi/3 + \lambda)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(4/3\Phi) \cdot \sin(\Phi + \lambda)}{\cos(1/3\Phi + \lambda)}} \right]^2}$$

- La poussée active des terres sous l'effet a pour expression :

$$F_{as} = F_a + F_{as} \quad \text{où} \quad F_{as} \text{ est l'incrément dynamique.}$$

* POINT D'APPLICATION DE L'EFFORT DE POUSSEE :

En statique , le point d'application de la résultante des efforts de poussées est usuellement choisi au tiers inférieur ($Z = H/3$) du mur , ce qui correspond à un diagramme triangulaire.

Les essais effectués sur table vibrante notamment montre que , sous l'action des excitations dynamiques la résultante des efforts s'exerce beaucoup plus haut.

SEED et WHITMAN suggèrent , après analyse des résultats d'essais sur modèles , que :

- L'incrément dynamique de poussée active F_{as} dû au séisme s'applique à $0,6H$ à partir de la base du mur ($Z_{ad} = 0,6H$)

Dans de nombreux cas, il suffira en fait d'admettre que la résultante globale dû au séisme F_{ad} (d : dynamique) s'exerce à mi-hauteur , ce qui correspond à une pression dynamique uniforme sur le mur.

Puis finalement pour obtenir le point d'application de F_{as} , on procéda de la manière suivante :

- 1 - Calcul F_{as} en utilisant l'équation précédente
- 2 - Calcul de F_a statique
- 3 - Calcul de l'incrément dynamique $F_{as} = F_{as} - F_a$
- 4 - On assume que le point d'application de F_a est à $H/3$ à partir de la base
- 5 - Le point d'application de F_{as} est à $0,5 H$ à partir de la base
- 6 - Calcul du point d'application de la résultante comme suit :

$$Z = \frac{(0,5H) \cdot F_{as} + (H/3) \cdot F_a}{F_{as}} \quad H/3 \leq Z \leq 0,6H$$

CHAPITRE V

COMBINAISONS D' ACTIONS

COMBINAISONS D'ACTIONS

Le calcul des contraintes maximum et minimum sur le sol ne saurait se faire sans le calcul des combinaisons l'efforts afin de trouver parmi toutes les combinaisons possibles des diverses sollicitations celles qui seront les plus défavorables vis à vis de la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le principe consiste à comparer des sollicitations de calcul dûes à des combinaisons d'actions, à des sollicitations admissibles déduites le plus souvent des caractéristiques à rupture du sol par l'intermédiaire de coefficients de sécurité.

La valeur de ces sollicitations dépend d'une part de la valeur et de la nature des différentes actions, et d'autre part de la nature des liaisons structure-appui et appui-fondation.

Il s'agit d'efforts verticaux ou horizontaux et de moments, qui peuvent avoir des composantes longitudinales ou transversales par rapport à l'axe de l'ouvrage.

Le fascicule 61 titre II "Programme de charges et épreuves des ponts-routes" préconise, dans l'esprit des justifications aux états limites d'utilisation La pondération par 1,2 des charges d'exploitation non-exceptionnelles sur des ponts routiers (A(L) ,bc ,freinage ,bt, Mc120, Mc80, Me120, Me80)

COMBINAISONS

Les combinaisons sont choisies de façon à déstabiliser l'appui :

Pour chaque cas de charge, que l'on verra plus loin , on calcul.

- Les efforts verticaux.(Effort normal ,poids propre)
- Les efforts horizontaux (longitudinal,transversal)
- Le moment longitudinal
- Le moment transversal

Tous ces efforts sont ramenés en base et milieu de sa semelle .

Il s'agit des charges d'exploitation définies par le C.P.C fascicule 61 titre II. Elle comprennent les charges A,B et de trottoirs ainsi que les charges de caractères particuliers (charges militaires et exceptionnelles).

On rappelle que l'effet des charges générales de trottoirs peut se cumuler avec l'effet des charges A ou B ou militaires.

Le calcul de ces combinaisons dépend :

- Du nombre de voies chargées
- Du nombre de trottoirs chargés
- Du nombre de travées chargées
- De l'intensité des réactions
- De l'excentrement de la surcharge
- De l'existence ou non de l'effort dynamique.
- De la hauteur d'eau.

Il est à noter que ce calcul s'est fait suivant que :

- Le trottoir aval égal au trottoir amont ainsi que dans le cas contraire.

LES COMBINAISONS CONSIDEREES :

- Pour l'appui de rive :

Aux PBE et aux PHE :

1 travée chargée, 2 trottoirs chargés

1 travée chargée, 1 trottoir chargé.

On a :

charge permanente + 1,2(surcharge + efforts horizontaux
+ trottoir)

-Pour l'appui intermédiaire

Aux PBE et aux PHE

1 travée chargée, 2 trottoir chargés

1 travée chargée, 1 trottoir chargé

2 travées chargées, 2 trottoirs chargés

2 travées chargées, 1 trottoir chargé

On a :

charge permanente + 1,2 (surcharge + efforts horizontaux
+ trottoir).

REMARQUE :

Les surcharges sont : A(L) ,Bc ,D, Me80, Me120, Mc80, Mc120

CALCUL DES CONTRAINTES

On admet que la surface de contact entre la semelle et le sol satisfait aux conditions de l'élasticité, autrement dit sous l'effet d'un moment et d'un effort normal, le diagramme des contraintes est celui d'une section en flexion composée. Ce pendant on impose à la surface de contact d'être entièrement comprimée, quel que soit le cas de charge, c'est à dire que l'on exige que la résultante générale des forces appliquées reste dans le noyau central de la section.

calcul de la contrainte maximale et minimale

$$\text{Sigmax} = \frac{N}{S} + \frac{ML}{WL} + \frac{Mt}{Wt}$$

$$\text{Sigmin} = \frac{N}{S} - \frac{ML}{WL} - \frac{Mt}{Wt}$$

Où :

N : Effort normal

Ml : Moment longitudinal

Mt : Moment transversal

Wl : Module de résistance longitudinal

Wt : Module de résistance transversal

DETERMINATION DES EFFORTS REVENANT SUR CHAQUE PIEUX

On détermine la charge maximale F_{max} et la charge minimale F_{min} , en utilisant la formule de la flexion déviée :

$$F = \frac{N}{n} \pm \left[\frac{M_{y_i} \cdot X_i}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot Y_i}{I_x} \right] \cdot \Omega$$

Pour l'application de cette formule, il faudra émettre les hypothèses suivantes :

- Déformation pieux-semelles proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques, encastés dans la semelle.

avec :

n : nombre de pieux

I_x, I_y : Moment d'inertie de groupe de pieux respectivement calculés à partir des axes ox et oy

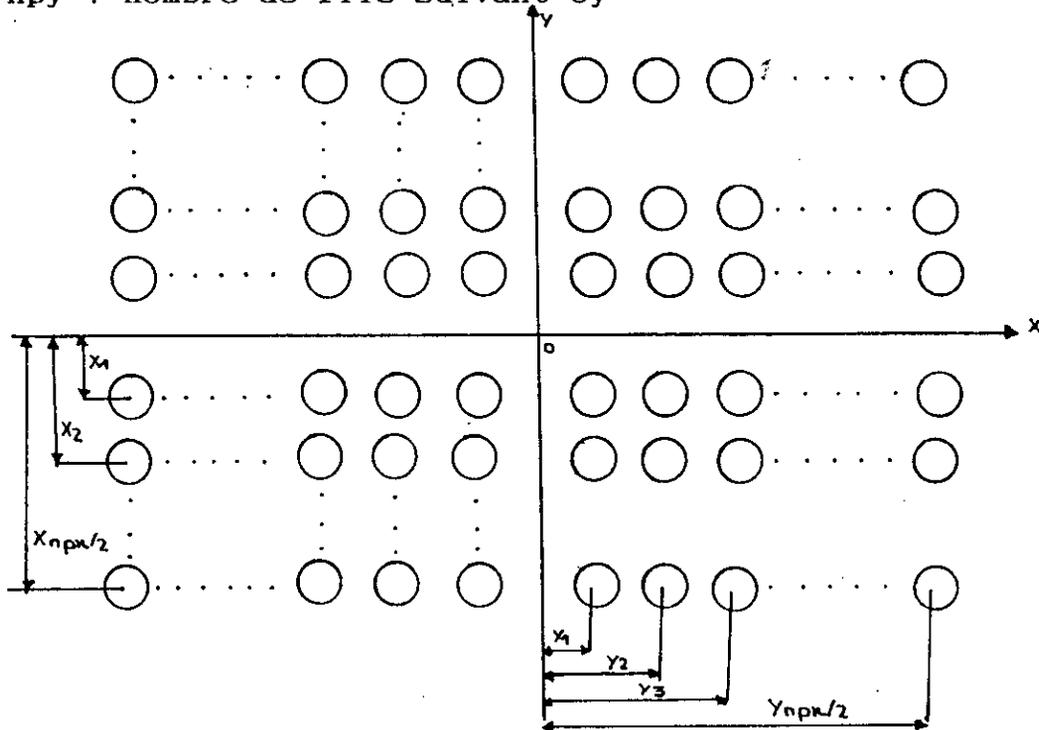
M_x, M_y : Moment par rapport à l'axe d'inertie ox, oy

Ω : Section d'un pieux

Calcul des moments d'inertie

n_{px} : nombre de file suivant ox

n_{py} : nombre de file suivant oy



La section d'un pieux : $\Omega = \pi \cdot d^2 / 4$

$$I_x = 2I_{x_1} + 2I_{x_2} + 2I_{x_{n_{px}/2}}$$

$$I_x = n_{py} \times \Omega (2x_1^2 + 2x_2^2 + 2x_{n_{px}/2}^2)$$

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA STABILITE

ETUDE DU GLISSEMENT DE L'APPUI

Le déplacement de l'appui par glissement sur le plan de la fondation est une éventualité à envisager.

Il faudra comparer la composante horizontale dans le plan de la fondation à la résistance du terrain

le coefficient de sécurité est égal à $\frac{a\beta + N \operatorname{tg}\phi}{T}$

T : composante horizontale

$a\beta + N \operatorname{tg}\phi$: résistance opposée au glissement

a et ϕ : caractéristiques d'adhérence et de frottement au contact du terrain

Ce coefficient doit être au moins égal à 1,5 ,néanmoins il devra être augmenté s'il l'on tient pas compte de la butée.

Certains auteurs admettent que les caractéristiques d'adhérence et de frottement à prendre en compte sont simplement la cohésion et l'angle de frottement interne du terrain de fondation.

Cela est justifié par le fait que lors de la rupture du mur par glissement, la fondation entraîne avec elle une couche de terre et que par conséquent la rupture se produit au sein du massif et non dans le plan de la base de la fondation.

$$\frac{\text{Effort normal}}{\text{Effort horizontal}} \operatorname{tg}\phi > 2$$

Pour l'étude de la stabilité au glissement et au renversement, trois phases ont été prises en considération. la stabilité est la partie la plus délicate de l'étude des appuis car il n'est pas possible de déterminer à l'avance quel état de sollicitation sera le plus défavorable.

En outre, ce qui est défavorable pour la stabilité ne l'est pas obligatoirement pour le ferrailage de certains éléments ni pour les contraintes au sol.

S'il l'appui est en équilibre, l'ensemble des efforts agissant sur ce dernier forme un système équivalent à zéro, cette condition nous permet de calculer les efforts normaux et horizontaux, il faudra alors vérifier la stabilité du mur à l'égard du renversement, à l'égard du glissement et s'assurer de la résistance du terrain de fondation.

SEMELLES SUPERFICIELLES

- ETUDE DU RENVERSEMENT DE L'APPUI

Pour vérifier la stabilité du mur au renversement, on localise d'une façon arbitraire l'axe de rotation du mur au droit de l'arête extérieure de la fondation et l'on compare les moments par rapport à cet axe :

- D'une part des forces stabilisantes
- D'autre part des forces renversantes

Le rapport de ces deux moments est le coefficient de stabilité au renversement, il ne doit pas descendre au-dessous de 1,5 c'est à dire :

$$\frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment renversant}} > 1,5$$

- Appui en construction
- Appui + tablier (pont à vide)
- Appui + tablier + surcharges (pont en service).

Première phase

Si l'appui est de rive on cumule les efforts suivants : poids propre, efforts sismiques , poussées de l'eau, poussées des terres.

Si l'appui est intermédiaire : poids propre, efforts sismiques.

Deuxième phase

Si l'appui est de rive on cumule les efforts suivants :

- Poids propre de l'appui
- Efforts dûs au tablier
- Surcharges des remblais
- Poussées de l'eau
- Efforts sismiques
- Poussées des terres

Si l'appui est intermédiaire

- Poids propre de l'appui
- Efforts dûs au tablier
- Efforts sismiques

Troisième phase

Les efforts à prendre en compte sont les mêmes que pour la seconde phase , en plus on rajoute les efforts de freinage.

CHAPITRE VII

ANALYSE INFORMATIQUE ET ORGANIGRAMMES

ANALYSE INFORMATIQUE :

L'introduction de l'informatique devient de plus en plus une nécessité pour le travail de l'ingénieur vu les nombreux avantages qu'elle présente, en particulier le gain de temps et une note de calcul sûre et complète.

DOMAINE D'APPLICATION

Notre programme s'applique à des ouvrages droits (pont rail ou pont route) isostatiques ou hyperstatiques.

- Le nombre de voies inférieur ou égal à 5
- Les trottoirs peuvent être inégaux
- Les fondations superficielles ou sur pieux
- Longueur totale du pont inférieur ou égal à 200m

DONNEES :

Pour le lancement du programme, il est nécessaire d'introduire les données suivantes :

- Type de structure
- largeur de chaussé
- Largeur du trottoir amont
- Largeur du trottoir aval
- Dimension de chaque travée
- About des travées
- Longueur du joint
- Poids du tablier
- Numéro de l'appui à étudier
- Type de fondation
- Surface de la semelle
- Nombre de pieux
- Module de résistance longitudinal
- Module de résistance transversal.

ANALYSE DU PROGRAMME

Notre programme est constitué d'un programme principal et de plusieurs sous-programmes.

Cette façon de faire nous facilite l'appel et le traitement des sous-programmes et nous offre plusieurs avantages à savoir une facilité dans l'élaboration du programme et de sa modification s'il y a lieu ainsi qu'une simplification du programme principal.

Il est à noter que le programme a été initialement écrit en fonction du règlement du surcharges (Fascicule 61 titre II).

Aucun sou-programme déjà existant n'a été utilisé.

MODE DE CALCUL :

Afin d'effectuer les divers calcul et vérifications constituant les objectifs du programme, il est nécessaire de pouvoir étudier chaque appui isolément.

Le programme est réalisé sous une forme de conversation avec l'opérateur, c'est à ce dernier de choisir les options qui existent :

- Type de pont (râil-route)
- Type de structure (isostatique-hyperstatique)
- Type d'appui (rive-intermédiaire)
- Considération ou non de l'effet sismique
- Milieu sec ou humide (plus hautes eaux-plus basses eaux)
- Fondations superficielles ou profondes.

Après affichage des résultats c'est à l'opérateur de prendre certaines décisions :

- modification de l'appui
- Modification des pieux
- Edition des résultats
- Etude d'un nouvel appui.

Le calcul des efforts ne tient pas compte :

- De la flexibilité de l'appui.
- Des variations linéaires du tablier (retrait, fluage du béton, variation de températures), ces variations sont des déformations à long terme.

Les forces d'application instantanées ont des effets beaucoup plus prépondérants que ceux énumérées ci-dessous. Sous les actions de longue durée le sol de base s'accommodera progressivement.

SOUS-PROGRAMMES

Plusieurs sous-programmes ont été établis, certains d'entre eux sont constitués par d'autres sous-programmes.

* "RIVE" et "INTER" :

Ces deux sous-programmes calculent la descente de charges pour les appuis de rive et les appuis intermédiaires.

Ces mêmes sous-programmes calculent le poids propre des appuis aux plus basses eaux et aux plus hautes eaux en utilisant la poussée d'archimède, de même ils calculent les bras de leviers par rapport à un point en base de la semelle jugé comme point de basculement (renversement)

* "Sism"

Ce sous-programme calcule l'effort dynamique dû au séisme exercé sur les appuis.

En fonction de la zone sismique, le sous-programme calcule l'effort sismique avec le coefficient d'accélération sismique correspondant.

* "Pdt"

Ce sous-programme calcul les pressions dûs aux remblais. Dans ce sous-programme on a quatre couples d'option :

- Considération du séisme avec milieu sec
- Considération du séisme avec milieu humide
- Sans séisme avec milieu sec
- Sans séisme avec milieu humide.

En plus, il calcul les poids propres des remblais sur les patins avant et arrière des culées ainsi que les bras de leviers des forces agissant sur la culée.

* "Phd"

Ce sous-programme calcule la poussée hydrodynamique due au courant d'eau ainsi que le bras de levier dû à la force de poussée.

SOUS-PROGRAMMES CALCULANT LES REACTIONS D'APPUIS :

Plusieurs sous-programmes ont été élaborés pour le calcul des réactions d'appuis dues à chaque type de surcharges réglementaires ,Permanentés ,A(L) ,bc, bt, D, mc120, mc80, me120, me80 et trottoirs.

Ces sous-programmes calculent, pour chaque nombre de voies chargées, la réaction :

- De la travée de gauche chargée seule.
- De la travée de droite chargée seule.
- Des deux travées chargées.

SOUS-PROGRAMMES CALCULANT LES CONTRAINTES DU SOL
(semelles superficielles)

Suivant le type d'appui (Rive au inter) ,ces sous-programmes calculent les contraintes sur le sol suivant deux options :

- Largeur du trottoir égale à celle du trottoir aval.
- Largeur du trottoir amont différente de celle du trottoir aval.

* APPUI DE RIVE :

Les contraintes sur le sol sont calculées aux plus basses eaux (Pde) et aux plus hautes eaux.(Phe).

- Si Ltr_1 supérieure ou égale à Ltr_2
on a les sous-programmes suivants pour chaque type de surcharges et pour chaque nombre de voies chargées

* "Cb12" :

Ce sous-programme calcule les contraintes sur le sol aux plus basses eaux ,pour une travée chargée et pour deux trottoirs chargés.

* "Cb11" :

Idem , mais avec un trottoir chargé.

* "Ch12" :

Ce sous-programme calcule les contraintes sur le sol aux plus hautes eaux , pour une travée chargée et pour 2 trottoirs chargés.

* "Ch11" :

Idem , mais avec un trottoir chargé.

- Si Ltr_1 inférieure à Ltr_2

On a les sous programmes suivants :

* "Cbb12"

* "Cbb11"

* "Chh12"

* "Chh11"

APPUI INTERMEDIAIRE :

On a les sous-programmes suivant pour chaque type chargés et pour chaque nombre de voies chargées :

- Si Ltr_1 supérieure ou égale à Ltr_2 .

"Cb₁₁₂" : Pbe,1 travée, 2 trottoirs

"Cb₁₁₁" : Pbe,1 travée, 1 trottoir

"Cb₂₁₁" : Pbe,2 travées,1 trottoir

"Cb₂₁₂" : Pbe,2 travées,2 trottoirs

"Ch₁₁₂" : Phe,1 travée,2 trottoirs

"Ch₁₁₁" : Phe,1 travée,1 trottoir

"Ch₂₁₁" : Phe,2 travées,1 trottoir

"Ch₂₁₂" : Phe,2 travées,2 trottoirs.

Si Ltr_1 inférieure Ltr_2

Pour les mêmes combinaisons que précédemment on a respectivement les sous-programmes suivants :

"Cbb_{1 i 2}"

"Cbb_{1 i 1}"

"Cbb_{2 i 1}"

"Cbb_{2 i 2}"

"Chh_{1 i 2}"

"Chh_{1 i 1}"

"Chh_{2 i 1}"

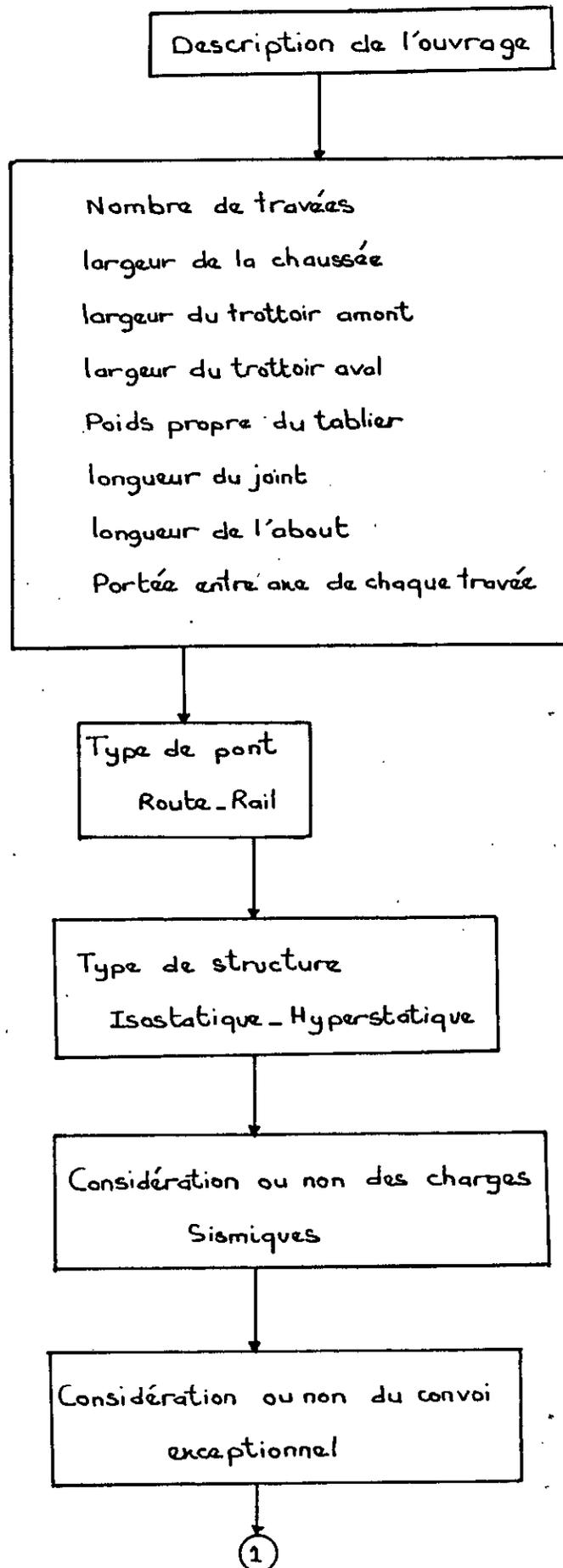
"Chh_{2 i 2}"

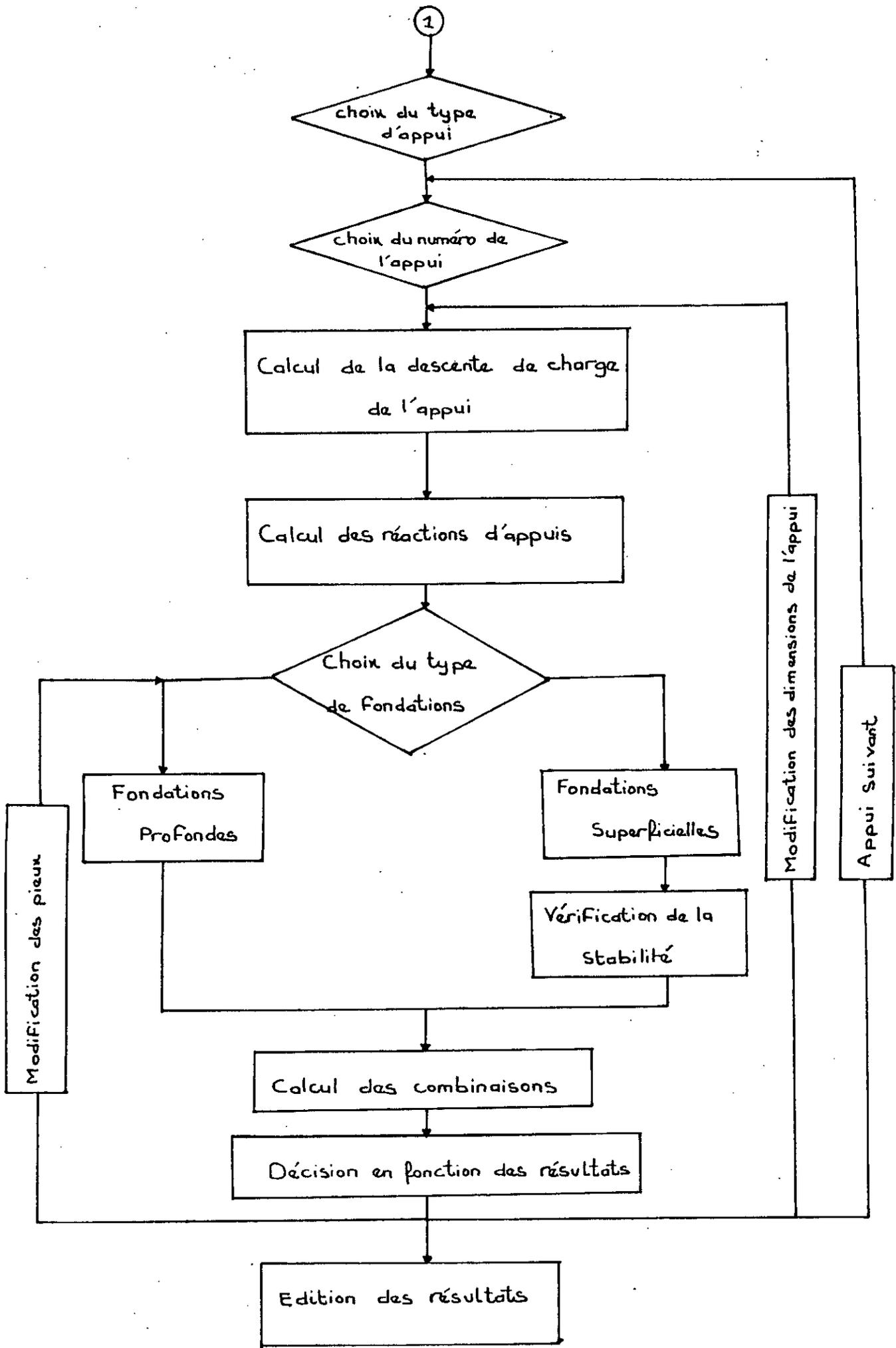
SOUS-PROGRAMME CALCULANT LES EFFORTS SUR LES PIEUX.

(semelle profonde).

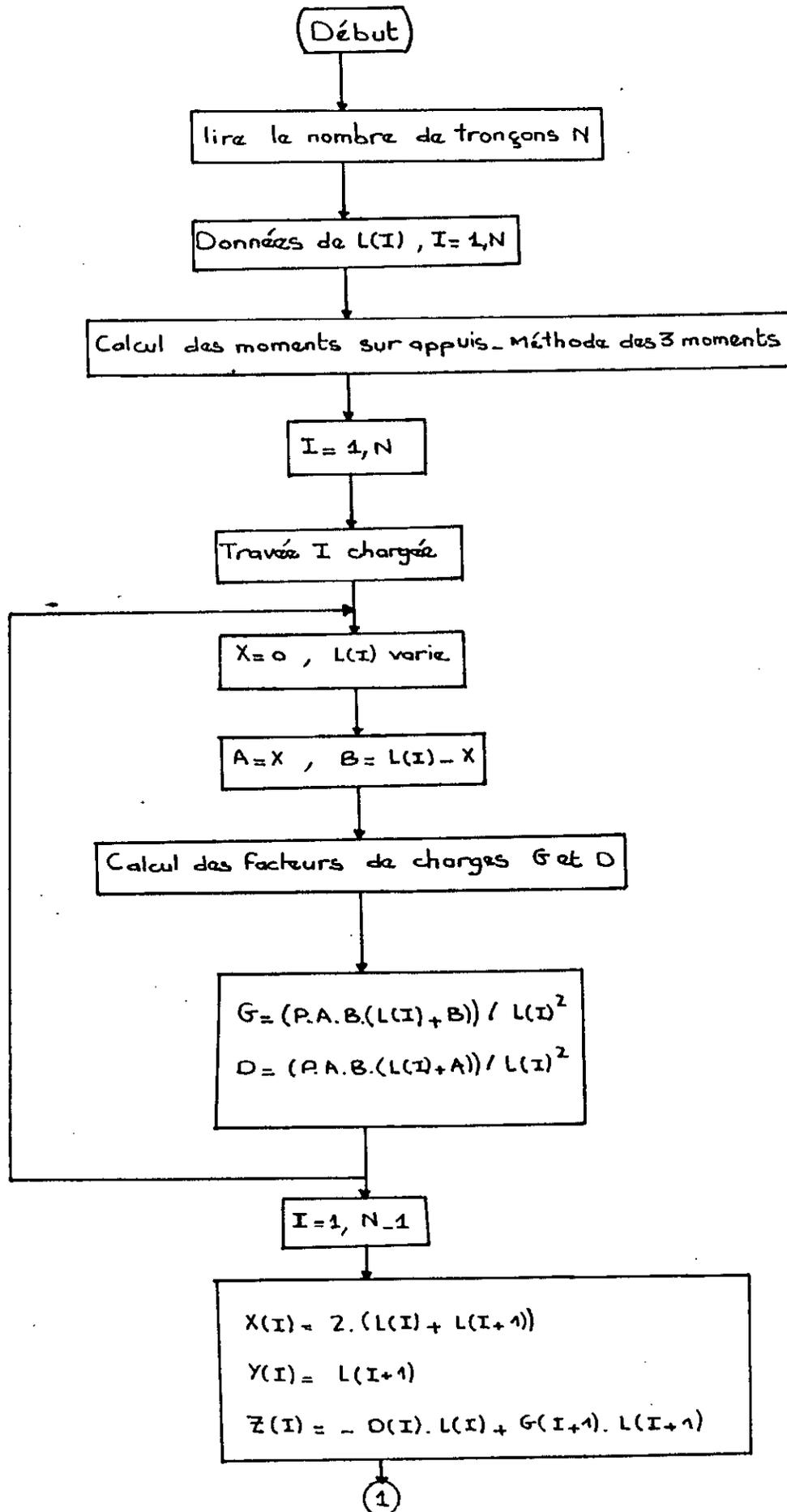
Ce sous-programme calcule les efforts revenant sur chaque pieu et cela pour chaque type de surcharges et pour chaque nombre de voies chargées avec les mêmes combinaisons que celles énumérées pour les semelles superficielles.

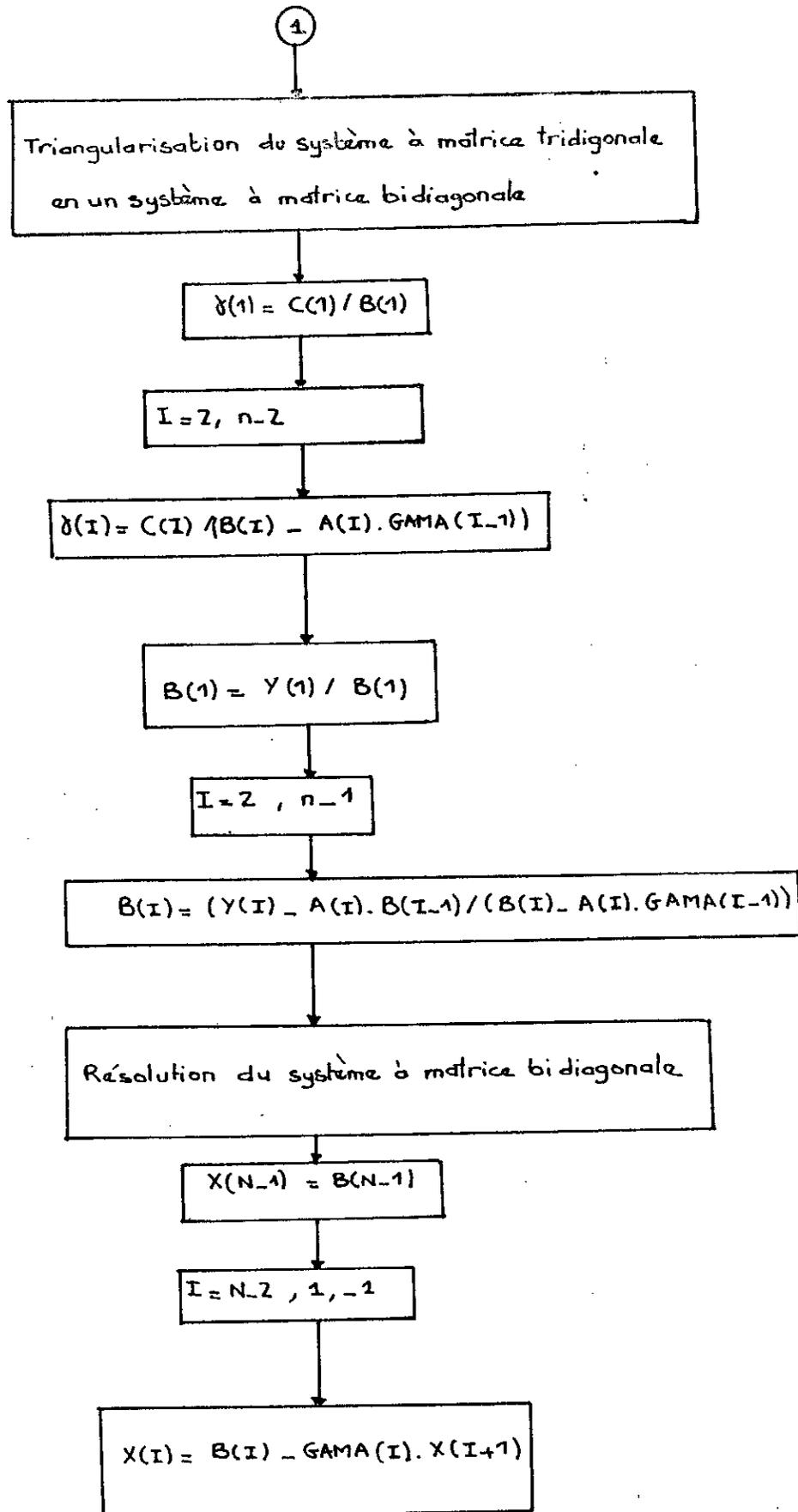
Organigramme général



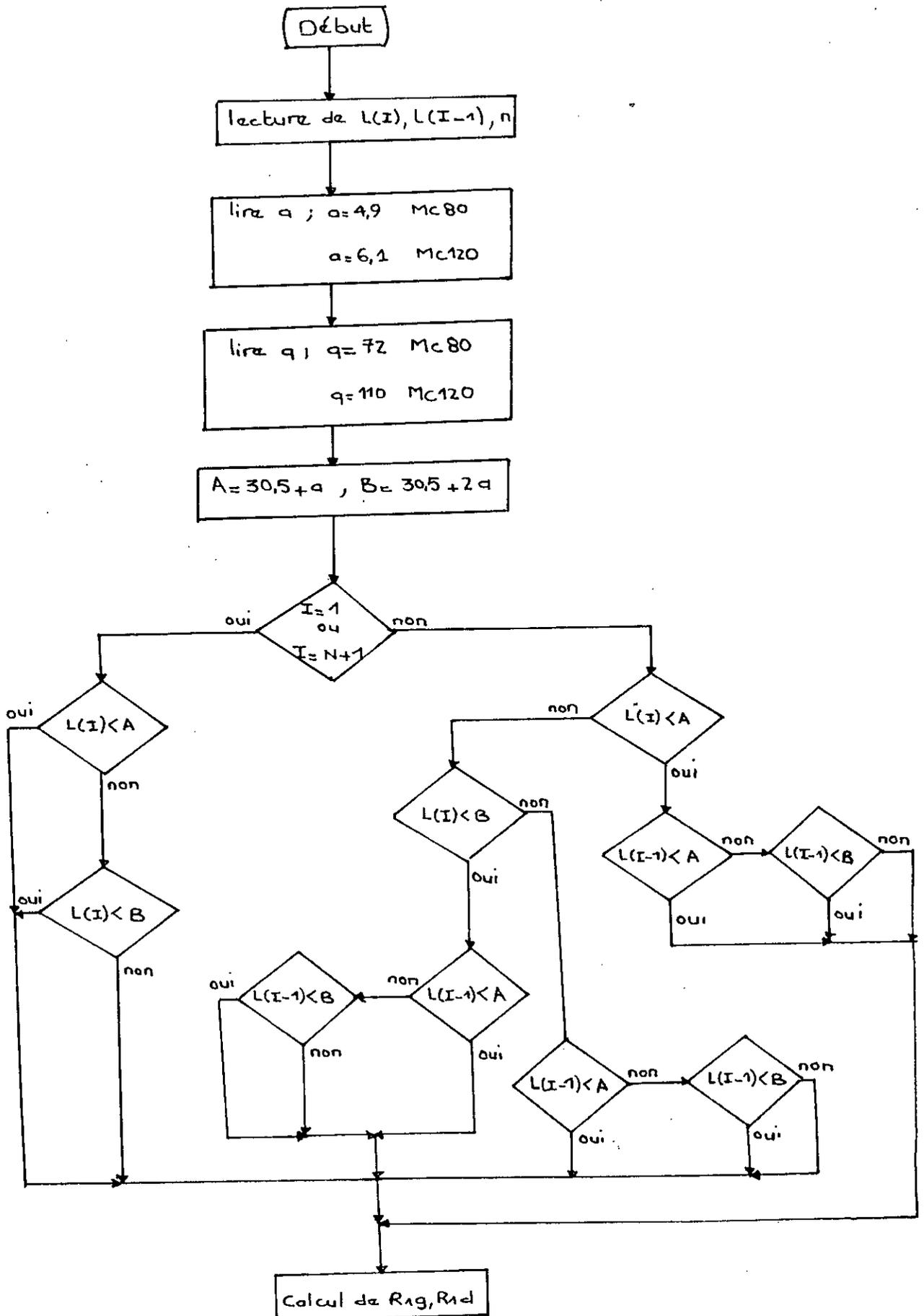


Organigramme de THOMAS

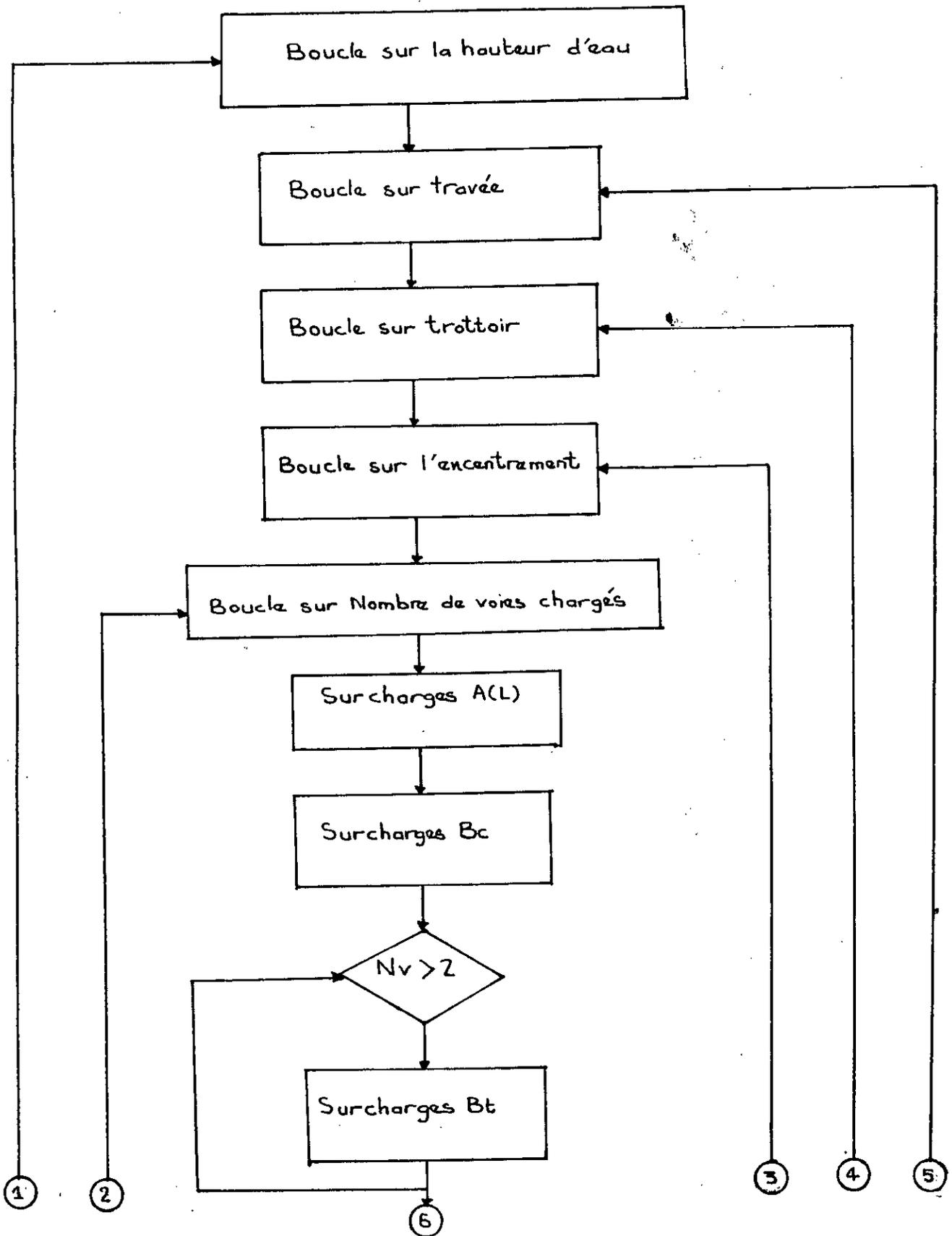


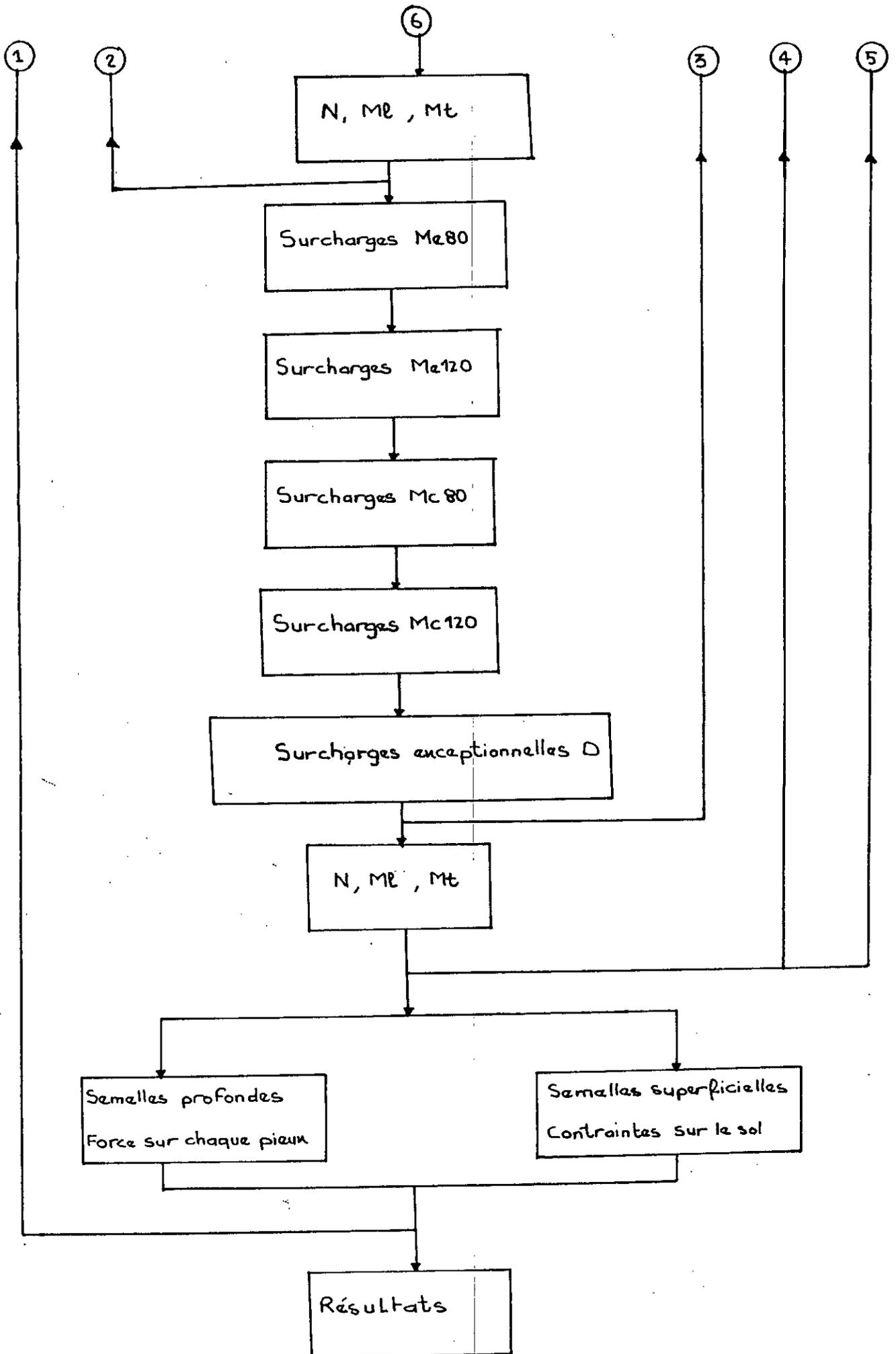


Organigramme des S/programme Mc120, Mc80



Organigramme de calcul des combinaisons





```

*****
description de l'ouvrage
*****
----- nombre de travee -----:          n= 2
----- largeur de la chaussée -----:      lch= 7   m
----- largeur du trottoir amont -----:    ltr1= 1   m
----- largeur du trottoir aval -----:     ltr2= 1   m
----- poids propre du tablier -----:      G= 10  t/m
----- longueur du joint -----:           lj= .6   m
----- longueur d'about -----:            Ab= .2   m

----- portee entre axes -----
          l(1) = 29.4 m
          l(2) = 29.4 m
----- nombre de voies -----:             k= 2
----- longueur d'une voie -----:         lv= 3.5
----- classe du pont -----:              clp= 1
*****

```

```

*****
description de la pile
*****
Hauteur du voile:                hv= 5   m
longueur du voile:                l= 9   m
épaisseur du voile:              e= .8   m
hauteur de la semelle:           hs= 1   m
longueur de la semelle:          ls= 10  m
longueur du patin avant:         es1= 1.5 m
longueur du patin arrière:       es2= 2.7 m
*****

```

Reactions des tabliers (en tonne)

```

*****
1 travée chargée * 2 travée chargée
charges *****
Rg Rd * Rg Rd Ext
*****
Allv 56.57 56.57 * 37.99 37.99 1.75
Al2v 113.45 113.45 * 75.98 75.98 0.00
Bc11f 51.52 46.13 * 40.74 48.49 2.25
Bc12f 103.04 92.26 * 81.48 96.98 1.00
Bc21f 49.43 50.17 * 48.49 40.74 2.25
Bc22f 98.86 100.34 * 96.98 81.48 1.00
Bt1t 63.96 63.96 * 31.98 31.98 2.00
Bt2t 127.92 127.92 * 63.96 63.96 .50
D 168.97 168.97 * 169.29 169.29 .00
Mc80 69.00 69.00 * 34.52 34.52 1.68
Mc120 104.30 104.30 * 52.15 52.15 1.35
Me80 43.17 43.17 * 21.81 21.81 1.75
Me120 61.96 61.96 * 31.32 31.32 1.50
1 trot 2.20 2.20 * 2.20 2.20 4.00
2 trot 4.41 4.41 * 4.41 4.41 .00
*****

```

verification de la stabilité de la semelle

pile en construction

$\bar{\sigma}_{fv} = 121.92$

$\bar{\sigma}_{fh} = 22.4736$

le coefficient de securite au glissement : 1.975413

$\bar{\sigma}_{mr/a} = 134.8416$

$\bar{\sigma}_{ms/a} = 304.8$

le coefficient de securite au renversement : 2.26043

pile + tablier (pont a vide)

$\bar{\sigma}_{fv} = 415.92$

$\bar{\sigma}_{fh} = 22.4736$

le coefficient de securite au glissement : 6.738959

$\bar{\sigma}_{mr/a} = 134.8416$

$\bar{\sigma}_{ms/a} = 804.6$

le coefficient de securite au renversement : 5.967001

pile + tablier + max des surcharges (pont en service)

$\bar{\sigma}_{fv} = 709.92$

$\bar{\sigma}_{fh} = 37.4736$

le coefficient de securite au glissement : 6.898262

$\bar{\sigma}_{mr/a} = 134.8416$

$\bar{\sigma}_{ms/a} = 1878.931$

le coefficient de securite au renversement : 13.93435

 ***** calcul des combinaisons d'actions *****
 ***** pour la détermination des contraintes sur sol *****

combinaisons aux plus bases eaux
 cp + ltrav char + 2trot char

	n(t)	mt(t.m)	ml(t:m)	$\sigma(+)(t/m^2)$	$\sigma(-)(t/m^2)$
Allv	288.17	118.80	186.06	10.84	.67
Al2v	356.06	0.00	233.58	9.92	4.31
Bt1t	296.89	0.00	192.16	8.24	3.63
Bt2t	373.50	0.00	245.79	10.41	4.52
D	423.06	0.00	280.48	11.82	5.09
Bc11f	282.11	115.92	271.82	11.68	-.40
Bc12f	343.94	103.08	315.10	13.13	.62
Bc21f	280.07	135.46	288.69	12.32	-1.10
Bc22f	340.70	120.41	330.83	13.67	-4.58E-02
Me120	295.72	113.14	191.34	10.92	.90
Me80	272.82	91.92	175.31	9.76	1.14
Mc120	345.44	168.95	226.15	13.67	.14
Mc80	261.69	69.55	167.52	8.91	1.55

cp + ltrav char + ltrot char

	n(t)	mt(t.m)	ml(t.m)	$\sigma(+)(t/m^2)$	$\sigma(-)(t/m^2)$
Allv	285.53	129.38	184.21	11.02	.39
Al2v	353.42	10.58	231.73	10.10	4.03
Bt1t	294.25	10.58	190.31	8.42	3.34
Bt2t	370.85	10.58	243.93	10.59	4.23
D	420.42	10.58	278.63	12.00	4.81
Bc11f	279.47	149.68	269.97	12.42	-1.24
Bc12f	341.29	134.23	313.24	13.80	-.15
Bc21f	277.85	146.05	286.83	12.50	-1.39
Bc22f	338.06	131.00	328.98	13.85	-.33
Me120	293.07	123.72	189.49	11.10	.61
Me80	270.17	96.55	173.46	9.80	1.00
Mc120	342.79	179.54	224.30	13.85	-.14
Mc80	259.04	80.13	165.67	9.09	1.26

cp + 2trav char + ltrot char

	n(t)	mt(t.m)	ml(t/m)	$\sigma(+)(t/m^2)$	$\sigma(-)(t/m^2)$
Allv	311.48	180.74	134.44	12.18	.27
Al2v	402.66	204.16	208.34	10.17	5.92
Bt1t	298.86	21.16	144.84	8.10	3.85
Bt2t	377.43	42.16	154.94	9.67	5.42
D	425.02	71.16	139.74	10.62	6.37
Bc11f	287.22	171.77	225.12	12.56	-1.07
Bc12f	354.17	145.05	264.84	13.50	.66
Bc21f	286.26	169.61	282.85	12.71	-1.25
Bc22f	352.24	153.12	242.24	13.63	.45
Me120	295.99	134.71	184.11	10.77	1.06
Me80	273.00	113.41	234.54	9.80	1.12
Mc120	282.86	105.64	357.84	9.81	1.50
Mc80	297.8	160.27	134.24	11.42	.49

cp + 2trav char + 2trot char

	n(t)	mt(t.m)	ml(t/m)	o(+)(t/m ²)	o(-)(t/m ²)
Allv	316.77	159.57	234.84	11.78	.88
Al2v	407.96	0.00	304.74	9.77	6.54
Bt1t	304.16	0.00	136.54	7.70	4.46
Bt2t	382.72	0.00	194.89	9.27	6.03
D	430.31	0.00	132.14	10.22	6.98
Bc11f	292.52	625.14	324.82	12.87	-5.17
Bc12f	239.46	426.68	284.84	44.12	-4.54
Bc21f	291.56	148.44	246.54	12.30	-.64
Bc22f	357.53	131.95	242.74	13.23	1.06
Me120	301.28	113.54	134.83	10.36	1.68
Me80	278.29	92.24	154.84	9.39	1.73
Mc120	288.16	84.47	137.84	9.40	2.11
Mc80	297.80	139.10	184.84	10.91	.99

combinaisons aux plus hautes eaux
cp + 1trav char + 2trot char

	n(t)	mt(t.m)	ml(t.m)	o(+)(t/m ²)	o(-)(t/m ²)
Allv	192.45	158.54	184.21	9.86	-2.16
Al2v	260.34	39.74	231.73	8.94	1.47
Bt1t	201.17	39.74	190.31	7.26	.78
Bt2t	277.77	78.74	243.93	9.43	1.67
D	327.34	49.74	278.63	10.84	2.24
Bc11f	186.39	870.57	269.97	15.86	-6.40
Bc12f	248.21	468.35	313.24	17.56	1.63
Bc21f	184.77	175.21	286.83	11.34	-3.95
Bc22f	244.98	160.16	328.98	12.69	-2.89
Me120	199.99	152.88	189.49	9.94	-1.94
Me80	177.09	131.67	173.46	8.78	-1.69
Mc120	249.71	208.70	224.25	12.69	-2.70
Mc80	165.96	109.29	165.67	7.93	-1.29

cp + 1trav char + 1trot char

	n(t)	mt(t.m)	ml(t.m)	o(+)(t/m ²)	o(-)(t/m ²)
Allv	192.45	158.54	184.21	9.86	-2.16
Al2v	260.34	316.74	231.73	8.94	1.47
Bt1t	201.17	35.74	190.31	7.26	.78
Bt2t	277.77	59.74	243.93	9.43	1.67
D	327.34	39.74	278.63	10.84	2.24
Bc11f	186.39	462.57	289.97	14.86	-3.40
Bc12f	248.21	268.35	313.24	16.56	-5.63
Bc21f	184.77	175.21	286.83	11.34	-3.95
Bc22f	244.98	160.16	328.98	12.69	-2.89
Me120	199.99	152.88	189.49	9.94	-1.94
Me80	177.09	131.67	173.46	8.78	-1.69
Mc120	249.71	208.70	224.30	12.69	-2.70
Mc80	165.96	109.29	165.67	7.93	-1.29

cp + 2trav char + 1trot char

	n(t)	mt(t.m)	ml(t.m)	$\sigma(+)(t/m^2)$	$\sigma(-)(t/m^2)$
Allv	218.40	209.90	134.36	11.02	-2.28
Al2v	309.58	50.32	228.57	9.01	3.36
Bt1t	205.78	50.32	120.84	6.94	1.28
Bt2t	284.35	50.32	195.25	8.51	2.86
D	331.94	50.32	0.00	7.84	5.43
Bc11f	194.14	1113.58	324.63	11.30	-3.54
Bc12f	261.09	515.04	427.25	13.48	-5.03
Bc21f	193.18	198.77	315.84	11.54	-3.82
Bc22f	259.16	182.28	413.58	12.47	-2.10
Me120	202.91	163.87	134.48	9.60	-1.49
Me80	127.21	142.57	154.69	7.58	-2.49
Mc120	189.78	134.80	184.84	8.64	-1.05
Mc80	210.01	189.43	69.16	10.36	-1.96

cp + 2trav char + 2trot char

	n(t)	mt(t.m)	ml(t.m)	$\sigma(+)(t/m^2)$	$\sigma(-)(t/m^2)$
Allv	316.77	188.74	134.84	12.48	.19
Al2v	407.96	376.16	268.84	10.47	5.86
Bt1t	304.16	29.16	34.84	8.40	3.76
Bt2t	382.72	58.16	68.84	9.97	5.33
D	430.31	210.16	234.84	10.92	6.28
Bc11f	292.52	709.30	324.84	9.57	-3.87
Bc12f	359.46	451.04	648.84	13.91	-5.53
Bc21f	291.56	148.45	272.00	12.65	-1.00
Bc22f	357.53	131.95	541.00	10.58	.72
Me120	301.28	142.71	134.84	11.06	.98
Me80	278.29	121.40	154.84	10.09	1.03
Mc120	288.16	113.64	24.84	10.10	1.42
Mc80	297.80	168.27	15.84	11.61	.29

CONCLUSION

Dans cette présente étude, nous avons exposé le calcul automatique de la stabilité de l'infrastructure des ponts routiers et des ponts rails.

Le travail mené nous a permis, dans une large mesure, d'apprécier l'intérêt capital que présente l'outil informatique dans la domaine du génie civil.

En effet, le calcul automatique permet une reproductivité des résultats avec une assez bonne précision, en plus de la grande rapidité d'exécution.

La stabilité est la partie la plus délicate dans l'étude des appuis, car il est impossible de déterminer au préalable quel état de sollicitation sera le plus défavorable dans la justification de ces appuis.

Faute de réglementations en vigueur, spécifiques au calcul sismique des ponts, l'étude au seisme a été envisagée selon les règles parasismiques algériennes " R.P.A.88 ".

La répartition des contraintes dans le sol dépend de sa nature et de son environnement. En effet, plusieurs répartitions sont à envisager, selon les hypothèses admises quant au comportement du sol sous l'effet des charges appliquées. Cependant, la répartition linéaire des contraintes dans le sol, constituant une solution approchée et offrant une précision de même ordre que des théories plus élaborées, a été admise dans l'évaluation de ces contraintes.

En somme, notre travail pourra être éventuellement complété en y introduisant la partie ferrailage.

BIBLIOGRAPHIE

- Theorie de construction
 - S. TIMOSHENKO, D.H. YOUNG - Nouveau tirage (1961)
 - Librairie polytechnique BERANGER
- Génie Parasismique
 - DAVIDOVICI- Presse de l'Ecole Nationales des Ponts et Chaussées - (1985)
- Cours pratique de Mécanique des sols
 - G. SANGLERAT, J.COSTET - 2^{eme} édition - (1975)
- Calcul des fondations et des murs de soutènement
 - TENG. D.W.C - tracl par DUPAS. J.N. Eyrolles (1966)
- Methodes Numériques appliquées
 - GOURDIN,... M.BOUMAHRAT - (1989)
- Projet et construction des ponts
 - J.A.CALGARO, M. VIRLOGEUX: Presse de l'école Nationale des ponts et chaussées, (1988)
- FASCICULE 61 Titre II
 - Ministère des Travaux Publics Algérien - conception, calcul et épreuves des ponts routiers
- Documents du SETRA
 - Ministère de l'Urbanisme du logement et des transports
 - Direction des routes.
- BASIC Mohamed HANOU. la Maison du livre - (1988)
- Cours de ponts - M. ZOUKH - Ecole Nationale Polytechnique (1993)
- Cours de Mécanique des sols - M. BELKASMI - Ecole Nationale Polytechnique (1992)