

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CALCUL AUTOMATIQUE DE
PALPLANCHES PAR LA
METHODE
ELASTOPLASTIQUE

Propose par :

L.E.M.

Etudie par :

KAOUA . F
DJERROUD . M

Dirigé par :

Mr: ZEGHLACHE

PROMOTION : JUIN 86

"DEDICACES"

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je dedie ce modeste travail :

A

Ma mère symbole de devouement .

Mon père à qui je dois tout .

Ma famille et tous ceux qui me sont chers .

.FARID.

Je dedie ce modeste travail :

A

Ma mère symbole de devouement .

Mon père à qui je dois tout .

Ma famille et tous ceux qui me sont chers .

.MOURAD.

-REMERCIEMENTS-



Nous tenons à remercier notre promoteur M^r ZEGHLACHE d'avoir accepté de suivre notre travail.

Nous remercions les responsables du Laboratoire des études maritimes (L.E.M) de nous avoir proposé le présent sujet, en particulier M^r L'HOCINE .

Nous remercions également Messieurs :

- KORDJANI

- SELMANE

- OTHMANI

- BOUDOUMA .

de nous avoir fait profiter de leurs précieux conseils et pour l'aide qu'ils nous ont apporté .

Nos remerciements s'adressent à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Et tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la mise en forme de ce polycopie et en particulier M^r ABCHICHE .

SOMMAIRE



CHAP I

INTRODUCTION

CHAP II

PRESENTATION DE L'ORDRE RETENU POUR LES METHODES DE CALCUL

CHAP III

LE PROBLEME DE LA POUSSEE ET DE LA BUTEE

3.1 *Les états d'équilibre limite - Leur calcul.*

3.2 *Interaction contraintes - Déformations du sol.*

3.3 *Courbe des pressions unitaires en fonction des déplacements.*

3.4 *Module intervenant dans le calcul des poussées.*

CHAP IV

EVALUATION DES CONTRAINTES DE POUSSEE SUR LE RIDEAU

4.1 *La poussée en sol cohérent.*

4.2 *Influence de la rugosité de l'écran.*

4.3 *Milieu supportant une surcharge uniforme.*

4.4 *La superposition des strates.*

4.5 *L'influence de l'eau.*

CHAP V

METHODES DE CALCUL



5.1 Introduction.

5.2 Méthodes classiques.

5.3 Méthodes de calcul utilisant le module de réaction

5.4 Calcul basé sur un schéma elastoplastique elementaire.

CHAP VI

PROGRAMME DE CALCUL SUR ORDINATEUR

6.1 Objet du programme et hypotheses.

6.2 Reorganisation des couches par rapport à ZT

6.3 Détermination des efforts sur le rideau.

6.4 Calcul de la poussée totale sur le rideau.

6.5 Calcul par l'utilisation de matrices transfert.

INTRODUCTION

Les écrans plans de soutènement sont des ouvrages de génie civil dont la fonction essentielle est de constituer le support latéral des massifs de sol.

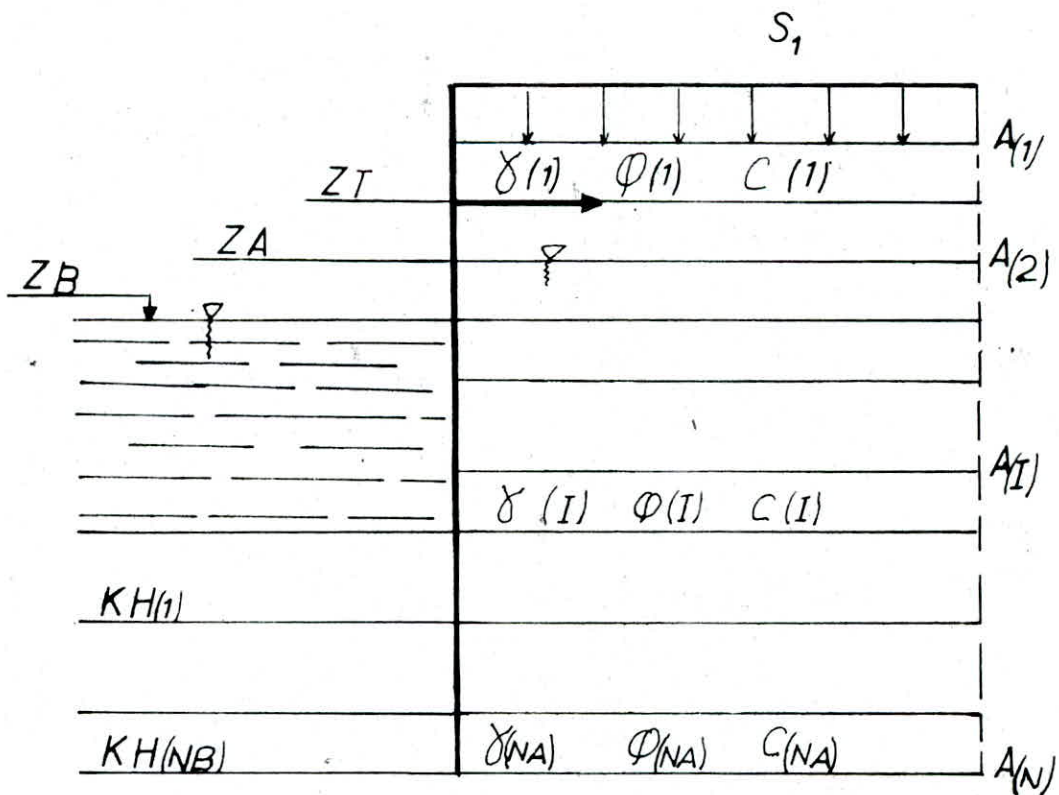
En génie maritime, les écrans plans de soutènement constituent principalement des quais et sont actuellement représentés par les écrans de palplanches, les parois moulées et les voiles en béton armé plus ou moins mince. Ils doivent être prévus pour fournir aux navires un dispositif d'appui et pour résister éventuellement à des efforts d'amarrage ; ils assurent d'autre part la liaison entre les navires d'une part, l'outillage et les installations portuaires d'autre part, et à ce titre, ils peuvent subir des surcharges diverses voies de grues et voies ferrées, parcs, hangar, routes.

Les rideaux plans de palplanches utilisent surtout les palplanches métalliques ; le type de palplanches utilisés est celui dit "à module" ou "inertie" résistant à des efforts de flexion. Les palplanches sont enfoncées dans le sol par battage et fichées ; elles s'appuient ainsi en pied sur le sol de gauche et elles peuvent être tenues en tête par des tirants métalliques qui reportent une partie des efforts de poussée du remblai à une certaine distance du rideau principal.

Le procédé de construction des palplanches est actuellement très perfectionné et les palplanches ont trouvé un champ d'application considérable dans les travaux portuaires.

L'étude que nous présentons a pour objectif l'automatisation du calcul de palplanches par la méthode elastoplastique, ces palplanches constituent des quais. Le massif du sol à soutenir est stratifié, constitué de N couches de caractéristiques géotechniques différentes. Cette étude consiste essentiellement en la détermination :

- des contraintes latérales sollicitant la palplanche.
- de l'effort d'ancrage.
- de la déformée de la palplanche.
- de l'effort tranchant.
- du moment fléchissant.



II. PRESENTATION DE L'ORDRE RETENU POUR LES METHODES DE CALCUL

Le calcul de la stabilité de ces ouvrages (palplanches) consiste à déterminer les réactions du sol et des ancrages ainsi que les suppressions d'eau sur le mur. Il est ensuite possible de vérifier la fiche de l'ancrage, les contraintes dans le mur et dans les tirants et d'apprécier quelle est la sécurité qui existe pour l'ancrage dans sa stabilité générale aussi bien que pour chacune de ses parties.

L'interaction entre le sol et l'écran est d'une très grande complexité : elle est fonction des déplacements d'ensemble et différentiels du mur, donc aussi de sa plus ou moins grande rigidité ; elle est aussi fonction des caractéristiques géotechniques intrinsèques et de la compacité des sols qui varient en fait en chaque point et en fonction même des contraintes auxquelles ils sont soumis.

Pour qu'un calcul d'écran de soutènement puisse aboutir il est nécessaire de faire certaines hypothèses, d'essayer d'appréhender les caractéristiques physiques des sols, d'apprécier le phénomène, nous verrons ultérieurement de quelles façons on peut aborder le problème de la poussée et de la butée.

De la façon dont on aura pu l'aborder, découleront les méthodes de calcul. Nous examinerons les méthodes de calcul classique et les méthodes de calcul tenant compte des déplacements de l'écran.

La connaissance des actions qu'exerce un massif de sol sur une structure telle qu'un écran est relativement mal-aisée en raison même de sa complexité et de l'état hautement hyperstatique de l'équilibre sol-écran.

Dès que l'on essaie de chiffrer les actions de poussée des terres, on est nécessairement amené à faire des hypothèses simplificatrices importantes : dans la plupart des méthodes de calcul actuelles, on suppose le sol homogène et isotrope ; il semble raisonnable de l'admettre homogène au moins sur une certaine hauteur pour un nombre fini de strates ; il est par contre plus difficile de l'admettre isotrope : on sait par exemple que les perméabilités horizontale et verticale d'un sol "homogène" sont très différentes.

III. LE PROBLEME DE LA POUSSEE ET DE LA BUTEE

3.1 Les etats d'équilibre limite - Leur calcul

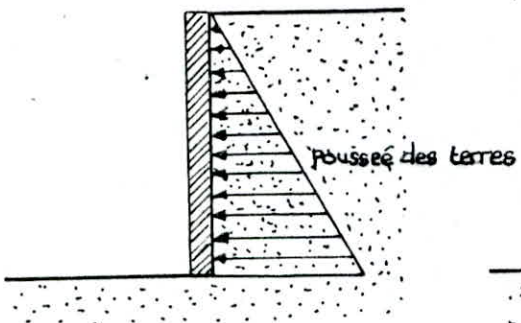
La simplification fondamentale qui a été faite, successivement, par COULOMB, RANKINE et BOUSSINESQ est d'admettre que le sol est arrivé à l'état ultime d'équilibre qu'on obtient pour un écran relativement rigide par déplacement vers le massif ou par éloignement du massif.

Experimentalement, on montre que l'on tend soit vers la poussée passive (ou butée) (valeur maximum) ou vers la poussée active (valeur minimum)

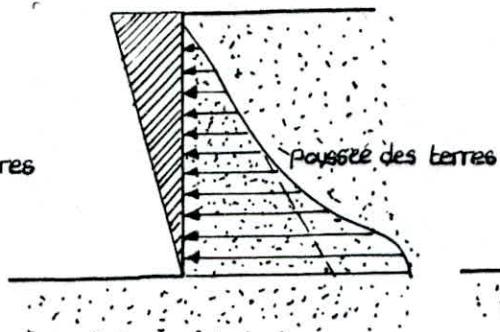
Il faut évidemment que les déplacements suffisants existent pour constater ces phénomènes. Les déformations que doit subir le mur doivent être fonction des qualités du sol, mais, à notre connaissance, relativement peu d'études complètes ont été faites à ce sujet.

3.2 Interaction contraintes - Déformations du sol

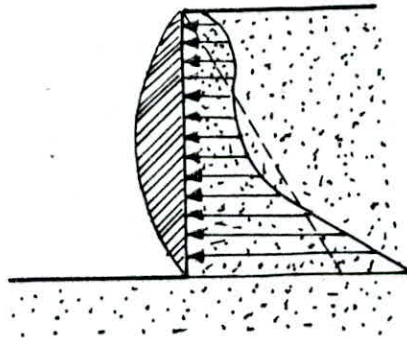
Le calcul des états d'équilibre limite exposé précédemment n'est valable que pour un écran rigide se déplaçant parallèlement à lui-même. Pour une surface de terre-plein plane, la poussée est trapézoïdale. Si l'on imagine un déplacement d'un mur rigide autour des arêtes supérieures ou inférieures, la résultante garde sensiblement la même valeur, mais la position de cette résultante ainsi que la distribution des pressions unitaires change (Fig 2) lorsqu'il s'agit d'un écran relativement flexible, le phénomène s'accroît encore.



Déplacement horizontal



Déplacement autour d'une charnière

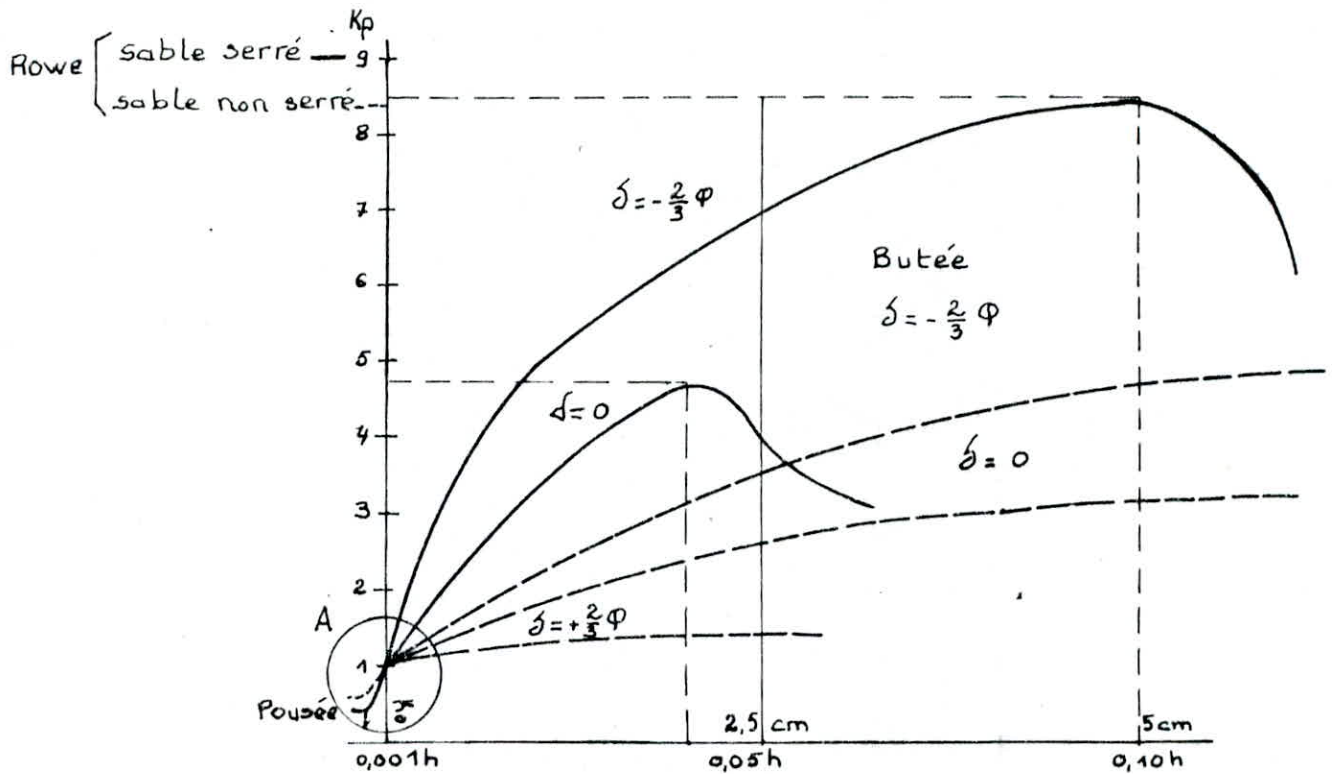


Ecran flexible

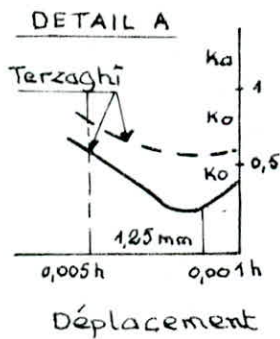
Contraintes et déformations

(Fig 2)

Lorsque l'écran se déplace, il existe des valeurs de k comprises entre K_0 et K_p d'une part et K_a et K_0 d'autre part. Par exemple, ROWE et TERZAGHI ont obtenu des courbes d'essais sur modèle réduit (Fig. 3).

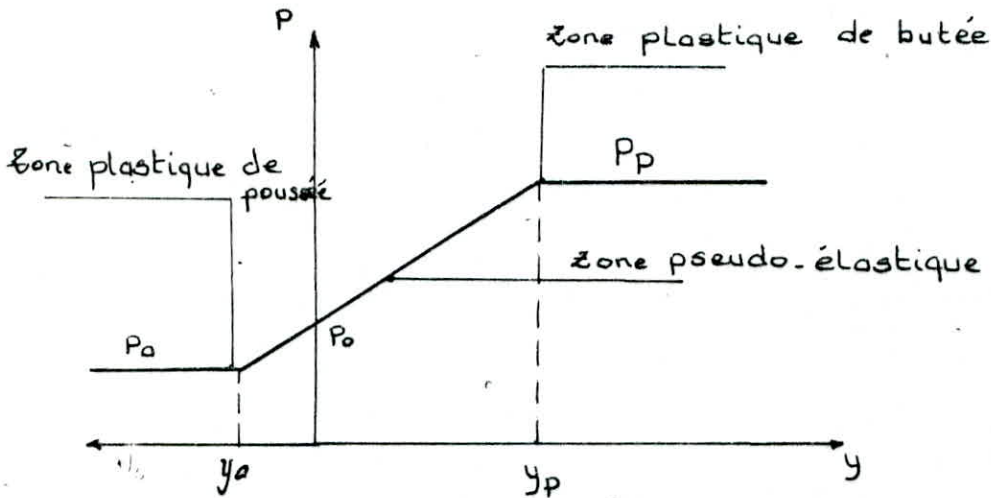


DEPLACEMENT DE L'ECRAN: Fig 3



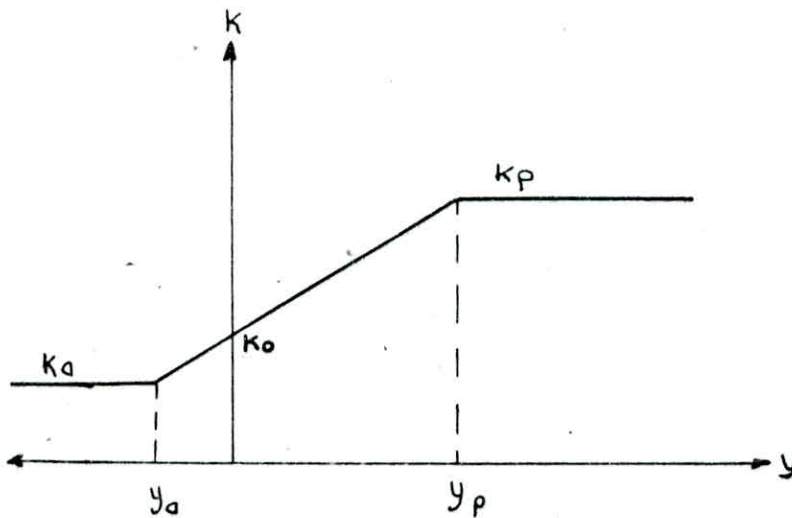
mobilisation de la poussée et de la butée par translation de l'écran.

3.3 Courbe des pressions unitaires en fonction des déplacements



(Fig.4)

On voit évidemment apparaître sur cette courbe les valeurs limites de la poussée ici représentée par sa dérivée k ; k_a est la pression active limite, k_0 la pression au repos; k_p la valeur passive limite. Entre la valeur k_0 et les valeurs limites, on distingue des phases élastiques, plastiques, pseudo-élastique.

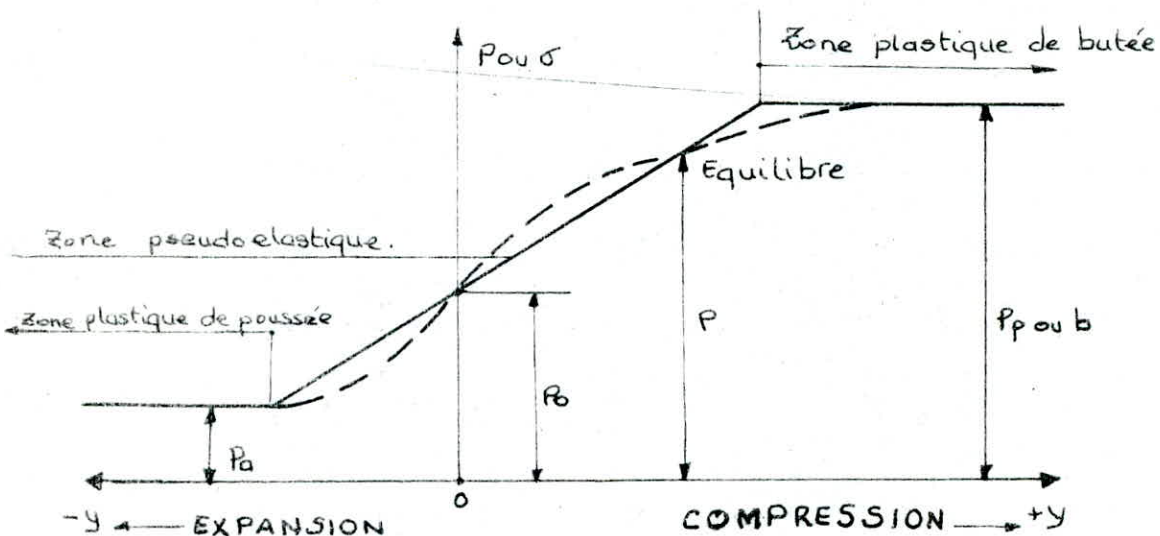


(Fig.4')

3.4. Module intervenant dans le calcul des poussees

Les courbes tirees de l'experience que nous avons presentee en 3-3 n'ont pas d'expression mathematique precise. Quand bien meme elles en auraient, elles rendraient pratiquement impossible le calcul d'un ecran plan de soutenerment, et en tout etat de cause, compte-tenu de nos connaissances actuelles et de la dispersion de ces courbes pour des points identiques, la difficile resolution ne pourrait donner qu'une precision de calcul illusoire.

Nous devons simplifier ces courbes en des segments de droite consecutifs (fig 5) dont le nombre peut se reduire a trois: deux horizontaux correspondant aux etats plastiques et un autre incline passant par une force ou contrainte "au repos"



(Fig. 5)

Module de réaction du sol

Le module de réaction est défini comme la pente du segment incliné de la fig. 5. Dans le cas le plus fréquent d'un écran vertical, c'est un module de compressibilité horizontale du sol. Il est habituellement désigné par K_H en France et par W , E_s ou k_s dans les pays étrangers.

Ce module est un module pseudo-élastique qui peut être défini comme :

$$K_H = \frac{P - P_0}{y} \quad P_0 \leq P \leq P_p$$

De nombreuses recherches ont été faites pour déterminer K_H pour des sols variés, et l'on peut actuellement obtenir des valeurs rationnelles de ce module.

En tout cas, comme le note TERZAGHI, il est suffisant dans un but pratique de ne connaître que l'ordre de grandeur du module de sol: "Les erreurs dans l'évaluation des contraintes... dues à une erreur de $\pm 50\%$ dans l'évaluation de K_s (module de réaction) sont négligeables. Les difficultés viennent du calcul des contraintes.

La façon la plus commode d'obtenir la valeur du module de réaction est d'utiliser la méthode pressiométrique.

M. MENARD a rattaché ce module K_H au module de déformation E du terrain.

$$\frac{1}{K_H} = \frac{1}{E} \left[\alpha \frac{a}{2} + 13 (0,092a)^\alpha \right]$$

où α est un coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol, a est une hauteur équivalente égale aux $\frac{2}{3}$ de la fiche h du rideau, et E la moyenne arithmétique des modules pressiométriques mesurés jusqu'aux $\frac{2}{3}$ de la fiche. M. MENARD a publié des courbes où l'on peut lire directement la valeur de K_H .

M. MENARD considère que le module de réaction doit être pris constant, car le remaniement que subit un sol modifie tellement la valeur de K_H que seule une valeur moyenne reste significative. D'autres auteurs considèrent des répartitions théoriques trapézoïdales ou paraboliques.

La valeur du module qu'a par exemple défini M. MENARD est en fait mesurée pour la compression, c'est-à-dire pour des phénomènes de butée ou de contre-butée. Plusieurs possibilités existent pour définir le point de développement de la pression active.

IV. EVALUATION DES CONTRAINTES DE POUSSEE SUR RIDEAU

4.1. La pousse en sol cohérent

Les sols sont caractérisés principalement par l'angle de frottement interne et la cohésion qui sont des caractéristiques mécaniques, ainsi que par le pourcentage de vides, la compacité, la teneur en eau et le poids spécifique qui sont des caractéristiques physiques.

La cohésion est définie par la caractéristique c qui introduite dans la loi de COULOMB donne $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$.

Aussi RANKINE et COULOMB aboutissent au même résultat quand à la valeur de la poussée sur l'écran dans le cas d'un massif homogène horizontal.

$$P = \frac{1}{2} \delta h^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c h \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

δ = densité du matériau.

h = hauteur du rideau.

φ = angle de frottement des terres.

La pression unitaire vaut :

$$P_0 = \delta \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Le coefficient de poussée vaut :

$$K_0 = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

4.2. Influence de la rugosité de l'écran

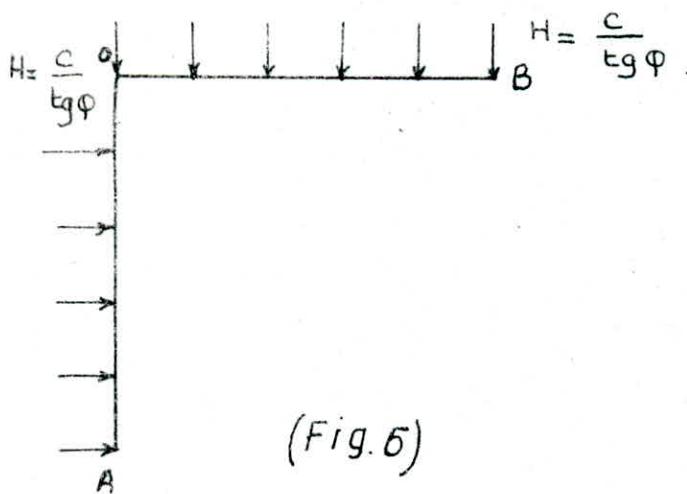
Les massifs sont souvent limités par les écrans dont la rugosité joue un rôle important.

Le long d'un mur de soutènement, l'obliquité δ des contraintes sur l'écran est une donnée mécanique qui dépend du frottement des terres sur l'écran.

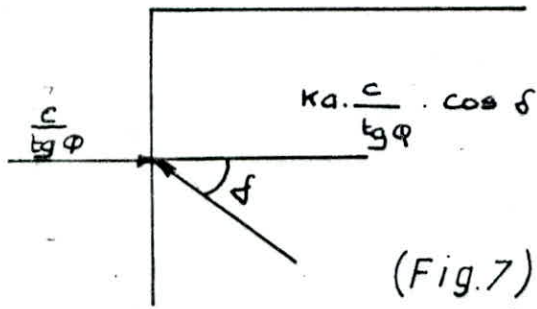
On prendra pour notre étude : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$.

Dans notre cas la cohésion est prise en compte par l'application du théorème des états correspondants qui permet de réduire l'étude d'un sol cohérent à celui d'un milieu pulvérulent soumis sur son contour à une pression isotrope $H = \frac{c}{\text{tg} \varphi}$.

On est ramené au problème d'un sol pulvérulent chargé uniformément.



(Fig. 5)



L'écran sera soumis à deux actions :

- une action directe correspondant à la pression $\frac{c}{\text{tg} \varphi}$ sur OA
- Une action indirecte qui est l'action de la surcharge sur OB.

La poussée due à cette surcharge est égale à :

$$K_a \cdot \frac{c}{\text{tg} \varphi}$$

L'influence de la cohésion correspond à la somme géométrique de ces deux contraintes.

La contrainte résultante due à la cohésion est égale à :

$$\frac{c}{\text{tg} \varphi} (1 - K_a \cos \delta)$$

4.3. Milieu supportant une surcharge uniforme

Pour déterminer l'influence de la surcharge on fait l'hypothèse que le milieu est non pesant et on applique le principe de la superposition des états d'équilibre, la surcharge donne une pression

de poussée supplémentaire égale à : $Kq \cdot q$

q : surcharge uniforme.

Kq : coefficient de poussée relatif aux surcharges.

$$Kq = \frac{K_a}{\cos(\alpha - \beta)}$$

β : inclinaison du talus.

α : inclinaison du mur.

4.4. La superposition des strates

Les paragraphes précédents ont toujours considéré un sol unique, homogène et isotrope au moins pour les caractéristiques de rupture. Il est cependant très rare de n'avoir affaire qu'à un sol d'une seule strate. La vaste plaine alluviale sur laquelle est construit le port de BEJAIA présente, par exemple, un grand nombre de strates.

On considère, dans ce cas, que les strates sont indépendantes les unes des autres, c'est-à-dire que la poussée donnée par une strate i est égale à la poussée de cette seule strate majorée par la poussée due à la surcharge que constituent les strates situées au-dessus.

Le rapport des contraintes horizontales et verticales ne dépend alors que des seules caractéristiques de la strate considérée. La courbe de poussée présente donc des discontinuités théoriques.

On considère généralement un coefficient de poussée inférieure dû au poids propre et un autre coefficient dû aux surcharges; ces deux coefficients sont très voisins. Compte-tenu des approximations qui sont faites dans le calcul présent, il devient parfaitement illusoire de considérer des valeurs différentes pour ces coefficients, on ne retient alors que celle du premier.

4.5. L'influence de l'eau

L'influence de l'eau sur un écran de soutènement peut être dans certains cas aussi importante que celle des terres seules.

On peut distinguer des effets statiques et des effets dynamiques.

Lorsqu'il y a présence dans un massif de sol d'une nappe au repos, la pression qui s'exerce sur un écran est la résultante de la pression hydrostatique et de la pression des terres déjaugées.

V METHODES DE CALCUL

5.1. Introduction

On dispose d'une gamme très étendue de méthodes de calcul allant des méthodes dites "classiques" en usage depuis plus de 40 ans, basées sur des hypothèses assez rudimentaires, aux méthodes beaucoup plus sophistiquées nécessitant des calculs extrêmement longs qui ne peuvent être effectués que sur ordinateur. Parmi ces dernières, on citera les méthodes utilisant le module de réaction qui ont connu un développement considérable au cours des dernières années et le calcul en déplacement utilisant la méthode des éléments finis. Mais le domaine optimal d'utilisation de certaines de ces méthodes, voire leur domaine de validité, peut être très limité et l'emploi d'une méthode inadaptée peut conduire à des ouvrages déficients, soit au plan de la sécurité, soit au plan de l'économie (c'est-à-dire à des ouvrages surdimensionnés). En outre, il arrive fréquemment qu'une méthode convenant bien au cas traité soit utilisée sans que des données particulières du problème telles que les conditions hydrauliques, les paramètres de comportement du sol etc... soient prises en compte de façon suffisamment réaliste.

5.2. Methodes classiques

Les méthodes classiques sont basées sur des hypothèses tenant compte de schémas de comportement du rideau très simplifiés. En particulier, toutes ces méthodes admettent que les contraintes exercées par le sol sur le rideau sont les contraintes calculées à partir des théories classiques de poussée et de butée. Les seuls paramètres géotechniques nécessaires à leur application sont donc le poids spécifique et les paramètres de résistance au cisaillement du sol.

Parmi ces méthodes, on en cite :

- La méthode de ROWE (1952).
- La méthode de La Ligne élastique.
- La méthode de BLUM (poutre équivalente)

5.3. Methodes de calcul utilisant le module de réaction

Les déplacements du rideau nécessaires à la mobilisation des contraintes limites n'étant pas négligeables, surtout en ce qui concerne la butée, la distribution de la pression des terres peut être très différente de celle admise dans les méthodes précédentes, principalement dans la partie en fiche. Aussi une meilleure estimation de cette distribution implique-t-elle la prise en compte du comportement du sol avant la rupture.

Dans cette optique, de nombreux auteurs ont appliqué le concept de module de réaction au calcul des rideaux de palplanches.

5.31. Méthodes élastiques

Ces méthodes, qui ont commencé à se développer à partir du début des années 1950, considèrent le rideau comme une poutre s'appuyant à sa partie inférieure sur une fondation élastique constituée par le sol situé au-dessous du fond de fouille dont le comportement est reflété par le module de réaction. Le sol dans la partie hors fiche est supposé en équilibre limite de poussée.

Parmi ces méthodes nous citerons :

- Méthode de ROWE (1955)
- Méthode de Menard - Bourdon et Gambin (1965 - 1968).

5.32. Méthodes elastoplastiques

Un calcul basé uniquement sur un comportement élastique du sol présente l'inconvénient de n'imposer aucune limite aux contraintes de butée qui se développent dans la partie en fiche et, par la même, de conduire fréquemment à un dimensionnement trop optimiste de l'ouvrage. La nécessité de pallier cette lacune du calcul élastique s'est traduite vers la fin des années 1960, par la mise au point de méthodes elastoplastiques dans lesquelles des bornes tenant compte du domaine réel de variation de la pression des terres sont imposées aux contraintes élastiques.

5.4. Calcul basé sur un schéma elastoplastique elementaire

Le schéma de comportement elastoplastique le plus simple est basé sur les hypothèses suivantes :

- La pression p du sol en un point de l'écran varie linéairement avec le déplacement y à l'intérieur du "domaine elastique". Celui-ci est borné par les valeurs y_a et y_p de y correspondant respectivement à la mobilisation des contraintes limites de poussée et de butée ayant pour composantes horizontales P_a et P_p (Fig 21). La pente du diagramme est le module de réaction k_h au point considéré et, à l'intérieur du domaine elastique, la pression de contact est définie par la relation :

$$P = P_0 + k_h y$$

P_0 étant la pression horizontale du sol au repos définie en valeur effective par le coefficient k_0 .

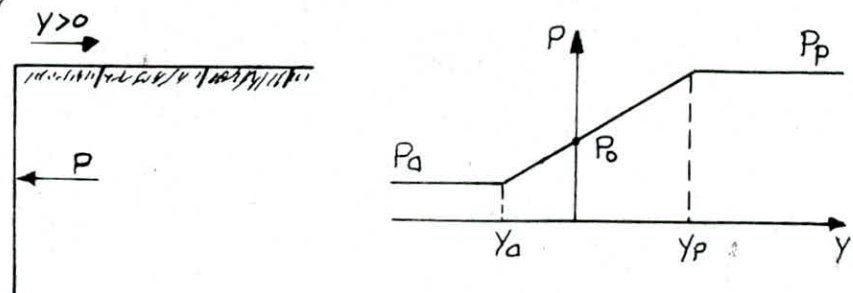


Fig 21 - Schéma elastoplastique pression-déplacement

A l'extérieur du domaine elastique, la pression p est indépendante de y et égale à l'une des valeurs limites P_a et P_p suivant le sens du déplacement.

La déformée $y(z)$ du rideau est solution de l'équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} = P(y, z)$$

avec $p(y, z) = P_i(y, z)$ dans la partie hors fiche
et $p(y, z) = P_i(y, z) - P_e(y, z)$ dans la partie en fiche
 P_i et P_e étant les pressions de contact appliquées
respectivement à l'amont et à l'aval du rideau.

Les variations de P_i et de P_e en fonction de y en un point
de côte z sont représentées figure 9 dans le cas d'un sol pul-
vérulent sec (k_{hi} et k_{he} sont respectivement les valeurs du
module de réaction sur les faces internes et externes au point
considéré).

Les conditions aux limites du problème sont :

- Les valeurs du moment fléchissant et de l'effort tranchant
aux extrémités du rideau. Le moment fléchissant et l'effort
tranchant en pied sont nuls (équilibre du rideau), les valeurs
en tête peuvent ne pas être nulles (rideau encastré en tête
dans le cas d'un mur de quai danois, effort d'amarrage en
tête d'un mur de quai, etc...)

- La valeur du déplacement du point d'ancrage comme fixe ($y_a = 0$).
Dans ce cas, on admet fréquemment que la poussée limite est
mobilisée dans la partie hors fiche et que la pression des
terres n'est liée au déplacement par une loi élastoplastique
que dans la partie en fiche. Ces hypothèses reflètent bien le
comportement d'un rideau ancré par tirants passifs ; soit
on tient compte d'une relation linéaire du type $T = T_0 + a y_a$
entre la réaction d'ancrage et le déplacement de la tête du

tirant ; le terme T_0 correspondant à la force de precontrainte par mètre de longueur de rideau lorsque celui-ci est étayé par des tirants ou des butons precontraints.

La longueur de fiche est une donnée du problème (pour des écrans ne comportant qu'une nappe de tirants, elle est généralement déterminée à partir d'un calcul en butée simple). Les calculs elastoplastiques sont effectués par des méthodes numériques, la procédure adoptée étant généralement la suivante :

- Calcul de la déformée du rideau correspondant à un diagramme initial de pression des terres arbitrairement choisi (par exemple, le diagramme de pression des terres au repos), le comportement du sol étant supposé purement linéaire (calcul élastique).
- détermination à partir de la loi elastoplastique du diagramme de pression des terres correspondant aux déplacements calculés.
- Calcul élastique de la déformée du rideau correspondant au nouveau diagramme de pression des terres et ainsi de suite jusqu'à convergence.

De nombreux programmes de calcul elastoplastique des rideaux sont basés sur le schéma contraintes - déplacements représenté figure 8. Ils peuvent tenir compte de valeurs

du module réaction constantes sur toute la hauteur d'une couche ou variant linéairement avec la profondeur. Ils offrent la possibilité d'imposer au niveau d'ancrage un ou plusieurs types de conditions aux limites.

Cependant, ces programmes ne permettent pas de tenir compte des phases intermédiaires de travaux qui ont une influence sur le comportement de l'ouvrage en phase définitive. Ceci résulte du schéma de comportement du sol qui ne tient pas compte de l'irréversibilité des déformations à l'état plastique (hysteresis du sol).

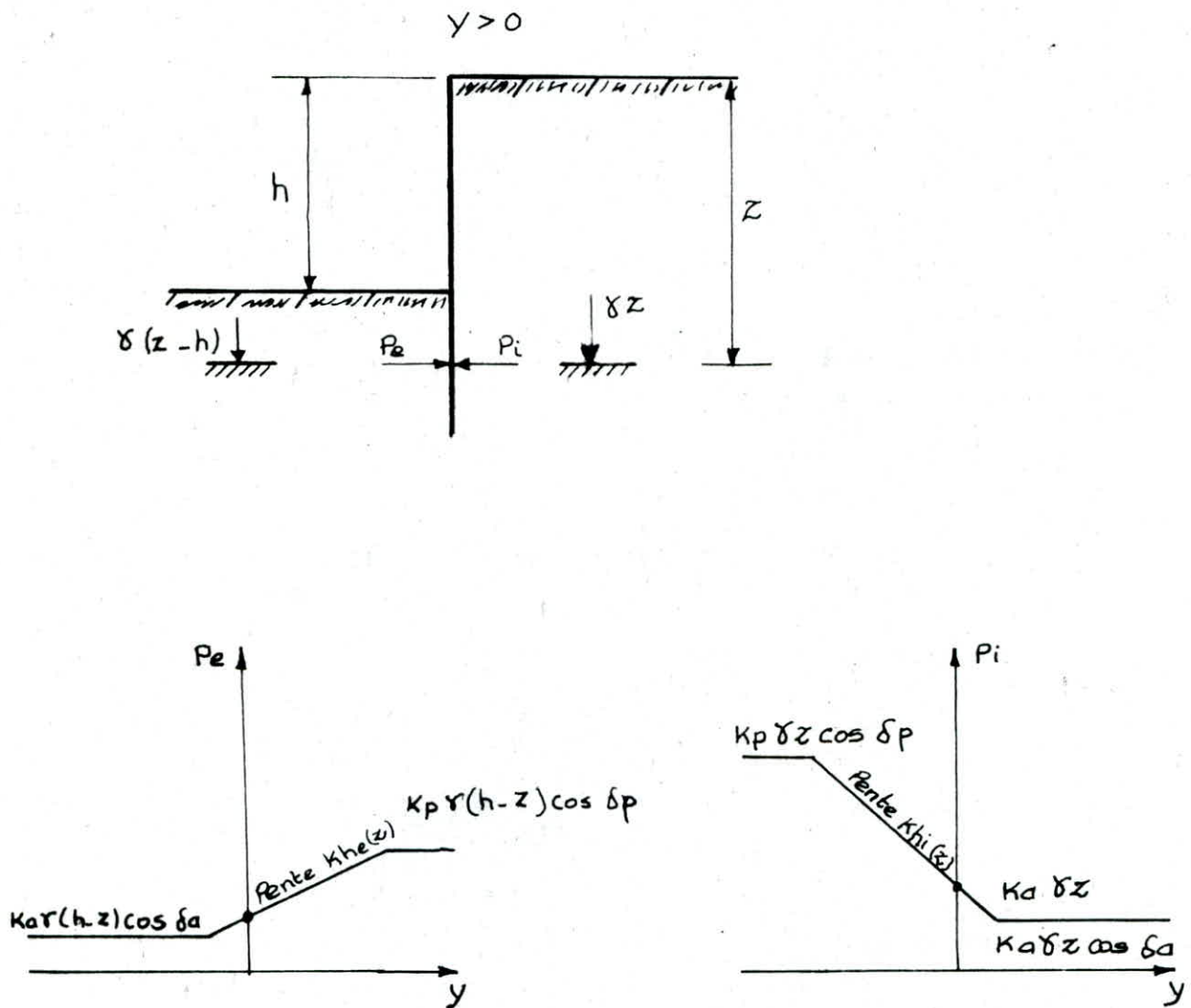


Fig. 9. Relations entre le déplacement et la pression de contact le long des faces d'un rideau fiché dans un sol pulvérulent sec.

SCHEMA DE CALCUL ELASTOPLASTIQUE

Depart

Lire Les données d'entrée pour
La structure et le sol

Hypotheses d'INITIALISATIONS
pour la resistance du sol

Calcul de la déformée de
la structure.

Ajuster Les hypotheses
de resistance du sol

Precision
suffisante?

NON

oui

Imprimer les resultats
desirés = fleches, pentes, Moments, tranchants

FIN

VI PROGRAMME DE CALCUL SUR ORDINATEUR

6.1 - Objet du programme et hypotheses

a - Le programme permet de calculer les deux cas de rideaux de palplanches :

- Rideau ancré
- Rideau non ancré.

b - hypotheses :

- * Le rideau est supposé parfaitement vertical et d'inertie constante.
- * Le talus est horizontal.
- * Le sol est stratifié en couches homogènes horizontales.
- * Les couches sous le bassin ont des limites qui coïncident avec les limites des couches remblai.

c - Données du problème :

1. côté amont

- Le nombre de couches amont, NA .

- pour chaque couche I :

- * l'angle de frottement. $\varphi(I)$
- * Le poids volumique $\gamma(I)$
- * la cohésion $c(I)$.
- * Le coefficient de poussée $K_A(I)$.

- Les cotes de chaque couche qui représentent les limites supérieures des strates, et sont déterminées en prenant comme origine des cotes la ligne horizontale du remblai A(I)
- La cote du tirant ; Z_T .

2. Côte oval.

- Le nombre de couches ; NB
- Le coefficient de réaction du sol pour chaque couche $KH(I)$

3. Données supplémentaires :

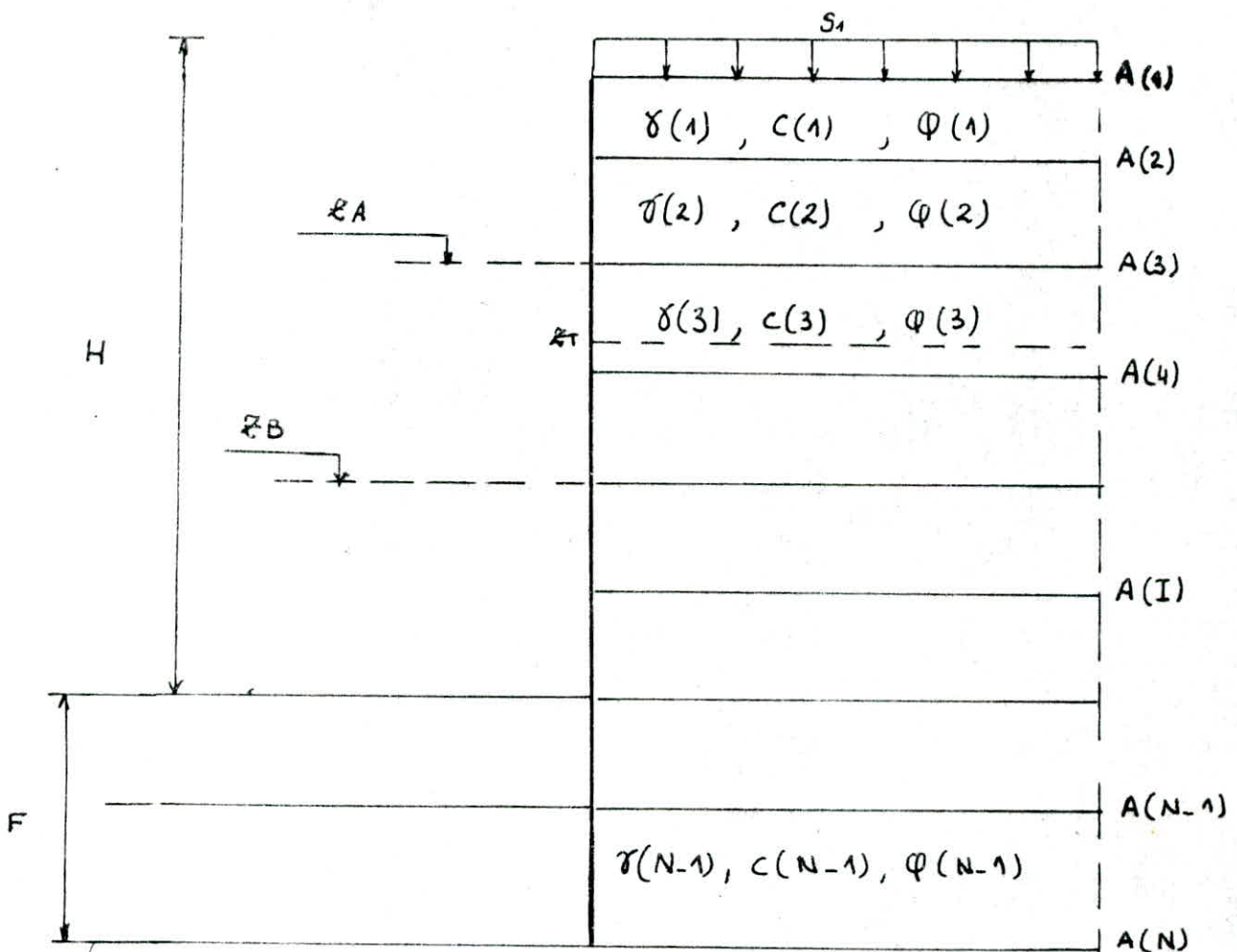
- Le rapport (ν/ϕ)
- La cote du fond de feuille ; H
- la valeur de la fiche f.
- la valeur de la surcharge uniformément répartie sur le terre-plein ; S_1 .
- la cote du niveau d'eau en amont ; Z_A .
- la cote du niveau d'eau en aval ; Z_B .
- la rigidité du rideau ; EI
- le pas de calcul ; PAS.
- la précision du calcul ; ϕ .

6.2. Réorganisation des couches par rapport à Z_T

Dans le cas où Z_T est comprise entre les deux côtes $A(I)$ et $A(I+1)$ delimitants la couche (I), alors Z_T est prise comme côte supplémentaire et prendra l'indice $(I+1)$, c'est-à-dire que la couche (I) sera divisée en deux couches de même caractéristiques.

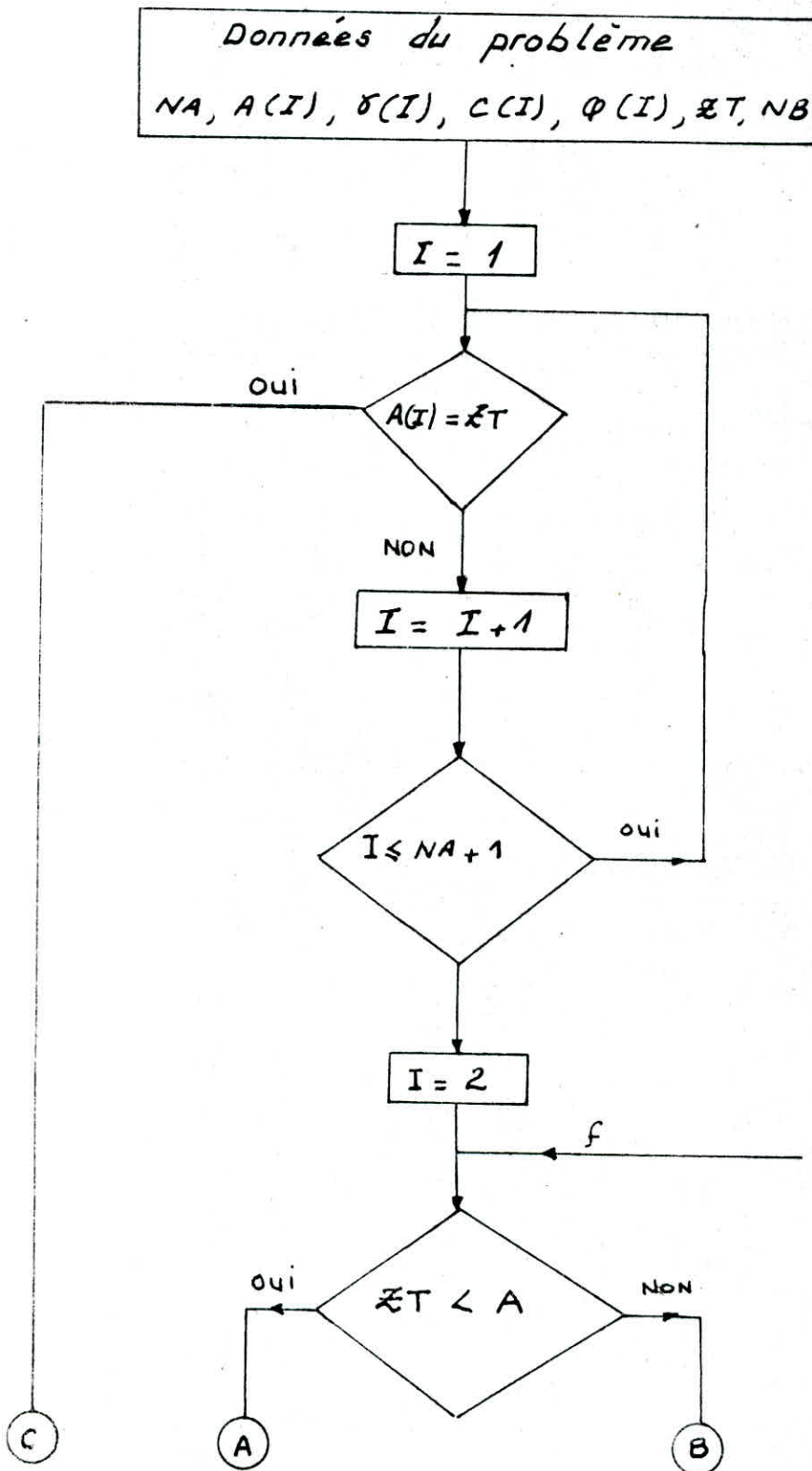
Tous les indices qui viennent après $(I+1)$ seront augmentés d'une unité (de même que pour les paramètres physiques et géotechniques).

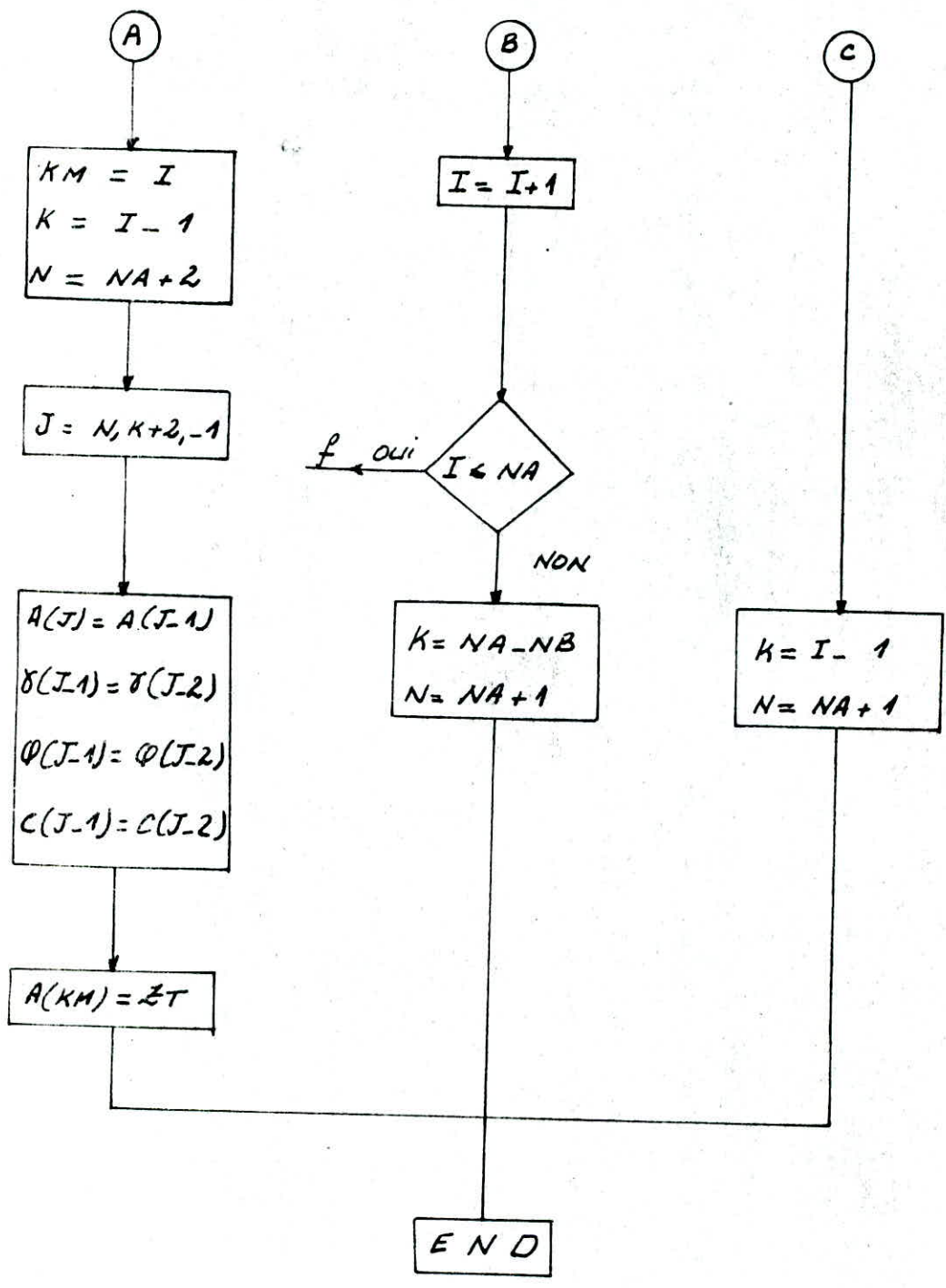
Voir organigramme correspondant.



ORGANIGRAMME

Reorganisation des couches par rapport à ZT





6.3. DETERMINATION DES EFFORTS SUR LE RIDEAU

6.3.1 - Calcul des poussées des terres et de la surcharge

Les poussées des terres sont calculées au niveau de chaque côte
A chaque côte (I) on a une pression à gauche qui correspond
à la couche (I-1) et une pression à droite qui correspond à
la couche (I).

Pour chaque couche (I) correspond une pression à droite
notée $RD(I)$ et une pression à gauche notée $RG(I+1)$.

(voir schéma 2).

Ces deux pressions sont reliées par la relation:

$$RG(I+1) = RD(I) + KA(I) \cdot \delta(I) \cdot [A(I+1) - A(I)] \cdot \cos[\varphi(I)].$$

Avec :

$KA(I) \cdot \delta(I) \cdot [A(I+1) - A(I)] \cdot \cos \varphi(I)$: la poussée due au
poids propre de la couche (I).

$RD(I)$ qui est la superposition des trois effets
suivants :

a. l'action de la surcharge S_1 :

$$KA(I) \cdot S_1 \cdot \cos[\varphi(I)].$$

b. l'action des couches supérieures qui sont supposées
agir comme une surcharge :

$$KA(I) \cdot \cos \delta(I) \left[\sum_{J=2}^I \delta(J-1) [A(J) - A(J-1)] \right]$$

c. L'action de la cohésion :

$$\frac{C(I)}{\lg(\varphi(I))} \left[KA(I) \cdot \cos(\delta(I)) - 1 \right]$$

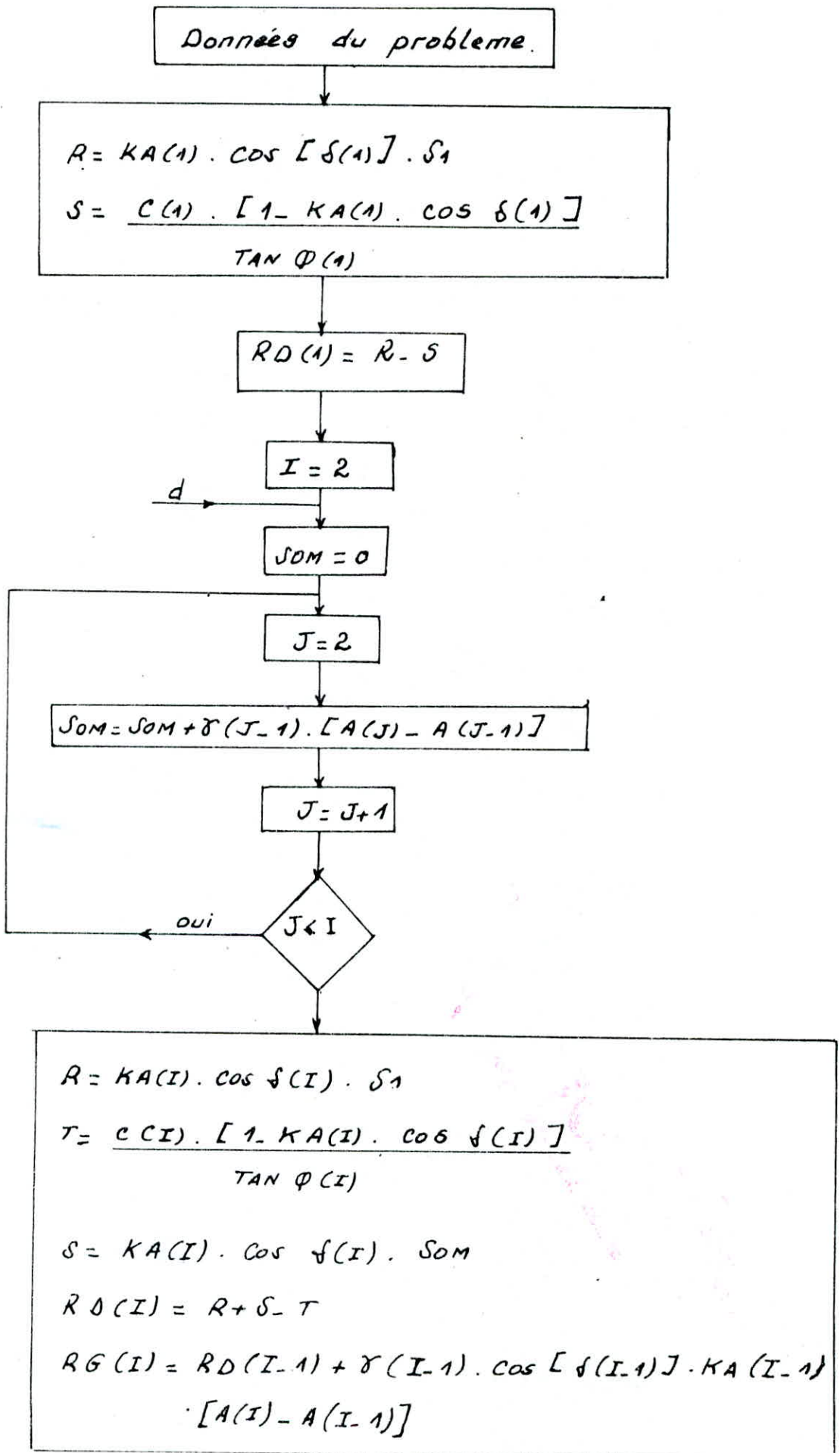
d'où :

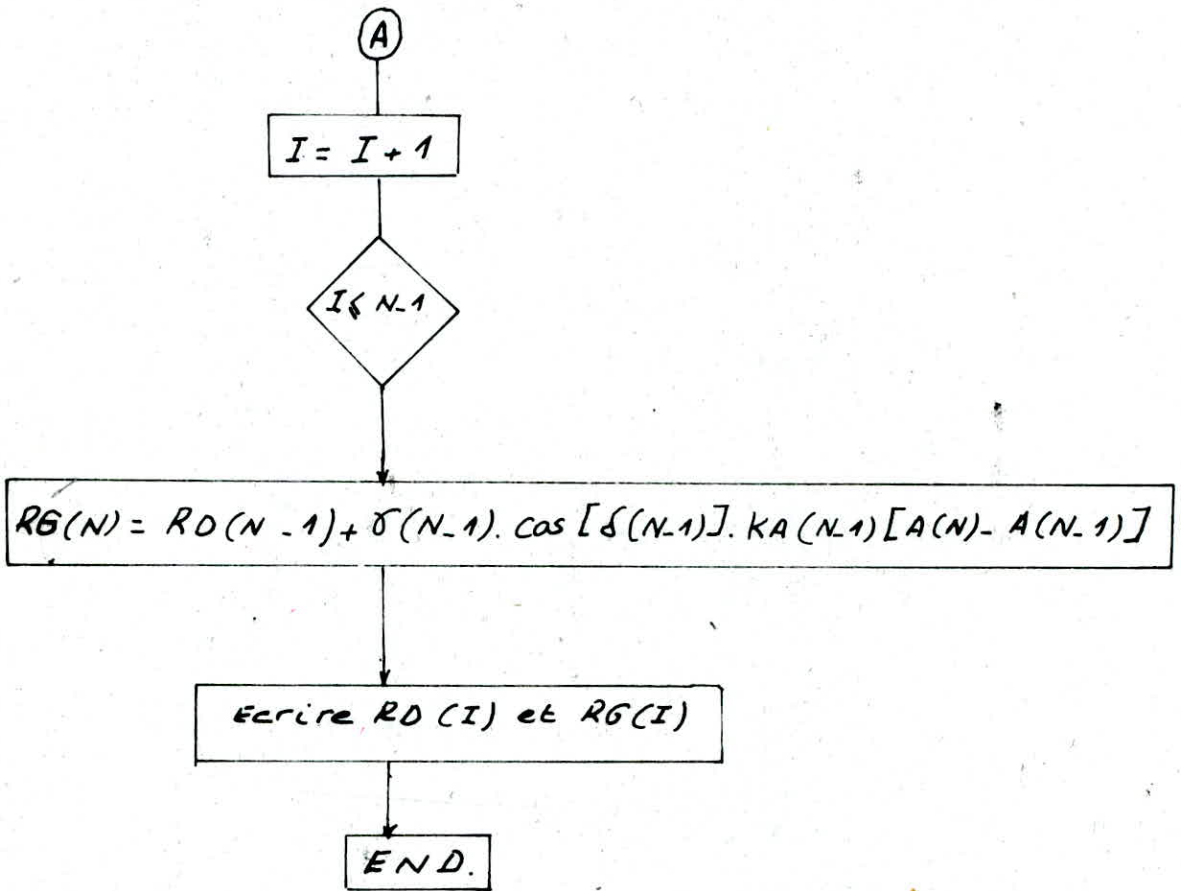
$$R_0(I) = KA(I) \cdot S_1 \cdot \cos \delta(I) + KA(I) \cdot \cos \delta(I) \left[\sum_{J=2}^I \delta(J-1) [A(J) - A(J-1)] \right]$$

$$+ \frac{C(I)}{\lg[\varphi(I)]} \left[KA(I) \cos(\delta(I)) - 1 \right]$$

ORGANIGRAMME

Calcul des poussées des terres et de la surcharge





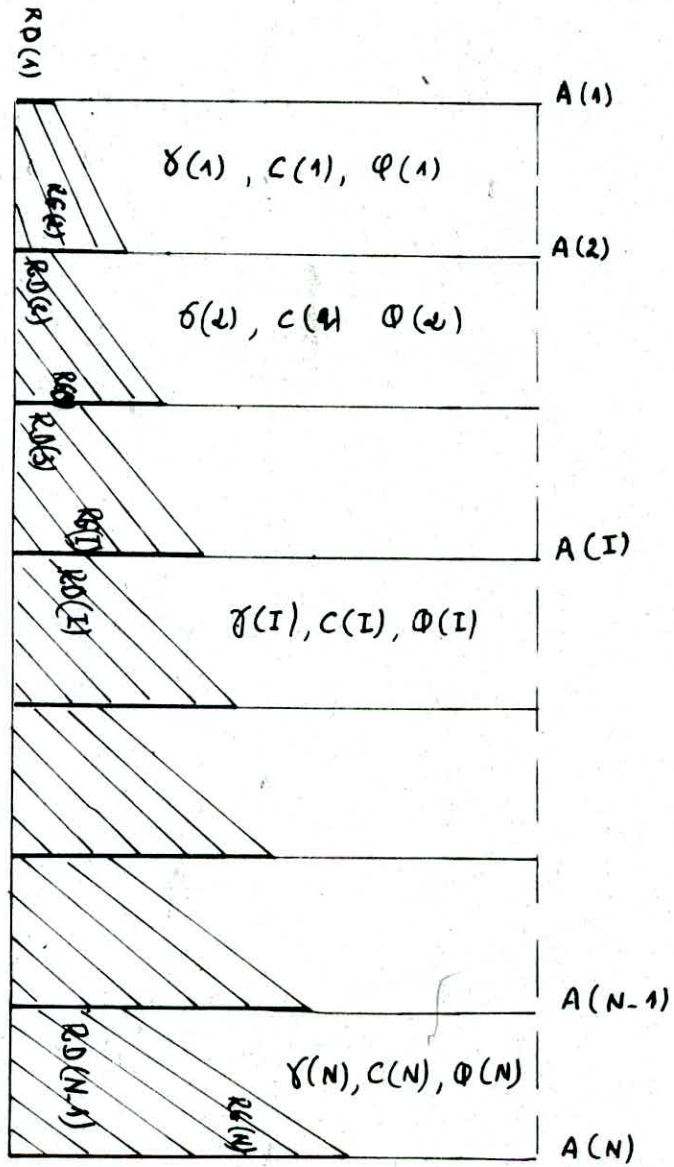


Diagramme de poussées des terres et de la surcharge.

- Schema 2 -

6.3.2 Calcul de la poussée hydrostatique

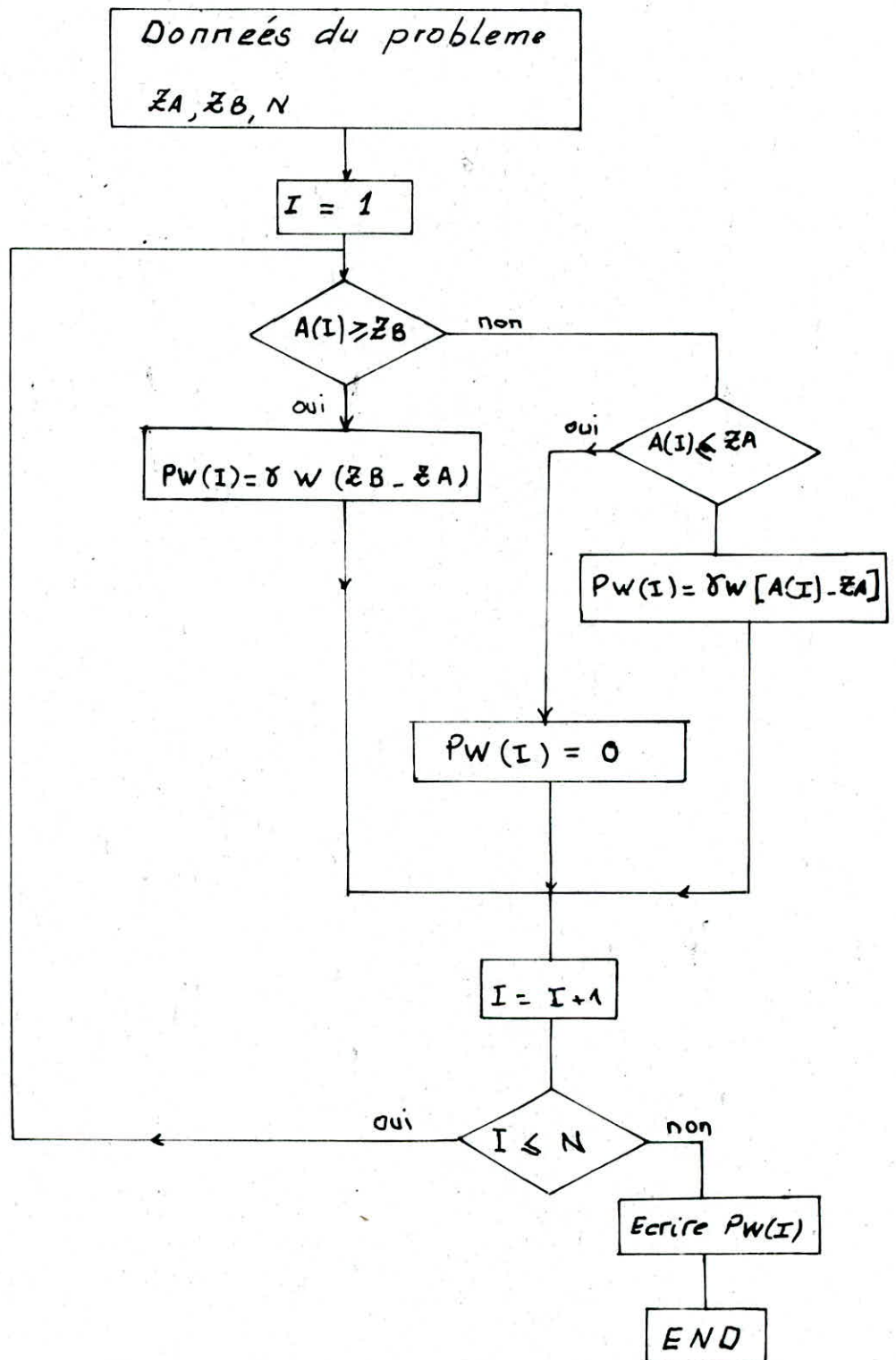
Le rideau étant soumis d'une part à l'effet de la nappe phréatique dans le remblai au niveau Z_A et d'autre part à l'effet d'eau dans le bassin au niveau Z_B ($Z_B > Z_A$), la poussée hydrostatique varie linéairement entre Z_A et Z_B , puis au delà de Z_B , elle reste constante jusqu'au niveau du substratum.

L'organigramme suivant nous permet de calculer la pression hydrostatique au niveau de chaque côte.

ORGANIGRAMME

1.

Calcul des pressions hydrostatiques



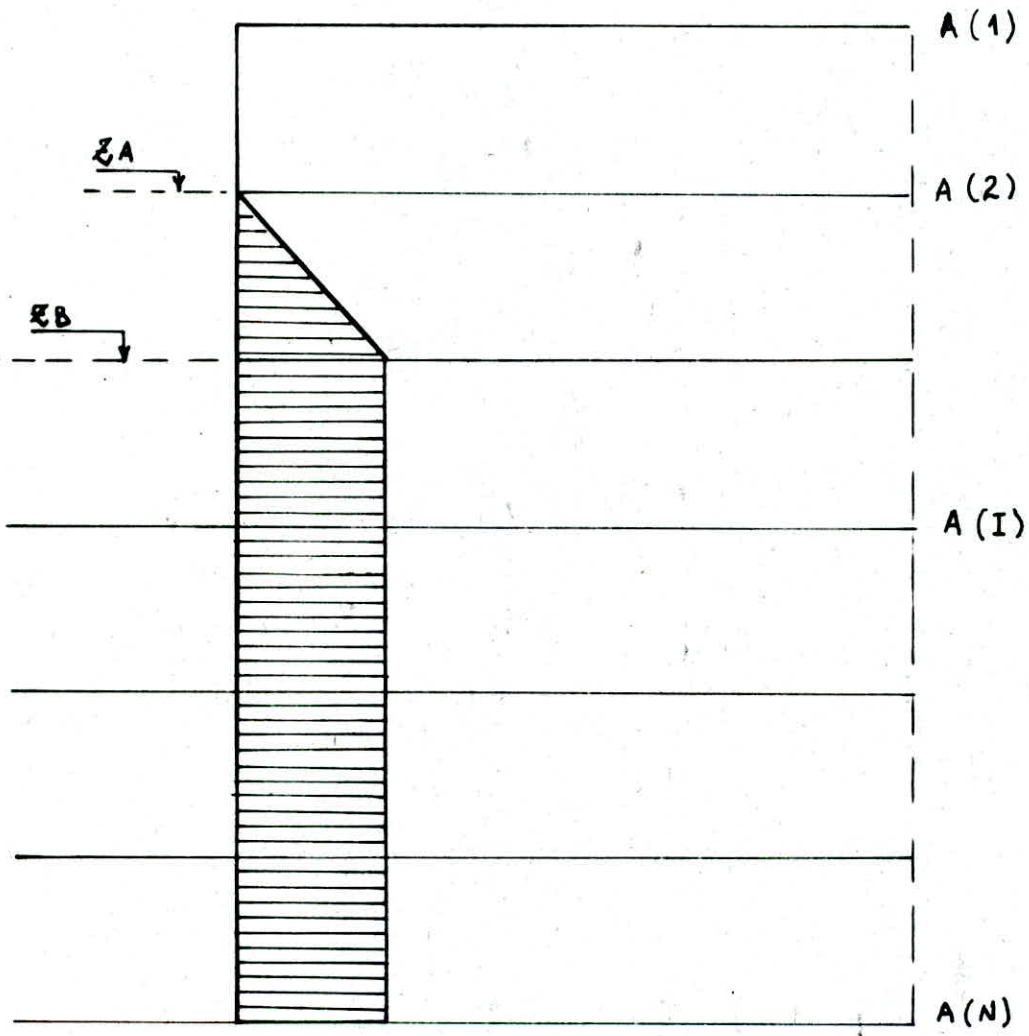


Diagramme des poussées hydrostatiques.

6.4. Calcul de la pousse totale sur le rideau

La pousse totale sur le rideau est la somme des deux poussées précédemment citées c'est-à-dire la pousse des terres plus surcharge et la pousse hydrostatique.
L'organigramme suivant donne la pousse totale en chaque côté

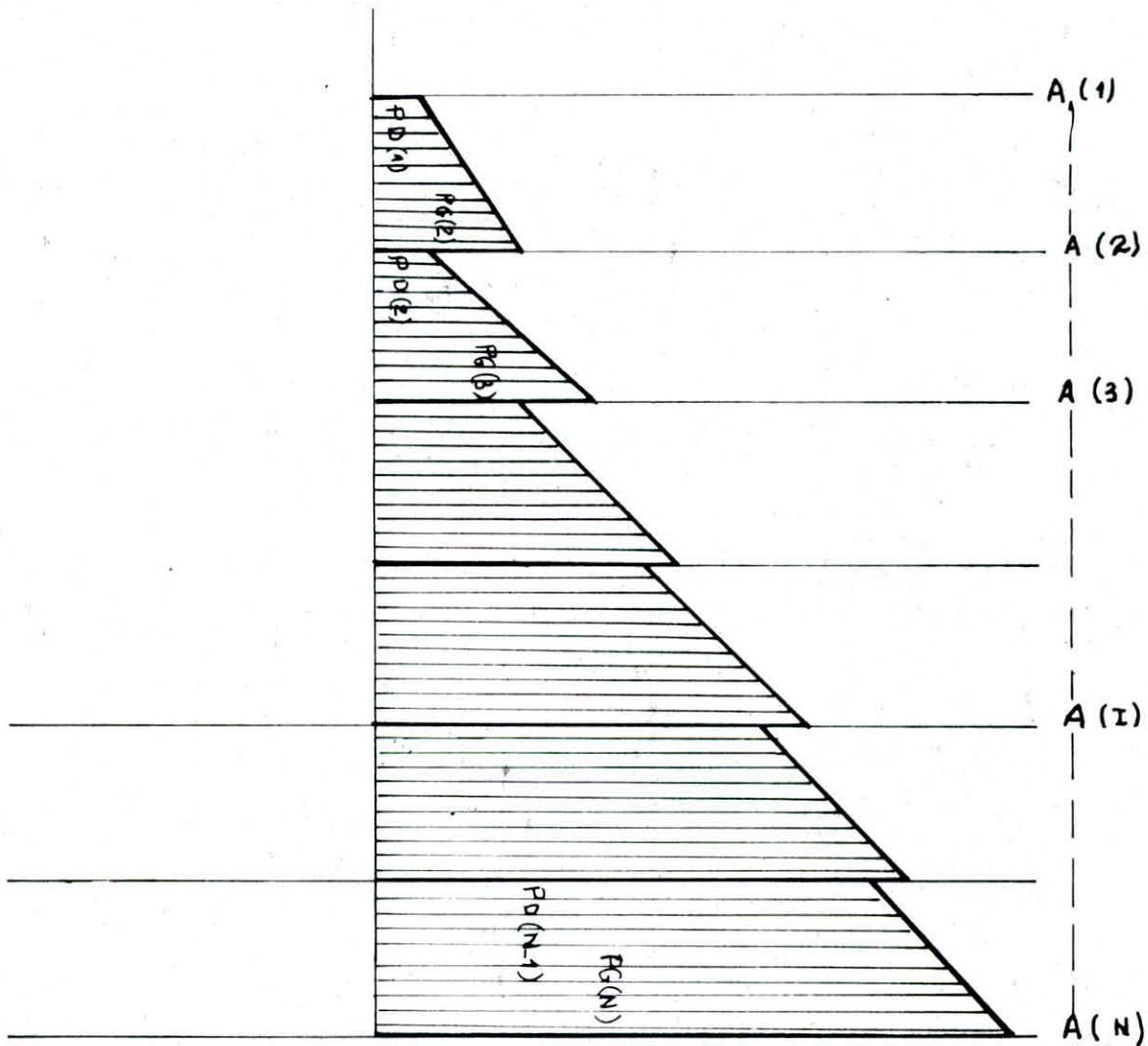
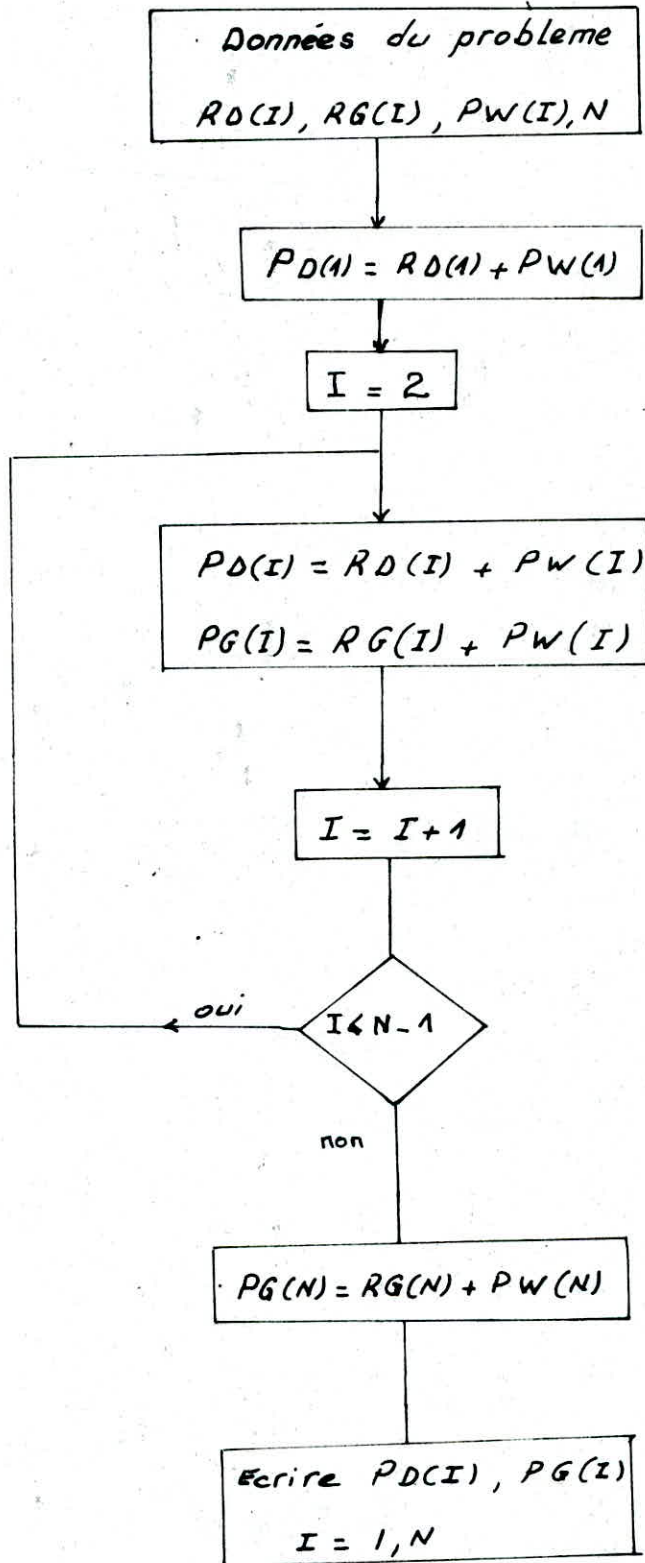


diagramme des contraintes de
poussées sur le rideau.

ORGANIGRAMME

Diagramme de la poussée totale.



6.5. Calcul par l'utilisation de matrices transfert

La résolution des problèmes énoncés précédemment à savoir : écran libre en pied et maintenu en tête ou bien écran libre en pied avec nape de tirants passifs peut se faire :
- analytiquement c'est le cas de sols homogènes et pour moins de deux tirants.

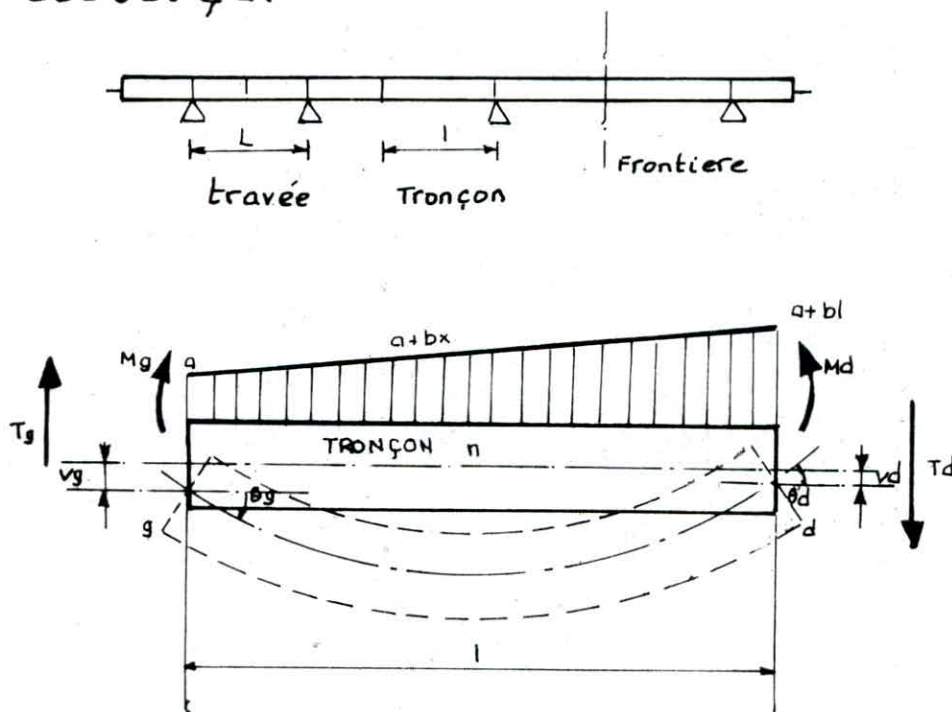
On se reportera utilement à l'ouvrage de J. COURBON :
"calcul des structures"

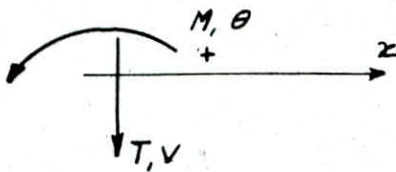
En fait, les procédés analytiques deviennent très rapidement fastidieux et peuvent demander beaucoup de temps si l'on n'admet pas des hypothèses trop simplifiées.

Le calcul automatique offre alors une application très intéressante au calcul des écrans plans de soutènement

6.5.1. Principe - Matrice de tronçon

Pour un tronçon de poutre ne reposant pas sur un sol élastique





convention des signes.

Suivant les notations de la figure, les équations de BRESSE s'écrivent :

$$T_d = T_g - a l - \frac{b l^2}{2}$$

$$M_d = M_g + T_g l - \frac{a l^2}{2} - \frac{b l^3}{6}$$

$$\theta_d = \theta_g - \frac{M_g l}{EI} - \frac{T_g l^2}{2EI} + \frac{a l^3}{6EI} + \frac{b l^4}{24EI}$$

$$V_d = V_g + \theta_g l - \frac{M_g l^2}{2EI} - \frac{T_g l^3}{6EI} + \frac{a l^4}{24EI} + \frac{b l^5}{120EI}$$

Pour un tronçon de longueur l les équations peuvent s'écrire sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} V \\ \theta \\ M \\ T \\ 1 \end{bmatrix}_d = \begin{bmatrix} 1 & 1 & -\frac{l^2}{2EI} & -\frac{l^3}{6EI} & \frac{5al^4 + bl^5}{120EI} \\ 0 & 1 & -\frac{l}{EI} & -\frac{l^2}{2EI} & \frac{4al^3 + bl^4}{24EI} \\ 0 & 0 & 1 & l & -\frac{(3al^2 + bl^3)}{6} \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -\frac{(2al + bl^2)}{2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V \\ \theta \\ M \\ T \\ 1 \end{bmatrix}_g$$

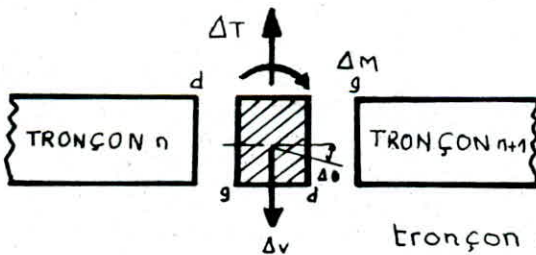
ou $V_d = A \cdot V_g$

A: matrice de transfert de l'extrémité droite vers l'extrémité gauche du tronçon de longueur l .

a) Les discontinuités de flèche, de pente, de moment flechissant et d'effort tranchant peuvent être introduites à l'aide de vecteurs frontières :

$$(Vd)_{n,n+1} = (Vg)_{n,n+1} + C_{n,n+1} \quad \text{OU} \quad (Vg)_{n+1} = C_{n,n+1} + (Vd)_n.$$

$$\begin{bmatrix} V \\ \theta \\ M \\ T \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} V \\ \theta \\ M \\ T \\ 1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta v \\ \Delta \theta \\ \Delta M \\ \Delta T \\ 0 \end{bmatrix}$$



tronçon élémentaire correspondant à une frontière $N, N+1$.

On introduit alors la matrice de frontiere C formée des composantes suivantes :

$$C = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta v \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta \theta \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta M \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \Delta T \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

ce qui permet d'écrire la formule précédente :

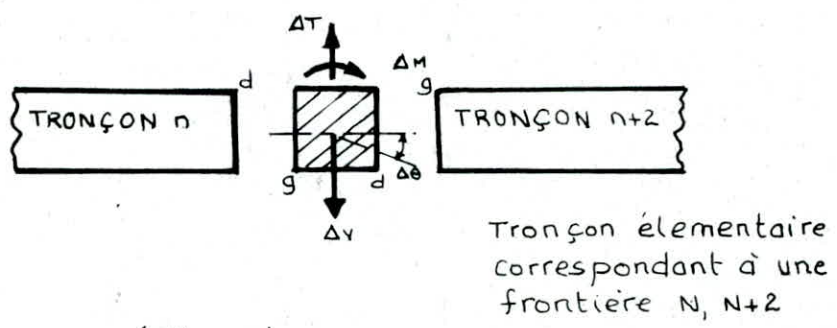
$$V_{g, n+1} = (C_{n, n+1} + A_n) \cdot V_{g, n}$$

mais nous pensons qu'il est plus pratique d'introduire la matrice de frontiere A telle que :

$$V_{g, n+1} = A \cdot V_{d, n}$$

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & \Delta v \\ 0 & 1 & 0 & 0 & \Delta \theta \\ 0 & 0 & 1 & 0 & \Delta M \\ 0 & 0 & 0 & 1 & \Delta T \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

L'intérêt et l'originalité de cette formulation est de considérer la frontière $n, n+1$ comme un tronçon élémentaire de longueur nulle caractérisé par une matrice A comme tout autre tronçon; comme cette frontière accède ainsi au rôle de tronçon, on peut reprendre la numérotation des tronçons: Fig II



(Fig II)

La relation ci-dessus doit alors s'écrire:

$$V_{d, n+1} = A_{n+1} \cdot V_{g, n+1}$$

comme il n'ya plus maintenant de discontinuité entre deux tronçons d'une même travée, nous avons toujours la relation:

$$V_{g, n} = V_{d, n+1}$$

La forme générale de la relation qui lie les extrémités d'un tronçon quelconque est donc :

$$V_{d,i} = A_i \cdot V_{g,i}$$

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & \frac{-l^2}{2EI} & \frac{-l^3}{6EI} & \frac{5al^5 + bl^4}{120EI} + \Delta v \\ 0 & 1 & \frac{-l}{EI} & \frac{-l^2}{2EI} & \frac{4al^3 + bl^4}{24EI} + \Delta \theta \\ 0 & 0 & 1 & 1 & \frac{-(3al^2 + bl^3)}{6} + \Delta m \\ 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{-(2al + bl^2)}{2} + \Delta T \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

6.5.2 Partie du rideau en fiche

L'équation fondamentale qui gouverne l'équilibre d'une poutre reposant sur le sol sous l'influence de la seule flexion est :

$$\frac{E_x I_x}{B} \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} = p_a - p_b = f(x, y)$$

y est la flèche en un point.

x est l'abscisse prise sur l'axe vertical.

B est la largeur ; ce sera ici la largeur unité puisque le problème est postulé bi-dimensionnel.

E_x est le module d'élasticité de l'écran ; il peut être variable

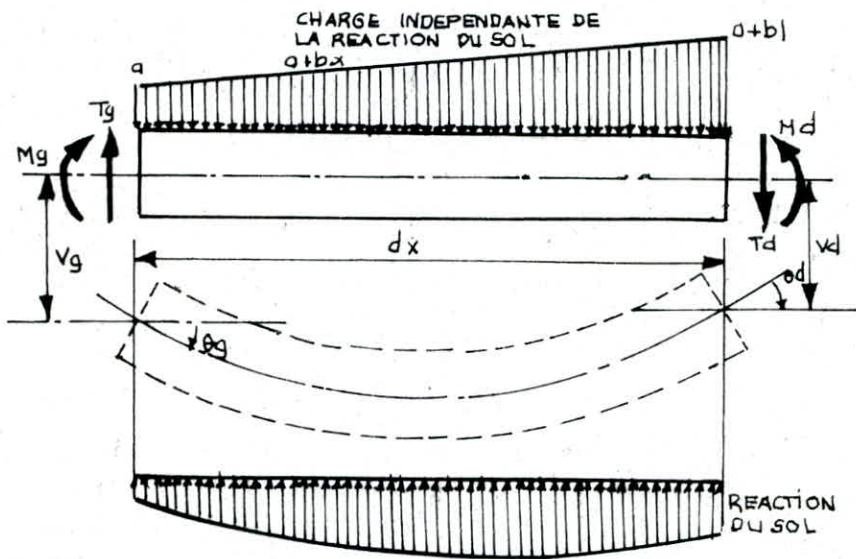
I_x est le moment d'inertie de l'écran ; il peut être variable

p_a est la pression unitaire due à la poussée des terres et de l'eau et n'est pas obligatoirement la poussée limite.

p_b est la pression due à la butée et n'est pas non plus obligatoirement la butée limite.

6.5.3 Resolution d'une poutre sur sol elastique par les matrices transfert

comme le sol se comporte, dans certaines limites, comme un matériau élastique, nous sommes amenés à constituer la matrice d'un tronçon chargé reposant sur un matériau de module k_H .



L'équation de la poutre s'écrit alors :

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{K_H}{EI} \cdot v = \frac{a+bx}{EI}$$

où $a+bx$ est l'équation de la charge

v La flèche au point d'abscisse x

K_H Le coefficient de réaction horizontale.

E Le module d'élasticité supposé constant pour un tronçon

I Le moment d'inertie supposé constant pour un tronçon

La solution générale de l'équation est, comme on le sait, la somme d'une solution particulière de l'équation avec second membre et de la solution générale de l'équation sans second membre (correspondant à une poutre non chargée).

La solution particulière la plus simple est :

$$v = \frac{a+bx}{k_H}$$

La solution générale de l'équation sans second membre est, en posant :

$$n^4 = \frac{k_H}{4EI}$$

$$v = e^{nx} (C_1 \cos nx + C_2 \sin nx) + e^{-nx} (C_3 \cos nx + C_4 \sin nx)$$

La solution générale de la flèche est donc :

$$v = \frac{a+bx}{k_H} + e^{nx} (C_1 \cos nx + C_2 \sin nx) + e^{-nx} (C_3 \cos nx + C_4 \sin nx)$$

on déduit de cette relation par dérivation successive :

$$\theta = \frac{b}{k_H} + n e^{nx} [(C_1 + C_2) \cos nx + (C_2 - C_1) \sin nx] + n e^{-nx} [(C_4 - C_3) \cos nx + (-C_4 - C_3) \sin nx]$$

$$\frac{M}{EI} = 2n^2 e^{nx} (-C_2 \cos nx + C_1 \sin nx) + 2n^2 e^{-nx} (C_4 \cos nx - C_3 \sin nx)$$

$$\frac{T}{EI} = 2n^3 e^{nx} [(-C_2 + C_1) \cos nx + (C_1 + C_2) \sin nx] - 2n^3 e^{-nx} [(C_3 + C_4) \cos nx + (C_4 - C_3) \sin nx]$$

Les constantes d'intégration C_1, C_2, C_3, C_4 peuvent s'exprimer en fonction de v_0, θ_0, M_0, T_0 (pour $x=0$) ;

en effet, on a alors :

$$V_0 = \frac{a}{k_H} + C_1 + C_3$$

$$\theta_0 = \frac{b}{k_H} + (C_1 + C_2 - C_3 + C_4)d$$

$$\frac{M_0}{EI} = 2d^2(-C_2 + C_4)$$

$$\frac{T_0}{EI} = 2d^3(-C_2 + C_1 - C_3 - C_4)$$

soit:

$$C_1 = \frac{1}{2} V_0 + \frac{1}{4d} \theta_0 + \frac{1}{8d^3 EI} T_0 - \frac{(ad+b)}{2d k_H}$$

$$C_2 = \frac{1}{4d} \theta_0 - \frac{1}{4d^2 EI} M_0 - \frac{1}{8d^3 EI} T_0$$

$$C_3 = \frac{1}{2} V_0 - \frac{1}{4d} \theta_0 - \frac{1}{8d^3 EI} T_0 - \frac{(da-b)}{2d k_H}$$

$$C_4 = \frac{1}{4d} \theta_0 + \frac{1}{4d^2 EI} M_0 - \frac{1}{8d^3 EI} T_0$$

On peut réécrire les équations de V , θ , M et T et pour simplifier l'écriture, posons:

$$F_1 = F_1(dx) = \cosh dx \cdot \cos dx$$

$$F_2 = F_2(dx) = \frac{1}{2} (\cosh dx \cdot \sin dx + \sinh dx \cdot \cos dx)$$

$$F_3 = F_3(dx) = \frac{1}{4} \sinh dx \cdot \sin dx$$

$$F_4 = F_4(dx) = \frac{1}{4} (\cosh dx \cdot \sin dx - \sinh dx \cdot \cos dx)$$

$$V_x = F_1 V_0 + \frac{F_2}{d} \theta_0 - \frac{F_3}{dEI} M_0 - \frac{F_4}{d^3 EI} T_0 + \frac{(a+bx)}{K_H} - \frac{bF_2}{K_H^2} - \frac{F_1 a}{K_H}$$

$$\theta_x = -4dF_4 V_0 + F_1 \theta_0 - \frac{F_2}{dEI} M_0 - \frac{F_3}{d^2 EI} T_0 + \frac{b}{K_H} + \frac{bF_1}{K_H} + \frac{4dF_4 a}{K_H}$$

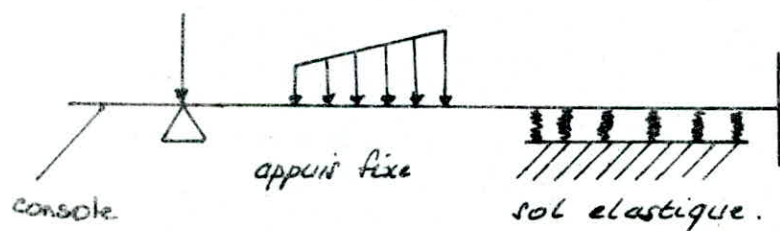
$$M_x = \frac{K_H F_3}{d^2} V_0 + \frac{K_H F_4}{d^3} \theta_0 + F_1 M_0 + \frac{F_2}{d} T_0 - \frac{F_3 a}{d^2} - \frac{F_4 b}{d^3}$$

$$T_x = \frac{K_H F_2}{d} V_0 + \frac{K_H F_3}{d^2} \theta_0 - 4dF_4 M_0 + F_1 T_0 - \frac{F_2 a}{d} - \frac{F_3 b}{d^2}$$

on établit à partir de ces formules la relation matricielle

$$\begin{bmatrix} V \\ \theta \\ M \\ T \\ 1 \end{bmatrix}_d = \begin{bmatrix} F_1 & \frac{F_2}{d} & -\frac{F_3}{d^2 EI} & -\frac{F_4}{d^3 EI} & \frac{a+bx}{K_H} & -\frac{bF_2}{K_H^2} & -\frac{F_1 a}{K_H} \\ -4dF_4 & F_1 & -\frac{F_2}{dEI} & -\frac{F_3}{d^2 EI} & \frac{b}{K_H} + \frac{bF_1}{K_H} & + \frac{4dF_4 a}{K_H} \\ \frac{KF_3}{d^2} & \frac{KF_4}{d^3} & F_1 & \frac{F_2}{d} & -\frac{F_3 a}{d^2} & -\frac{F_4 b}{d^3} \\ \frac{KF_2}{d} & \frac{KF_3}{d^2} & -4dF_4 & F_1 & -\frac{F_2 a}{d} & -\frac{F_3 b}{d^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V \\ \theta \\ M \\ T \\ 1 \end{bmatrix}_g$$

cette relation fait du tronçon considéré un tronçon de structure identique à ceux dont nous avons parlé précédemment ; l'adjonction de ce tronçon sur sol élastique aux autres ne modifie en rien la résolution générale qui a alors été exposé. Nous disposons donc d'un procédé de résolution qui permet de calculer une poutre qui peut être composée d'appuis fixes, de consoles, d'encastrements complets, de tronçons chargés linéairement et de tronçons sur sol élastiques chargés linéairement ; toutes les combinaisons sont alors possibles, à ceci près évidemment qu'une console ou qu'un encastrement parfait ne peut se placer qu'aux deux extrémités de la poutre (fig.) :



(Fig.)

Méthode de résolution d'une poutre sur sol non linéaire :

Le comportement du sol n'est généralement linéaire que pour un domaine limité de déformations ; aussi devons-nous disposer d'une méthode qui considère la réponse non linéaire du sol.

On opère de la façon suivante : on calcule une première fois la déformée de la structure en un nombre de points éloignés d'un pas aussi petit que la précision demandée prétend être bonne ; on considère alors le chargement cumulé des pressions du sol au repos (ou limites), et des pressions de surcharges, et une réponse linéaire du sol.

Les déformations calculées peuvent se trouver à l'intérieur du domaine élastique et les tronçons correspondants gardent leur caractéristiques. Les déformations calculées peuvent aussi se trouver hors du domaine élastique ; on modifie alors des tronçons correspondants les caractéristiques suivantes : ces tronçons ne sont plus sur sol élastique et deviennent des tronçons ordinaires du type 1 ; on modifie en même temps la charge qu'ils supportent : cette nouvelle charge est la somme d'actions extérieures au mouvement du sol (eaux, forces constantes) et des pressions limites alors développées.

On refait alors le calcul par itérations successives jusqu'à ce qu'on obtienne un écart entre deux calculs successifs inférieur à une valeur fixée à l'avance. Cette méthode converge très rapidement (quelques itérations suffisent).

La procédure est représentée sur la fig.

Calcul du vecteur d'état E^0 en tête du rideau

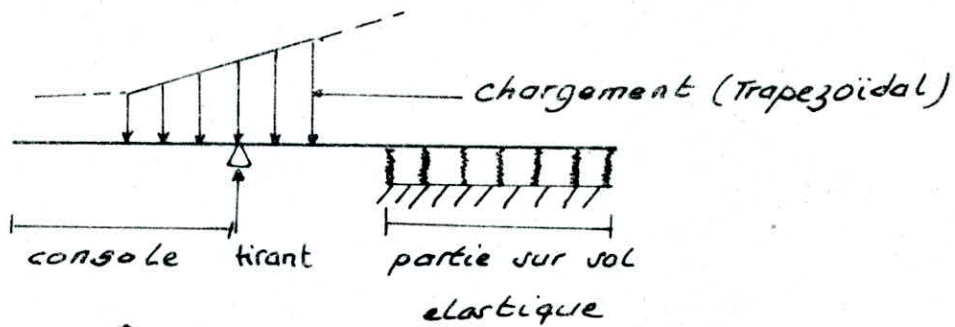
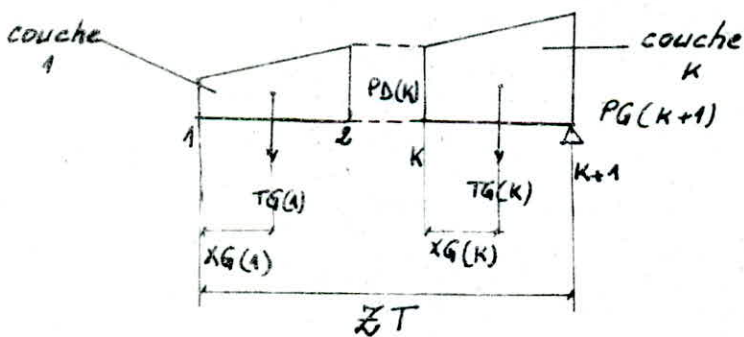


fig.

Afin d'introduire l'effet de la console dans le calcul global on la remplace par le moment flechissant et l'effort tranchant que son chargement engendre au niveau du tirant qui est remplacé par un appui simple dont la réaction d'appui représente l'effort dans le tirant.



$$TG(I) = [PG(I+1) + PD(I)] \cdot \frac{A(I+1) - A(I)}{2}$$

$$FG(I) = TG(I) \cdot (ZT - A(I) - xG(I))$$

d'où :

$$TT = \sum_{I=1}^{I=K} TG(I)$$

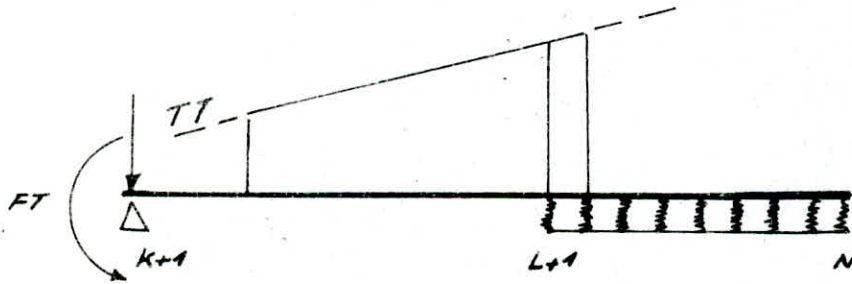
$$FT = \sum_{I=1}^{I=K} FG(I)$$

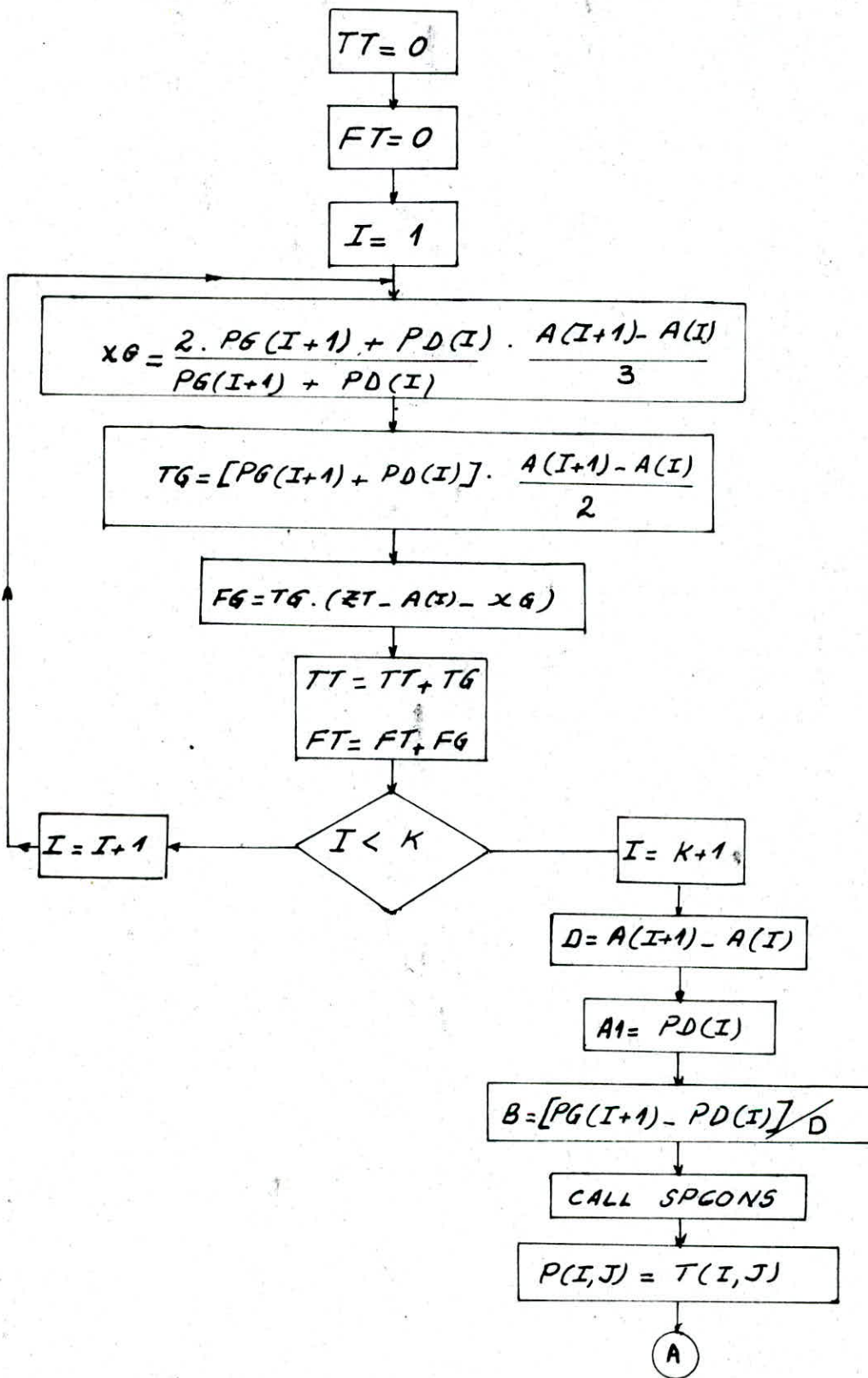
Avec :

$TG(I)$; $FG(I)$: respectivement, effort tranchant et moment fléchissant au niveau de l'appui dû au chargement de la couche I .

TT ; FT : respectivement, effort tranchant et moment fléchissant total au niveau de l'appui dû au chargement de la console.

Le système de la figure () devient alors :





Calcul du vecteur d'état E^{k+1} au niveau de l'appui

Considérons les deux sections notées $k+1$ et N respectivement au niveau du tirant (appui) et en pied de rideau on aura:

$$E^N = \mathcal{T}_{k+1}^N \cdot E^{k+1}$$

avec:

E^I : vecteur d'état de la section I .

$$E^{k+1} = \begin{bmatrix} V^{k+1} \\ \theta^{k+1} \\ M^{k+1} \\ T^{k+1} \\ 1 \end{bmatrix} ; \quad E^N = \begin{bmatrix} V^N \\ \theta^N \\ M^N \\ T^N \\ 1 \end{bmatrix}$$

\mathcal{T}_{k+1}^N : matrice de transfert de la section $k+1$ à la section N

Sachant que la partie du rideau située entre les sections $L+1$ et N est sur sol élastique (partie en fiche) on distinguera donc deux types de matrices de transfert

$$E^N = E^{k+1} \cdot A_{k+1}^{L+1} \cdot T_{L+1}^N$$

$$\text{d'où } \mathcal{T}_{k+1}^N = A_{k+1}^{L+1} \cdot T_{L+1}^N$$

Avec :

A_{K+1}^{L+1} : Matrice de transfert de la section $K+1$ à la section $L+1$ (Partie hors fiche du rideau) cette matrice est du type

$$A_{K+1}^{L+1} = \begin{bmatrix} 1 & L & -\frac{L^2}{2EI} & -\frac{L^3}{6EI} & b_1 \\ 0 & 1 & -\frac{L}{EI} & -\frac{L^2}{2EI} & b_2 \\ 0 & 0 & 1 & L & b_3 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & b_4 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Si la section 1 est différente de $K+1$ alors :

$$b_1 = c_1 = \frac{[5PD(I) \cdot L^4 + BL^5]}{120EI}$$

$$b_2 = c_2 = \frac{[4PD(I) \cdot L^3 + BL^4]}{24EI}$$

$$b_3 = c_3 = \frac{[-3PD(I) \cdot L^2 - BL^3]}{6}$$

$$b_4 = c_4 = \frac{[-2PD(I)L - BL^2]}{2}$$

Sinon :

$$b_1 = -TT \cdot \frac{L^3}{6EI + C_1}$$

$$b_2 = -TT \cdot \frac{L^2}{2EI + C_2}$$

$$b_3 = TT \cdot L + C_3$$

$$b_4 = TT + C_4$$

T_{L+1}^N : Matrice de transfert de la section $L+1$ à la section N (Partie en fiche du rideau) qui a été définie dans les chapitres précédents.

On a alors constitué une subroutine (SPCONS) pour les matrices du type A et (ELAS) pour les matrices du type T ainsi qu'une subroutine (MUL) qui permet de faire le produit de deux matrices.

Par combinaisons successives des subroutines (SPCONS) (MUL) et (ELAS) on aboutit à la matrice de passage de la section $K+1$ à la section N , et en sachant que du vecteur d'état du pied de la palplanche on en connaît :

M^N : Moment en pied = 0

T^N : Effort tranchant en pied = 0

et du vecteur d'état de la section $K+1$ (au niveau de l'appui) on en connaît

V^{K+1} : déformation à l'appui = 0.

M^{K+1} : Moment à l'appui = FT

On a donc suffisamment de données pour la détermination complète du vecteur d'état de l'appui (E^{K+1})

Partant de ce fait et sachant que pour :

- Un rideau libre en tête :

M^0 : moment en tête du rideau = 0

T^0 : effort tranchant en tête du rideau = 0

- Un rideau maintenu en tête :

v^0 : fleche en tête du rideau = 0

M^0 : Moment en tête du rideau = 0

Ayant assez de données on peut alors connaître aussi le vecteur d'état (E^0) en tête du rideau.

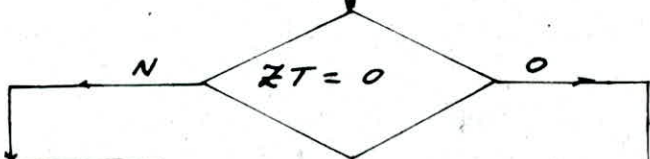
ⓑ

$$\begin{aligned} \varphi_A &= P(4,5) \cdot P(3,2) - P(3,5) \cdot P(4,2) \\ \varphi_B &= FT \cdot [P(4,3) \cdot P(3,2) - P(3,3) \cdot P(4,2)] \\ \varphi_C &= P(3,4) \cdot P(4,2) - P(4,4) \cdot P(3,2) \end{aligned}$$

$$TA = (\varphi_A + \varphi_B) / \varphi_C$$

$$RA = -[P(3,4) \cdot TA + P(3,3) \cdot FT + P(3,5)] / P(3,2)$$

$$TT = TT - TA$$



$$D = A(2) - A(1)$$

$$A1 = PD(1)$$

$$B = \frac{PG(2) - PD(1)}{D}$$

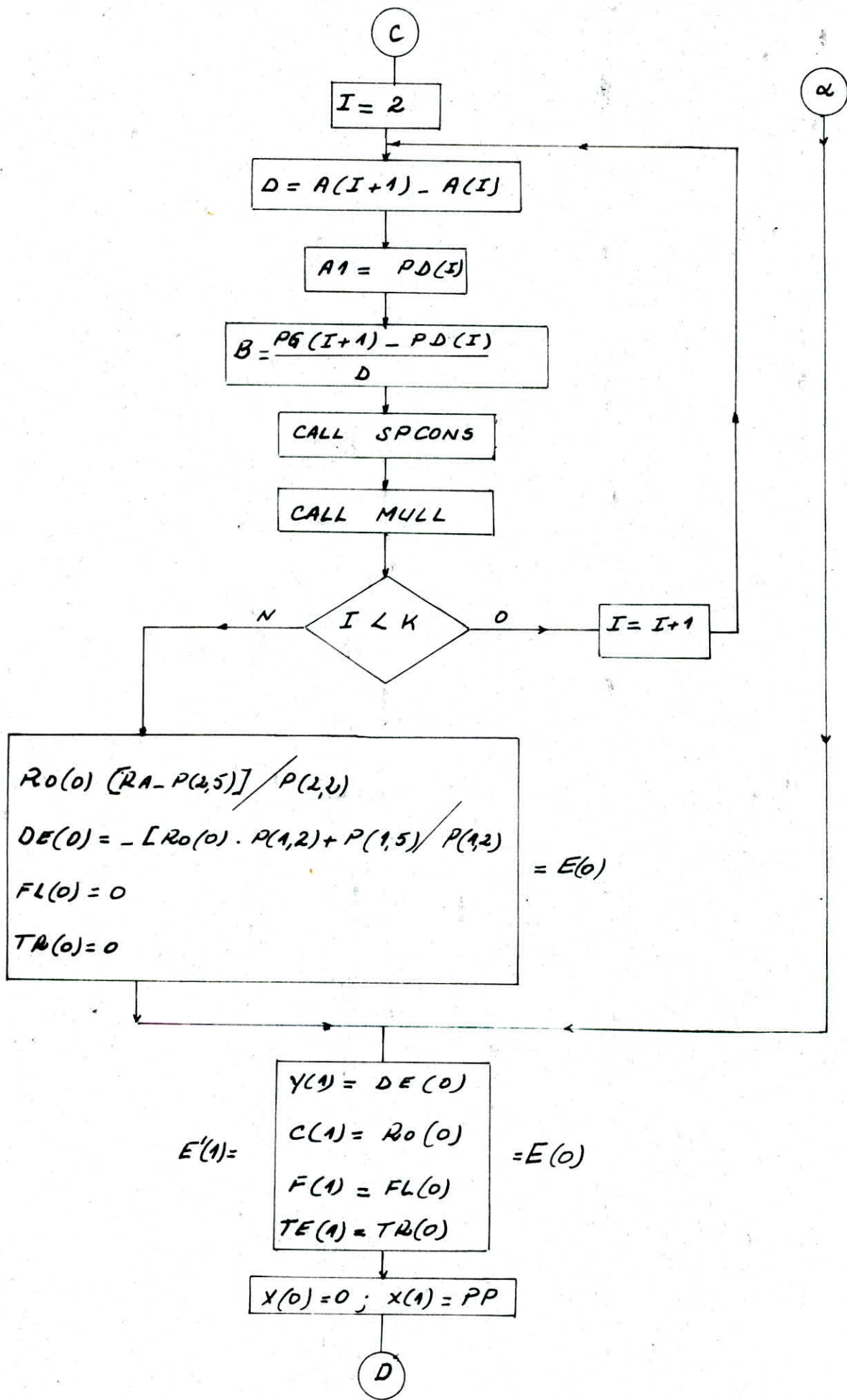
CALL SPCONS

$$P(I,J) = T(I,J)$$

ⓒ

$$\begin{aligned} DE(0) &= 0 \\ RO(0) &= RA \\ FL(0) &= 0 \\ TR(0) &= TA \end{aligned}$$

α



D

MJ = 0

J = 1

$PA(0) = DE(0)$
 $PB(0) = RO(0)$
 $PC(0) = FL(0) = E(0)$
 $PX(0) = TR(0)$
 $PE(0) = x(0)$

I = 1

$A1 = PD(I)$

$B = \frac{PG(I+1) - PD(I)}{A(I+1) - A(I)}$

$x(J) < A(I+1)$

N

0

MJ = J - 1

$P(MJ) = E(MJ)$

$D = A(I+1) - x(J-1)$

CALL SPCONS

CALL VECT

$E'(I+1) = E(J)$

$E(J-1) = E'(I+1)$

$D = x(J) - x(J-1)$

CALL SPCONS

CALL VECT

$E(MJ) = P(MJ)$

J = J + 1

$A1 = A1 + B \cdot D$

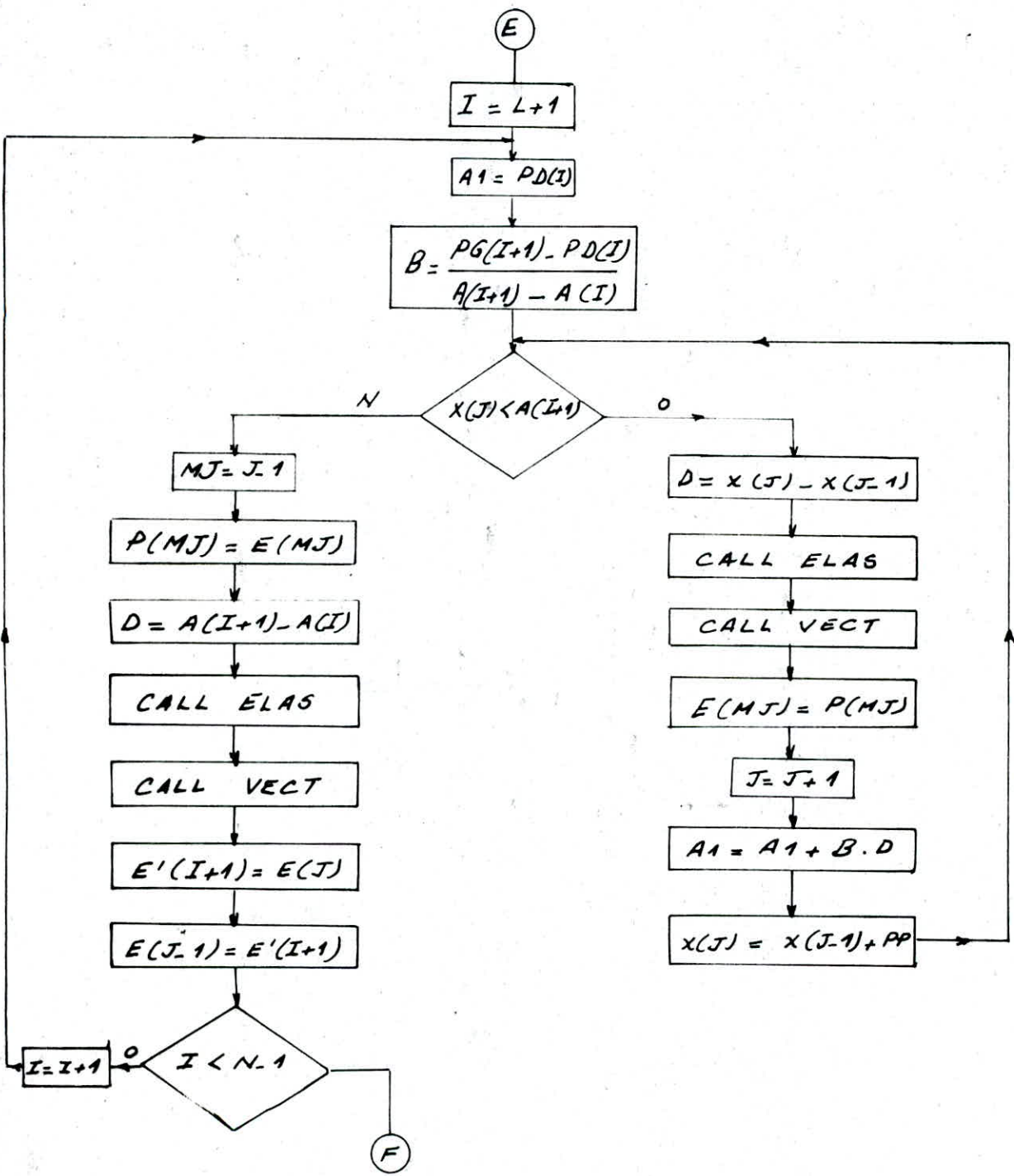
$x(J) = x(J-1) + PP$

I = I + 1

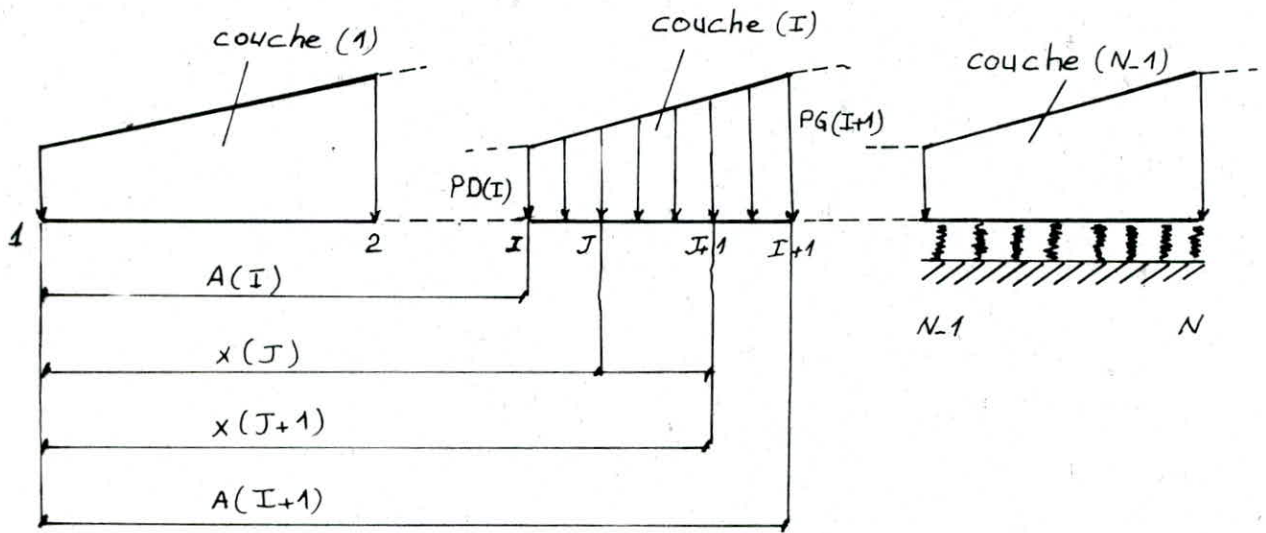
I < L

N

E



La connaissance du vecteur d'état E^0 en tête de rideau nous permet de commencer les calculs à partir de ce point et de déterminer successivement les vecteurs d'état en diverses sections du rideau distantes les unes des autres d'un pas variable (PP)



La cote $x(J)$ de la section à laquelle le vecteur d'état sera calculé est comparé à la cote $A(I+1)$ delimitant la couche (I) qui comprend la section (J) pour laquelle le calcul sera fait si $x(J)$ est inférieure à $A(I+1)$ on effectuera les calculs à cette section (d'où l'obtention du vecteur E^J)

Le processus sera ensuite repris pour la détermination de la section $[x(J+1)]$ succédant à $x(J)$ après un pas (PP).

Dans le cas où $x(J)$ est supérieur à $A(I+1)$ on retiendra pour l'exécution suivante les caractéristiques de couche $(I+1)$ au lieu de celles de la couche (I) et ainsi de suite jusqu'à la fin du rideau.

Le premier calcul de la déformée étant effectué avec un diagramme initial de pression des terres (en guise de chargement) choisi arbitrairement dans notre cas ; ayant considéré le point d'ancrage comme fixe ($y_A=0$) on a admis que la poussée limite est mobilisée dans la partie fiche vu que cette dernière travaille en plasticité et que l'on ne connaît aucune loi de comportement liant la pression des terres à la déformation en phase plastique.

Tandis qu'une telle loi (loi elastoplastique) régit le comportement du sol dans la partie en fiche (domaine elastique) la pression de contact à l'intérieur du domaine elastique est définie par $P = P_0 + KH \cdot y$.

Si la précision (\varnothing) imposée au vecteur de déformation $y(I)$ n'est pas atteinte. Un nouveau diagramme de pression des terres associé aux déplacements calculés sera déterminé à partir de la loi elastoplastique notamment pour la partie en fiche.

$$PD(I) = PDO(I) + KH(I) * y(I)$$

$$PG(I+1) = PGO(I+1) + KH(I) * y(I+1)$$

avec : $PDO(I)$, $PD(I)$: respectivement, pression initiale et nouvelle à droite de la section I.

$PGO(I+1)$, $PG(I+1)$: respectivement ; pression initiale et nouvelle à gauche de la section I+1.

$KH(I)$: module de réaction du sol au niveau de la couche I

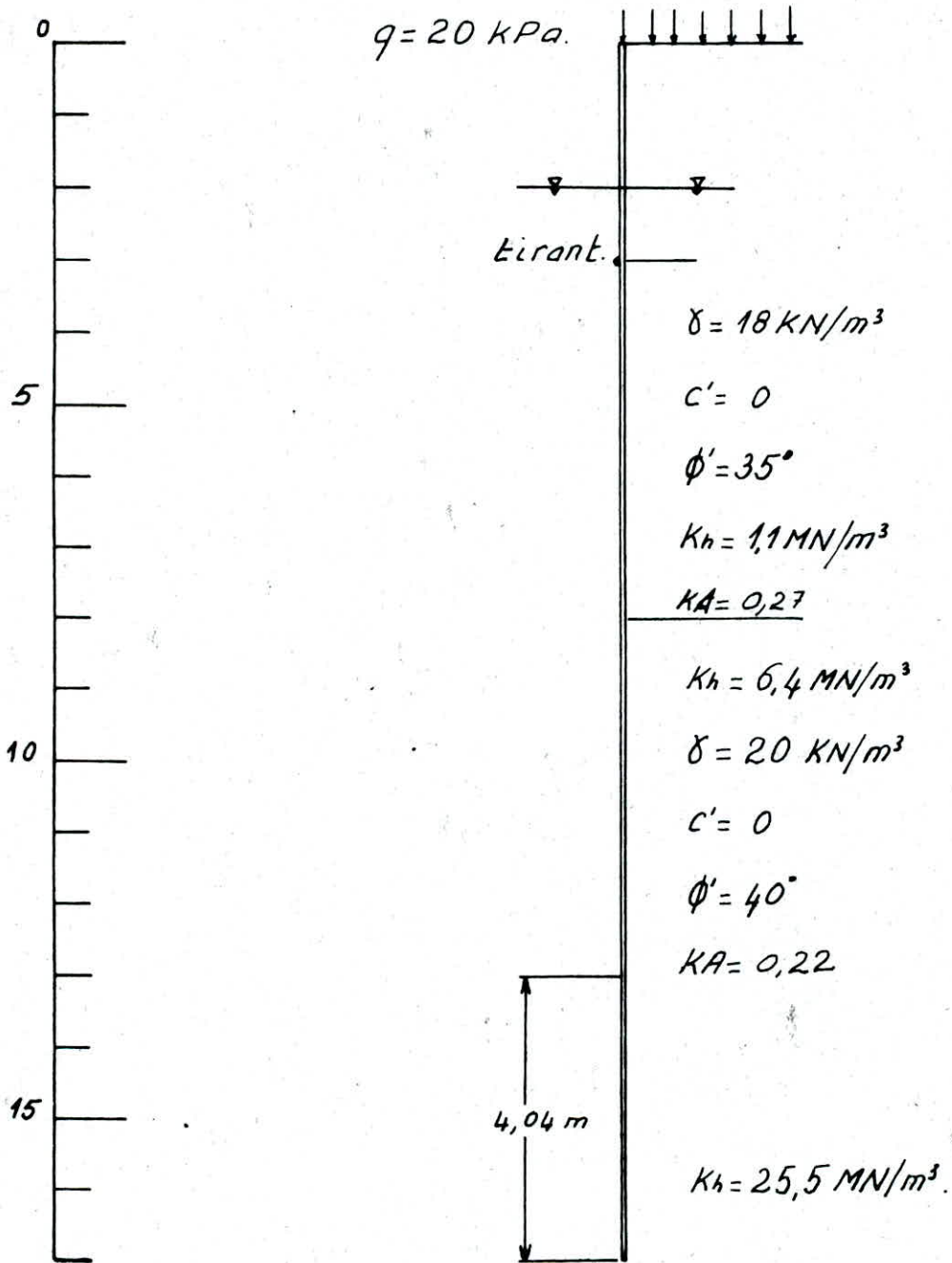
$y(I)$: déplacement au niveau de la section I.

On reitere le calcul de la déformée du rideau correspondant à un nouveau diagramme de pression des terres ; ... et ainsi de suite jusqu'à convergence.

Après quoi les composantes : Flèche (v) ; pente (θ)

moment flechissant M et effort tranchant T ; des vecteurs d'état ainsi calculés de même que l'effort (TT) dans le tirant seront affichés.

APPLICATION



Diagrammes limites : Poussée $\delta_a = 0$, Butée $\delta_p = -\frac{2}{3} \phi$

Etat initial : $K_0 = 0,5$.

BIBLIOGRAPHIE

- COSTET SANGLERAT: "Cours pratique de mecanique des sols" Tome 1 et 2.
- SCHNEEBELI: "Parois moulees dans le sol."
- JOSSEAUME (LCPC): "Les soutènements"
- J. COURBON: "Calcul des structures".
- STROHMEIR: "FORTRAN 77".

