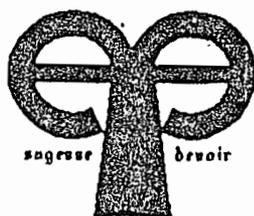


REPUBLIQUE DU SENEGAL



Ecole Polytechnique de THIES

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR
DE CONCEPTION EN GENIE CIVIL

TITRE: DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS
SUPERFICIELLES PAR UNE METHODE
PROBABILISTE

AUTEUR: CHARLES JOSAPHAT ZOUNGRANA

DIRECTEUR: MASSAMBA DIENE , Ph.D

Juin 89.

Celui qui m'écoute est comme le sage qui a bâti sa maison
sur le roc. La pluie est tombée, les torrents sont venus, les
vents ont soufflé et se sont déchainés contre cette maison mais
elle ne s'est pas abattue car elle était fondée sur le roc.

(Matthieu 7:24-25)

Dédicace

A mes parents.

A mes frères et soeurs.

A ma copine.

A tous les amis que je me suis fait
grâce à ce projet.

A tous ceux qui sont passionnés
par la géotechnique.

REMERCIEMENTS

J'adresse mes sincères et vifs remerciements à M^r Massamba DIENE qui a conduit ce projet dans sa phase la plus importante et qui a su lui donner une juste orientation et à M^r Ismaïla GUEYE qui a dirigé ce projet à son début.

Je remercie également M^r Dominique NDONG du CEREEQ pour les précieux dossiers qu'il a consenti à mettre à notre disposition.

Enfin mes remerciements vont à tous ceux qui de près ou de loin et qui d'une façon ou d'une autre ont contribué au bon déroulement de ce projet.

SOMMAIRE

Le présent projet a pour but principal de présenter une méthode de dimensionnement des fondations superficielles d'un point de vue probabiliste.

Les méthodes probabilistes ont vu le jour en géotechnique il y a peu longtemps. Dans les problèmes de stabilité, elles sont utilisées pour pallier aux insuffisances des méthodes déterministes liées à l'hypothèse de milieu continu qui y est admise, ainsi qu'à l'utilisation d'un facteur de sécurité .

Ainsi, dans un premier temps, nous présentons la théorie générale sur les fondations superficielles et la méthode déterministe de calcul de ces dernières. En second lieu, nous exposons la théorie probabiliste puis édifions un modèle de calcul des fondations superficielles fondé sur cette théorie. Nous procédons par la suite à l'application des deux méthodes à des cas concrets dont nous discutons les résultats. Enfin pour terminer, nous évoquons les difficultés particulières liées à l'utilisation de la fonction de densité de probabilité "bêta" qui est à la base de notre modèle, puis celles que posent l'utilisation pratique des méthodes probabilistes. Nous faisons également des recommandations visant la généralisation du modèle à un milieu stratifié et à des charges inclinées.

TABLE DES MATIÈRES

page

REMERCIEMENTS.....	1
SOMMAIRE	11
TABLE DES MATIERES.....	111
LISTE DES SYMBOLES UTILISES.....	v
CHAPITRE 1 : INTRODUCTION	1
1.1 Généralités	1
1.2 But du projet	2
1.3 Limites du projet	3
CHAPITRE 2 : GENERALITES SUR LES FONDATIONS	4
2.1 Définition des fondations	4
2.2 Charge et rupture: Notion de charge limite et de capacité portante	7
2.3 Types de ruptures	10
2.4 Rupture à court terme et à long terme	12
CHAPITRE 3 : ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE	14
3.1 Analyse qualitative de la rupture	14
3.2 Formule générale de la charge limite	16
3.3 Capacité portante des semelles isolées	19
CHAPITRE 4 : CAPACITE PORTANTE ET CONTRAINTE ADMISSIBLE	22
4.1 Capacité portante et coefficient de sécurité	22
4.2 Capacité portante des sols pulvérulents	26
4.3 Capacité portante des sols cohérents	26
4.4 Influence de la nappe	26
4.5 Formules	27
CHAPITRE 5 : THEORIE PROBABILISTE	29
5.1 Introduction	29
5.2 Méthode déterministe et méthode probabiliste	30
5.3 Présentation de l'approche probabiliste.....	30
CHAPITRE 6 : MODELE DE CALCUL PROBABILISTE POUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES	41
6.1 Hypothèses du calcul probabiliste	41
6.2 Espérance mathématique et variance de q_p	43
6.3 Choix de la distribution de la charge et de la sollicitation	46
6.4 Calcul de la distribution de la charge	52
6.5 Calcul de la distribution de la capacité	60
6.6 Calcul du risque de rupture	63

CHAPITRE 7 : APPLICATIONS	66
7.1 Présentation des cas à traiter	66
7.2 Premier cas : Exemples	66
7.3 Deuxième cas : Fondations du siège de la B.H.S.	68
7.4 Discussions des résultats	73
CHAPITRE 8 : CONCLUSIONS	77
8.1 Difficultés d'utilisation de la distribution bêta	77
8.2 Problèmes posés par l'utilisation pratique des méthodes probabilistes	78
8.3 Recommandations	79
ANNEXES	80
Annexe 1 : Programme FSP	81
Annexe 2 : Programme FSPGRAPH	89
BIBLIOGRAPHIE	96

SYMBOLES UTILISES

- μ = Moyenne d'une variable aléatoire
- \bar{x} = Moyenne d'un échantillon
- S = Ecart-type d'une variable aléatoire
- V = Coefficient de variation d'une variable aléatoire
- q_p = Capacité portante brute (KN/m²)
- Q_p = Capacité portante totale (KN)
- q_a = Contrainte admissible (KN/m²)
- B = Largeur d'une semelle (m)
- L = Longueur d'une semelle (m)
- D = Profondeur d'encastrement d'une semelle (m)
- ϕ = Angle de frottement interne (°)
- c = Cohésion (KN/m²)
- γ = Poids volumique apparent (KN/m³)
- P = Charge (KN ou KN/m)
- p_r = Probabilité de rupture (%)
- F = Facteur de sécurité

CHAPITRE I

INTRODUCTION

1.1 GENERALITES

De tous temps, les sols ont été utilisés pour supporter des fondations ou réaliser des constructions.

Bien avant que les méthodes scientifiques n'aient été reconnues comme mieux adaptées à la solution des problèmes de génie civil, on a construit des édifices imposants, des ponts, des barrages, des canaux et des routes, et certains de ces ouvrages sont restés en service pendant des siècles.

Les premiers bâtisseurs jugèrent l'importance d'une fondation à la tenue de l'ensemble de l'édifice. Aussi souvent que possible, ils mirent à nu le rocher pour appuyer leurs lourdes constructions.

Ainsi, la grande pyramide de Chéops fut construite à l'emplacement d'une ancienne colline peu élevée, érodée par le vent jusqu'au rocher franc. Les constructeurs de Babylone érigèrent des remblais de 1,50 à 5 mètres de hauteur pour construire leur ville car leur pays s'étendait sur une large plaine alluviale.

Les Grecs et les Chinois construisirent des plates formes de pierres taillées pour supporter leurs constructions. Pour les Romains, les fondations des temples étaient généralement constituées par des murs continus en maçonnerie, placés sous chaque ligne de colonnes.

A la vue de tous ces succès, il était par suite inévitable que les travaux de fondations et de terrassements se soient développés, pour l'essentiel, comme un art s'appuyant sur des pratiques empiriques.

riques et des usages issus de réalisations antérieures satisfaisantes.

Entre les années 1920-1970, des progrès considérables ont été accomplis dans la connaissance des propriétés physiques des sols et dans l'appréciation de la validité des théories sur le comportement des terres. Les méthodes d'études et de construction ont subi des changements significatifs et, bien que l'expérience demeure toujours le critère essentiel, les méthodes rationnelles d'études ont largement supplanté les règles empiriques.

1.2 BUT DU PROJET

Avec le développement de la mécanique des sols, de nombreuses solutions ont été proposées au problème du dimensionnement des fondations superficielles. Bien qu'elles soient souvent assez différentes par certains de leurs aspects, toutes ces méthodes de dimensionnement reposent sur les mêmes concepts: milieu continu, élasticité linéaire, plasticité parfaite. Avec cette idéalisation du milieu elles admettent, pour la capacité portante, un modèle de calcul comportant des variables prédéterminées. C'est pourquoi ces méthodes sont dites déterministes. De plus, le dimensionnement par ces méthodes fait intervenir un facteur de sécurité dont le choix peut prêter à équivoque. Ce sont autant d'inconvénients qui peuvent rendre parfois l'utilisation de la méthode déterministe malaisée. C'est donc par nécessité que depuis fort peu les géotechniciens se penchent sur les méthodes probabilistes. Notre travail se situe dans le cadre de l'avènement de cette ère nouvelle.

Nous proposons une méthode probabiliste pour le calcul des fondations superficielles. Avec cette méthode, la nature réelle du sol est prise en compte, c'est-à-dire en tant que milieu formé de particules. Ainsi un sol homogène sera défini non plus seulement par des caractéristiques déterministes, mais aussi par des distributions probabilistes de ces caractéristiques, données par leur moyenne μ_X et leur écart-type S_X (ou leur coefficient de variation $V_X=S_X/\mu_X$). D'autre part, l'ensemble des sollicitations extérieures pourra également être exprimé de manière probabiliste.

A côté de la méthode probabiliste, nous passons en revue la méthode déterministe, cela en vue de discuter les deux méthodes à travers des cas auxquels elles seront appliquées.

1.3 LIMITES DU PROJET

Il est important qu'à ce stade nous précisions les limites du projet. Le modèle de calcul probabiliste que nous proposons présente des restrictions. Elle n'est valable que pour des charges verticales centrées agissant sur la semelle; cependant il s'adapte facilement au cas des charges verticales excentrées. Le modèle n'est également valable que pour un terrain de fondation homogène ou disons homogène tout au moins jusqu'à une profondeur suffisante. De plus, il faut remarquer que le dimensionnement complet d'une fondation nécessite encore la vérification de l'admissibilité des tassements (totaux ou différentiels). Cependant, ce problème ne sera pas examiné ici. Cela n'est pas de nature à mettre en cause pour autant notre démarche, car le problème des tassements n'est pas directement lié à celui de la rupture et par conséquent, ces deux aspects de la tenue d'une fondation peuvent se traiter de façon indépendante.

CHAPITRE 2

GENERALITES SUR LES FONDATIONS

2.1 DEFINITION DES FONDATIONS

Dans son sens le plus strict, la fondation est l'élément qui sert de support à l'ouvrage et à ses charges: elle comprend la couche superficielle de l'écorce terrestre et la partie de l'édifice destinée à reporter les efforts sur le sol.

La technique des fondations concerne donc simultanément deux problèmes: l'évaluation de la capacité portante du sol et le calcul de l'élément intermédiaire qui lui transmet les charges. Très souvent, seul le second aspect du problème est envisagée; il peut en résulter des désordres, car l'aptitude d'une fondation à servir de support est limitée par les caractéristiques du terrain sous-jacent. Il convient donc de ne pas dissocier les deux problèmes.

L'exécution des fondations revêt une importance particulière, car leur défaillance peut entraîner la ruine des superstructures, alors qu'inversement des dommages dans la superstructure peuvent être localisés et entraînent rarement des désordres dans les fondations.

On distingue deux grandes catégories de fondations: les types dits superficiels et ceux dits profonds. Les premières sont placées immédiatement sous la partie la plus basse de l'ouvrage qu'elles supportent; les secondes peuvent être placées beaucoup plus bas.

Naturellement aucune ligne de séparation précise n'existe entre les deux classes et l'on passe progressivement de l'une à l'autre.

2.1.1 Fondations superficielles

Commençons tout d'abord par définir quelques termes:

-Largeur d'une semelle: plus petite dimension de la semelle, nous la désignerons par B.

-Longueur d'une semelle: dimension dans le sens perpendiculaire à la largeur: notée L.

-Encastrement: épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de la fondation: D (Figure 2.1)

On considèrera comme fondation superficielle toute fondation dont l'encastrement dans le sol de fondation n'exède pas quatre fois la largeur B: $D/B < 4$.

Cette limite a été spécifiée par le D.T.U. N°13.1. Cependant en pratique nord-américaine courante, on considère comme fondation superficielle, toute fondation telle que $D/B \leq 1$.

Les fondations superficielles peuvent être divisées en deux groupes: les semelles ou semelles de répartition et les radiers. Les semelles sont de dimensions limitées et se situent sous les poteaux: semelles isolées ($L/B < 5$).

On distingue: - des semelles circulaires ($B = 2R$)

- des semelles carrées ($L = B$)

- des semelles rectangulaires ($B < L < 5B$)

Les semelles peuvent aussi avoir une très grande longueur L si elles supportent un mur ou une paroi, mais leur largeur reste limitée: semelles continues ou filantes ($L/B > 5$).

Les radiers ont des dimensions notables aussi bien en longueur qu'en largeur. Ils s'imposent: -si la résistance du sol est faible

-si les ouvrages transmettent des charges importantes conduisant à des semelles dont la surface est voisine de celle de la moitié de la construction.

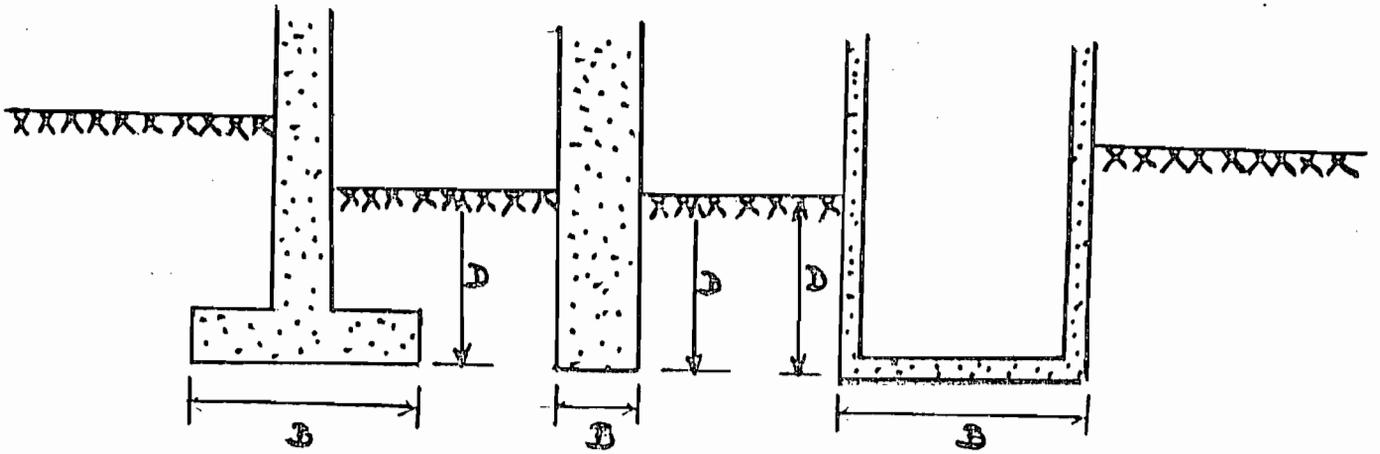


Fig.2.1 Fondations superficielles

2.1.2 Fondations profondes

et semi-profondes

Les fondations profondes sont caractérisées par un fort élancement, en général $D/B \geq 10$. Communément désignées par le terme "pieux", elles servent soit à transférer une charge, à travers une couche molle, au substratum résistant sur lequel repose leur pointe; soit à transférer une charge, à travers une couche molle, dans une couche inférieure plus résistante, par frottement dans cette couche.

Les fondations semi-profondes ($4 \leq D/B < 10$) font la liaison entre les deux grands types de fondations. Selon leur mode d'exécution et la nature du sol, on peut les assimiler soit à des fondations superficielles, soit à des fondations profondes, soit encore adopter une méthode de calcul intermédiaire.

Nous rappelons que les limites relatives à D/B et L/B sont arbitraires et ne doivent être considérées qu'à titre indicatif. Dans ce qui suivra, nous ne nous intéresserons qu'aux fondations superficielles.

2.2 CHARGE ET RUPTURE: NOTION DE CHARGE

LIMITE ET DE CAPACITE PORTANTE

Lorsqu'une charge, telle que celle transmise par une semelle de répartition, est appliquée sur le sol, celui-ci se déforme et la fondation tasse. Pour les petites charges, le tassement est faible et approximativement proportionnel à la charge comme l'indique la figure 2.2: on dit que le comportement du sol est élastique.

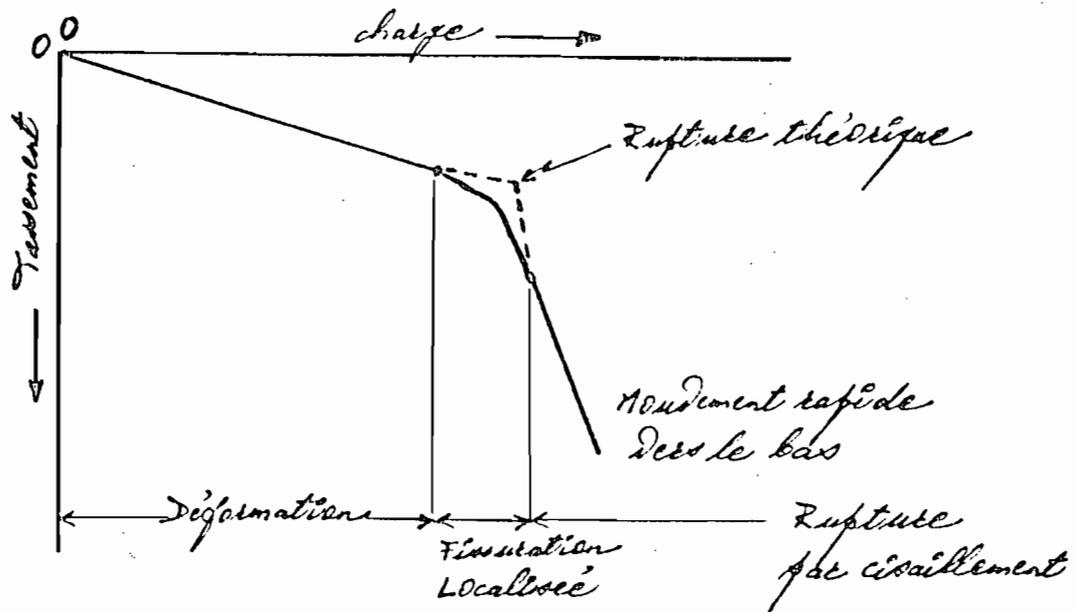


Fig. 2. 2 Courbe charge-tassement

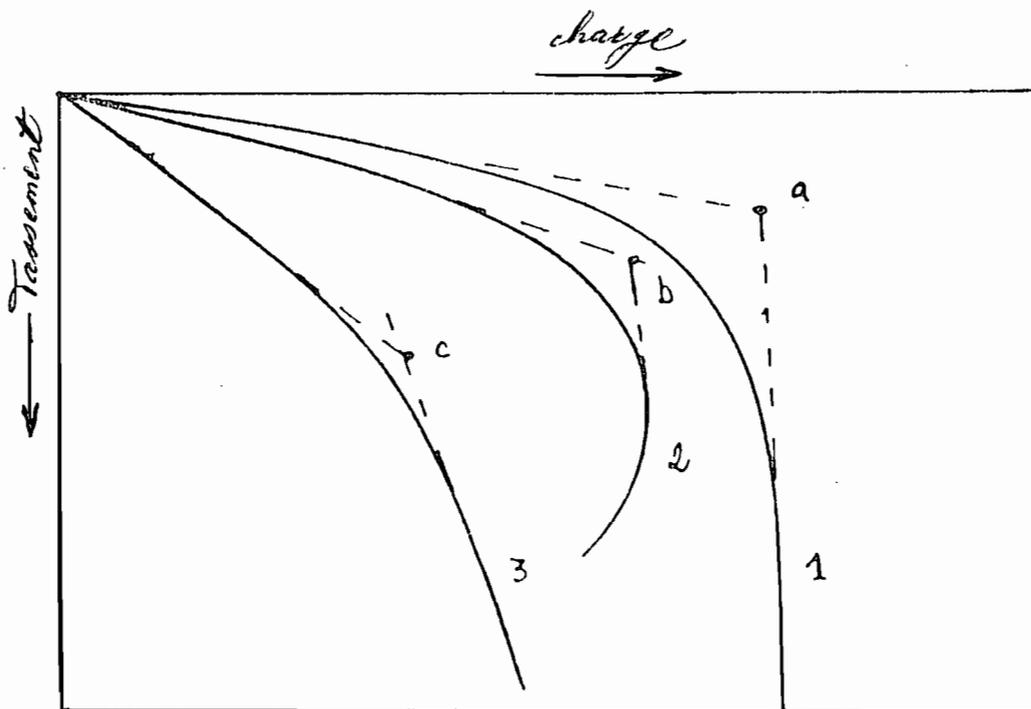


Fig.2.3 Courbes de tassement pour divers types de sols

Lorsque la charge augmente au-delà d'un certain point, le tassement s'accroît; dans quelques sols, en particulier les argiles sensibles, sous une charge supérieure à cette limite, le tassement se poursuit, tandis que pour les autres sols, il peut se stabiliser jusqu'à ce que l'on augmente à nouveau la charge.

La partie initiale, linéaire, de la courbe charge-tassement représente la déformation élastique et la compression du sol; la partie à forte pente correspond à la rupture du sol par cisaillement, phénomène analogue à la rupture d'une poutre sous l'effet d'une charge.

Entre les deux apparaît une zone de transition, où se produisent des ruptures locales et des glissements limités. L'intersection des tangentes aux deux parties de la courbe détermine le point de rupture théorique du sol, c'est-à-dire la charge maximale que le sol peut supporter.

La capacité portante d'un sol (quelquefois appelée capacité portante critique ou limite) est la charge maximale par unité de surface de sol que le sol supporte sans rupture: nous le noterons q_p .

La capacité portante totale est la charge maximale que le sol peut supporter sans rupture, sur l'aire considérée: $Q_p = q_p LB$.

En réalité, la notion de capacité portante limite n'est pas aussi simple que cela car la forme de la courbe de tassement dépend de nombreux facteurs tels que les rapports L/B et D/B , la nature et la résistance du sol, le type, le taux d'application et la fréquence de la charge.

Si le sol est relativement compact ou résistant, la courbe charge-tassement a une allure qui ressemble à celle présentée par la courbe(1)[Figure 2.3]. Le point "a" représente la pression maximale ou capacité portante limite que le sol peut supporter avant la rupture.

Dans les sols cimentés ou doués d'une structure semi-rigide, lorsque l'effort dépasse la résistance de la structure, il y a rupture brutale et l'on observe une relation qui s'apparente à celle décrite par la courbe(2). C'est le cas des argiles sensibles. Le point "b" indique la pression limite.

Par contre, dans les sols mous, la courbe de tassement a une allure semblable à celle de la courbe(3). La rupture n'est pas bien définie. La figure montre comment on peut déterminer dans ce cas la capacité portante limite, c'est-à-dire le point "c".

2.3 TYPES DE RUPTURES

Avant l'application de la charge sur une fondation, le sol est en état d'équilibre élastique. Lorsque la charge augmente au-delà d'une certaine valeur critique, le sol passe progressivement à l'état d'équilibre plastique.

Si les propriétés mécaniques du sol sont telles que la déformation qui précède la rupture par écoulement plastique est très petite (cas des sols rigides), la semelle ne s'enfoncera pas dans le sol avant qu'un état d'équilibre plastique ne soit atteint. La rupture a lieu par glissement suivant des directions dirigées vers l'extérieur (Figure 2.4). Il s'agit d'une "rupture généralisée par cisaillement" correspondant aux courbes (1) et (2) de la figure 2.3.

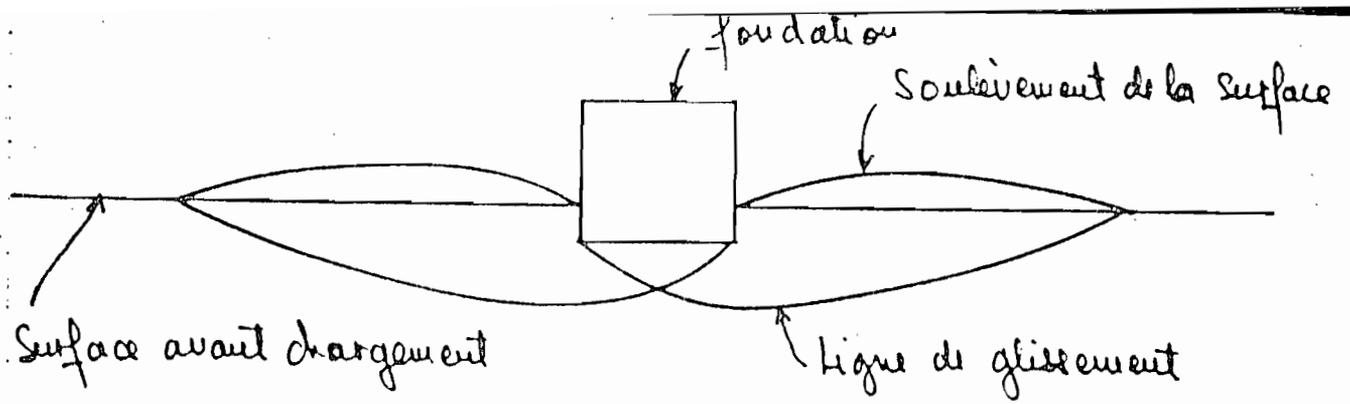


Fig.2.4 Rupture par cisaillement généralisé

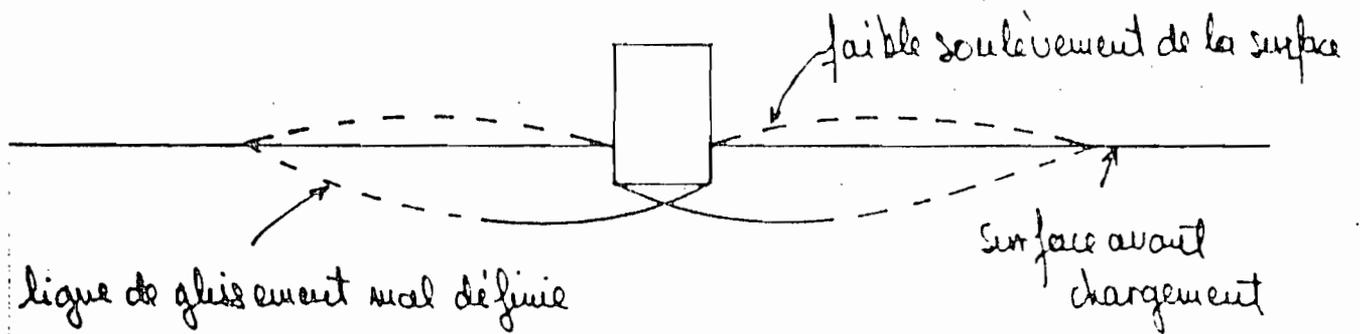


Fig.2.5 Rupture locale par cisaillement

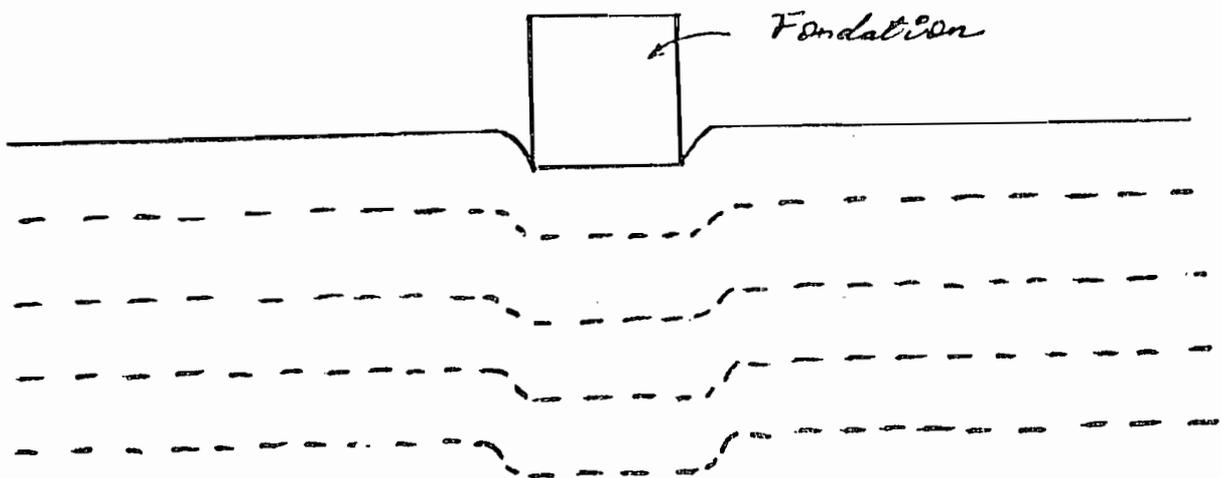


Fig.2.6 Rupture par poinçonnement

Si au contraire, les propriétés mécaniques du sol sont telles que l'écoulement plastique fait suite à une déformation importante, l'apparition de la rupture par cisaillement généralisé s'accompagne d'un tassement à évolution rapide. La relation entre la charge et le tassement est, dans ce cas, donnée par la courbe (3) de la figure 2.3.

La capacité portante est atteinte avant même que la rupture soit parvenue à la surface, c'est pourquoi ce type de rupture est appelé "rupture locale par cisaillement" (Figure 2.5).

Par ailleurs, si le sol est très lâche ou très mou, le tassement de la fondation s'accompagne uniquement d'une compression du sol de fondation situé immédiatement sous la semelle.

Il n'y a pas d'apparition de lignes de glissements et, sous charge croissante, la fondation s'enfonce de plus en plus dans le sol. Ce type de rupture est appelé "rupture par poinçonnement" (Figure 2.6). La relation entre la charge et le tassement ressemble dans ce cas à celle donnée par la courbe (3) de la figure 2.3.

2.4 RUPTURE A COURT TERME ET A LONG TERME

Lorsqu'on charge un sol peu perméable, une pression interstitielle apparaît qui ne se dissipe que lentement. Dans les premiers temps du chargement, la résistance du sol de fondation doit être appréciée à l'aide des caractéristiques ϕ_u et c_u . L'expérience montre que les déformations évoluent d'abord très lentement, puis se mettent à augmenter jusqu'à la rupture. Une telle situation est appelée rupture à "long terme" et correspond à la plupart des glissements de terrain.

Dans ce cas il y a disparition des pressions interstitielles et la stabilité de l'ensemble dépend des contraintes effectives (caractéristiques ϕ' et c') qui s'identifient alors aux contraintes totales. Il est donc nécessaire que la fondation soit vérifiée également dans cette nouvelle hypothèse.

En pratique, on constate que la plupart du temps la condition la plus sévère concerne la stabilité à "court terme" et dans ce cas on raisonne en termes de contraintes totales.

Cependant ce cas n'est pas général et il convient de se méfier particulièrement lorsqu'on se trouve en présence d'argiles surconsolidées, fissurées ou d'argiles très sensibles.

CHAPITRE 3

ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE

3.1 ANALYSE QUALITATIVE DE LA RUPTURE

Aucune solution mathématique rigoureuse ne permet encore d'analyser le phénomène de la rupture. Bien des méthodes ont été proposées, mais toutes admettent quelques approximations simplificatrices quant aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations qui sont par ailleurs non conformes aux phénomènes observés.

Les études de stabilité à la rupture (habituellement dénommée cisaillement total) reposent sur l'hypothèse que le sol se comporte comme un matériau plastique idéal.

Ces études ont été réalisées par divers auteurs dont PRANDTL (1921), TERZAGHI (1943) et CAQUOT (1953) mais leur approche générale du problème est identique: une fondation de longueur infinie et de largeur B enterrée dans le massif à une profondeur D exerce une pression moyenne q_p sur un sol homogène dont le poids spécifique est γ (Figure 3.1). La charge totale sur la fondation, par unité de longueur, est $Q_p = q_p B$. Le sol situé immédiatement sous la fondation forme un coin qui poinçonne les couches sous-jacentes.

Le déplacement du coin repousse le sol de chaque côté et fait naître deux zones symétriques de cisaillement, chacune comprenant deux régions: une région de cisaillement radial, directement au contact du coin et de la fondation; au-delà, une région de cisaillement à surface de rupture plané.

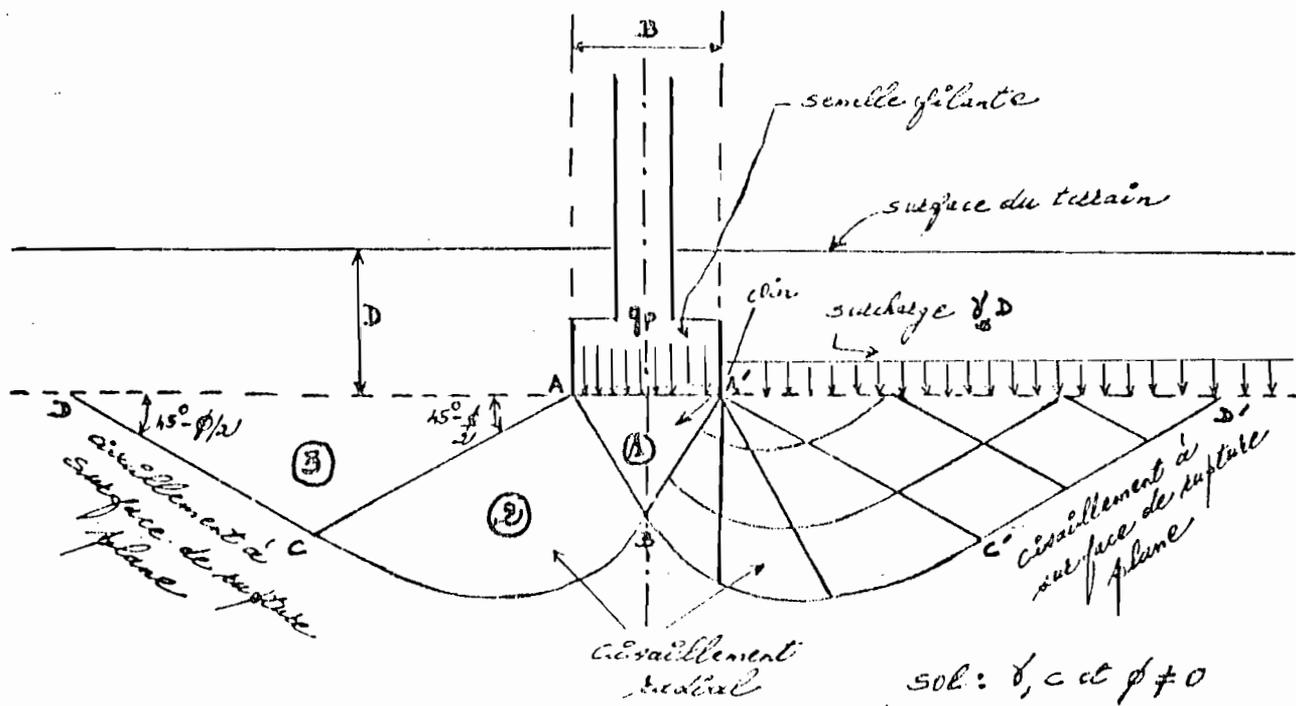


Fig.3.1 Mécanisme de rupture de PRANDTL, TERZAGHI et CAQUOT

On constate ainsi que:

- la région 1 (le coin) est en équilibre de poussée de RANKINE (poussée active).
- les régions 2 sont en équilibre radial de PRANDTL (BC est un arc de spirale logarithmique).
- les régions 3 sont en équilibre de butée de RANKINE (poussée passive).

Dans les régions 3 les lignes de glissement sont des lignes droites tandis que dans les régions 2, une des familles de lignes de glissement est représentée par des lignes droites et l'autre par des spirales logarithmiques. La résistance de la fondation (c'est-à-dire la capacité portante) est égale à la résistance qu'opposent au déplacement du sol les deux zones de cisaillement définies ci-dessus.

3.2 FORMULE GENERALE DE LA CHARGE LIMITE

La charge limite de la fondation est déterminée en superposant trois états:

-Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, d'où une certaine résistance Q_r (Figure 3.2); avec γ_2 poids spécifique des terres sous le niveau de la semelle.

-L'action des terres situées au-dessus du niveau des fondations qui sont supposées agir comme une surcharge $\gamma_1 D$ sur un milieu pulvérulent non pesant, d'où une résistance Q_p (Figure 3.3); avec γ_1 =poids spécifique des terres au-dessus du niveau de la semelle.

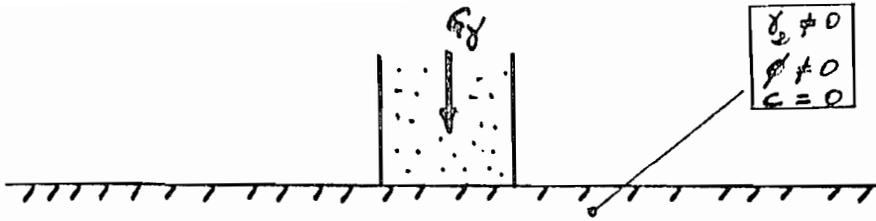


Fig.3.2

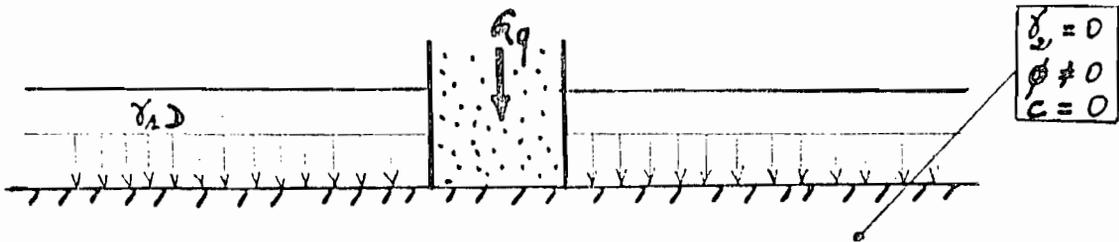


Fig.3.3

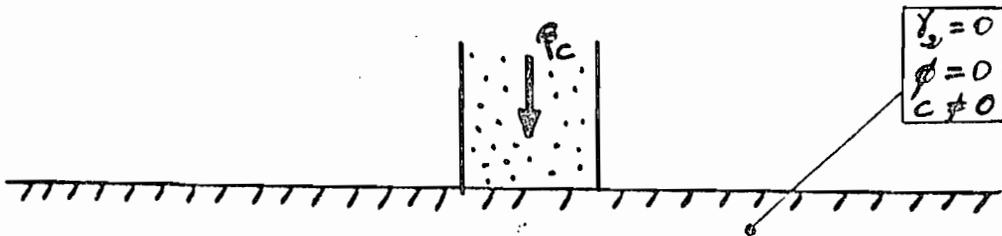


Fig.3.4

Décomposition de la charge à la rupture

-L'action de la cohésion, d'où une charge de rupture Q_c (Figure 3.4).

La résistance limite de la fondation ou capacité portante totale sera: $Q_p=Q_r+Q_q+Q_c$

et la contrainte de rupture ou capacité portante:

$$q_p=q_r+q_q+q_c \text{ avec } q_i=Q_i/B$$

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, toutes ces études conduisent à la formule suivante:

$$q_p=1/2 \cdot \tau_2 B N_r + \tau_1 D N_q + C N_c \quad (3.1)$$

Les trois termes de cette formule correspondent respectivement à ceux définis plus haut:

-le premier terme est appelé terme de surface; il est proportionnel à B,

-le second terme est appelé terme de profondeur; il est proportionnel à D,

-le troisième terme est appelé terme de cohésion; il est proportionnel à C.

N_r , N_q et N_c sont des coefficients numériques appelés facteurs de capacité portante qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne ϕ .

Des expressions mathématiques des facteurs de capacité portante ont été proposées par de nombreux auteurs:

PRANDTL (1921) et REISSNER (1924) donnèrent les expressions:

$$N_q = [e^{\pi(1-\text{tg}\phi)} \text{tg}\phi] \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) ; N_c = (N_q - 1) / \text{tg}\phi \quad (3.2)$$

TERZAGHI (1943) donna l'expression:

$$N_q = e^{(3\pi/2 - \phi)\text{tg}\phi/2} \cos^2(45^\circ + \phi/2) \quad (3.3)$$

CAQUOT et KERISEL (1953) ont proposé les expressions:

$$N_q = e^{\pi \text{tg}\phi} \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) ; N_r = 2(N_q + 1) \text{tg}\phi \quad (3.4)$$

MEYERHOF (1963) a proposé:

$$N_r = (N_q - 1) \text{tg}(1,4\phi) \quad (3.5)$$

Dans la littérature on peut trouver souvent les valeurs de ces facteurs sous forme de tableaux.

3.4 Capacité portante des semelles isolées

Les méthodes de calcul de la capacité portante, examinées précédemment reposent sur l'hypothèse d'une fondation infiniment longue de largeur B, ce qui réduit à deux les dimension du problème.

Lorsque la longueur de la fondation est du même ordre de grandeur que la largeur, le calcul de la capacité portante à la rupture implique la considération d'un domaine à trois dimensions; aucune méthode générale d'étude n'a été mise au point, qui tienne compte intégralement de cette condition de cisaillement.

Faute de mieux, on utilise des formules semi-empiriques qui sont obtenues en apportant des termes correcteurs à la formule des fondations continues.

Ces corrections sont déduites d'essais sur modèles réduits et des constatations faites sur la charge limite des semelles réelles.

TERZAGHI a proposé les formules suivantes:

-semelle circulaire de diamètre B:

$$q_p = 0,3 \tau_2 B N_\tau + \tau_1 D N_q + 1,3 C N_c \quad (3.6)$$

-semelle carrée de côté B:

$$q_p = 0,4 \tau_2 B N_\tau + \tau_1 D N_q + 1,3 C N_c \quad (3.7)$$

Pour certains auteurs l'effet de la forme de la fondation est généralement introduit dans l'équation (3.1) par des facteurs de forme, semi-empiriques, $\lambda_\tau, \lambda_q, \lambda_c$.

L'équation (3.1) peut s'écrire alors:

$$q_p = 1/2 \cdot \tau_2 B N_\tau \lambda_\tau + \tau_1 D N_q \lambda_q + C N_c \lambda_c \quad (3.8)$$

Sur la base de nombreuses expériences, DE BEER (1970) et VESIC (1973), recommandent les expressions suivantes pour les facteurs de forme:

$$\lambda_\tau = 1 - 0,4 B/L; \quad \lambda_q = 1 + (B/L) \operatorname{tg} \phi; \quad \lambda_c = 1 + (B/L) N_\phi / N_c \quad (3.9)$$

Dans le cas de la fondation circulaire, $B=L$ dans l'équation (3.9).

Sur la base d'un modèle original et de ses études théoriques, MEYERHOF (1963) propose les expressions suivantes pour les facteurs de forme:

$$\lambda_c = 1 + 0,2 (B/L) N_\phi$$

$$\lambda_q = \lambda_\tau = 1 \quad \text{si } \phi \leq 10^\circ \quad (3.10)$$

$$\lambda_q = \lambda_\tau = 1 + 0,1 (B/L) N_\phi \quad \text{si } \phi > 10^\circ$$

$$\text{avec } N_\phi = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$$

Il recommande par ailleurs de prendre pour ϕ la valeur

$$\phi = (1, 1 - 0, 1B/L)\phi_t \quad (3.11)$$

où ϕ_t est la valeur de ϕ résultant d'un essai triaxial.

CHAPITRE 4

CAPACITE PORTANTE ET CONTRAINTE ADMISSIBLE

4.1 CAPACITE PORTANTE

ET COEFFICIENT DE SECURITE

La capacité portante du sol peut être déterminée à partir des études théoriques exposées plus haut. Avec la méthode conventionnelle de dimensionnement, on prend généralement en considération les propriétés moyennes du sol pour les dépôts réguliers et pour chaque zone de dépôts régulièrement variables (sols stratifiés). Pour les dépôts très variables, on prend en compte le cas le plus défavorable.

Les calculs précédents sont des calculs à la rupture et q_p est appelé capacité portante brute. Pour limiter les tassements à des valeurs acceptables et diminuer les risques de rupture, il a été convenu d'introduire dans les formules un coefficient de sécurité et de définir une contrainte admissible ou de service (q_a).

La définition du coefficient de sécurité, nous l'avons dit, reste encore vague. Pour certains auteurs, le coefficient de sécurité dépend de la précision avec laquelle les conditions de sol sont connues, du type de charge et des impondérables qui peuvent être la cause d'une rupture.

G.F.SOWERS a proposé ce qui suit: pour la plupart des ouvrages où aucun désordre ne peut être toléré, et quand les renseignements concernant le sol et la charge sont connus avec précision, un coefficient de sécurité de 2,5 sera choisi pour déterminer la charge totale à appliquer.

Quand une forte proportion des charges a peu de chance de se produire, on peut choisir un coefficient de sécurité de 2 pour la charge totale. Quand les conditions de sol ne sont pas bien connues, un coefficient de sécurité de 3 sera choisi. Dans les cas particulièrement douteux, il est prudent de prendre un coefficient de sécurité égal à 4. Pour les structures provisoires où quelque risque de rupture du sol peut être toléré, on choisira un coefficient de sécurité de 1,5.

Pour le Laboratoire de Mécanique des Sols de l'EPFL, le coefficient de sécurité doit être choisi en fonction de la nature du sol. C'est ainsi qu'il a adopté il y a une vingtaine d'années la règle suivante:

Tableau 4.1

<u>Poinçonnement généralisé</u> (sols denses et rigides)			<u>Poinçonnement localisé</u> (sols peu denses ou mous)
$\gamma > 20 \text{ KN/m}^3$			$\gamma \leq 20 \text{ KN/m}^3$
$\phi \geq 35^\circ$	$35^\circ > \phi > 30^\circ$	$\phi \leq 30^\circ$	Toutes valeurs de ϕ
$F \geq 5$	$F = 4$	$F = 3$	$F = 2$

Rappelons que pour les sols mous, TERZAGHI a suggéré l'introduction d'un facteur de sécurité supplémentaire en réduisant d'un tiers les valeurs de $\tan \phi$ et c déterminées en laboratoire. Nous retiendrons qu'en règle générale, on peut prendre pour contrainte admissible (q_a) le tiers de la capacité portante à la rupture ou capacité portante brute (q_p).

Cependant il est plus satisfaisant d'introduire la capacité portante nette:

$$q_{p-nette} = q_p - \gamma_1 D \quad (4.1)$$

qui correspond à l'accroissement de la charge appliquée au massif dans le plan de la fondation; si toutes les fois que l'encastrement a été réalisé à la suite d'un terrassement, le coefficient de sécurité ne doit s'appliquer qu'à cette capacité portante nette. Si nous désignons donc par F le coefficient de sécurité, les expressions ci-dessous donnent les contraintes admissibles nette et brute:

$$q_{a-nette} = q_{p-nette} / F \quad (4.2)$$

$$q_{a-brute} = q_{p-nette} / F + \gamma_1 D$$

Ainsi comme on peut le constater à travers ce qui a été dit plus haut, c'est l'expérience qui fournit les facteurs de sécurité convenables pour un ouvrage donné. C'est donc un facteur qui ne peut être fixé qu'avec de grandes difficultés et seulement après de nombreuses approximations successives. On peut donc comparer la démarche de l'ingénieur aux anneaux d'une chaîne (Figure 4.1). On prélève tout d'abord des échantillons pour en tirer des paramètres (correspondant à leurs propriétés) qui sont ensuite introduits dans les formules convenables. Le quatrième anneau (l'expérience) qui a une importance particulière peut être conçu comme le facteur de sécurité qui permet de limiter les risques de rupture. Il est donc clair que si l'on a pas d'expérience dans le domaine d'un ouvrage en terre particulier soumis à l'action de charges et d'un environnement inconnu, les méthodes de projet conventionnelles ne peuvent pas être considérées comme fiables avant d'avoir été expérimentées.

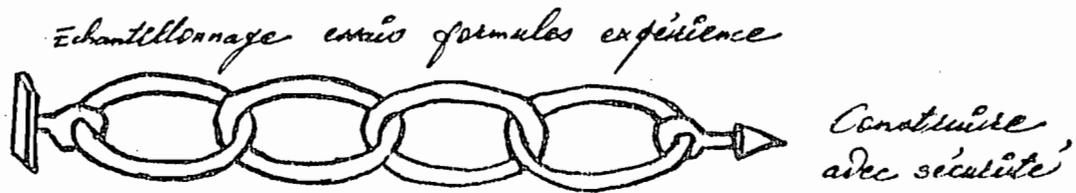


Fig.4.1 Illustration de la démarche de l'Ingénieur

On peut également percevoir à travers l'illustration ci-dessus que la résistance de la chaîne est celle de son anneau le plus faible.

4. 2 CAPACITE PORTANTE

DES SOLS PULVERULENTS

Les sols pulvérulents (graviers et sables) sont caractérisés par une cohésion nulle ($c=0$). La capacité portante est donc assurée par les termes de surface et de profondeur.

4. 3 CAPACITE PORTANTE

DES SOLS COHERENTS

La capacité portante limite des sols cohérents (argiles, silts argileux) est contrôlée par les paramètres de résistance à court terme, c'est-à-dire ϕ_u et c_u . De plus pour les argiles, ϕ_u est souvent nul et il en résulte que $N_\gamma=0$; dans ce cas la capacité portante est assurée par les termes de profondeur et de cohésion.

4. 4 INFLUENCE DE LA NAPPE

Le niveau de la nappe phréatique a une influence notable car il peut réduire considérablement la valeur de la capacité portante. Les termes de surface et de profondeur varient tous deux proportionnellement au poids spécifique du sol. Lorsque la zone de cisaillement est située au-dessus du niveau de la nappe, le poids spécifique du sol est intégralement pris en compte. Lorsque le niveau de la nappe atteint la base de la semelle, le poids spécifique déjaugé est utilisé dans le terme de surface dont la valeur se trouve réduite environ de la moitié. Lorsque le niveau de la nappe dépasse la base de la semelle, la surcharge est réduite de la même manière.

Ainsi, dans un sol pulvérulent pour lequel la cohésion est nulle, une nappe atteignant le niveau de la surface peut avoir un effet désastreux, en diminuant de moitié la valeur de la capacité portante.

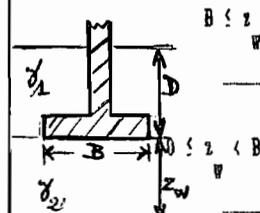
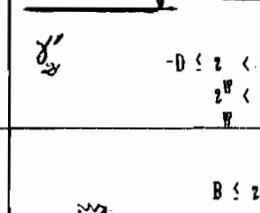
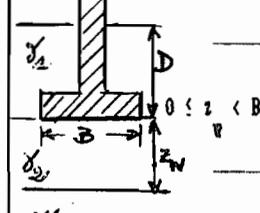
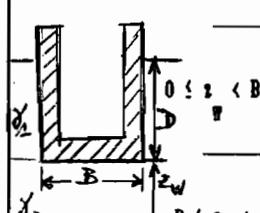
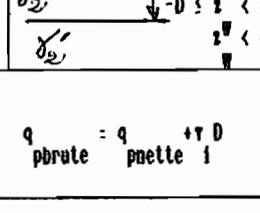
En ce qui concerne les autres caractéristiques du sol, pour les milieux perméables (sables et graviers) ainsi que pour les conditions à long terme, on utilise les caractéristiques intergranulaires c' et ϕ' et les calculs sont effectués en contraintes effectives. Par contre pour les milieux saturés de faible perméabilité (argiles et silts), les calculs sont effectués en contraintes totales et l'on utilise les caractéristiques apparentes ϕ_u et c_u lorsqu'on étudie la stabilité à court terme.

4.5 FORMULES

En tenant compte de ce qui a été développé ci-dessus, on peut facilement établir toutes les formules de calcul de la capacité portante et de la contrainte admissible. Le tableau 4.1 résume ces formules: capacité portante et contrainte admissible en fonction du type de semelle, de la géométrie de la fondation et de la nature du sol sous la semelle, pour un milieu non stratifié.

Tableau 4.1

Capacité portante et contrainte admissible
Sol non stratifié sous la semelle

Type de Semelle	Sol sous semelle Géométrie de la fondation	Pulvérulent		Coherent	
		$\phi \neq 0$	$c = 0$	Court terme $c = c' \neq 0$ $\phi = \phi' \neq 0$	Long terme $c = c' \neq 0$ $\phi = \phi' \neq 0$
Semelle Filante	 $B \leq z$ w	$q = \frac{1}{2} \gamma B N + \gamma D(N-1)$ pnette $2 \gamma i q$	$q = (1+0, 2D/B)cH$ pnette c	$q = \frac{1}{2} \gamma B N + \gamma D(N-1) + c'H$ pnette $2 \gamma i q c$	
	 $0 \leq z < B$ w	$q = \frac{1}{2} \gamma B N + \gamma D(N-1)$ pnette $2 \gamma i D(Nq)$	$q = (1+0, 2D/B)cH$ pnette c	$q = \frac{1}{2} \gamma B N + \gamma (N-1)c'H$ pnette $2 \gamma i q c$	
	 $-D \leq z < 0$ $w < 0$	$q = \frac{1}{2} \gamma' B N + \gamma' D(N-1)$ pnette $2 \gamma' i q$	$q = (1+0, 2D/B)cH$ pnette c	$q = \frac{1}{2} \gamma' B N + \gamma' (N-1)c'H$ pnette $2 \gamma' i q c$	
Semelle Isolée	 $B \leq z$ w	$q = \frac{1}{2}(1-0, 4B) \gamma B N + \gamma D(N-1)$ pnette $2 \gamma i q$	$q = (1+0, 2B/D)(1+0, 2B/L)c'H$ pnette c	$q = (1-0, 4B/L)(B/L) \gamma N + \gamma D(N-1)$ pnette $+(1+0, 2B/L)c'H 2 \gamma i q c$	
	 $0 \leq z < B$ w	$q = \frac{1}{2}(1-0, 4B) \gamma B N + \gamma D(N-1)$ pnette $2 \gamma i q$	$q = (1+0, 2B/D)(1+0, 2B/L)c'H$ pnette c	$q = (1-0, 4B/L)(B/L) \gamma N + \gamma D(N-1)$ pnette $+(1+0, 2B/L)c'H 2 \gamma i q c$	
	 $-D \leq z < 0$ $w < 0$	$q = \frac{1}{2}(1-0, 4B) \gamma B N + \gamma D(N-1)$ pnette $2 \gamma i q$	$q = (1+0, 2B/D)(1+0, 2B/L)c'H$ pnette c	$q = (1-0, 4B/L)(B/L) \gamma' N + \gamma' D(N-1)$ pnette $+(1+0, 2B/L)c'H 2 \gamma' i q c$	
Radier	$B \leq z$ w	$q = \frac{1}{2}(1-0, 4B) \gamma B N + \gamma D(N-1)$ pnette $2 \gamma i q$	$q = (1+0, 2B/D)(1+0, 2B/L)c'H$ pnette c	$q = (1-0, 4B/L)(B/L) \gamma N + \gamma D(N-1)$ pnette $+(1+0, 2B/L)c'H 2 \gamma i q c$	
	$0 \leq z < B$ w	$q = \frac{1}{2}(1-0, 4B) \gamma B N + \gamma D(N-1)$ pnette $2 \gamma i q$	$q = (1+0, 2B/D)(1+0, 2B/L)c'H$ pnette c	$q = (1-0, 4B/L)(B/L) \gamma N + \gamma D(N-1)$ pnette $+(1+0, 2B/L)c'H 2 \gamma i q c$	
	$-D \leq z < 0$ $w < 0$	$q = \frac{1}{2}(1-0, 4B) \gamma B N + \gamma D(N-1)$ pnette $2 \gamma i q$	$q = (1+0, 2B/D)(1+0, 2B/L)c'H$ pnette c	$q = (1-0, 4B/L)(B/L) \gamma' N + \gamma' D(N-1)$ pnette $+(1+0, 2B/L)c'H 2 \gamma' i q c$	
		$q_{pbrute} = q_{pnette} + \gamma D$	$q_{anette} = q_{pnette} / F$	$q_{abrute} = q_{anette} + \gamma D$	$\bar{\gamma} = \frac{\gamma + z/B(\gamma - \gamma')}{2}$

CHAPITRE 5

THEORIE PROBABILISTE

5.1 INTRODUCTION

Les massifs de sol sont composés d'ensembles complexes de particules discrètes, de formes, de dimensions et d'orientations diverses. L'étude de tels ensembles appelés milieux formés de particules, lorsqu'ils sont soumis à l'action des forces naturelles ou induites, constitue un problème complexe.

Ainsi, la détermination de la fiabilité des structures à construire avec, sur ou dans des massifs formés de particules, ne devrait plus permettre d'ignorer certains facteurs qui sont communément admis dans les modèles continus. Etant donnée leur variabilité naturelle, il est évident que la prévision du comportement de tels systèmes nécessite l'étude de modèles basés sur les mathématiques de l'incertain, la théorie des probabilités.

La tendance actuelle en géotechnique, plus que cela n'a jamais été le cas auparavant, est d'établir des projets pour un certain niveau de fiabilité. Dans de nombreux cas, cet objectif nécessite de prévoir le comportement d'ouvrages pour lesquels on a peu ou pas d'expérience. Ainsi, les méthodes courantes de prévisions pour lesquelles l'expérience occupe une place prépondérante, ont souvent été mises au point après de nombreux tentatives et échecs, et sont parfois mises en défaut dans des conditions nouvelles ou modifiées.

Nous sommes donc d'avis que les ingénieurs géotechniciens doivent passer des modèles déterministes analytiques à une formulation probabiliste qui fait intervenir les incertitudes affectant les massifs réels.

5. 2 METHODE DETERMINISTE

ET METHODE PROBABILISTE

On appelle système déterministe, tout système pouvant être décrit par des relations mathématiques explicites uniques. Ainsi, une solution déterministe, dans des conditions spécifiques donne un résultat unique pour une expérience ou un système. Le concept abstrait de milieu continu est fondamental dans la théorie déterministe. Il admet que la matière est distribuée de manière continue dans le domaine de l'espace considéré. Dans ce contexte, on ne trouvera, par exemple, qu'une seule valeur de la contrainte résultante en un point d'un corps chargé. Dans la méthode déterministe, une contrainte est la valeur limite d'une force agissant sur une surface lorsque l'aire de cette surface tend vers la dimension d'un point.

La méthode probabiliste, de son côté, affirme que la contrainte résultante en un point est une variable aléatoire dont la distribution est le reflet de la composition du système physique. La méthode probabiliste prend en considération le système en tant que milieu formé de particules. Si l'on adopte un tel modèle, cela conduit à associer à chaque valeur de la contrainte résultante la probabilité de son existence.

5. 3 PRESENTATION DE L'APPROCHE

PROBABILISTE

Comme nous l'avons souligné plus haut, un milieu formé de particules, dans sa forme générale, est composé d'un ensemble complexe de particules discrètes, de formes, de dimensions et d'orientations diverses.

Ainsi si l'on applique aux limites d'un tel milieu un système de forces, on ne pourra faire que des prévisions approximatives sur la transmission de l'énergie extérieure d'une particule à l'autre. Admettons que la figure 5.1 soit une coupe verticale à travers un milieu formé de particules, soumis à sa surface (axe des x) à une force unitaire (par unité de longueur dans la direction perpendiculaire à la figure) agissant au point $x=x_1$. Supposons que l'on veuille déterminer la valeur de deux forces F_A et F_B situées à une même distance a de la force unitaire et à une même profondeur $z=z_1$. Cela revient à chercher le mode de transmission de la force unitaire à travers le matériau au point considéré. Etant donné la variation des dimensions, des formes et de l'orientation des particules, les forces F_A et F_B ne seront égales que statistiquement.

En particulier, si l'une des deux forces n'est pas en contact avec une particule solide, si elle est appliquée dans un interstice, sa valeur sera nulle. Il est aussi évident que si la force unitaire se déplace au cours du temps et occupe une série de positions $x=x_1$, l'intensité de cette force prendra une série de valeurs. Cela signifie qu'elle aura un caractère aléatoire plutôt qu'une valeur unique comme l'affirme la méthode déterministe. Nous sommes donc en présence d'une situation dans laquelle plusieurs solutions sont possibles.

L'exemple ci-dessus montre qu'une description complète des conditions physiques nécessite l'établissement de la liste de toutes les valeurs possibles des forces avec la fréquence correspondant à chaque valeur. Tel est le domaine de la théorie des probabilités. Il est bien clair que la connaissance de la distribution d'une variable aléatoire et des probabilités associées à ses diverses

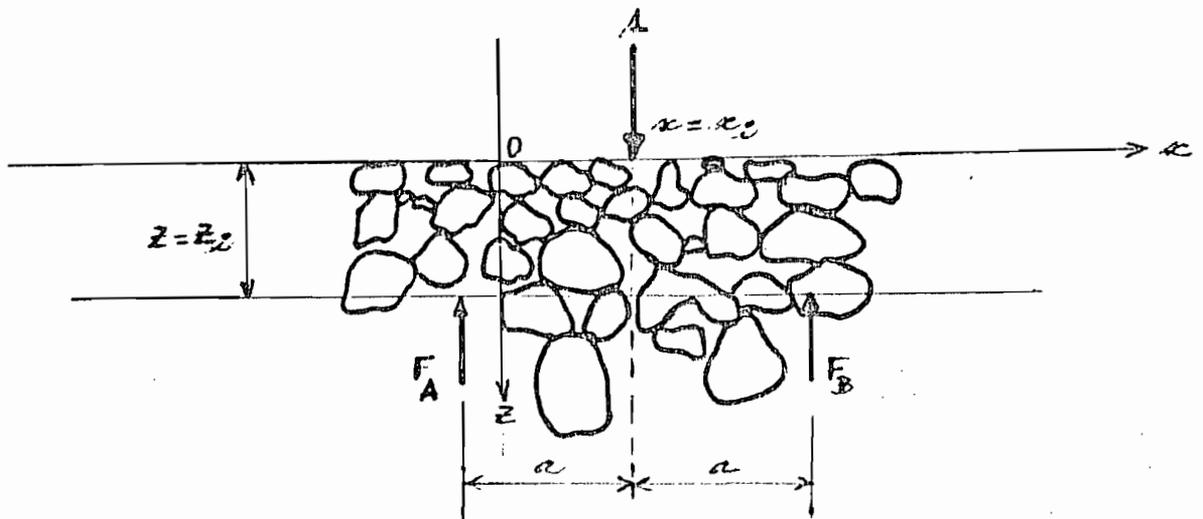


Fig.5.1 Action d'une force sur un milieu formé de particules

valeurs possibles permettra de faire des prédictions à propos de la survenance d'un ou d'une série d'évènements.

C'est cette démarche que nous adopterons dans la recherche du comportement le plus probable: nous visons pour les fondations superficielles, l'évaluation du risque de rupture en fonction de la dispersion des paramètres géotechniques dont on dispose.

5.3.1 Incertitude et paramètres

des matériaux

Dans la méthode déterministe, un sol homogène est caractérisé par une valeur unique de ses paramètres. Pourtant il n'est plus à démontrer que même dans les conditions les plus favorables, la connaissance des caractéristiques des dépôts naturels de massifs formés de particules est toujours imparfaite. Chaque mesure contient comme éléments d'incertitude et pour n'en citer que quelques-uns:

- Echantillonnage insuffisant.
- Remaniement lors de l'échantillonnage et des essais.
- Orientation des échantillons, anisotropie, dimensions.
- Vitesse de mise en charge en laboratoire et vitesse de rupture des ouvrages.
- Essais en conditions de contraintes planes et calculs en conditions de déformations planes.

Ce qui précède démontre clairement la nécessité de se poser la question: "jusqu'ou peut-on généraliser le résultat d'un essai particulier ou d'une observation?". Seules les études statistiques permettent de donner une réponse à cette question.

Elles permettent de délimiter le degré d'incertitude sur les résultats d'essais et de trouver la valeur numérique de leur degré de fiabilité.

Depuis une vingtaine d'années, de nombreuses études statistiques sur des massifs de sols homogènes ont été effectuées. Ces études ont permis de constater que l'ordre de grandeur du coefficient de variation des paramètres géotechniques varie peu quel que soit le sol considéré. Cet ordre de grandeur change beaucoup plus d'un paramètre à l'autre que d'un sol à l'autre. Dans le tableau 5.1 nous donnons un certain nombre de résultats statistiques issus de quelques-unes de ces études, tirés de HARR (1981), des rapports internes des Laboratoires de Mécanique des Sols (LMS) de l'Ecole Polytechnique de Thiès (E.P.T) et de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (E.P.F.L). Le coefficient de variation est défini comme l'écart-type divisé par la moyenne du paramètre:

$$V = \frac{s}{\bar{x}} \times 100 \text{ (pourcent)}$$

Le coefficient de variation est dans un sens une mesure de la dispersion (comme l'écart-type ou la variance). Il permet de présenter le degré d'incertitude d'une variable aléatoire. Par exemple, si le coefficient de variation du poids volumique apparent d'une argile très plastique est de 2.5%, alors une argile très plastique dont le poids volumique apparent moyen est de 17 KN/m^3 aura un écart-type de 0,425. Tandis qu'un matériau semblable dont le poids volumique apparent moyen serait de 15 KN/m^3 aurait un écart-type de 0,375. Il est normal que, si les échantillons font partie d'une même couche, ou si ce sont des matériaux dont l'origine géologique est la même, leurs coefficients de variation soient compris entre des limites relativement voisines,

Tableau 5.1

Auteur	Année	Type de sol	Moyenne	Nombre d'échantillons	Coefficient de variation
Poids volumique apparent γ			(KN/m³)		V_{γ} (%)
Hammitt	1966	Argile très plastique	17,78	97	2,5
Hammitt	1966	Argile à faible plasticité	17,64	97	1,9
LMS-EPT	84-89	Argile beige	18,42	35	3,6
LMS-EPFL	1977	Argile limoneuse	19,32	176	1,8
LMS-EPFL	1977	Argile limoneuse	22,37	126	3,1
Angle de frottement ϕ			(degrés)		V_{ϕ} (%)
Holz		Gravier	36,2	38	6,0
Holz		Sable	38,8	73	7,0
Holz		Sable	36,4	136	11,0
Holz		Sable	40,5	30	11,0
Schultze	1972	Sable graveleux	37,3	81	5,3
Singh	1972	Sable lâche			14,0
Singh	1972	Sable dense			12,0
LMS-EPT	84-89	Sable fin uniforme	33,4	30	15,2
LMS-EPFL	1977	Argile limoneuse	26,8	32	13,6
LMS-EPFL	1977	Argile limoneuse	35,9	30	13,0
Résistance à la compression simple q_u			(KN/m²)		V_{q_u} (%)
Frelund	1972	Argile	199,00	279	49,1
Frelund	1972	Argile	160,80	295	40,9
Frelund	1972	Argile	142,60	187	39,6
Frelund	1972	Argile	124,40	53	47,7
Matsuo-Kuroda	1974	Argile	92,80	231	29,0
Ladd-Moh	1972	Argile		97	30-40
Lumb	1972	Argile			37-51
Lumb	1972	Terre végétale			60-85
Morse	1972	Terre végétale	310,0		36,1
LMS-EPFL	1977	Argile limoneuse	145,0	30	53,7
Cohésion C_u			(KN/m²)		V_{C_u} (%)
LMS-EPT	84-89	Argile grise	23,6	35	36,2
LMS-EPFL	1977	Argile limoneuse	16,0	30	47,0

même si la valeur moyenne d'un paramètre considéré varie d'un endroit à un autre.

Il est significatif que pour certains paramètres de matériaux, le coefficient de variation soit très petit, par exemple dans le cas du poids volumique apparent. Pour ces paramètres, on peut admettre qu'une estimation valable de la valeur du paramètre peut être faite à partir d'un nombre limité d'essais.

L'examen du tableau 5.1 nous a conduit à la conclusion que, dans la pratique du dimensionnement, il n'est pas nécessaire de redéterminer chaque fois les coefficients de variation par une étude statistique, on peut adopter simplement les valeurs suivantes:

$$V_{\phi}=0,10 \quad V_C=0,50 \quad V_{\gamma}=0,03$$

Cette conclusion est très importante par son caractère de généralité. Cela signifie qu'un sol, en tant que matériau "homogène" est caractérisé en ce qui concerne la dispersion de chacun de ses paramètres par une valeur unique du coefficient de variation. L'effet immédiat de cette conclusion dans la pratique, comme on peut le percevoir, est la réduction du coût des essais de laboratoire par la limitation de leur nombre.

5.3.2 Modèle capacité - sollicitation

La variabilité naturelle des sols, telle qu'elle apparaît dans le tableau 5.1 est bien connue. La méthode habituelle de dimensionnement des ouvrages consiste à minimiser le risque admissible maximum. On admet souvent que l'on a simultanément aux endroits critiques les valeurs limites inférieures de la capacité (résistance) et les valeurs limites supérieures de la sollicitation (charges).

C'est ainsi qu'on admet par exemple souvent une valeur minimale constante de ϕ le long de toute surface potentielle de rupture dans les problèmes de stabilité des talus ou des parois de soutènement.

Du point de vue probabiliste, la possibilité qu'un ouvrage se comporte favorablement, sa capacité, est une variable aléatoire. Cela est illustré schématiquement par la figure 5.2. La distribution réelle peut être sensiblement différente de la distribution normale. Une valeur particulière calculée, de la capacité, utilisée dans la méthode conventionnelle est notée par \tilde{C} sur la figure; \bar{C} correspond à la valeur moyenne. La distribution simplifiée de la sollicitation est également représentée sur la figure. \tilde{S} est une valeur particulière utilisée dans la méthode conventionnelle et \bar{S} est la valeur moyenne de la distribution. En général, la fonction de sollicitation résulte de plusieurs composantes telles que charges permanentes de la structure, surcharges de service, efforts dus aux vents, accélérations causées par les tremblements de terre, niveau des eaux souterraines, histoire des contraintes, procédés de construction, etc... Inutile de dire que sa distribution peut aussi s'écarter beaucoup de la distribution normale.

La définition habituelle du facteur de sécurité pour les conditions fixées à la figure 5.2 est:

$$F = \frac{\tilde{C}}{\tilde{S}} \quad (5.1)$$

La différence entre les variables aléatoires C et S est appelée la marge de sécurité (MS):

$$MS = C - S \quad (5.2)$$

La marge de sécurité est évidemment une variable aléatoire.

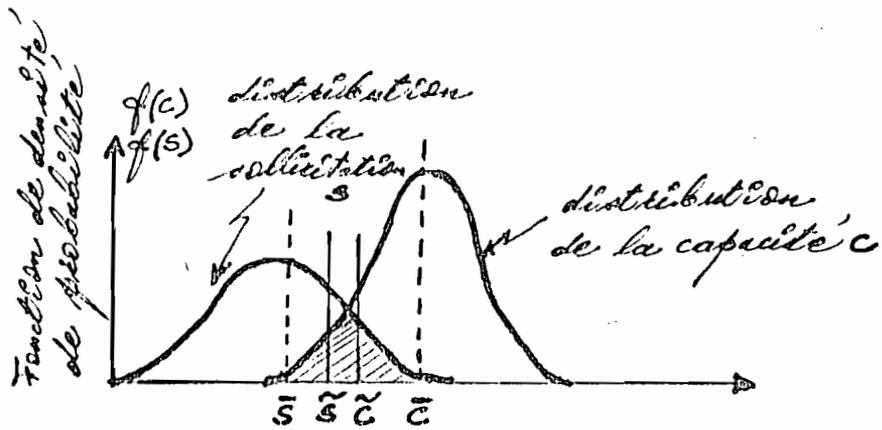


Fig. 5.2 Modèle capacité-sollicitation

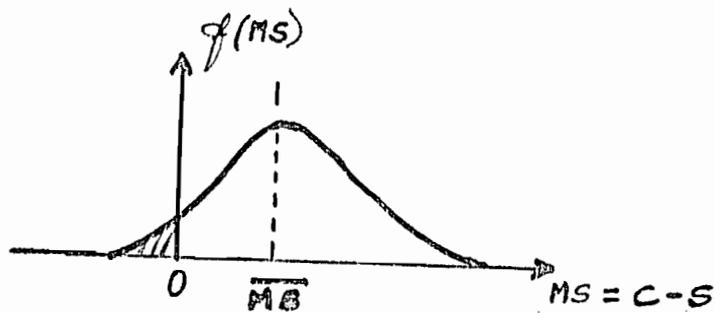


Fig. 5.3 Distribution de la marge de sécurité

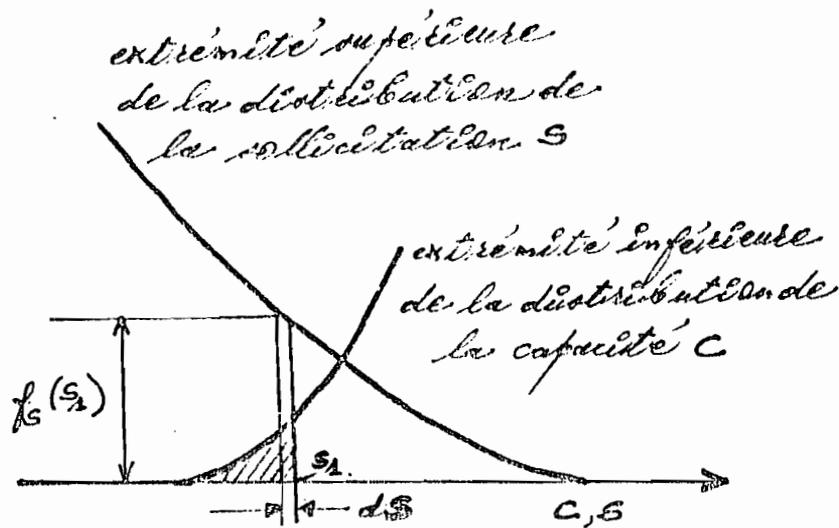


Fig. 5.4 Probabilité de rupture

La rupture est associée à la portion de la densité de probabilité de la marge de sécurité, correspondant à une valeur négative de cette marge; c'est-à-dire à $MS=C-S<0$ représentée par des hachures sur la figure 5.3. La surface hachurée étant la probabilité de rupture p_r , nous avons:

$$p_r = P[C-S \leq 0] \quad (5.3)$$

Sur la figure 5.2 la surface hachurée indique également la probabilité de rupture par dépassement de la capacité portante.

5.3.3 Expression générale

de la probabilité de rupture

Nous allons à présent chercher l'expression générale de la probabilité de rupture en supposant que les fonctions de densité de probabilité de la capacité et de la sollicitation sont connues. A cet effet, nous avons représenté sur la figure 5.4 la région de recouvrement de la figure 5.2. Soit S_1 une valeur de la sollicitation; la probabilité associée au niveau de sollicitation S_1 est :

$$P[S_1-dS/2 < S < S_1+dS/2] = f_S(S_1)dS$$

où $f_S(S)$ est la fonction de densité de probabilité de la sollicitation. La probabilité que la capacité soit inférieure à S_1 , $C < S_1$, représentée par la zone hachurée de la figure, est donnée, dans le cas par exemple d'une distribution normale, par:

$$P[C < S_1] = \int_{-\infty}^{S_1} f_C(C) dC$$

La probabilité de rupture au niveau de sollicitation S_1 est égale au produit de ces deux probabilités, ou

$$dp_r = f_S(S_1) dS \int_{-\infty}^{S_1} f_C(C) dC$$

Pour tenir compte de toutes les valeurs possibles de la sollicitation, nous intégrons cette expression:

$$p_r = \int_{-\infty}^{+\infty} \left[\int_{-\infty}^S f_C(C) dC \right] f_S(S) dS \quad (5.4.a)$$

Cette expression peut encore s'écrire sous forme équivalente:

$$p_r = \int_{-\infty}^{+\infty} F_C(S) f_S(S) dS \quad (5.4.b)$$

où F_C est la fonction de répartition de la capacité.

CHAPITRE 6

MODELE DE CALCUL PROBABILISTE POUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES

6.1 HYPOTHESES DU CALCUL PROBABILISTE

Comme c'est souvent le cas, on est amené à faire des hypothèses lorsqu'il s'agit de construire un modèle mathématique pour traduire le comportement d'un système physique. Le modèle de calcul probabiliste que nous proposons ici n'échappe pas à cette règle.

Supposons que le niveau de la nappe souterraine est tel qu'il n'intervient pas dans le calcul de la capacité portante. Ceci est généralement admis lorsque la zone de cisaillement est située au-dessus du niveau de la nappe. L'équation permettant de calculer la capacité portante, nous l'avons déjà montré (équation 3.8),

est: $q_p = 1/2 \cdot \tau_2 B N_\tau \lambda_\tau + \tau_1 D N_q \lambda_q + C N_c \lambda_c$

Nous considérerons les paramètres géométriques D, B, L comme des constantes. Les paramètres N_τ , N_q , et N_c , nous le rappelons, sont des fonctions de ϕ et de ϕ seulement. Parmi les diverses expressions qui ont été proposées (formules 3.2 à 3.5) nous avons décidé d'adopter celles qui suivent:

$$N_\tau = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \phi; \quad N_q = \frac{e^{(3\pi/2 - \phi) \operatorname{tg} \phi}}{2 \cos^2(\pi/4 + \phi/2)}; \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\operatorname{tg} \phi} \quad (6.1)$$

Elles sont relatives au cas d'une semelle rugueuse. Ce cas nous semble mieux correspondre aux conditions réelles que celui de la semelle lisse. Les facteurs de forme sont aussi souvent considérés comme des fonctions de ϕ : voir équations (3.9) [DE BEER et VESIC] et (3.10) [MEYERHOF].

A titre d'exemples, nous donnons les valeurs numériques suivantes:

Tableau 6.1

Forme de la fondation	Auteur	λ_r	λ_q	λ_c
Très longue B — = 0 L	DE BEER / VESIC	1	1	1
	MEYERHOF	1	1	1
Carrée B — = 1 $\phi=0$ L	DE BEER / VESIC	0,60	1	1,18
	MEYERHOF	1	1	1,20
Carrée B — = 1 $\phi=45^\circ$ L	DE BEER / VESIC	0,60	2	2
	MEYERHOF	1,58	1,58	2,17

Le tableau 6.1 montre que dans certains cas, les différences entre les valeurs proposées par les divers auteurs peuvent être grandes. Cependant, on peut s'apercevoir que les paramètres λ_i varient peu avec la valeur de ϕ en regard des N_i . Par conséquent, nous renoncerons à considérer les λ_i comme des variables aléatoires. Ces paramètres seront introduits dans l'équation (3.8) comme des constantes dont la valeur est calculée à partir de la valeur moyenne de ϕ .

En définitive, seuls les paramètres géotechniques ϕ , c , τ_1 et τ_2 , pour des raisons que nous ne rappellerons pas ici, seront des variables aléatoires. Elles seront caractérisées par:

- leur moyenne μ_ϕ , μ_c , μ_τ
- leur écart-type S_ϕ , S_c , S_τ
- leur coefficient de variation V_ϕ , V_c , V_τ

Il est à noter qu'habituellement on admet que le sol immédiatement situé sous la base de la semelle possède les mêmes caractéristiques que le sol de surcharge à cause de la faible profondeur d'encastrement qui caractérise les fondations superficielles.

C'est ce qui nous a conduit à confondre τ_1 et τ_2 . Il résulte de ce qui précède que la capacité portante q_p est une fonction des variables aléatoires ϕ , c , et τ .

A présent, nous essayerons de tirer les propriétés intéressantes de la fonction q_p .

6.2 ESPERANCE MATHÉMATIQUE

ET VARIANCE DE q_p

La fonction $q_p(\phi, c, \tau)$ peut être exprimée sous forme analytique en remplaçant dans l'équation (3.8) les N_i par leurs valeurs respectives de l'équation (6.1). Elle peut donc être développée en série de Taylor.

A titre de rappel du calcul différentiel, redonnons la formule de Taylor pour le développement autour d'un point $x=\mu$ d'une fonction $f(x)$ possédant N dérivées continues:

$$f(x) = f(\mu) + f'(\mu)(x-\mu) + \frac{f''(\mu)}{2!}(x-\mu)^2 + \dots + \frac{f^{(N-1)}(\mu)}{(N-1)!}(x-\mu)^{N-1} + R_N \quad (6.2)$$

où $f^{(m)}(\mu)$ est la dérivée m^e de $f(x)$ évaluée au point μ et où R_N est le reste (qui peut être ou ne pas être égal à zéro).

Le développement en série de Taylor d'une fonction de N variables $F(x_1, x_2, \dots, x_N)$ autour du point $x_1=\mu_1, x_2=\mu_2, \dots, x_N=\mu_N$ arrêté au deuxième ordre s'écrit:

$$F(x_1, x_2, \dots, x_N) = F(\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_N) + \sum_{i=1}^N \frac{\partial F}{\partial x_i} (x_i - \mu_i) + \frac{1}{2} \left\{ \sum_{i=1}^N \frac{\partial^2 F}{\partial x_i^2} (x_i - \mu_i)^2 + 2 \sum_{\substack{i=1 \\ i < j}}^N \sum_{j=1}^N \frac{\partial^2 F}{\partial x_i \partial x_j} (x_i - \mu_i)(x_j - \mu_j) \right\} \quad (6.3)$$

où toutes les dérivées sont évaluées aux points $x_1 = \mu_1$, $x_2 = \mu_2, \dots, x_N = \mu_N$.

Supposons à présent que chacune des variables x_i de la fonction $y = F(x_1, x_2, \dots, x_N)$ soit une variable aléatoire indépendante d'espérance mathématique μ_i , de variance S_i^2 connues. On peut montrer (HAHN et SHAPIRO 1967) (réf. HARR 1977), en se limitant aux termes de l'ordre le plus bas, non nul, que l'espérance mathématique et la variance de la fonction y sont:

$$\bar{Y} = F(\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_N) + 1/2 \sum_{i=1}^N \frac{\partial^2 F}{\partial x_i^2} (S_i^2) \quad (6.4)$$

$$S_Y^2 = \sum_{i=1}^N \left(\frac{\partial F}{\partial x_i} \right)^2 (S_i^2) \quad (6.5)$$

Le coefficient de variation de y sera alors: $V_Y = \frac{S_Y}{\bar{Y}}$ (6.6)

Dans le cas présent de la capacité portante $q_p(\phi, c, \tau)$, on obtient les expressions suivantes pour les formules (6.4) et (6.5):

$$\begin{aligned} \mu_{qp} = \bar{q}_p &= 1/2 \cdot \tau B N_\tau \lambda_\tau + \tau D N_q \lambda_q + C N_c \lambda_c \\ &+ 1/2 \left(1/2 \cdot \tau B \lambda_\tau \frac{\partial^2 N_\tau}{\partial \phi^2} + \tau D \lambda_q \frac{\partial^2 N_q}{\partial \phi^2} + C \lambda_c \frac{\partial^2 N_c}{\partial \phi^2} \right) S_\phi^2 \end{aligned} \quad (6.7)$$

$$\begin{aligned} S_{qp}^2 &= \left(1/2 \cdot \tau B \lambda_\tau \frac{\partial N_\tau}{\partial \phi} + \tau D \lambda_q \frac{\partial N_q}{\partial \phi} + C \lambda_c \frac{\partial N_c}{\partial \phi} \right) S_\phi^2 \\ &+ N_c^2 \lambda_c^2 S_c^2 + (1/2 \cdot B N_\tau \lambda_\tau + D N_q \lambda_q)^2 S_\tau^2 \end{aligned} \quad (6.8)$$

Le calcul de q_p et S_{qp}^2 nécessite donc la connaissance des dérivées partielles premières et secondaires des N_i par rapport à ϕ , c et τ . On peut retrouver ces dérivées que nous avons développées dans le tableau 6.2.

Tableau 6.2 Fonctions N_q , N_c , N_T et leurs dérivées partielles

$$N_q = \frac{e^{(3\pi/2 - \phi) \operatorname{tg} \phi}}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2)}$$

$$\frac{\delta N_q}{\delta \phi} = \frac{(3\pi/2 - \phi) \operatorname{tg} \phi \left(\frac{3\pi/2 - \phi}{\cos^2 \phi} - \operatorname{tg} \phi \right) + e^{(3\pi/2 - \phi) \operatorname{tg} \phi}}{4 \cos^4 (45^\circ + \phi/2)} - \frac{e^{(3\pi/2 - \phi) \operatorname{tg} \phi}}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2)}$$

$$\frac{\delta N_q}{\delta \phi} = \frac{e^{(3\pi/2 - \phi) \operatorname{tg} \phi}}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2)} \left[\frac{3\pi/2 - \phi}{\cos^2 \phi} - \operatorname{tg} \phi + \operatorname{tg} (45^\circ + \phi/2) \right] = N_q \cdot A$$

$$\frac{\delta^2 N_q}{\delta \phi^2} = \frac{\delta N_q}{\delta \phi} \cdot A + N_q \frac{\delta A}{\delta \phi} = N_q \left(A^2 + \frac{\delta A}{\delta \phi} \right)$$

$$\frac{\delta A}{\delta \phi} = \frac{-\cos^2 \phi + (3\pi/2 - \phi) 2 \sin \phi \cos \phi}{\cos^4 \phi} - \frac{1}{\cos^2 \phi} + \frac{1}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2)}$$

$$\frac{\delta A}{\delta \phi} = 2 \frac{(3\pi/2 - \phi) \operatorname{tg} \phi - 1}{\cos^2 \phi} + \frac{1}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2)}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\operatorname{tg} \phi}$$

$$\frac{\delta N_c}{\delta \phi} = - (N_q - 1) \frac{1}{\sin^2 \phi} + \frac{\delta N_q}{\delta \phi} \frac{1}{\operatorname{tg} \phi} = N_q \left(\frac{A}{\operatorname{tg} \phi} - \frac{1}{\sin^2 \phi} \right) + \frac{1}{\sin^2 \phi}$$

$$\frac{\delta^2 N_c}{\delta \phi^2} = N_q \left(\frac{\delta A / d\phi}{\operatorname{tg} \phi} - \frac{A}{\sin^2 \phi} + \frac{2}{\operatorname{tg} \phi \sin^2 \phi} \right) - \frac{2}{\operatorname{tg} \phi \sin^2 \phi} + \frac{\delta N_q}{\delta \phi} \left(\frac{A}{\operatorname{tg} \phi} - \frac{1}{\sin^2 \phi} \right)$$

$$\frac{\delta^2 N_c}{\delta \phi^2} = N_q \left(\frac{A^2 + dA/d\phi}{\operatorname{tg} \phi} - \frac{2A}{\sin^2 \phi} + \frac{2}{\operatorname{tg} \phi \sin^2 \phi} \right) - \frac{2}{\operatorname{tg} \phi \sin^2 \phi}$$

$$N_T = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \phi$$

$$\frac{\delta N_T}{\delta \phi} = 2 \frac{\delta N_q}{\delta \phi} \operatorname{tg} \phi + 2 (N_q + 1) \frac{1}{\cos^2 \phi} = 2 N_q \left(A \operatorname{tg} \phi + \frac{1}{\cos^2 \phi} \right) + \frac{2}{\cos^2 \phi}$$

$$\frac{\delta^2 N_T}{\delta \phi^2} = 2 N_q \left(\frac{\delta A}{\delta \phi} \operatorname{tg} \phi + \frac{A}{\cos^2 \phi} + \frac{2 \operatorname{tg} \phi}{\cos^2 \phi} \right) + 2 \frac{\delta N_q}{\delta \phi} \left(A \operatorname{tg} \phi + \frac{1}{\cos^2 \phi} \right) + \frac{4 \operatorname{tg} \phi}{\cos^2 \phi}$$

$$\frac{\delta^2 N_T}{\delta \phi^2} = 2 N_q \left(A^2 \operatorname{tg} \phi + \frac{\delta A}{\delta \phi} \operatorname{tg} \phi + 2 \frac{A + \operatorname{tg} \phi}{\cos^2 \phi} \right) + \frac{4 \operatorname{tg} \phi}{\cos^2 \phi}$$

6.3 CHOIX DE LA DISTRIBUTION

DE LA CAPACITE ET DE LA CHARGE

Nous avons vu dans la section 5.5 du chapitre précédent que lorsqu'on considère P , la sollicitation et Q_p , la capacité, comme des variables aléatoires dont la distribution est connue, la probabilité de rupture est donnée par la surface hachurée de la figure 5.2.

En géotechnique, un certain nombre de distributions de probabilité sont employées, dont les plus courantes sont la distribution Normale, la distribution Log-Normale et la distribution bêta (type I de PEARSON).

Le choix d'une distribution est un problème délicat car il est essentiel que la distribution puisse rendre compte des caractéristiques spéciales de la variable aléatoire. Dans le cas de la capacité portante d'une fondation, tout comme celui de la charge P exercée sur la fondation, les valeurs des variables aléatoires sont toutes positives. La distribution bêta convient bien à ces deux cas. C'est une fonction de densité très protéiforme, c'est-à-dire que sa courbe peut avoir des formes très variées. Elle présente l'avantage de ne pas être obligatoirement symétrique comme c'est le cas pour la distribution Normale. Elle peut être limitée en étendue; de ce fait elle permet de faire intervenir le jugement personnel.

Compte tenu de ces avantages, nous retiendrons pour la charge et la capacité portante, l'utilisation de la distribution bêta.

6. 3. 1 Présentation de la distribution bêta

La distribution bêta peut s'exprimer par l'une ou l'autre des formules suivantes:

$$f(x) = \frac{(b-a)^{-1-\alpha-\beta}}{B(\alpha+1, \beta+1)} (x-a)^\alpha (b-x)^\beta \quad (6.9)$$

ou

$$f(x) = \frac{1}{(b-a)B(\alpha+1, \beta+1)} \left(\frac{x-a}{b-a}\right)^\alpha \left(\frac{b-x}{b-a}\right)^\beta \quad (6.10)$$

où $a \leq x \leq b$, $\alpha > -1$ et $\beta > -1$

a et b sont les valeurs minimum et maximum de la variable aléatoire x (bornes de la distribution).

B est la fonction bêta. Elle est reliée à la fonction gamma (Γ) par: $B(x, y) = \frac{\Gamma(x) \cdot \Gamma(y)}{\Gamma(x+y)}$ (6.11)

Ainsi, dans les formules ci-dessus on a: $B(\alpha+1, \beta+1) = \frac{\Gamma(\alpha+1) \cdot \Gamma(\beta+1)}{\Gamma(\alpha+\beta+2)}$

La fonction Γ est définie par $\Gamma(n) = \int_0^{+\infty} x^{n-1} e^{-x} dx$ (6.12)

ou encore $\Gamma(N+1) = N!$ ou $\Gamma(N) = (N-1)!$

N: nombres entiers de 1 à N

6. 3. 2 Propriétés de la distribution bêta

a) Espérance mathématique et variance

L'espérance mathématique d'une variable aléatoire x est définie comme étant le moment d'ordre un de x par rapport à l'origine ou moment initial d'ordre un:

$$E[x] = \int_{-\infty}^{+\infty} x f(x) dx \quad (6.13)$$

La variance de x est définie comme étant le moment d'ordre 2 par rapport à la moyenne $E[x]$ ou moment central d'ordre 2:

$$V[x] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - E[x])^2 f(x) dx \quad (6.14)$$

Dans le cas de la distribution bêta, l'espérance mathématique et la variance de la distribution sur $[a, b]$, compte tenu des équations (6.13) et (6.14) sont:

$$E[x] = \bar{x} = a + \frac{\alpha + 1}{\alpha + \beta + 2} (b - a) \quad (6.15)$$

$$V[x] = S_x^2 = \frac{(b - a)^2 (\alpha + 1) (\beta + 1)}{(\alpha + \beta + 2)^2 (\alpha + \beta + 3)} \quad (6.16)$$

b) Paramètres d'échelle α et β

Les paramètres α et β , appelés paramètres d'échelle, ont pour effet de définir la forme que prend la distribution bêta. Lorsqu'on connaît a , b , \bar{x} et S_x , on peut déduire α et β des équations (6.15) et (6.16).

A cette fin, définissons les termes:

$$\tilde{x} = \frac{\bar{x} - a}{b - a} \quad \tilde{v} = \left(\frac{S_x}{b - a} \right)^2 \quad (6.17).$$

Dès lors, α et β peuvent s'exprimer comme suit:

$$\alpha = \frac{\tilde{x}^2}{\tilde{v}} (1 - \tilde{x}) - (1 + \tilde{x}) \quad (6.18)$$

$$\beta = \frac{\alpha + 1}{\tilde{x}} - (\alpha + 2) \quad (6.19)$$

Comme nous l'avions souligné, la distribution bêta est très protéiforme. Les diverses formes peuvent s'obtenir en ajustant les paramètres d'échelle α et β . Nous donnons ci-dessous une liste des effets des paramètres α et β sur la forme que prend la distribution bêta.

Quelques exemples sont présentés à la figure 6.0.

- $\alpha=0, \beta=0$, la distribution rectangulaire ou uniforme.
- $\alpha=0, \beta=1$ ou $\alpha=1, \beta=0$, la distribution triangulaire.
- Symétrie autour de $(a+b)/2$ si $\alpha=\beta$.
- Dissymétrie droite si $\beta>\alpha$, dissymétrie gauche si $\alpha>\beta$.
- Forme en U si α et β sont tous négatifs.
- Forme en J si $\alpha\geq 0, \beta<0$, forme en J inversé si $\alpha\leq 0, \beta>0$.
- Unimodale et en "cloche" (généralement symétrique), si α et β sont du même signe, avec un maximum en $x=a+\alpha(b-a)/(\alpha+\beta)$ (tous deux positifs) ou un minimum en $x=a+\alpha(b-a)/(\alpha+\beta)$ (tous deux négatifs).
- L'interversion des paramètres donne l'image réfléchie à l'intérieur du domaine.

**c) Coefficient de dissymétrie
et coefficient d'acuité**

Le coefficient de dissymétrie sert à mesurer le degré d'assymétrie ou de dissymétrie d'une distribution liée à l'étalement de l'échantillon. Il est défini par la quantité:

$$\beta_1 = \frac{m_3}{m_2^{3/2}} \quad (6.20)$$

où m_3 est le moment central d'ordre 3 et m_2 le moment central d'ordre 2 ou variance.

Le coefficient d'acuité mesure le caractère pointu de la distribution qu'on appelle acuité. Il est défini par la quantité:

$$\beta_2 = \frac{m_4}{m_2^2} \quad (6.21)$$

où m_4 est le moment central d'ordre 4.

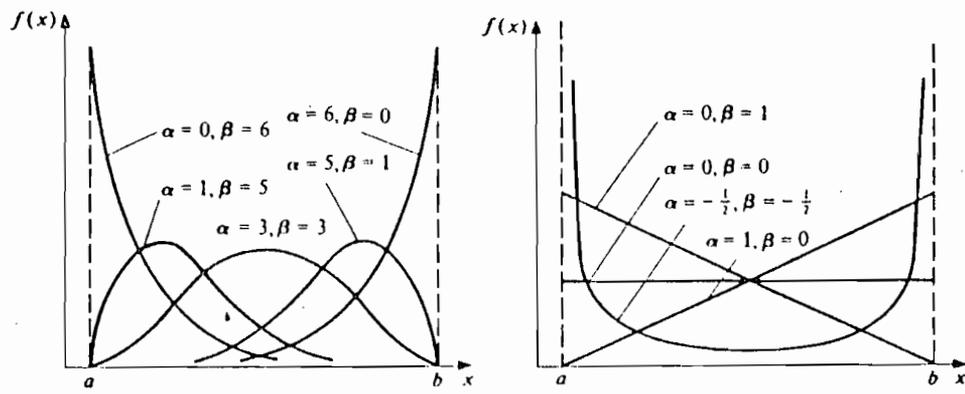


Fig. 6.0 Exemples de formes de la distribution bêta

Dans le cas de la distribution bêta, les coefficients de dissymétrie et d'acuité, compte tenu des équations (6.20) et (6.21), s'expriment:

$$\beta_1 = \frac{2(\beta - \alpha)\sqrt{(\alpha - \beta + 3)}}{(\alpha + \beta + 4)\sqrt{(\alpha + 1)(\beta + 1)}} \quad (6.22)$$

$$\beta_2 = \frac{3(\alpha + \beta + 3)[2(\alpha - \beta)^2 + (\alpha + 1)(\beta + 1)(\alpha + \beta + 4)]}{(\alpha + 1)(\beta + 1)(\alpha + \beta + 4)(\alpha + \beta + 5)} \quad (6.23)$$

6. 4 CALCUL DE LA DISTRIBUTION

DE LA CHARGE

Parmi les efforts qui sont transmis à une fondation, il faut distinguer le poids mort et les surcharges. L'intensité du poids mort est connue avec une bonne précision; il n'en va pas de même pour les surcharges qui sont, par essence, aléatoires .

6. 4. 1 Bornes de la distribution

La borne inférieure de la distribution de la charge est la valeur minimale de la charge qui est transmise au sol de fondation. Elle sera donnée par les charges permanentes seules (poids de la semelle compris).

La borne supérieure de la distribution de la charge est la valeur maximale de la charge qui est transmise au sol de fondation. Elle sera donnée par l'ensemble des charges permanentes et les surcharges les plus défavorables cumulées (surcharges des dalles, neige, vent, séisme, etc...). Il est à noter que la borne supérieure devient une aléatoire compte tenu du caractère aléatoire des surcharges. Il est donc souhaitable que l'on puisse connaître la distribution des surcharges. Cette distribution peut être obtenue lors de l'analyse structurale de l'ouvrage.

6. 4. 2 Moyenne et écart-type

Dans un ouvrage, les surcharges sont en général faibles comparées aux charges permanentes. Il en résulte que la différence $b-a$ est faible. Ainsi la moyenne doit être plus proche de a que de b . On pourrait alors choisir, par rapport à la moyenne, deux sous-intervalles de confiance dissymétriques pour tenir compte de cet état de fait.

Pour cela, nous avons étudié la variation de la probabilité de rupture en fonction des sous-intervalles de confiance. Dans un premier temps, l'étude a porté sur des sous-intervalles de la forme [n sigmas; (n+1) sigmas] où n sigmas est l'étendue du sous-intervalle à gauche de la moyenne et (n+1) sigmas celle du sous-intervalle à droite de la moyenne. Pour chaque cas, la probabilité de rupture a été calculée pour diverses valeurs de la largeur de la semelle (B) à l'aide du programme FSP. Le programme FSP est relatif au modèle de calcul que nous présentons et a pour but d'automatiser les calculs. Nous en parlerons avec plus de détails dans la section 6.6. Les données utilisées pour le calcul sont les suivantes:

- Sol: $\phi=35^\circ$; $c=5\text{KN/m}^2$; $\gamma=21\text{KN/m}^3$
- Charge: $a=300\text{KN/m}$; $b=580\text{KN/m}$
- Semelle filante; $D=1\text{m}$

Nous avons considéré les sous-intervalles suivants:

- [1 sigma ; 2 sigmas]
- [2 sigmas ; 3 sigmas]
- [3 sigmas ; 4 sigmas]
- [4 sigmas ; 5 sigmas]

La figure 6.1 présente les courbes de la probabilité de rupture en fonction de la largeur de la semelle B.

On constate que les probabilités de rupture présentent des variations remarquables pour de petites largeurs de la semelle. Elles deviennent sensiblement égales pour des largeurs plus importantes. Il est important de noter que pour le cas [4 sigmas; 5 sigmas] on n'obtient pas de valeur de probabilité de rupture (valeur erronée due à la forme de la distribution qui se présente en U). Cela témoigne qu'il est aberrant de choisir un écart type trop faible pour les charges.

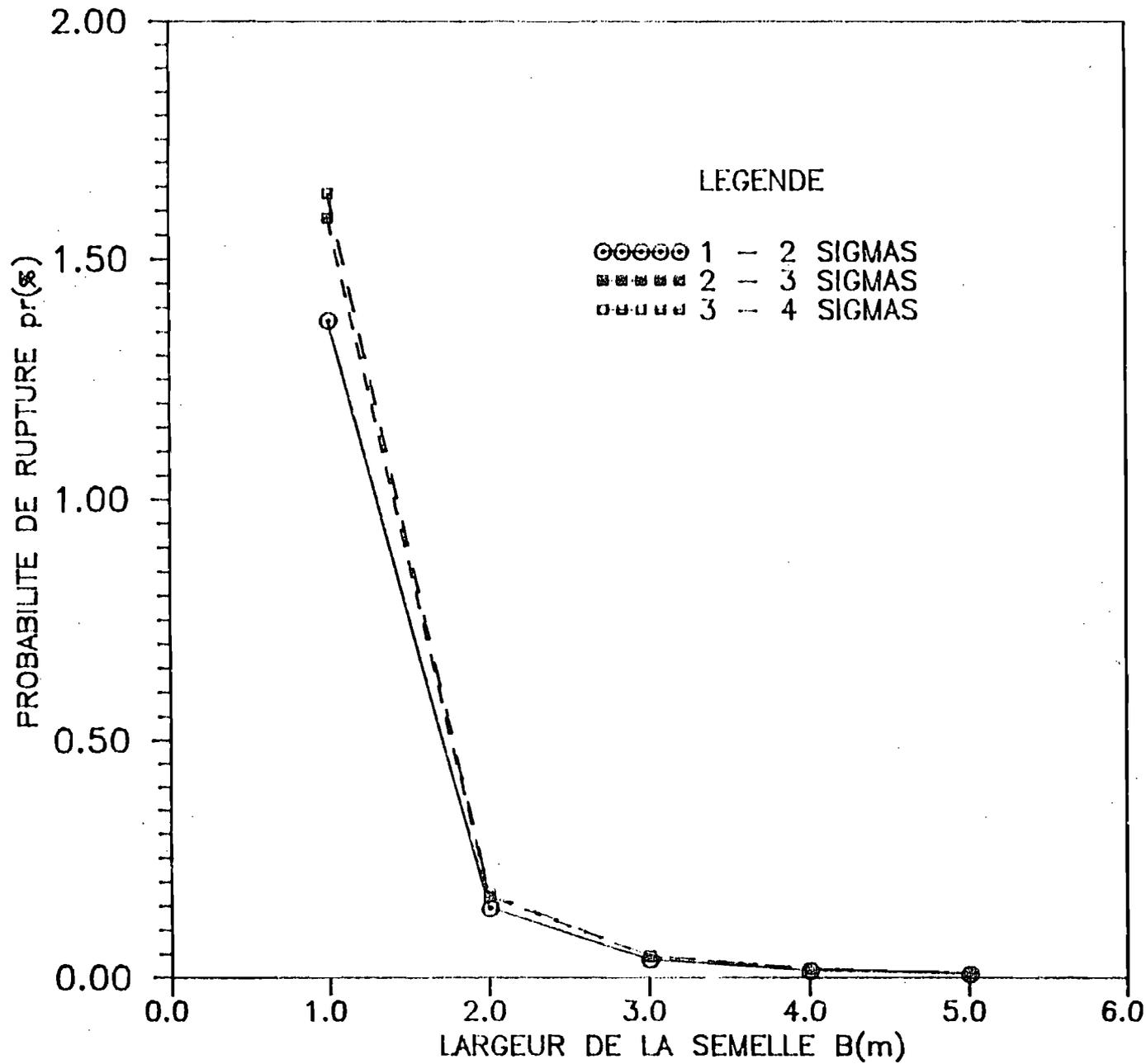


Fig.6.1 Courbes $p_r = f(B)$ pour sous-intervalles n sigmas -- $(n+1)$ sigmas
Distribution de la charge

Nous avons ensuite porté notre étude sur les sous-intervalles de la forme $[n \text{ sigmas} ; m \text{ sigmas}]$ où $m = n+1, n+2, n+3, \dots$

Les cas qui ont été considérés sont les suivants:

- [1 sigma ; 3 sigmas]
- [1 sigma ; 4 sigmas]
- [1 sigma ; 5 sigmas]
- [1 sigma ; 6 sigmas]

Les courbes de la probabilité de rupture en fonction de B sont représentées sur la figure 6.2. Les observations sont les mêmes que pour les cas étudiés précédemment. Cependant il faut remarquer que pour les petites valeurs de B la différence entre les probabilités de rupture est beaucoup plus sensible.

Nous avons analysé également le cas où l'on adopterait des sous-intervalles symétriques, c'est-à-dire si on admet que la distribution est symétrique. Pour mieux préciser la tendance, l'étude a été menée sur divers types de semelles (filante, rectangulaire et carrée). Les figures 6.3, 6.4 et 6.5 montrent la variation de p_r en fonction de la demi largeur des intervalles de confiance. Les courbes présentent la même allure pour les différents types de semelles. Elles font apparaître que pour de faibles nombres d'écart-types (entre 1,5 et 2,5), l'estimation des charges est encore très grossière. En effet, dans ce domaine, p_r ne varie pas dans un même sens. On constate d'ailleurs que si l'on prend un nombre d'écart-types en deçà de 1,5, la fonction de distribution bêta n'est pas définie pour la charge ($\alpha < -1$ et/ou $\beta < -1$).

Par contre au-delà de la valeur de 4,5 on obtient des valeurs erronées de p_r car la distribution bêta est pratiquement uniforme et ne répond plus aux caractéristiques du modèle capacité-sollicitation.

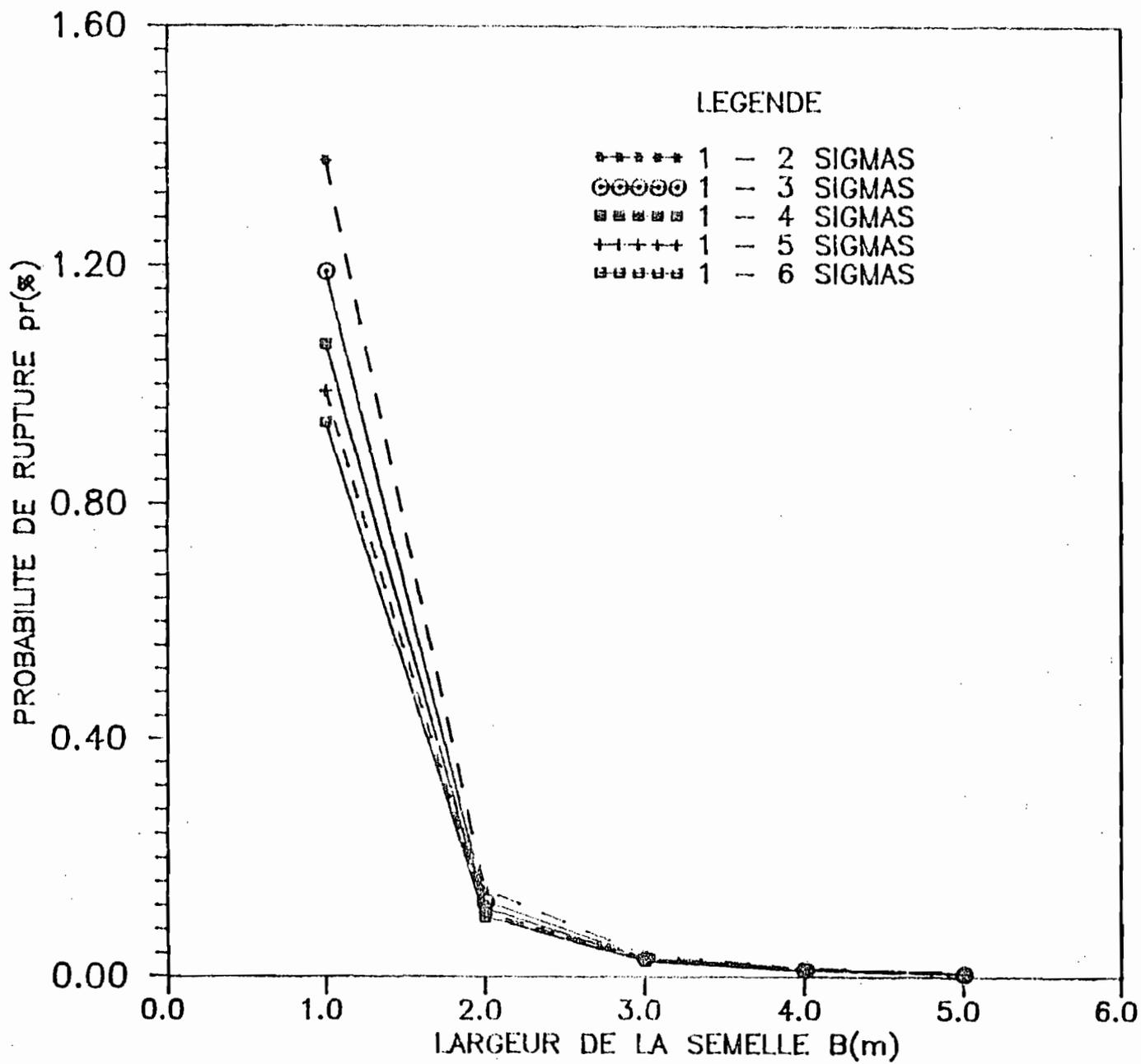


Fig.6.2 Courbes $pr = f(B)$ pour sous-intervalles
 n sigmas -- m sigmas
 Distribution de la charge

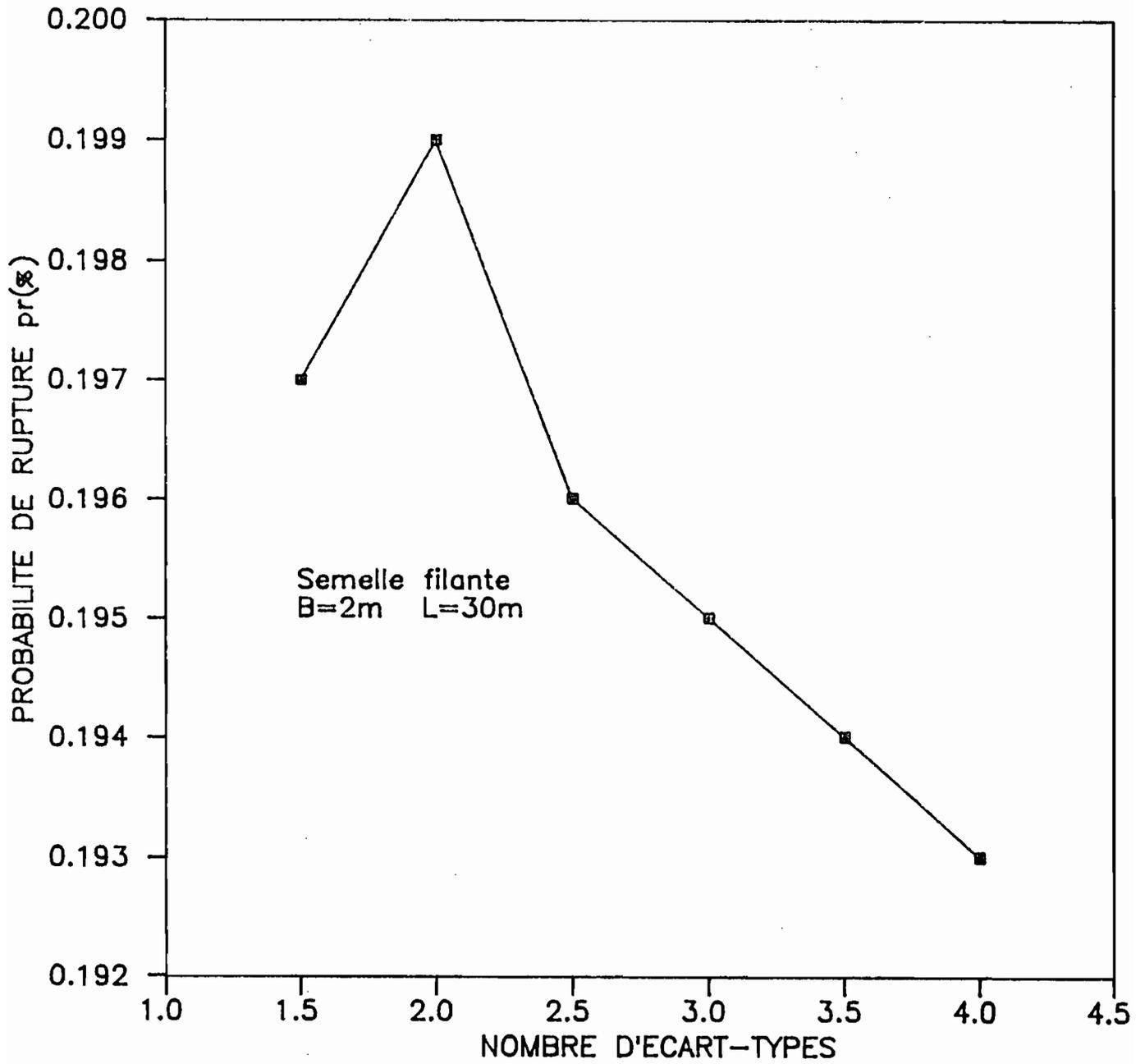


Fig.6.3 Courbe $pr = f(\text{Nombre d'ecart-types})$
 Sous-intervalles symetriques
 Distribution de la charge

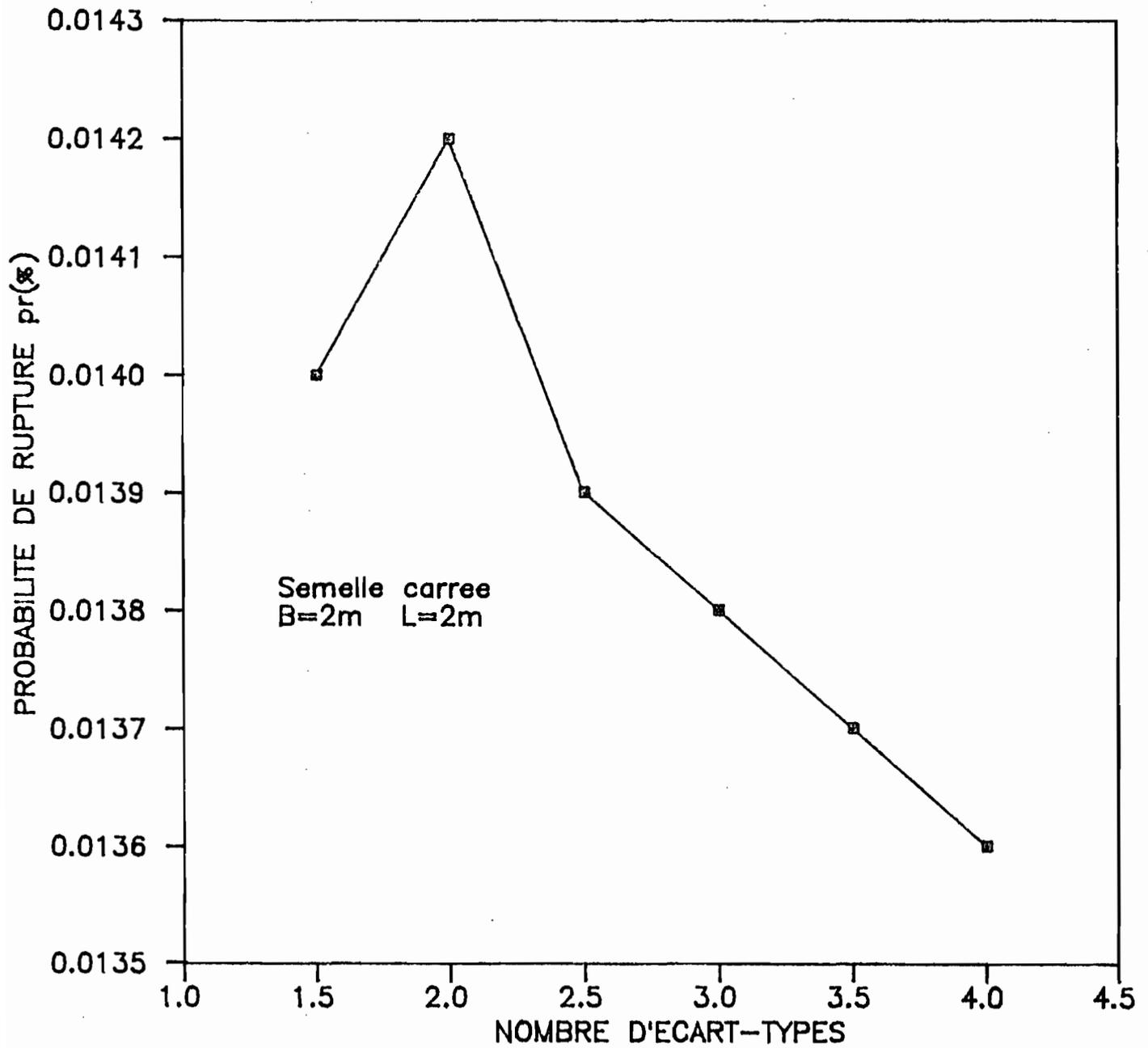


Fig.6.4 Courbe $pr = f(\text{Nombre d'ecart-types})$
Sous-intervalles symetriques
Distribution de la charge

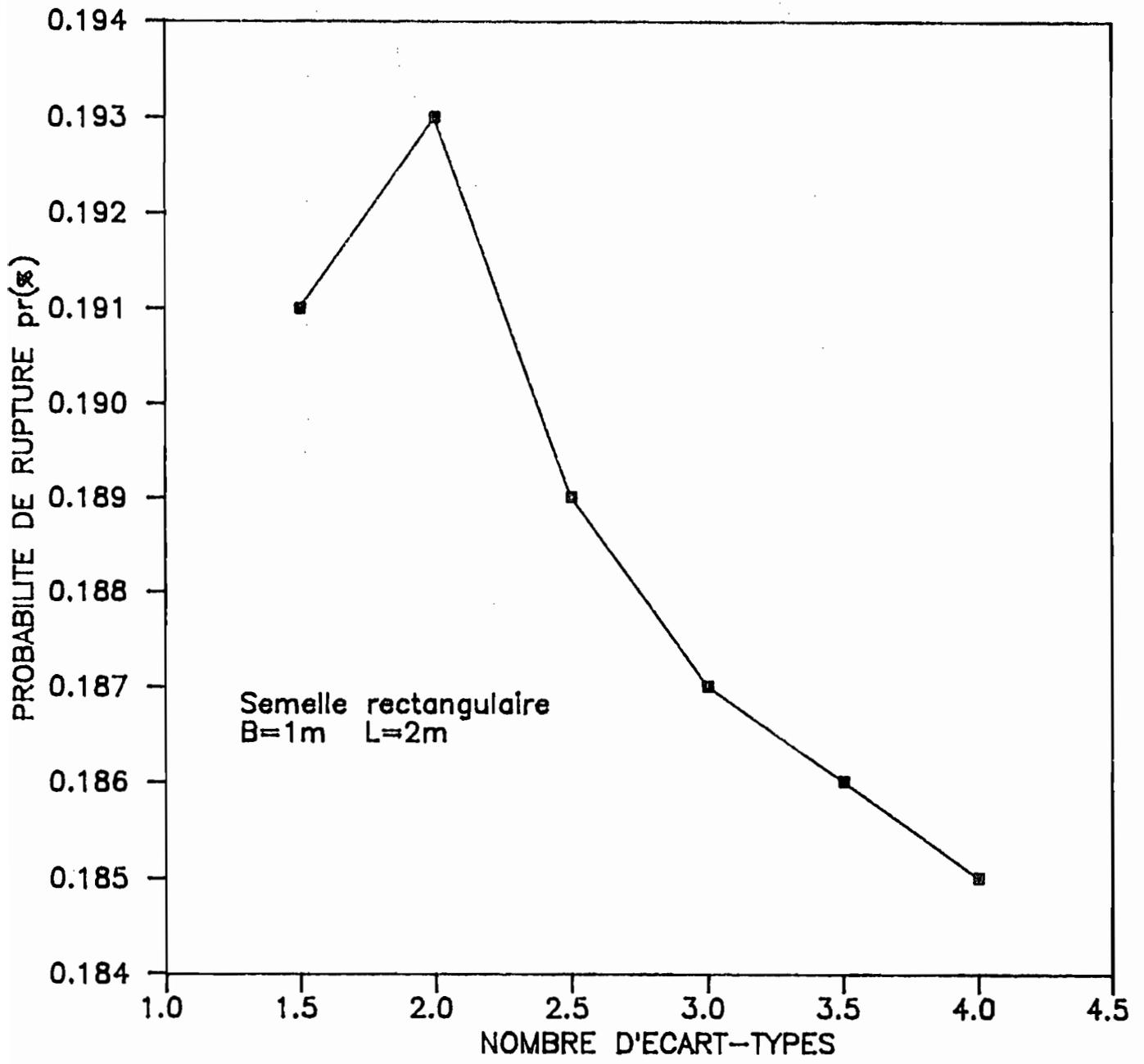


Fig.6.5 Courbe $p_r = f(\text{Nombre d'ecart-types})$
 Sous-intervalles symetriques
 Distribution de la charge

Ce qui précède démontre que pour satisfaire aux exigences du modèle, les paramètres des variables aléatoires charge et capacité doivent être choisis dans des limites raisonnables.

Au regard de tout cela, nous avons estimé que l'on pourrait adopter pour le dimensionnement, le cas intermédiaire de la figure 6.1, c'est-à-dire deux sous-intervalles de la forme [2 sigmas, 3 sigmas].

6.5 CALCUL DE LA DISTRIBUTION

DE LA CAPACITE

La détermination de la distribution de la capacité n'est pas aussi simple que celle de la charge car elle dépend de la largeur de la semelle B que l'on cherche.

6.5.1 Bornes de la distribution

Compte tenu de ce qui a été dit plus haut, il est difficile de dire a priori quelles sont les valeurs des bornes de la distribution. Toutefois, la borne inférieure de la capacité Q_p (KN) pourra être choisie comme suit: $a=0$ ce qui correspond au cas d'un sol déjà rompu, ou $a=\mu_{Qp}-nS_{Qp}$ avec dans tous les cas $a \geq 0$. Nous avons adopté la valeur de $a=0$. Pour la borne supérieure nous avons procédé comme dans le cas de la charge, à l'étude de la probabilité de rupture pour divers sous-intervalles de confiance. Les graphiques correspondants sont donnés sur les figures 6.6 et 6.7. Ils sont relatifs à une semelle filante et à une semelle carrée. Ces courbes présentent la même allure. Il est normal que p_r décroisse lorsque le nombre d'écart-types augmente. En effet, si l'on étend la borne supérieure de la capacité, il est beaucoup moins probable que certaines de ses valeurs soient inférieures à une sollicitation donnée.

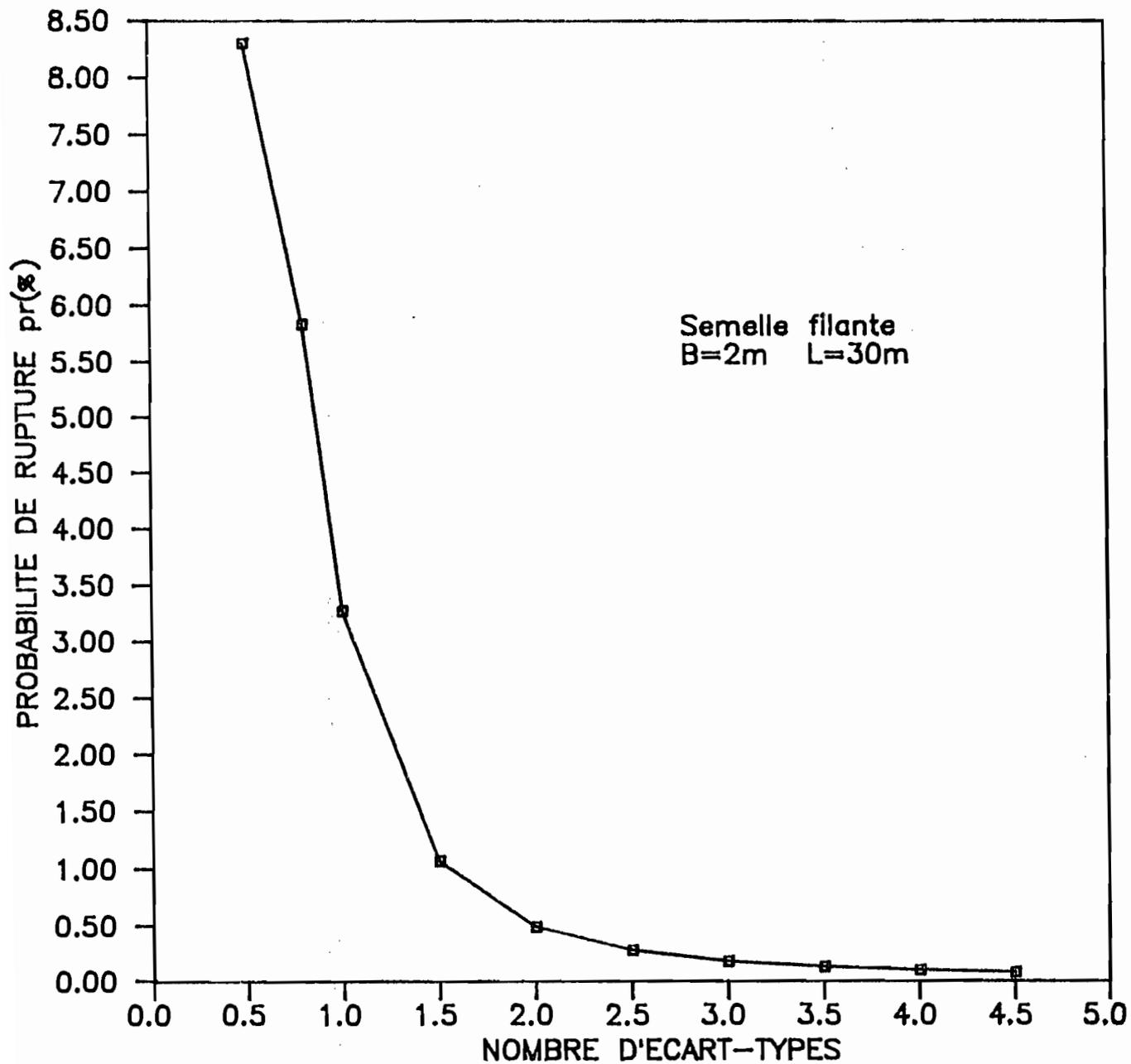


Fig.6.6 Courbe $p_r = f(\text{Nombre d'ecart-types})$
Distribution de la capacité

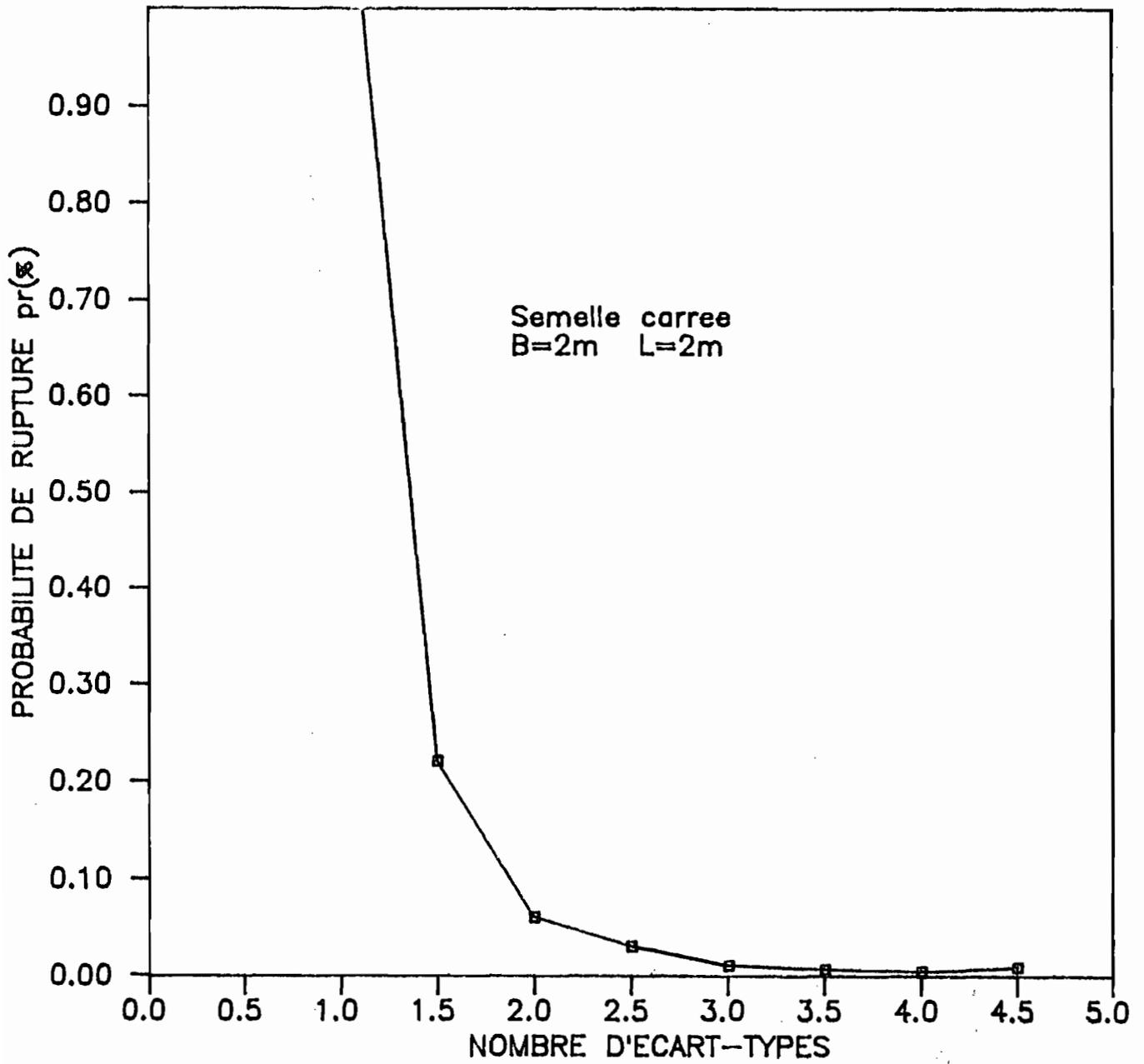


Fig.6.7 Courbe $pr = f(\text{Nombre d'ecart-types})$
Distribution de la capacite

On note également que pour la capacité, la distribution bêta n'est pas définie pour de très faibles nombres d'écart-types, alors que pour les grandes valeurs du nombre d'écart-types les résultats deviennent erronés.

Compte tenu de tout cela, nous préconisons pour la distribution de la capacité, une borne supérieure $b = \mu + 3S_{Qp}$.

6.5.2 Moyenne et écart-type

La moyenne et l'écart-type de la capacité q_p sont donnés par les équations (6.7) et (6.8). On peut donc obtenir μ_{Qp} et S_{Qp} en multipliant μ_{qp} et S_{qp} (KN/m²) par B.L (la surface d'appui de la fondation).

6.6 CALCUL DU RISQUE DE RUPTURE

Dès lors que les distributions de la charge et de la capacité sont connues, on peut calculer le risque de rupture grâce aux méthodes numériques qui permettent l'évaluation des intégrales contenues dans l'expression générale de la probabilité de rupture (formule 5.4.a). Pour une distribution donnée de la charge, il est nécessaire de calculer plusieurs fonctions de densité de probabilité de la capacité Q_p , puisque celle-ci dépend de B que l'on cherche. Ce calcul est très long et complexe; c'est pourquoi nous avons conçu un programme d'ordinateur qui permet de surmonter cette difficulté.

6.6.1 Présentation du programme FSP

Le programme FSP (écrit en BASIC) a pour but essentiel d'automatiser tous les calculs du dimensionnement. Il simplifie grandement le travail qui aurait été extrêmement long avec une calculatrice de poche.

C'est un outil de travail qui peut être utilisé dans la pratique. Très flexible, il donne à l'utilisateur la possibilité de faire intervenir son jugement personnel et de prendre des décisions vis à vis de certains concepts. C'est ainsi qu'il n'impose pas, par exemple, un rapport D/B pour la définition d'une fondation superficielle ou celle de la semelle filante. Il appartient donc à l'utilisateur de décider des limites à adopter. L'utilisateur peut également choisir librement les intervalles ou sous-intervalles de confiance. Il en va de même pour les facteurs de forme.

Le fonctionnement du programme FSP peut se résumer comme suit:

- saisie des données (bornes de la charge, valeurs moyennes des paramètres géotechniques, dimensions de la fondation)
- choix d'options (facteurs de forme, intervalles ou sous intervalles de confiance)
- calcul des dérivées partielles des N_i
- calcul des distributions (moyennes, écart-types, paramètres d'échelle ...ect)
- calcul de la probabilité de rupture (intégrations numériques).

Le listage du programme FSP est donné en annexe 1. Une disquette du programme est également disponible au centre de calcul de l'E.P.T.

6.6.2 Présentation du programme FSPGRAPH

Le programme FSPGRAPH est un complément au programme FSP. Il permet la création de fichiers et le stockage de données pour le tracé de graphiques. Il a été élaboré dans le but d'éviter le ralentissement du programme FSP qu'occasionneraient les nombreuses opérations de stockage et de lecture des fichiers.

FSPGRAPH ne calcule pas de probabilité de rupture. Il permet, grâce à un greffage avec un logiciel de graphisme, d'obtenir à l'écran ou sur imprimante les graphiques des distributions de la charge et de la capacité. En outre, il permet de caractériser les distributions en calculant les coefficients de dissymétrie et d'acuité. Le listage du programme FSPGRAPH est également présenté en annexe 2.

CHAPITRE 7

APPLICATIONS

7.1 PRESENTATION DES CAS ETUDIÉS

Après avoir élaboré le modèle de calcul probabiliste, nous avons envisagé son application à des cas concrets. Ces mêmes cas qui seront étudiés du point de vue déterministe nous permettront de discuter des résultats obtenus et de comparer le calcul probabiliste au calcul déterministe. Le premier cas qui a fait l'objet de notre étude est constitué d'exemples tirés de RECORDON (1983). Il s'agit de dimensionner, pour des conditions de sollicitation données, une fondation que l'on suppose reposant successivement sur trois types de sols. Le deuxième cas est un cas réel qui a été étudié par le Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes pour l'Équipement (CEREEQ) du Sénégal. Il s'agit de l'étude des fondations du nouveau siège social de la Banque de l'Habitat du Sénégal (B.H.S) à Dakar. Ce siège social, implanté entre le boulevard du Général de Gaulle et l'ancien vélodrome, immédiatement au nord du CESAG comporte un bâtiment principal R+3 et un bâtiment annexe R+2.

7.2 PREMIER CAS: EXEMPLES

Les trois types de sols sur lesquels portera notre étude sont les suivants:

- 1- Sol sableux compact ($\phi=35^\circ$, $c=5\text{KN/m}^2$, $\gamma=21\text{KN/m}^3$)
- 2- Sol argileux compact ($\phi=20^\circ$, $c=30\text{KN/m}^2$, $\gamma=21\text{KN/m}^3$)
- 3- Sol argileux mou ($\phi=15^\circ$, $c=25\text{KN/m}^2$, $\gamma=18\text{KN/m}^3$)

La fondation est une semelle très longue (semelle filante) pour laquelle la profondeur d'encastrement D est de 1m.

La charge à transmettre au sol est caractérisée par les valeurs

- ci-après: - borne a : P=300KN/m
- borne b : P=580KN/m

7.2.1 Calcul déterministe

Le calcul de la largeur B de la fondation nécessite le calcul des courbes:

$$q_a = q_p/F = 1/F(1/2 \cdot \tau B N_\gamma + \tau D N_q + C N_c) = f(B)$$

$$q_{eff} = P/(B \cdot L) = f(B)$$

On notera que les facteurs de formes λ_γ , λ_q et λ_c sont tous égaux à 1 du fait qu'il s'agit d'une semelle filante. La valeur de B cherchée est donnée par l'intersection de ces deux courbes. Les facteurs de sécurité que nous utiliserons sont ceux proposés par le Laboratoire de Mécanique des Sols de l'EPFL. Le calcul est effectué pour deux valeurs de P: la borne supérieure 580KN/m et la moyenne 400KN/m. Les résultats de ce calcul classique sont présentés dans le tableau 7.1.

Tableau 7.1

Sol	1 Sable compact		2 Argile compacte		3 Argile molle	
	F	4, 5		3		(*) 2
P (KN/m)	580	400	580	400	580	400
$q_a = q_{eff}$ KN/m ²	446	400	276	258	129	129
B (m)	1, 30	1, 00	2, 10	1, 55	4, 50	3, 10

(*)Ce facteur de sécurité n'est qu'apparent. En effet, dans la formule de calcul de la capacité portante, on procède déjà à une diminution de l'angle de frottement et de la cohésion (= facteur de sécurité).

7. 2. 2 Calcul probabiliste

Grâce au programme FSP le calcul probabiliste est très rapide. Nous avons adopté pour les paramètres ϕ , c et γ les coefficients de variation $V_{\phi}=0,10$ $V_c=0,50$ $V_{\gamma}=0,03$. Pour la distribution de la capacité nous avons pris, pour les raisons déjà exprimées aux sections 6.4 et 6.5, une borne supérieure $b=\mu_{Qp}+3S_{Qp}$ tandis que pour celle de la charge nous avons opté pour deux sous-intervalles dissymétriques: 2 sigmas à gauche de la moyenne et 3 sigmas à droite de la moyenne, ce qui donne un écart-type $S_p=(b-a)/5$.

La probabilité de rupture a été calculée pour des valeurs de B comprises entre 1 et 5. Les résultats sont présentés dans le tableau 7.2 et la figure 7.1 représente graphiquement la probabilité de rupture p_r en fonction de la largeur B de la semelle.

7. 3 DEUXIEME CAS: FONDATIONS DU SIEGE

DE LA B. H. S

Selon les instructions de la B.H.S et conformément à l'implantation qui lui a été indiquée, le CEREEQ a exécuté le programme de reconnaissance suivant:

- sondages au pénétromètre dynamique
- sondages carottés
- essais de Laboratoire

TABLEAU 7.2

Largeur B(m)	1	2	3	4	5
Sol 1					
Sable compact					
Pr (%)	1.58	0.17	0.04	0.02	0.008
Sol 2					
Argile compacte					
Pr (%)	12.88	1.09	0.15	0.03	0.005
Sol 3					
Argile molle					
Pr (%)	46.71	7.30	1.48	0.35	0.09

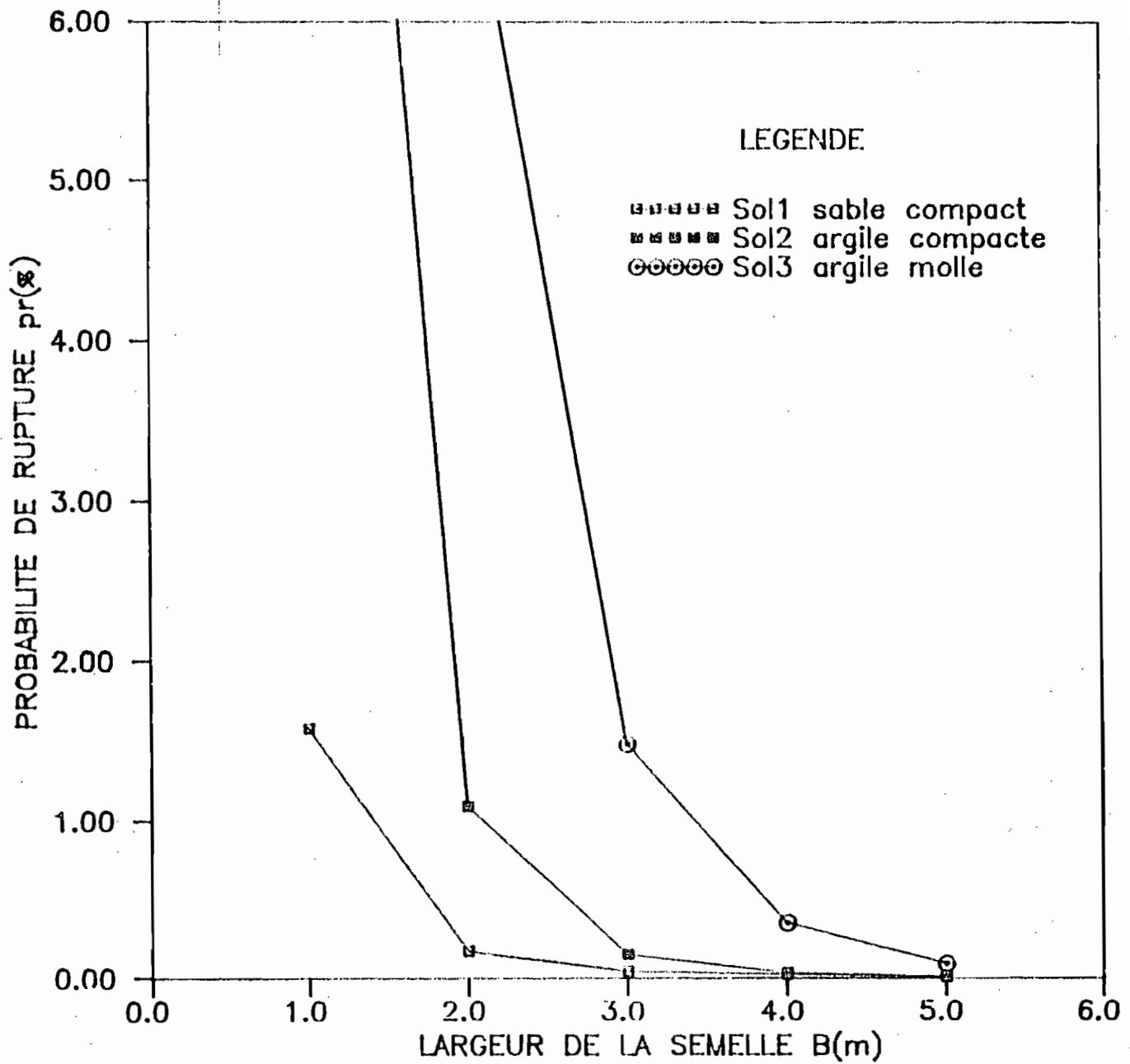


Fig.7.1 Courbe $pr = f(B)$
 Différents types de sols

Les sondages ont révélé essentiellement l'existence de deux formations de sol: un substratum marno-calcaire qui a été rencontré dans tous les sondages à partir d'une profondeur variant de 5,6 à 7,8m et les formations meubles qui recouvrent la couche marno-calcaire et qui sont constituées principalement de sable fin limoneux à couleur dominante ocre. Il faut souligner que les observations ont montré que la nappe, est en fin de saison sèche, à faible profondeur de l'ordre de 40cm sur l'ensemble du site.

7.3.1 Calcul déterministe

Il faut dire que le CEREEQ a examiné diverses possibilités de fondations:

- fondations superficielles à 0,50m de profondeur par rapport au terrain naturel dans les terrains meubles.
- fondations sur puits vers 4m de profondeur.
- fondations sur pieux ancrés dans le substratum marno-calcaire.

Bien entendu, ce sont les fondations superficielles qui retiendrons ici notre attention.

Les données relatives à la charge sont les suivantes (valeurs maximales) :

- 150 tonnes pour les appuis.

- 20 tonnes par mètre linéaire pour la charge linéaire en façade.

Les essais de cisaillement ont conduit à adopter pour le sable fin limoneux les caractéristiques suivantes:

- cohésion (c) nulle.
- angle de frottement interne (ϕ)=33°.
- poids volumique apparent humide (γ)=18KN/m³.

Si on applique la règle du vingtième de la résistance en pointe, elle conduit à partir des essais pénétrométriques à accepter une suppression de 0,14 MPa (1,4 bar) environ.

Après remblaiement, c'est-à-dire en fait à une profondeur de 1,30m, la surpression admissible vis à vis de la rupture par poinçonnement, telle que l'on peut le calculer à partir de l'équation de la capacité portante (F-3), serait supérieure à 0,12 MPa (1,2 bar), même pour une semelle de très petite dimension et a fortiori pour les semelles larges envisagées. Mais pour des considérations de tassement la surpression a été plutôt limitée à 0,10 MPa (1 bar). Par suite, le CEREEQ a retenu par ses calculs un certain nombre de semelles dont les plus représentatives sont les suivantes:

- semelle filante 2,36 x 34,1m sur la façade.
- semelles isolées (rectangulaires) 4 x 10m pour les appuis.

7. 3. 2 Calcul probabiliste

Puisque le calcul probabiliste nécessite la connaissance des caractéristiques moyennes du sol de fondation, nous avons entrepris en premier lieu l'évaluation de ces dernières. Les valeurs que nous obtenons à partir des divers essais de Laboratoire sont les suivantes:

- angle de frottement moyen $\phi=30^\circ$ (sur 7 échantillons).
- poids spécifique apparent moyen $\gamma=21 \text{ KN/m}^3$ (sur 28 échantillons).
- cohésion $c=0$ (sur 7 échantillons).

Il faut dire que pour les charges, nous ne disposons que des renseignements sur les valeurs maximales. Il est même vraisemblable que ces valeurs soient purement indicatives. Aussi devons-nous dire que le dimensionnement que nous avons fait est tout aussi indicatif et devrait être considéré comme tel, cela d'autant plus que nous ne connaissons pas les valeurs minimales des charges.

Pour ces dernières nous avons admis que les charges permanentes représentent 90% de la charge maximale. Cette hypothèse nous conduit aux valeurs suivantes:

- pour les appuis: -borne a = 1325KN
-borne b = 1472KN
- pour la façade : -borne a = 177KN/m
-borne b = 197KN/m

Ainsi, avec une profondeur d'encastrement de 1,30m, nous obtenons les probabilités de rupture suivantes:

- semelle rectangulaire 4x10m : $p_r = 0,003\%$
- semelle filante 2,6x34,1m : $p_r = 0,07\%$

7.4 DISCUSSION DES RESULTATS

Pour le premier cas traité (les exemples) il ressort de la figure 7.1 que si l'on se base sur la pratique de la méthode déterministe traditionnelle, la probabilité de rupture est comprise entre 1,3% et 3,1% si l'on adopte pour la méthode déterministe la valeur moyenne de $P=400\text{KN/m}$. Elle est comprise entre 0,2% et 0,9% si l'on adopte la valeur maximale de $P=580\text{KN/m}$. Il est important de remarquer que pour le sol 3 (argile molle), les probabilités de rupture obtenues sont plus faibles. Ceci s'explique par le fait que dans le calcul déterministe, on introduit un facteur de sécurité supplémentaire en prenant en compte un angle de frottement réduit ϕ' et une cohésion réduite c' tels que:

$$\text{tg}\phi' = 2/3\text{tg}\phi \quad c' = 2/3c$$

Cependant il faut dire que la largeur de 4,50m obtenue pour un dimensionnement avec $P=580\text{KN/m}$ est assez grande car en pratique cela conduirait, pour un bâtiment, à construire un radier général.

Nous avons représenté sur la figures 7.2 et 7.3 la probabilité de rupture en fonction du facteur de sécurité.

Ces graphiques font apparaître que p_r diminue lorsque F croît. La première portion des courbes semble contredire ce fait. Mais on peut se rendre compte qu'il n'en est rien si l'on se souvient de ce qui a été dit précédemment: le facteur de sécurité de 2 n'est qu'apparent. L'examen de ces graphiques nous a conduit à la conclusion que dans la pratique on pourrait adopter pour le dimensionnement les valeurs suivantes:

- $p_r = 1\%$ pour les sols compacts.
- $p_r = 0,7\%$ pour les sols mous.

Cependant nous devons souligner que ces exemples sont insuffisants et que, par conséquent, cette conclusion n'est qu'une suggestion qui résulte de la présente étude.

A l'heure actuelle, à travers les études qui ont été réalisées par quelques auteurs, il apparaît que l'on s'oriente de plus en plus vers une valeur de dimensionnement $p_r = 1\%$ pour tout type de sol. En considérant la conclusion ci-dessus, nous obtenons pour la méthode probabiliste les valeurs de dimensionnement suivantes:

- Sol 1: B=1,50m
- Sol 2: B=2,00m
- Sol 3: B=3,70m

Pour le deuxième cas que nous avons traité (fondations du siège de la B.H.S) nous ne nous étalerons pas sur la discussion de ces résultats car, comme nous l'avons dit, cette étude est très approximative. Nous pouvons toutefois remarquer que les probabilités de rupture obtenues sont très faibles et que par rapport à la conclusion ci-dessus, on pourrait dire, mais avec réserve, que les semelles sont surdimensionnées. Quoi qu'il en soit, cela peut se justifier par les deux faits suivants: - dans son calcul le CEREEQ a pris en considération les problèmes de tassement.

- les études réalisées par le CEREEQ n'ont que valeur d'indication.

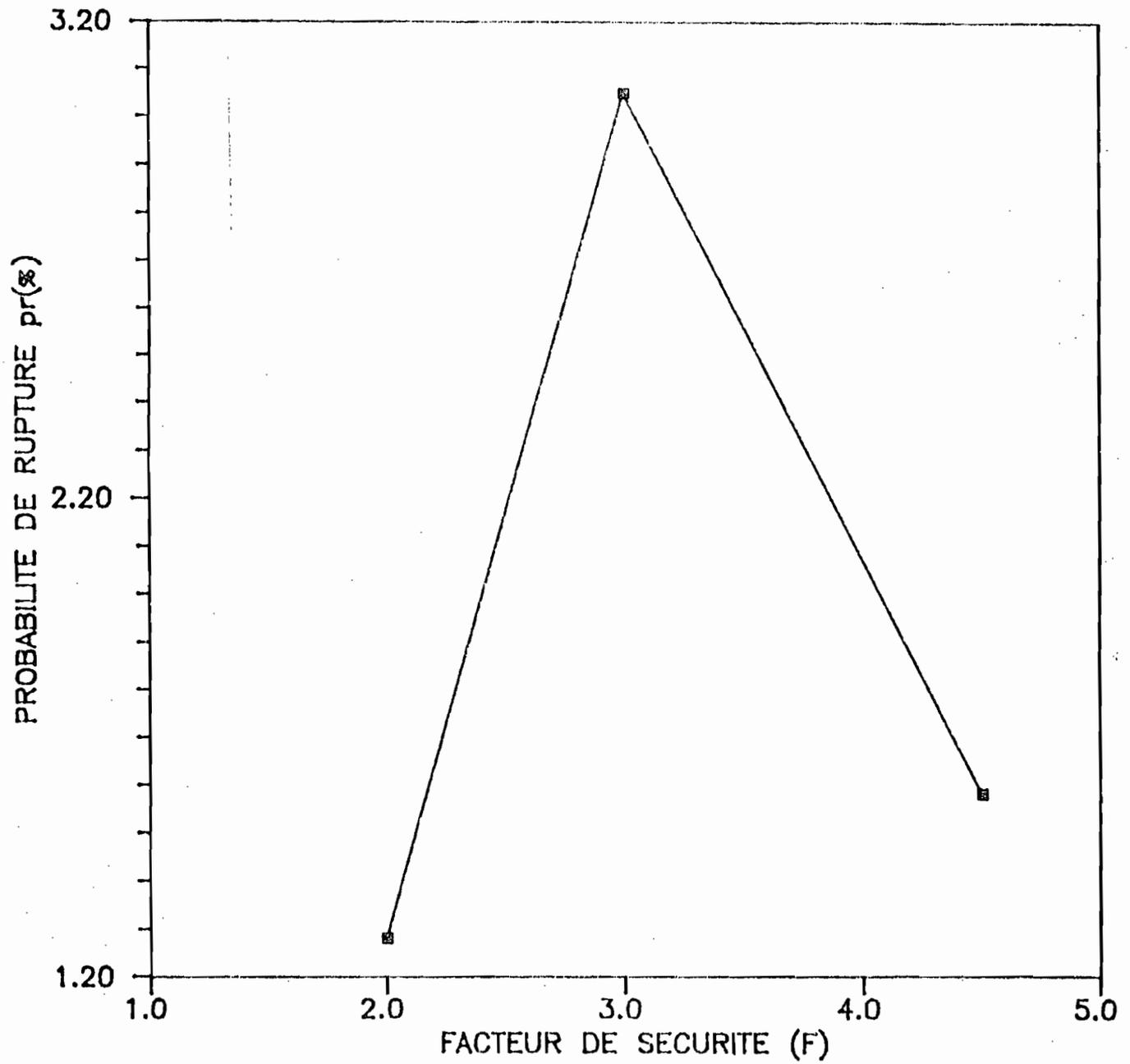


Fig.7.2 Courbe $p_r = f(\text{Facteur de securite})$
Dimensionnement base sur la
valeur moyenne de la charge

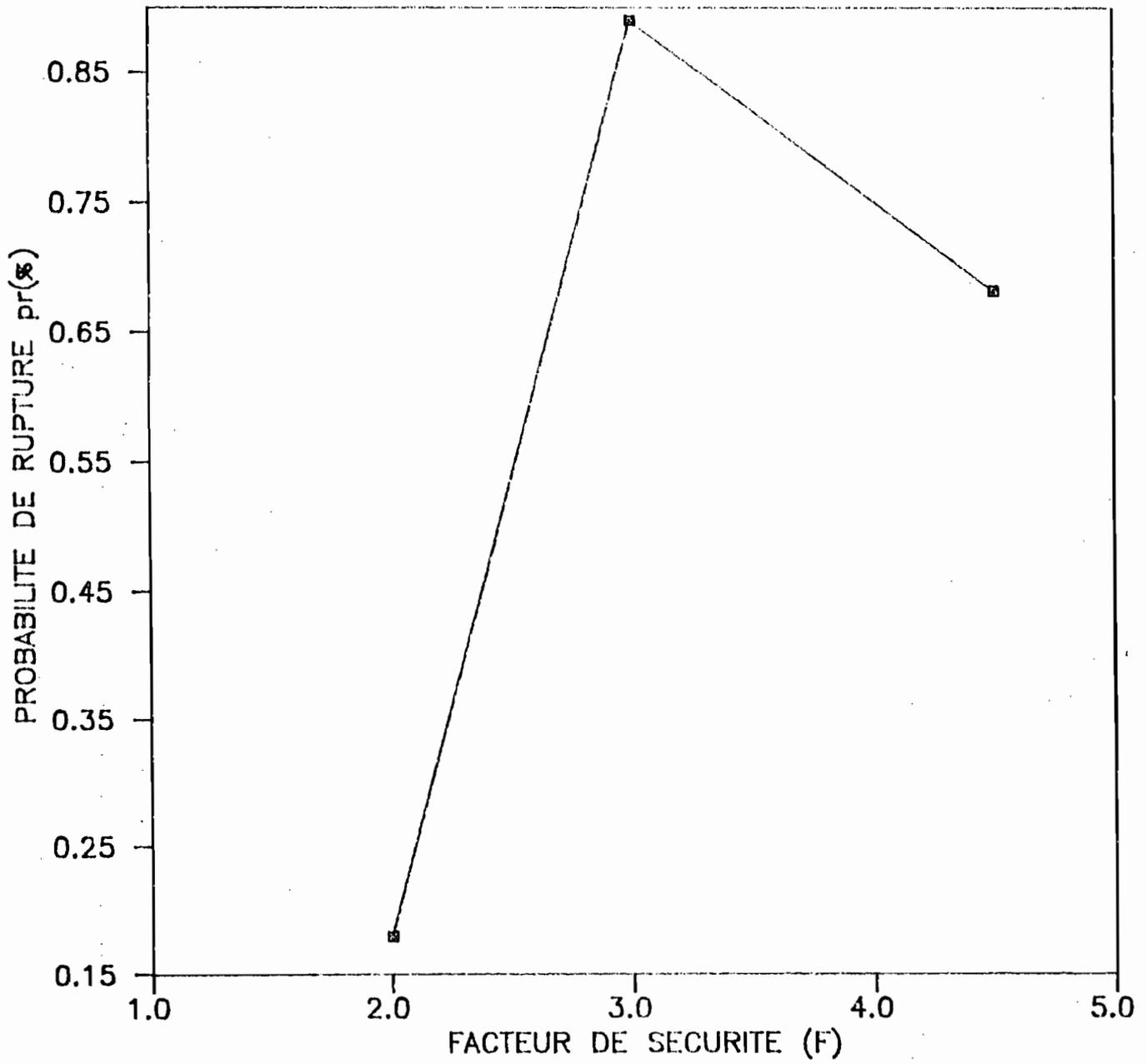


Fig.7.3 Courbe $pr = f(\text{Facteur de securite})$
Dimensionnement base sur la
valeur maximale de la charge

CHAPITRE 8

CONCLUSIONS

Le modèle de calcul que nous avons présenté dans ce projet est une méthode probabiliste pour l'étude des fondations superficielles. Elle permet de dimensionner les fondations moyennant le choix d'une probabilité de rupture que l'on adoptera pour le dimensionnement. L'avantage essentiel de la méthode probabiliste est d'être plus logique puisqu'elle tente de prendre en compte le caractère aléatoire des massifs de sol et de se passer des facteurs de sécurité variables et, par ailleurs, peu satisfaisants. Cependant il faut souligner que l'utilisation de la distribution bêta telle qu'elle apparaît dans le modèle présenté pose des difficultés.

8.1 DIFFICULTES D'UTILISATION

DE LA DISTRIBUTION BETA

Comme nous l'avons montré, la fonction de densité de probabilité bêta est très protéiforme. Dans le modèle de calcul que nous avons présenté, la fonction est définie, dans le cas de la capacité, à partir de la moyenne et de l'écart-type calculés par approximations à l'aide des séries de Taylor. Dans le cas de la charge, elle est définie à partir des valeurs extrêmes de la charge. Très souvent, il arrive alors que la courbe de distribution de la charge soit entièrement à l'intérieur de celle de la capacité.

Ainsi, le calcul de la probabilité de rupture requiert un choix judicieux des méthodes numériques à utiliser.

Par exemple, pour le cas cité ci-dessus, l'utilisation d'un programme d'ordinateur qui se baserait sur la définition classique de la probabilité de rupture telle que la surface hachurée de la figure 5.2 et qui voudrait calculer cette surface en recherchant les points d'intersection des deux courbes ne donnerait aucun résultat car dans un tel cas, il n'existe pas de point d'intersection bien qu'il y ait une aire d'intersection entre les deux courbes.

D'autre part, l'utilisation de la distribution bêta exige la connaissance des valeurs minimale et maximale de la variable aléatoire. Ceci n'est pas évident pour la capacité et on est conduit à faire une étude paramétrique. Ainsi, bien que la distribution bêta ait l'avantage d'être souple, elle est plus difficile à adopter.

8. 2 PROBLEMES POSES PAR L'UTILISATION

PRATIQUE DES METHODES PROBABILISTES

Les méthodes probabilistes permettent de prendre en compte, lors de la prévision du comportement des ouvrages, la variabilité naturelle des caractéristiques géotechniques. Elles sont fondées sur des modèles mathématiques sophistiqués qui décrivent le comportement rhéologique des sols. L'amélioration de la précision qui en découle s'accompagne généralement de l'augmentation du nombre des paramètres et du coût des essais permettant de les déterminer. La démarche probabiliste n'est envisageable en pratique que si l'on peut apprécier la dispersion des paramètres, en nombre limité, à partir d'essais simples et peu coûteux. Un compromis doit donc être trouvé par le praticien, qui concilie des exigences en apparence contradictoires.

Outre l'aspect économique, il faut dire que les méthodes probabilistes sont difficilement acceptées par la clientèle qui manifeste une grande méfiance à l'égard du calcul probabiliste. En effet, ce dernier fait ressortir que la fondation a des chances de se rompre, chose qui n'est toujours clair à l'esprit de tous.

8. 3 RECOMMANDATIONS

La méthode probabiliste proposée pour le dimensionnement des fondations superficielles peut encore être améliorée.

- La valeur de la probabilité de rupture p_r à adopter pour le dimensionnement doit être précisée par le calcul d'un certain nombre d'autres exemples.
- La généralisation de la méthode à un milieu stratifié est souhaitable dans la mesure où elle permettra du même coup de tenir compte de l'influence de la nappe souterraine, lorsque celle-ci est haute.
Dans ce dernier cas, il suffirait d'introduire la profondeur de la nappe comme une variable aléatoire.
- Enfin, nous recommandons également la généralisation du modèle à des charges inclinées.

ANNEXES

ANNEXE I

PROGRAMME FSP

```

10 REM ***PROJET DE FIN D'ETUDES
20 REM ***PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES
30 REM ***METHODE PROBABILISTE
40 REM ***ELABORE PAR L'ELEVE INGENIEUR CHARLES JOSAPHAT ZOUNGRANA
50 REM ***DE LA CINQUIEME ANNEE DE GENIE CIVIL
60 REM ***ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
70 CLS
80 COLOR 0,7
90 PRINT TAB(5) "Programme de dimensionnement des fondations superficielles"
100 PRINT TAB(20) "Méthode probabiliste"
110 COLOR 7,0
120 GOSUB 2160
130 DIM XG(255) :DIM W(255) :DIM IN(255) :DIM R(255) :DIM S(255)
140 VE=.1 :VC=.5 :VT=.03
150 CLS
160 COLOR 0,7
170 LOCATE 3,2,1 :PRINT " Valeur moyenne de l'angle de frottement(degrés):"
180 LOCATE 5,2,1 :PRINT " Valeur moyenne du poids spécifique(KN/m3):"
190 LOCATE 7,2,1 :PRINT " Valeur moyenne de la cohésion(KN/m2):"
200 LOCATE 9,2,1 :PRINT " Valeur minimale de la charge(KN) ou (KN/m):"
210 LOCATE 11,2,1:PRINT " Valeur maximale de la charge(KN) ou (KN/m):"
220 LOCATE 13,2,1:PRINT " Longueur de la semelle(m):"
230 LOCATE 15,2,1:PRINT " Largeur de la semelle(m):"
240 LOCATE 17,2,1:PRINT " Profondeur d'encastrement(m):"
250 LOCATE 3,51,1:INPUT O$
260 IF VAL(O$)=0 AND O$<>"0" THEN BEEP :GOTO 250
270 LOCATE 5,45,1:INPUT T$
280 IF VAL(T$)=0 AND T$<>"0" THEN BEEP :GOTO 270
290 LOCATE 7,40,1:INPUT C$
300 IF VAL(C$)=0 AND C$<>"0" THEN BEEP :GOTO 290
310 LOCATE 9,46,1:INPUT P1$
320 IF VAL(P1$)=0 AND P1$<>"0" THEN BEEP :GOTO 310
330 LOCATE 11,46,1:INPUT P2$
340 IF VAL(P2$)=0 AND P2$<>"0" THEN BEEP :GOTO 330
350 LOCATE 13,29,1:INPUT L$
360 IF VAL(L$)=0 AND L$<>"0" THEN BEEP :GOTO 350
370 LOCATE 15,28,1:INPUT B$
380 IF VAL(B$)=0 AND B$<>"0" THEN BEEP :GOTO 370
390 LOCATE 17,32,1:INPUT D$
400 IF VAL(D$)=0 AND D$<>"0" THEN BEEP :GOTO 390
410 COLOR 7,0
420 O=VAL(O$):T=VAL(T$):C=VAL(C$):P1=VAL(P1$):P2=VAL(P2$):L=VAL(L$):B=VAL(B$):D=
VAL(D$)
422 PRINT :PRINT
425 INPUT "Valeur de L/B désirée pour la limite de la semelle filante?",SF
430 PRINT
440 PRINT "Facteurs de forme désirés:De Beer-Vesic(1) ou Meyerhof(2)"
450 INPUT "Quelle option (1 ou 2)?",OF
460 IF OF<>1 AND OF<>2 THEN BEEP :GOTO 450
470 PRINT :PRINT
480 IF TR$="o" THEN GOTO 520
490 GOSUB 2850
500 GOSUB 2970

```

```

510 PRINT :PRINT
520 PI=3.141593 :E=0*PI/180 :SE=E*VE :SC=C*VC :ST=T*VT
530 NQ=EXP((1.5*PI-E)*TAN(E))/(2*COS(PI/4+E/2)^2)
540 NC=(NQ-1)/TAN(E) :NT=2*(NQ+1)*TAN(E)
550 NA=((1.5*PI-E)/(COS(E)^2)-TAN(E)+TAN(PI/4+E/2))
560 NQ1=NQ*NA :NC1=NQ*(NA/TAN(E)-1/(SIN(E)^2))+1/(SIN(E)^2)
570 NT1=2*NQ*(NA*TAN(E)+1/(COS(E)^2))+2/(COS(E)^2)
580 NA1=2*((1.5*PI-E)*TAN(E)-1)/(COS(E)^2)+1/(2*COS(PI/4+E/2)^2)
590 NQ2=NQ*(NA*NA+NA1)
600 NC2=NQ*((NA*NA+NA1)/TAN(E)-2*NA/(SIN(E)^2)+2/(SIN(E)^2*TAN(E)))-2/(SIN(E)^2*
TAN(E))
610 NT2=2*NQ*(NA*NA*TAN(E)+NA1*TAN(E)+2*(NA+TAN(E))/(COS(E)^2))+4*TAN(E)/(COS(E)
^2)
620 IF E=0 THEN NC=5.714 :NC1=15.22 :NC2=60
630 ON OP GOSUB 1900,1950
640 Q=.5*T*B*NT*YT+T*D*NQ*YQ+C*NC*YC
650 Q1=Q+.5*(C*YC*NC2+T*D*YQ*NQ2+.5*T*B*YT*NT2)*(SE)^2
660 Q2=(C*YC*NC1+T*D*YQ*NQ1+.5*T*B*YT*NT1)^2*(SE)^2+(NC*YC*SC)^2+(D*YQ*NQ+.5*B*Y
T*NT)^2*(ST)^2
670 ON CH GOSUB 2470,2480,2490,2500,2510
680 ON CH1 GOSUB 2750,2760,2770,2780,2790
690 ON CH2 GOSUB 2800,2810,2820,2830,2840
700 IF L>SF*B THEN L2=1 ELSE L2=L
710 Q3=SQR(Q2) :QM=Q1*B*L2 :SQ=Q3*B*L2 :A2=P1 :B2=P2
720 A1=0 :B1=QM+LC*SQ :SP=(B2-A2)/(LC1+LC2) :PM=A2+LC1*SP
730 IF B1<=B2 THEN PRINT "100% de rupture :fondation sous dimensionnée":GOTO 117
0
740 X1=(QM-A1)/(B1-A1) :V1=(SQ/(B1-A1))^2 :X2=(PM-A2)/(B2-A2) :V2=(SP/(B2-A2))^2

750 C1=X1^2*(1-X1)/V1-(1+X1) :D1=(C1+1)/X1-(C1+2)
760 IF C1<=-1 OR D1<=-1 THEN PRINT "Pas de fonction de distribution béta pour la
portance"
770 S$="n"
780 IF C1<=-1 THEN PRINT "L'exposant alpha n'est pas supérieur à -1" :S$="o"
790 IF D1<=-1 THEN PRINT "L'exposant béta n'est pas supérieur à -1" :S$="o"
800 IF S$="o" THEN GOTO 1170
810 X=C1+1 :GOSUB 1390
820 R(1)=G
830 X=D1+1 :GOSUB 1390
840 R(2)=G
850 X=C1+D1+2 :GOSUB 1390
860 R(3)=G
870 C2=X2^2*(1-X2)/V2-(1+X2) :D2=(C2+1)/X2-(C2+2)
880 IF C2<=-1 OR D2<=-1 THEN PRINT "Pas de fonction de distribution béta pour la
charge"
890 E$="n"
900 IF C2<=-1 THEN PRINT "L'exposant alpha n'est pas supérieur à -1" :E$="o"
910 IF D2<=-1 THEN PRINT "L'exposant béta n'est pas supérieur à -1" :E$="o"
920 IF E$="o" THEN GOTO 1220
930 X=C2+1 :GOSUB 1390
940 S(1)=G
950 X=D2+1 :GOSUB 1390
960 S(2)=G
970 X=C2+D2+2 :GOSUB 1390
980 S(3)=G
990 Z1=(B1-A1)^(-1-C1-D1)*R(3)/(R(1)*R(2))
1000 Z2=(B2-A2)^(-1-C2-D2)*S(3)/(S(1)*S(2))

```

```

1010 DEF FNF(X)=Z1*(X-A1)^C1*(B1-X)^D1 :DEF FNG(X)=Z2*(X-A2)^C2*(B2-X)^D2
1020 GOSUB 3140
1030 GOSUB 1580
1040 GOSUB 1700
1050 V=R(4)+S(4) :PR=V*100
1060 CLS:PRINT "=====
=====
1070 PRINT TAB(20) "Dimensionnement de la fondation"
1080 ON CH GOSUB 2540,2550,2560,2570,2580,2590
1090 GOSUB 2600
1100 ON OF GOSUB 2610,2620
1110 PRINT :PRINT TAB(25) "Charge mini" "Charge maxi"
1120 PRINT TAB(28) F1 " " F2
1130 PRINT "Ang de frott" "Poids spéc" " " "Cohé" " " "Long" " "
"Larg" " " "Encast" " "pr (%)"
1140 PRINT " D " " T " " C " " L " " B " "
D " " PR
1150 PRINT "=====
=====
1160 IF I#="o" OR I#="0" THEN GOSUB 2350
1170 PRINT :PRINT
1180 TR#="n"
1190 INPUT "Voulez-vous changer des dimensions(O/N)?",R#
1200 IF R#="o" OR R#="0" THEN GOSUB 2010 ELSE GOTO 1220
1210 TR#="o" :GOTO 430
1220 PRINT :PRINT
1230 INPUT "Voulez-vous changer des intervalles de confiance(O/N)?",ID#
1240 IF ID#="o" OR ID#="0" THEN GOTO 1250 ELSE GOTO 1310
1250 PRINT :PRINT TAB(20) "1. POUR LA CAPACITE "
1260 PRINT :PRINT TAB(20) "2. POUR LA CHARGE"
1270 INPUT "Votre choix";OS
1280 IF OS<>1 AND OS<>2 THEN BEEP :GOTO 1270
1290 ON OS GOSUB 2850,2970
1300 ON OS GOTO 670,680
1310 PRINT :PRINT
1320 INPUT "Autre fondation à dimensionner(O/N)?",V#
1330 IF V#="o" OR V#="0" THEN GOTO 150
1340 INPUT "Voulez-vous quitter(O/N)?",Q#
1350 IF Q#="o" OR Q#="0" THEN CLS :PRINT TAB(15) "Terminé" :END
1360 GOTO 70
1370 REM ***SOUS PROGRAMME D'EVALUATION DE LA FONCTION GAMMA
1380 REM ***APPROXIMATION PAR LA FORMULE DE STIRLING
1390 CLS :PRINT "Evaluation de gamma"
1400 IF X<0 THEN GOTO 1440
1410 Y=X+2
1420 Z=SQR(2*PI/Y)*Y^Y*EXP((1-1/(30*Y^2)))/(12*Y)-Y)
1430 G=Z/(X*(X+1)) :GOTO 1540
1440 J=0 :Y=X
1450 WHILE Y<0
1460 J=J+1 :Y=Y+1
1470 WEND
1480 F=Y+2
1490 Z=SQR(2*PI/F)*F^F*EXP((1-1/(30*F^2)))/(12*F)-F)
1500 G=Z/(Y*(Y+1)) :H=G

```

```

1510 FOR I=0 TO J-1
1520 H=H/(X+I) :G=H
1530 NEXT I
1540 RETURN
1550 REM ***SOUS PROGRAMME D'INTEGRATION NUMERIQUE
1560 REM ***POUR LA FONCTION DE DISTRIBUTION DE LA PORTANCE
1570 REM ***METHODE DE GAUSS
1580 CLS :PRINT "Intégration Numérique 1"
1590 GOSUB 3140
1600 FOR I=1 TO 6
1610 SS=0
1620 SS=SS+W(I)*FNF(.5*(A2-A1)*(XG(I)+(A2+A1)/(A2-A1)))
1630 NEXT I
1640 SS=SS*.5*(A2-A1)
1650 R(4)=SS
1660 RETURN
1670 REM ***SOUS PROGRAMME D'INTEGRATION NUMERIQUE
1680 REM ***POUR LA FONCTION DE DISTRIBUTION DE LA CHARGE
1690 REM ***METHODE DE GAUSS
1700 CLS :PRINT "Intégration Numérique 2"
1710 GOSUB 3140
1720 FOR I1=1 TO 6
1730 GS=.5*(B2-A2)*(XG(I1)+(A2+B2)/(B2-A2))
1740 SS=0
1750 FOR I=1 TO 6
1760 SS=SS+W(I)*FNF(.5*(GS-A1)*(XG(I)+(GS+A1)/(GS-A1)))
1770 NEXT I
1780 SS=SS*.5*(GS-A1)
1790 IN(I1)=SS
1800 NEXT I1
1810 SS=0
1820 FOR I=1 TO 6
1830 SS=SS+W(I)*IN(I)*FNG(.5*(B2-A2)*(XG(I)+(A2+B2)/(B2-A2)))
1840 NEXT I
1850 SS=SS*.5*(B2-A2)
1860 S(4)=SS
1870 RETURN
1880 REM ***SOUS PROGRAMME DE CALCUL (Option 1)
1890 REM ***FACTEURS DE FORME DE DE BEER-VESIC
1900 IF L>SF*B THEN YQ=1 :YC=1 :YT=1 :GOTO 1920
1910 YQ=1+(B/L)*TAN(E) :YC=1+(B/L)*(NQ/NC) :YT=1-.4*(B/L)
1920 RETURN
1930 REM ***SOUS PROGRAMME DE CALCUL (Option 2)
1940 REM ***FACTEURS DE FORME DE MEYERHOF
1950 IF L>SF*B THEN YQ=1 :YC=1 :YT=1 :GOTO 1990
1960 YC=1+.2*(B/L)*TAN(PI/4+E/2)^2
1970 IF D<=10 THEN YQ=1 :YT=YQ
1980 IF D>10 THEN YQ=1+.1*(B/L)*TAN(PI/4+E/2)^2 :YT=YQ
1990 RETURN
2000 REM ***SOUS PROGRAMME DE CHANGEMENT DE DIMENSIONS

```



```

2510 LC=5 :RETURN
2520 REM***SOUS PROGRAMME DE CHOIX D'IMPRESSION
2530 REM***AFFICHAGE A L'ECRAN
2540 PRINT :PRINT TAB(20) "Capacité/Intervalle de 1 sigma " :RETURN
2550 PRINT :PRINT TAB(20) "Capacité/Intervalle de 2 sigmas " :RETURN
2560 PRINT :PRINT TAB(20) "Capacité/Intervalle de 3 sigmas " :RETURN
2570 PRINT :PRINT TAB(20) "Capacité/Intervalle de 4 sigmas " :RETURN
2580 PRINT :PRINT TAB(20) "Capacité/Intervalle de 5 sigmas " :RETURN
2590 PRINT :PRINT TAB(20) "Capacité/Intervalle de" LC "sigmas " :RETURN
2600 PRINT :PRINT TAB(20) "Charge/"LC1"sigmas à gauche-"LC2"sigmas à droite" :RE
TURN
2610 PRINT :PRINT TAB(20) "Facteurs de forme de De Beer-Vesic " :RETURN
2620 PRINT :PRINT TAB(20) "Facteurs de forme de Meyerhof " :RETURN
2630 REM***SOUS PROGRAMME DE CHOIX D'IMPRESSION
2640 REM***SORTIE SUR IMPRIMANTE
2650 LPRINT :LPRINT TAB(20) "Capacité/Intervalle de 1 sigma " :RETURN
2660 LPRINT :LPRINT TAB(20) "Capacité/Intervalle de 2 sigmas " :RETURN
2670 LPRINT :LPRINT TAB(20) "Capacité/Intervalle de 3 sigmas " :RETURN
2680 LPRINT :LPRINT TAB(20) "Capacité/Intervalle de 4 sigmas " :RETURN
2690 LPRINT :LPRINT TAB(20) "Capacité/Intervalle de 5 sigmas " :RETURN
2700 LPRINT :LPRINT TAB(20) "Capacité/Intervalle de" LC "sigmas " :RETURN
2710 LPRINT :LPRINT TAB(20) "Charge/"LC1"sigmas à gauche-"LC2"sigmas à droite" :
RETURN
2720 LPRINT :LPRINT TAB(20) "Facteurs de forme de De Beer-Vesic " :RETURN
2730 LPRINT :LPRINT TAB(20) "Facteurs de forme de Meyerhof " :RETURN
2740 REM***CHOIX D'UN SOUS-INTERVALLE DE CONFIANCE
2750 LC1=1 :RETURN
2760 LC1=2 :RETURN
2770 LC1=3 :RETURN
2780 LC1=4 :RETURN
2790 LC1=5 :RETURN
2800 LC2=1 :RETURN
2810 LC2=2 :RETURN
2820 LC2=3 :RETURN
2830 LC2=4 :RETURN
2840 LC2=5 :RETURN
2850 CLS :PRINT TAB(20) "Distribution de la capacité"
2860 PRINT TAB(20) "***INTERVALLES DE CONFIANCE***"
2870 PRINT :PRINT TAB(22) "1. UN SIGMA"
2880 PRINT :PRINT TAB(22) "2. DEUX SIGMAS"
2890 PRINT :PRINT TAB(22) "3. TROIS SIGMAS"
2900 PRINT :PRINT TAB(22) "4. QUATRE SIGMAS"
2910 PRINT :PRINT TAB(22) "5. CINQ SIGMAS"
2920 PRINT :PRINT TAB(22) "6. AUTRES OPTIONS (ex: 1.6 ; 2.4)"
2930 INPUT "Faites votre choix";CH
2940 IF CH<>1 AND CH<>2 AND CH<>3 AND CH<>4 AND CH<>5 AND CH<>6 THEN BEEP :GOTO
2930
2950 IF CH=6 THEN INPUT "Valeur désirée?",LC
2960 RETURN
2970 CLS :PRINT TAB(20) "Distribution de la charge"
2980 PRINT TAB(20) "***SOUS-INTERVALLES DE CONFIANCE***"
2990 PRINT :PRINT TAB(22) "1. UN SIGMA"
3000 PRINT :PRINT TAB(22) "2. DEUX SIGMAS"

```

```

3010 PRINT :PRINT TAB(22) "3. TROIS SIGMAS"
3020 PRINT :PRINT TAB(22) "4. QUATRE SIGMAS"
3030 PRINT :PRINT TAB(22) "5. CING SIGMAS"
3040 PRINT :PRINT TAB(22) "6. AUTRES OPTIONS (ex: 1.6 ; 2.4)"
3050 INPUT "Position de la moyenne par rapport à la borne inférieure";CH1
3060 IF CH1<>1 AND CH1<>2 AND CH1<>3 AND CH1<>4 AND CH1<>5 AND CH1<>6 THEN BEEP
:GOTO 3050
3070 IF CH1=6 THEN INPUT "Valeur désirée?",LC1
3080 PRINT
3090 INPUT "Position de la moyenne par rapport à la borne supérieure";CH2
3100 IF CH2<>1 AND CH2<>2 AND CH2<>3 AND CH2<>4 AND CH2<>5 AND CH2<>6 THEN BEEP
:GOTO 3090
3110 IF CH2=6 THEN INPUT "Valeur désirée?",LC2
3120 RETURN
3130 REM*** POIDS ET ABSCISSES DE POINTS DE GAUSS
3140 XG(1)=.2386191861# :W(1)=.4679139346#
3150 XG(2)=-.2386191861# :W(2)=.4679139346#
3160 XG(3)=.6612093865# :W(3)=.360761573#
3170 XG(4)=-.6612093865# :W(4)=.360761573#
3180 XG(5)=.9324695142# :W(5)=.1713244924#
3190 XG(6)=-.9324695142# :W(6)=.1713244924#
3200 RETURN

```

ANNEXE 2

PROGRAMME FSPGRAPH

```

10 REM ***PROJET DE FIN D'ETUDES
20 REM ***PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES
30 REM ***METHODE PROBABILISTE
40 REM ***ELABORE PAR L'ELEVE INGENIEUR CHARLES JOSAPHAT ZOUNGRANA
50 REM ***DE LA CINQUIEME ANNEE DE GENIE CIVIL
60 REM ***ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
70 CLS
80 COLOR 0,7
90 PRINT TAB(5) "Programme de dimensionnement des fondations superficielles"
100 PRINT TAB(20) "Méthode probabiliste"
110 COLOR 7,0
120 GOSUB 2380
130 DIM X1(255) :DIM Y1(255)
140 DIM R(255) :DIM S(255) :DIM X(255) :DIM Y(255) :VE=.1 :VC=.5 :VT=.03
150 CLS
160 COLOR 0,7
170 LOCATE 3,2,1 :PRINT " Valeur moyenne de l'angle de frottement(degrés):"
180 LOCATE 5,2,1 :PRINT " Valeur moyenne du poids spécifique(KN/m3):"
190 LOCATE 7,2,1 :PRINT " Valeur moyenne de la cohésion(KN/m2):"
200 LOCATE 9,2,1 :PRINT " Valeur minimale de la charge(KN) ou (KN/m):"
210 LOCATE 11,2,1:PRINT " Valeur maximale de la charge(KN) ou (KN/m):"
220 LOCATE 13,2,1:PRINT " Longueur de la semelle(m):"
230 LOCATE 15,2,1:PRINT " Largeur de la semelle(m):"
240 LOCATE 17,2,1:PRINT " Profondeur d'encastrement(m):"
250 LOCATE 3,51,1:INPUT D#
260 IF VAL(D#)=0 AND D#<>"0" THEN BEEP :GOTO 250
270 LOCATE 5,45,1:INPUT T#
280 IF VAL(T#)=0 AND T#<>"0" THEN BEEP :GOTO 270
290 LOCATE 7,40,1:INPUT C#
300 IF VAL(C#)=0 AND C#<>"0" THEN BEEP :GOTO 290
310 LOCATE 9,46,1:INPUT P1#
320 IF VAL(P1#)=0 AND P1#<>"0" THEN BEEP :GOTO 310
330 LOCATE 11,46,1:INPUT P2#
340 IF VAL(P2#)=0 AND P2#<>"0" THEN BEEP :GOTO 330
350 LOCATE 13,29,1:INPUT L#
360 IF VAL(L#)=0 AND L#<>"0" THEN BEEP :GOTO 350
370 LOCATE 15,28,1:INPUT B#
380 IF VAL(B#)=0 AND B#<>"0" THEN BEEP :GOTO 370
390 LOCATE 17,32,1:INPUT D#
400 IF VAL(D#)=0 AND D#<>"0" THEN BEEP :GOTO 390
410 COLOR 7,0
420 D=VAL(D#):T=VAL(T#):C=VAL(C#):P1=VAL(P1#):P2=VAL(P2#):L=VAL(L#):B=VAL(B#):D=
VAL(D#)
430 PRINT :PRINT
440 PRINT "Facteurs de forme désirés:De Beer-Vesic(1) ou Meyerhof(2)"
450 INPUT "Quelle option (1 ou 2)?",OP
460 IF OP<>1 AND OP<>2 THEN BEEP :GOTO 450
470 SQ#="n"
480 CLS :PRINT TAB(20) "Distribution de la capacité"
490 PRINT TAB(20) "***INTERVALLES DE CONFIANCE***"
500 PRINT :PRINT TAB(22) "1. UN SIGMA"

```

```

510 PRINT TAB(22) "2. DEUX SIGMAS"
520 PRINT TAB(22) "3. TROIS SIGMAS"
530 PRINT TAB(22) "4. QUATRE SIGMAS"
540 PRINT TAB(22) "5. CINQ SIGMAS"
550 PRINT TAB(22) "6. AUTRES OPTIONS (ex: 1.2 ; 2.6)"
560 INPUT "Faites votre choix";CH
570 IF CH<>1 AND CH<>2 AND CH<>3 AND CH<>4 AND CH<>5 AND CH<>6 THEN BEEP :GOTO 5
60
580 IF CH=6 THEN INPUT "Valeur désirée?",LC
590 ON CH GOSUB 2580,2590,2600,2610,2620
600 IF S$="o" THEN GOTO 780
610 CLS :PRINT TAB(20) "Distribution de la charge"
620 PRINT TAB(20) "***SOUS-INTERVALLES DE CONFIANCE***"
630 PRINT :PRINT TAB(22) "1. UN SIGMA"
640 PRINT TAB(22) "2. DEUX SIGMAS"
650 PRINT TAB(22) "3. TROIS SIGMAS"
660 PRINT TAB(22) "4. QUATRE SIGMAS"
670 PRINT TAB(22) "5. CINQ SIGMAS"
680 PRINT TAB(22) "6. AUTRES OPTIONS (ex: 1.2 ; 2.6)"
690 INPUT "Position de la moyenne par à la borne inférieure";CH1
700 IF CH1<>1 AND CH1<>2 AND CH1<>3 AND CH1<>4 AND CH1<>5 AND CH1<>6 THEN BEEP :
GOTO 690
710 IF CH1=6 THEN INPUT "valeur désirée?",LC1
720 PRINT
730 INPUT "Position de la moyenne par à la borne supérieure";CH2
740 IF CH2<>1 AND CH2<>2 AND CH2<>3 AND CH2<>4 AND CH2<>5 AND CH2<>6 THEN BEEP :
GOTO 730
750 IF CH2=6 THEN INPUT "valeur désirée?",LC2
760 ON CH1 GOSUB 2710,2720,2730,2740,2750
770 ON CH2 GOSUB 2760,2770,2780,2790,2800
780 PI=3.141593 :E=0*PI/180 :SE=E*VE :SC=C*VC :ST=T*VT
790 NQ=EXP((1.5*PI-E)*TAN(E))/(2*COS(PI/4+E/2)^2)
800 NC=(NQ-1)/TAN(E) :NT=2*(NQ+1)*TAN(E)
810 NA=((1.5*PI-E)/(COS(E)^2)-TAN(E)+TAN(PI/4+E/2))
820 NQ1=NQ*NA :NC1=NC*(NA/TAN(E)-1/(SIN(E)^2))+1/(SIN(E)^2)
830 NT1=2*NQ*(NA*TAN(E)+1/(COS(E)^2))+2/(COS(E)^2)
840 NA1=2*((1.5*PI-E)*TAN(E)-1)/(COS(E)^2)+1/(2*COS(PI/4+E/2)^2)
850 NQ2=NQ*(NA*NA+NA1)
860 NC2=NC*((NA*NA+NA1)/TAN(E)-2*NA/(SIN(E)^2)+2/(SIN(E)^2*TAN(E)))-2/(SIN(E)^2*
TAN(E))
870 NT2=2*NQ*(NA*NA*TAN(E)+NA1*TAN(E)+2*(NA+TAN(E))/(COS(E)^2))+4*TAN(E)/(COS(E)
^2)
880 IF E=0 THEN NC=5.714 :NC1=15.22 :NC2=60
890 ON OP GOSUB 2120,2170
900 Q=.5*T*B*NT*YT+T*D*NQ*YQ+C*NC*YC
910 Q1=Q+.5*(C*YC*NC2+T*D*YQ*NQ2+.5*T*B*YT*NT2)*(SE)^2
920 Q2=(D*YC*NC1+T*D*YQ*NQ1+.5*T*B*YT*NT1)^2*(SE)^2+(NC*YC*SC)^2+(D*YQ*NQ+.5*B*Y
T*NT)^2*(ST)^2
930 IF L>5*B THEN L2=1 ELSE L2=L
940 Q3=SQR(Q2) :QM=Q1*B*L2 :SQ=Q3*B*L2 :A2=P1 :B2=P2
950 A1=0 :B1=QM+LC*SQ :SP=(B2-A2)/(LC1+LC2) :PM=A2+LC1*SP
960 X1=(QM-A1)/(B1-A1) :V1=(SQ/(B1-A1))^2 :X2=(PM-A2)/(B2-A2) :V2=(SP/(B2-A2))^2

970 C1=X1^2*(1-X1)/V1-(1+X1) :D1=(C1+1)/X1-(C1+2)
980 IF C1<=-1 OR D1<=-1 THEN PRINT "Pas de fonction de distribution bêta pour la
portance"
990 S$="n"
1000 IF C1<=-1 THEN PRINT "L'exposant alpha n'est pas supérieur à -1" :S$="o"

```

```

1010 IF D1<=-1 THEN PRINT "L'exposant bêta n'est pas supérieur à -1" :S$="o"
1020 IF S$="o" THEN GOTO 1810
1030 X=C1+1 :GOSUB 1940
1040 R(1)=B
1050 X=D1+1 :GOSUB 1940
1060 R(2)=B
1070 X=C1+D1+2 :GOSUB 1940
1080 R(3)=B
1090 C2=X2^2*(1-X2)/V2-(1+X2) :D2=(C2+1)/X2-(C2+2)
1100 IF C2<=-1 OR D2<=-1 THEN PRINT "Pas de fonction de distribution bêta pour 1
a charge"
1110 E$="n"
1120 IF C2<=-1 THEN PRINT "L'exposant alpha n'est pas supérieur à -1" :E$="o"
1130 IF D2<=-1 THEN PRINT "L'exposant bêta n'est pas supérieur à -1" :E$="o"
1140 IF E$="o" THEN GOTO 1850
1150 X=C2+1 :GOSUB 1940
1160 S(1)=B
1170 CD=(2*(D1-C1)/(C1+D1+4))*SQR((C1+D1+3)/((C1+1)*(D1+1)))
1180 CA=(3*(C1+D1+3)*(2*(C1-D1)^2+(C1+1)*(D1+1)*(C1+D1+4)))/((C1+1)*(D1+1)*(C1+D
1+4)*(C1+D1+5))
1190 CD1=(2*(D2-D2)/(C2+D2+4))*SQR((C2+D2+3)/((C2+1)*(D2+1)))
1200 CA1=(3*(C2+D2+3)*(2*(C2-D2)^2+(C2+1)*(D2+1)*(C2+D2+4)))/((C2+1)*(D2+1)*(C2+
D2+4)*(C2+D2+5))
1210 X=D2+1 :GOSUB 1940
1220 S(2)=B
1230 X=C2+D2+2 :GOSUB 1940
1240 S(3)=B
1250 Z1=(B1-A1)^(-1-C1-D1)*R(3)/(R(1)*R(2))
1260 Z2=(B2-A2)^(-1-C2-D2)*S(3)/(S(1)*S(2))
1270 DEF FNF(X)=Z1*(X-A1)^C1*(B1-X)^D1 :DEF FNG(X)=Z2*(X-A2)^C2*(B2-X)^D2
1280 PAS=(B1-A1)/255 :F1=A1 :X(255)=B1 :Y(255)=FNF(B1)
1290 FOR I=1 TO 254
1300 X(I)=F1 :Y(I)=FNF(F1)
1310 F1=F1+PAS
1320 NEXT I
1330 GOSUB 2510
1340 PAS=(B2-A2)/255 :U1=A2 :X1(255)=B2 :Y1(255)=FNG(B2)
1350 FOR I=1 TO 254
1360 X1(I)=U1 :Y1(I)=FNG(U1)
1370 U1=U1+PAS
1380 NEXT I
1390 GOSUB 2640
1400 CLS :PRINT TAB(20) "Distribution de la capacité"
1410 PRINT :PRINT "Coefficient de dissymétrie" " " "Coefficient d'acuité"
1420 PRINT " CD " " CA"
1430 PRINT :PRINT TAB(20) "Distribution de la charge"
1440 PRINT :PRINT "Coefficient de dissymétrie" " " "Coefficient d'acuité"
1450 PRINT " CD1 " " CA1"
1460 PRINT
1470 INPUT "Voulez-vous voir les données des fichiers(D/N)?",VU$
1480 IF VU$="o" OR VU$="O" THEN GOTO 1490 ELSE GOTO 1730
1490 CLS
1500 PRINT TAB(22) "***VOICI LES DONNEES DU PREMIER FICHIER***"

```

```

1510 PRINT
1520 PRINT TAB(25) "CAPACITE          FREQUENCE"
1530 WAIT 31,2
1540 OPEN "I",#1,"B:FREQ.DAT"
1550 FOR I=1 TO 255
1560 INPUT #1,X(I), Y(I)
1570 PRINT TAB(25) X(I),          Y(I)
1580 NEXT I
1590 CLOSE #1
1600 PRINT:PRINT "Appuyez sur < E N T R E E > pour continuer"
1610 INPUT "          ",J$
1620 CLS
1630 PRINT TAB(22) "***VOICI LES DONNEES DU DEUXIEME FICHER***"
1640 PRINT
1650 PRINT TAB(25) "CHARGE          FREQUENCE"
1660 WAIT 31,2
1670 OPEN "I",#2,"B:DIST.DAT"
1680 FOR I=1 TO 255
1690 INPUT #2,X1(I), Y1(I)
1700 PRINT TAB(25) X1(I),          Y1(I)
1710 NEXT I
1720 CLOSE #2
1730 PRINT:INPUT "Voulez-vous changer des intervalles de confiance (O/N)?",IC$
1740 IF IC$="o" OR IC$="O" THEN GOTO 1750 ELSE GOTO 1810
1750 PRINT:PRINT TAB(20) "1. POUR LA CAPACITE"
1760 PRINT:PRINT TAB(20) "2. POUR LA CHARGE"
1770 INPUT "Votre choix";OS
1780 IF OS<>1 AND OS<>2 THEN BEEP :GOTO 1770
1790 IF OS=1 THEN S0$="o"
1800 ON OS GOTO 480,610
1810 PRINT:PRINT
1820 INPUT "Voulez-vous changer des dimensions(O/N)?",R$
1830 IF R$="o" OR R$="O" THEN GOSUB 2230 ELSE GOTO 1850
1840 GOTO 430
1850 PRINT:PRINT
1860 INPUT "Autre fondation à dimensionner(O/N)?",V$
1870 IF V$="o" OR V$="O" THEN GOTO 150
1880 PRINT "A présent vous pouvez quitter pour faire du graphisme"
1890 INPUT "Tapez <Q> pour quitter",Q$
1900 IF Q$="q" OR Q$="Q" THEN CLS :PRINT TAB(15) "Terminé" :END
1910 GOTO 70
1920 REM ***SOUS PROGRAMME D'EVALUATION DE LA FONCTION GAMMA
1930 REM ***APPROXIMATION PAR LA FORMULE DE STIRLING
1940 CLS :PRINT "Evaluation de gamma"
1950 IF X<0 THEN GOTO 1990
1960 Y=X+2
1970 Z=SQR(2*PI/Y)*Y^Y*EXP((1-1/(30*Y^2))/(12*Y)-Y)
1980 G=Z/(X*(X+1)) :GOTO 2090
1990 J=0 :Y=X
2000 WHILE Y<0

```

```

2010 J=J+1 :Y=Y+1
2020 WEND
2030 F=Y+2
2040 Z=SQR(2*PI/F)*F^F*EXP((1-1/(30*F^2))/(12*F)-F)
2050 G=Z/(Y*(Y+1)) :H=G
2060 FOR I=0 TO J-1
2070 H=H/(X+I) :G=H
2080 NEXT I
2090 RETURN
2100 REM ***SOUS PROGRAMME DE CALCUL (Option 1)
2110 REM ***FACTEURS DE FORME DE DE BEER-VESIC
2120 IF L>5*B THEN YQ=1 :YC=1 :YT=1 :GOTO 2140
2130 YQ=1+(B/L)*TAN(E) :YC=1+(B/L)*(N0/NC) :YT=1-.4*(B/L)
2140 RETURN
2150 REM ***SOUS PROGRAMME DE CALCUL (Option 2)
2160 REM ***FACTEURS DE FORME DE MEYERHOF
2170 IF L>5*B THEN YQ=1 :YC=1 :YT=1 :GOTO 2210
2180 YC=1+.2*(B/L)*TAN(PI/4+E/2)^2
2190 IF D<=10 THEN YQ=1 :YT=YQ
2200 IF D>10 THEN YQ=1+.1*(B/L)*TAN(PI/4+E/2)^2 :YT=YQ
2210 RETURN
2220 REM ***SOUS PROGRAMME DE CHANGEMENT DE DIMENSIONS
2230 CLS
2240 COLOR 0,7
2250 LOCATE 3,2,1 :PRINT "Longueur de la semelle(m):"
2260 LOCATE 5,2,1 :PRINT "Largeur de la semelle(m):"
2270 LOCATE 7,2,1 :PRINT "Profondeur d'encastrement(m):"
2280 LOCATE 3,28,1 :INPUT L$
2290 IF VAL(L$)=0 AND L$<>"0" THEN BEEP :GOTO 2280
2300 LOCATE 5,27,1 :INPUT B$
2310 IF VAL(B$)=0 AND B$<>"0" THEN BEEP :GOTO 2300
2320 LOCATE 7,31,1 :INPUT D$
2330 IF VAL(D$)=0 AND D$<>"0" THEN BEEP :GOTO 2320
2340 COLOR 7,0
2350 L=VAL(L$) :B=VAL(B$) :D=VAL(D$)
2360 RETURN
2370 REM ***SOUS PROGRAMME D'INFORMATIONS
2380 PRINT :PRINT
2390 PRINT :PRINT :PRINT :PRINT TAB(20) "***A VOTRE ATTENTION***"
2400 PRINT "Ce programme est une version modifiée du programme FSP."
2410 PRINT "Il vous permet de stocker des données relatives aux "
2420 PRINT "distributions de la charge et de la capacité"
2430 PRINT "Le programme vous donne également les caractéristiques"
2440 PRINT "des deux distributions"
2450 PRINT "Lors du changement des dimensions, si vous ne voulez pas changer une
dimension il faudrait alors entrer sa valeur ancienne."
2460 PRINT :PRINT
2470 PRINT :PRINT "A présent ,appuyez sur < E N T R E E > pour continuer."
2480 INPUT " ",U$
2490 RETURN
2500 REM ***OUVERTURE D'UN FICHER POUR STOCKAGE DE DONNEES

```

```

2510 OPEN "0",#1,"B:FREQ.DAT"
2520 FOR I=1 TO 255
2530 WRITE #1,X(I), Y(I)
2540 NEXT I
2550 CLOSE #1
2560 RETURN
2570 REM ***CHOIX D'UN INTERVALLE DE CONFIANCE
2580 LC=1 :RETURN
2590 LC=2 :RETURN
2600 LC=3 :RETURN
2610 LC=4 :RETURN
2620 LC=5 :RETURN
2630 REM ***OUVERTURE D'UN FICHIER POUR STOCKAGE DE DONNEES
2640 OPEN "0",#2,"B:DIST.DAT"
2650 FOR I=1 TO 255
2660 WRITE #2,X1(I), Y1(I)
2670 NEXT I
2680 CLOSE #2
2690 RETURN
2700 REM***CHOIX D'UN SOUS-INTERVALLE DE CONFIANCE***
2710 LC1=1 :RETURN
2720 LC1=2 :RETURN
2730 LC1=3 :RETURN
2740 LC1=4 :RETURN
2750 LC1=5 :RETURN
2760 LC2=1 :RETURN
2770 LC2=2 :RETURN
2780 LC2=3 :RETURN
2790 LC2=4 :RETURN
2800 LC2=5 :RETURN

```

BIBLIOGRAPHIE

- J. COSTET et G. SANGLERAT. Cours pratique de Mécanique des Sols.
Tome 2 - Calcul des ouvrages - Dunod - Paris 1977.
- M. E. HARR. Mechanics of Particulate Media. A probabilistic
approach.
Mc Graw Hill - New York 1977.
- M. E. HARR. Mécanique des Milieux Formés de Particules.
Traduction française par E.RECORDON.
Presses Polytechniques Romandes, Lausanne 1981.
- G. A. LEONARDS. Les fondations - Dunod - Paris 1968.
- G. PHILIPPONAT. Fondations et ouvrages en terre.
Eyrolles - Paris 1987.
- E. RECORDON. Dimensionnement des fondations superficielles
par une méthode probabiliste.
Séminaire sur les méthodes probabilistes
en géotechnique. EPFL 1983.