



## Chapitre I :

### Étude Synthèse bibliographique sur l'interaction sol-structures

#### Introduction

Tous les ouvrages de génie civil sont en contact avec des sols ou des roches : cette interaction peut être localisée dans les fondations de bâtiments ou d'ouvrages d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des tunnels.

Les calculs de mécanique des sols ou des roches, qui utilisent la mécanique des milieux continus et la mécanique des solides, n'ont à priori que peu de ressemblances avec ceux de la résistance des matériaux, qui sert au calcul des structures et utilise une représentation des efforts internes par des torseurs (effort normal  $N$ , effort tranchant  $T$  et moment fléchissant  $M$ ). S'il est possible de combiner ces deux approches dans un même calcul, les calculs se font habituellement de façon séparée dans chaque milieu (terrain/structure), avec une représentation simplifiée des conditions d'interface.

#### I. Étude en laboratoire de l'interaction sol-structures

L'approche de l'interface par un milieu fictif ou réel auquel on associe une loi de comportement nécessite des études expérimentales de caractérisation mécanique selon les types de matériaux en contact. Depuis le début de l'utilisation des éléments joints dans le calcul des structures, des appareils plus ou moins sophistiqués ont été conçus pour mieux décrire le comportement des interfaces.

La plupart des travaux expérimentaux développés dans ce cadre portent sur le cisaillement entre un sol et une structure (béton, acier, bois, etc.). Ainsi, la boîte de cisaillement direct de Casagrande, modifiée [Potyondy, Wernick, Plytas, Desai, etc.], fut le premier outil utilisé dans ce domaine. Or ce type d'appareils présente en effet plusieurs inconvénients. Citons par exemple les conditions aux limites imposées par les parois de la boîte ; elles n'imposent pas au sol une déformation uniforme. Pour éviter ces défauts, de nombreux chercheurs ont conçu de nouveaux appareils.

**Commentaire [KM1]:** Ajouter les dates. Exemple : Khemissa, 1992 ; Tallah, 2010



### I.1. L'essai de cisaillement direct modifié

L'essai de cisaillement direct modifié pour l'étude des interfaces sol-structures à mettre l'échantillon de sol dans une demi-boîte et à remplacer l'autre demi-boîte par une plaque rugueuse (acier, béton, bois, etc.).

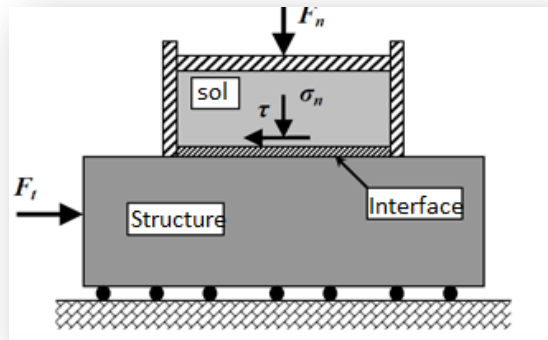


figure.I.1 : Principe de l'essai de cisaillement direct modifié.

### I.2. L'essai de cisaillement direct simple

De conception semblable à l'essai de cisaillement direct, à quelques exceptions près, cet essai permet à l'échantillon de sol de se déformer librement et uniformément. La différence par rapport au premier type d'essai porte essentiellement sur les conditions aux limites appliquées au sol. Dans ce cadre, deux types d'appareil ont été utilisés pour l'étude du cisaillement des interfaces

#### I.2.1. L'appareil de cisaillement simple, type NGI (Norwegian Geotechnical Institute)

Conçu au départ par Bjerrum et Landva (1966) pour l'étude du cisaillement dans les sols, il a été modifié par la suite par Budhu (1979) pour l'étude des interfaces (figure 1.8). La partie sol, de forme cylindrique, est enfermée dans une membrane en caoutchouc renforcée par des spirales en acier, empêchant toute déformation radiale de l'échantillon, ce qui permet à toute section horizontale de rester circulaire pendant le cisaillement. L'interface entre le sol et la plaque supérieure demeure ainsi circulaire.

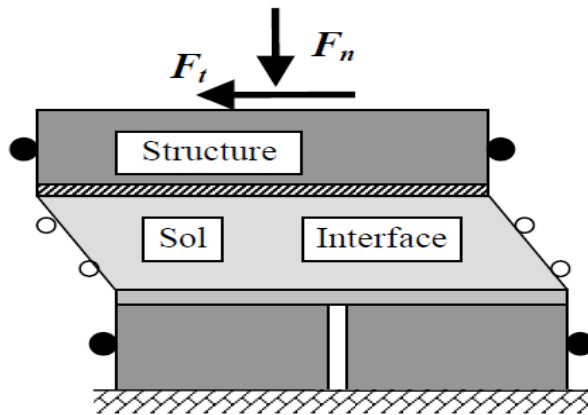


figure.I.2: Principe de l'essai de cisaillement simple : type NGL.

### I.2.2. L'appareil de cisaillement simple, type Uesugi et Kishida (Japon):

Dans l'appareil de Uesugi et Kishida, l'échantillon de sol est enfermé dans une demi-boîte rectangulaire. Celle-ci est construite d'un empilement de cadres en aluminium (figure 1.9). Ainsi, le glissement à l'interface est mesuré de la déformation de cisaillement au sein de l'échantillon.

Commentaire [KM2]: Ajouter l'année (19xx)

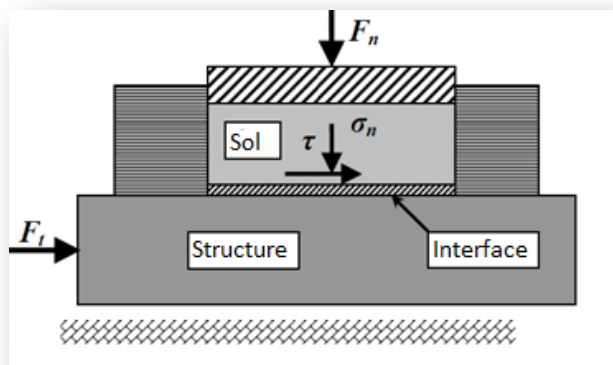


Figure.I.2: Principe de l'essai de cisaillement simple : type Uesugi et Kishida.

## I.3 Modélisation de l'interaction sol-structures

### I.3.1 Comportement du matériau de la structure

En général, la structure est constituée de matériaux (béton, acier, bois, etc.) dont la rigidité est beaucoup plus importante que celle du sol environnant. Le comportement de ces matériaux peut être décrit par des modèles simples, élastiques ou élastoplastiques.



### I.3.2 Comportement des sols

Le comportement des sols est très complexe. En effet, il est essentiellement irréversible, non linéaire, dilatant et dépendant de l'histoire et de la direction des sollicitations. Pour de faibles sollicitations, il peut être décrit par l'élasticité linéaire. Pour des sollicitations moyennes ou fortes, des modèles plus élaborés ont été proposés, soit des modèles élastoplastiques avec ou sans écrouissage (Mohr-Coulomb, Lade, Cam-Clay, Nova, etc.), soit des modèles incrémentaux (Duncan, Darve, Mroz, ... etc.).

### I.3.3 Comportement de l'interface

Les interfaces sont généralement soumises à de fortes sollicitations de cisaillement. Leur comportement est essentiellement non linéaire. Les études proposées par différents auteurs appartiennent à l'une des deux approches principales suivantes :

**1. Approche de type contact :** dans ce cas, l'interface n'a pas d'épaisseur, elle est alors assimilée à un matériau fictif auquel on associe une loi de comportement reliant, en général, les contraintes et les déplacements relatifs à l'interaction.

**2. Approche de type couche mince :** dans cette approche, l'interface est constituée d'une zone de faible épaisseur. Ainsi, on adopte des lois de comportement rhéologique propres à ces zones.

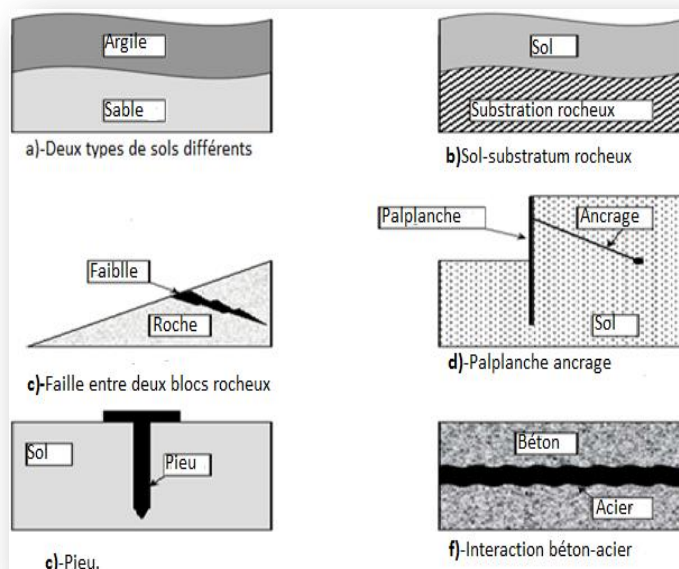


Figure.I.4:Exemples des situations d'interface

Commentaire [KM3]: Ajouter la référence : ex. Nom (année)



### I.3.4 Contact sol-structures

Le contact sol-structures peut être modélisé à l'aide du modèle de contact entre deux corps. Afin de proposer une modélisation du contact, nous allons effectuer une discrétisation de la surface de contact. En  $M$ , on considère les deux points 1 et 2 appartenant respectivement à  $A$  et  $B$ . Dans le repère local  $(t, n)$  (figure 1.2), les déplacements et les contraintes de liaisons sont donnés par :

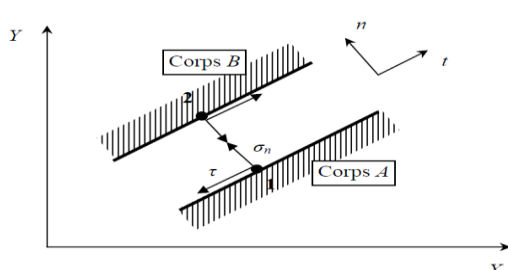
$$\bar{U}_1 = \begin{Bmatrix} U_t^1 \\ U_n^1 \end{Bmatrix}, \quad \bar{U}_2 = \begin{Bmatrix} U_t^2 \\ U_n^2 \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma} = \begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma_n \end{Bmatrix}. \quad (1.1)$$


Figure. I.5 : Modélisation du contact.

La modélisation du contact se caractérise par la vérification de certaines conditions sur la contrainte normale  $\sigma_n$  et la contrainte tangentielle  $\tau$  s'exerçant sur l'élément de contact. De cet état de contrainte  $(\tau, \sigma_n)$  résulte un état de déplacements relatifs tangentiels et normaux  $(\Delta U_t, \Delta U_n)$  caractérisant la cinématique de l'élément d'interface.

$$\Delta U = \begin{cases} U_t = U_t^2 - U_t^1 \\ U_n = U_n^2 - U_n^1 \end{cases}. \quad (1.2)$$

Au cours du chargement, le contact entre les corps  $A$  et  $B$  peut évoluer. Il suit l'un des trois modes suivants :

**I.3.4.a) Mode adhésion :**

Dans ce mode (figure 1.3.a), il n'y a pas de déplacement relatif entre les nœuds 1 et 2, on a alors les équations de compatibilité suivantes :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t = 0 \end{cases} \quad (1.3)$$

Les contraintes de contact sont alors régies par les conditions

$$\begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau < \bar{\tau} \end{cases} ; \quad (1.4)$$

la contrainte normale est de compression ;

la contrainte de cisaillement est inférieure au seuil de cisaillement.

**I.3.4.b) Mode glissement**

Quand la contrainte normale est de compression et la contrainte tangentielle atteint le seuil ( $\bar{\tau}$ ), il y a un glissement relatif entre les nœuds 1 et 2 (figure 1.3.b) ; dans ce cas, on a les conditions :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t \neq 0 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau = \bar{\tau} \end{cases} \quad (1.5)$$

**I.3.4.c) Mode décollement**

Dans le cas où la composante  $\sigma_n$  devient négative, il y a un décollement (séparation des corps A et B) (figure 1.3.c) ; on a alors les conditions suivantes :



$$\Delta U_n > 0 ; \quad \sigma_n < 0 \text{ et } \tau = 0. \quad (1.6)$$

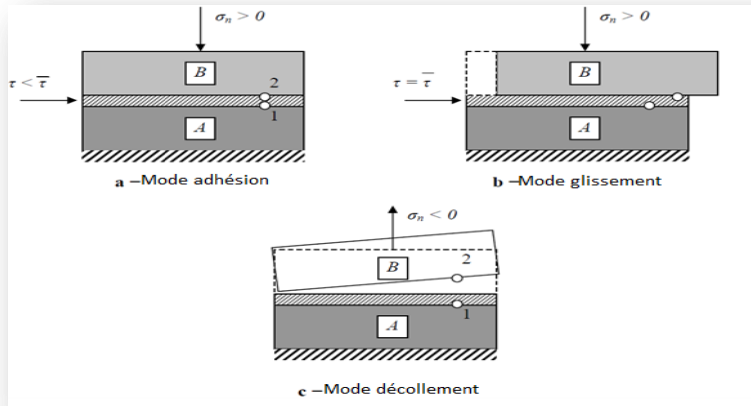


Figure. I.6: Modes de déformation de l'interface.

Notons qu'en présence de sollicitations cycliques, après séparation, il peut y avoir à nouveau un recollement entre les deux corps. On retrouve alors l'un des deux modes : adhésion ou glissement.

#### I.4. Modélisation des interfaces

Le traitement analytique des problèmes comporte des interfaces (interaction sol structures) pose beaucoup de difficultés théoriques et mathématiques. Et, si ce traitement est envisageable pour quelques configurations idéales, les solutions correspondent rarement aux exigences pratiques.

Des méthodes numériques ont été développées pour apporter des solutions approchées à ce type de problèmes. La méthode des éléments finis est l'outil le plus utilisé dans ce domaine.

Dans le cadre de cette méthode, des éléments spéciaux dits *éléments d'interface* ou *éléments joints* ont été développés pour le traitement des problèmes de contact entre des milieux de même nature ou de nature différente.



### I.4.1 Approche de type contact

Cette approche a fait l'objet de nombreux travaux qui sont essentiellement basés sur l'élément joint proposé par Goodman et al en 1968. Selon le type de loi de comportement et le type d'approche numérique utilisée, les études proposées dans ce cadre appartiennent à l'une des catégories suivantes:

- Adaptation de la rigidité
- Lois incrémentales
- Lois élastoplastiques
- Contact avec des conditions supplémentaires.

#### I.4.1.a) Adaptation de la rigidité

##### - Élément joint de type Goodman

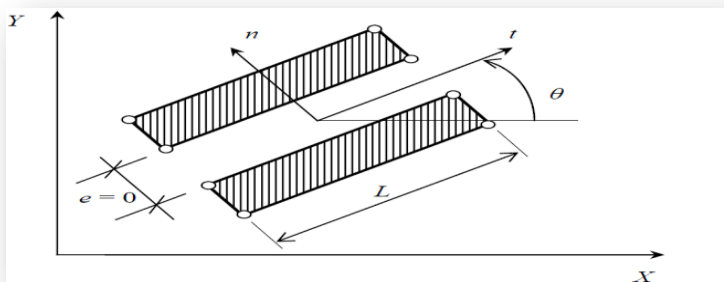


Figure.I.7 : Élément joint de type Goodman.

Dans ce cas, l'élément joint est constitué de deux doublets de noeuds. Sa matrice de rigidité est formulée à partir de la minimisation de l'énergie potentielle, en substituant les déformations à l'intérieur de l'élément par les déplacements relatifs à l'interface. Le vecteur de force de liaison  $\{F\}$  par unité de longueur de l'élément est donné par une loi du type :

$$\{F\} = [K] \{\Delta U\} ; \quad (1.7)$$

Avec :

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} F_t \\ F_n \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \{\Delta U\} = \begin{Bmatrix} \Delta U_t \\ \Delta U_n \end{Bmatrix} ;$$





$[K]$  : est la matrice de comportement de l'élément joint, donnée par :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_t & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix}. \quad (1.8)$$

La matrice de rigidité globale du système est obtenue par l'assemblage des termes correspondant aux éléments rocheux et d'interface. Après la résolution du système d'équations régissant le problème, les contraintes de liaison sont calculées et la méthode d'adaptation de la rigidité est appliquée.

#### -Élément joint de type ressort

L.R. Hermann (année) a proposé des éléments de type ressort pour la modélisation du comportement de l'interface acier-béton. Il a dédoublé les points de contact entre les deux milieux, et a muni chaque doublet de nœuds de deux ressorts fictifs, un tangentiel et un normal à la surface de contact (figure 1.5). Ces ressorts de rigidités appropriées contrôlent le glissement et le décollement entre les corps en contact. Le glissement est défini à l'aide du critère de rupture de Mohr-Coulomb, et la méthode d'adaptation de la rigidité est employée pour décrire le comportement de cet élément.

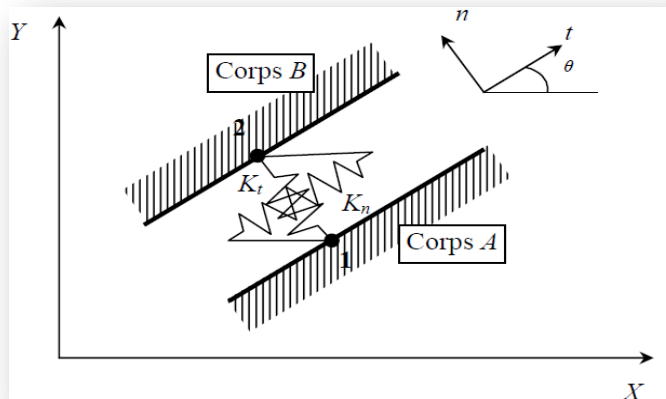


figure. I.8 : Élément joint de type ressorts



Les forces de liaison  $F_n$  et  $F_t$  s'expriment par :

$$F_n = K_n \Delta U_n \quad \text{et} \quad F_t = K_t \Delta U_t; \quad (1.9)$$

#### I.4.1.b) Lois élastoplastiques

Y. Meimon et al (année) ont utilisé, pour le calcul des fondations des plates-formes pétrolières, des éléments joints à 6 nœuds. Le comportement à l'interface, dans le sens tangentiel, est décrit par une loi élastoplastique non associée du type Mohr-Coulomb. Le glissement ou la plastification dans l'élément joint est donc gouverné par une fonction de charge  $f$  et un potentiel plastique  $g$  :

$$\begin{aligned} f(\sigma_n, \tau) &= |\tau| - \sigma_n \operatorname{tg} \varphi - c \\ g(\sigma_n, \tau) &= |\tau| - \sigma_n \operatorname{tg} \psi \end{aligned} ; \quad (1.10)$$

Où :  $\varphi$ ,  $c$  et  $\psi$  sont respectivement l'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilatance.

Ce modèle peut être représenté par une courbe de rupture, une courbe de cisaillement élastique-parfaitement plastique, une courbe de compression-non traction et une courbe de dilatance, comme le montre les figures 1.6.a à 1.6.d.

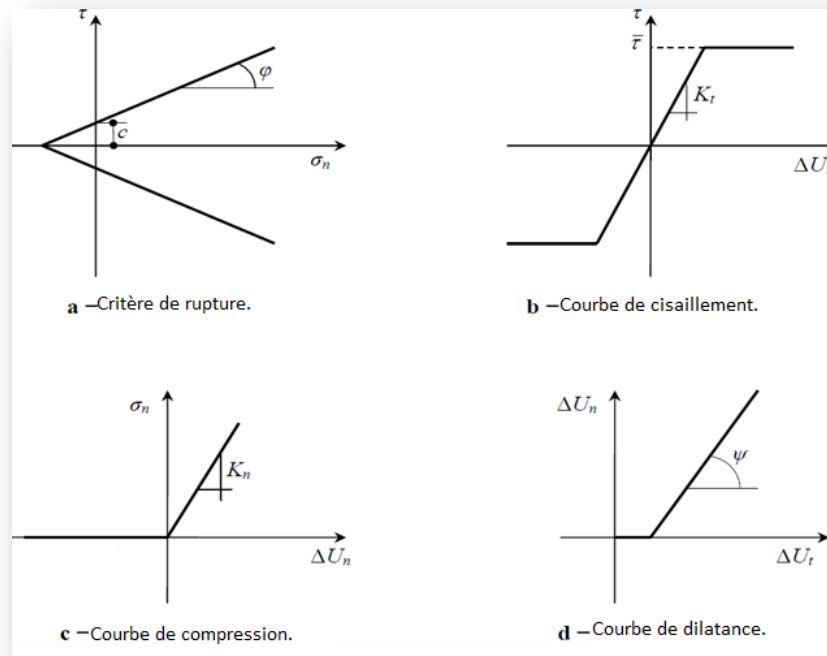


Figure.I.9 : Modèle de Mohr-Coulomb.

#### I.4.1.c) Lois incrémentales :

Les principaux travaux développés dans le cadre de cette approche sont ceux de l'équipe MASTEC de l'Institut de Mécanique de Grenoble. Les auteurs ont développé une loi vectorielle bidimensionnelle à dépendance directionnelle pour le comportement de l'interface. Leur modèle **a** été identifié sur des essais de cisaillement direct sol-structures, selon trois chemins de sollicitations : à contrainte normale constante, à déformation normale constante et à rigidité normale imposée.

#### I.4.1.d) Contact avec des conditions supplémentaires

Ce type d'approche est fondé sur l'introduction des différentes conditions de contact dans la formulation des éléments joints.

##### - Approche par la méthode de sous-structures

J.M. Reynouard (**année**) a mis au point un modèle de calcul pour les structures composées d'un ensemble de solides et dont les surfaces de contact sont évolutives. Le modèle proposé consiste à utiliser, d'une part, une technique de sous structuration en chaîne traduisant



les conditions cinématiques, et d'autre part, un processus itératif qui traduit les conditions statiques aux interfaces.

#### **- Approche à l'aide du multiplicateur de Lagrange**

M.G. Katona (année) a suivi la même démarche que Hermann et Frank (année) en dédoublant les nœuds sur la surface de contact. Mais dans son modèle, des conditions supplémentaires sont introduites dans la formulation du système régissant le problème. Ces conditions sont intégrées dans l'énergie potentielle à minimiser, à l'aide de la technique du multiplicateur de Lagrange.

#### **I.4.2 Approche de type couche mince**

Certains auteurs (Ghaboussi, Pandé, Desai) ont proposé l'introduction de la notion de déformations aux éléments joints ; ceci en assignant une certaine épaisseur à l'interface. L'utilisateur de ce type d'éléments est justifié par le fait que la zone d'interface représente un domaine de faible épaisseur (cas des joints ou défauts remplis dans les masses rocheuses et des zones d'interface sol-structures) qui est généralement soumis à de fortes sollicitations de cisaillement. Ils ont alors adapté des lois de comportement rhéologiques propres à ces zones.

J. Ghaboussi et al (année) ont développé un élément joint avec une faible épaisseur (comparée aux dimensions des éléments massifs adjacents) et ont présenté la construction explicite de la matrice de rigidité de l'élément d'interface pour les problèmes plans et axisymétriques.

G.N. Pande et K.G. Sharma (année), en s'inspirant des travaux de Zienkiewicz et de Ghaboussi (année), ont proposé un élément joint mince. Ils ont alors développé une formulation d'un élément isoparamétrique, parabolique à huit nœuds, en utilisant les déplacements relatifs à l'interface Comme degré de liberté indépendante. Pour le comportement de l'interface, ils ont utilisé le modèle élastoplastique non associé de Mohr-Coulomb.

C.S. Desai (année) a développé, pour l'élément couche mince, une loi de comportement dans laquelle l'écroutissage et le pic de contrainte ont été introduits. Les paramètres de ce modèle sont déterminés à partir de l'essai de cisaillement direct entre un sol et une plaque rugueuse en béton.

Le modèle a été appliqué à la prédiction du comportement d'un pieu dans une argile, soumis à une charge de compression. Les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux de l'expérience.



## I.5. Quelques exemples de l'interaction sol-structures

### I.5.1. Modélisation d'un bâtiment sur fondations superficielles

La démarche de modélisation des interfaces peut être illustrée par l'exemple simple d'un portique reposant par des fondations superficielles sur un massif de sol à surface horizontale (figure 1.13).

#### a) Calcul de la structure (Théorème de Winkler et Zimmermann)

L'étude de la structure de l'ouvrage, qui utilise les outils de la résistance des matériaux, a besoin de conditions aux limites au contact avec le sol (figure 1.13.b). Les conditions les plus simples consistent en des conditions d'appui (appui simple, rotule, encastrement) sur la surface du sol, supposée fixe. Ce type d'appui est suffisant pour l'étude des structures isostatiques, où les déformations (limitées) d'un appui ne perturbent pas la répartition des efforts dans la structure. Pour les structures dont les efforts internes dépendent des déformations (structures hyperstatique), il est indispensable d'évaluer la réponse du sol sous les charges appliquées, en tenant compte du déplacement (et de la déformation) de l'interface. Ce besoin de faire varier l'effort de contact en fonction du déplacement a d'abord été traité dans un cadre linéaire, en utilisant la théorie de Winkler et Zimmermann, parfois appelée *théorie de déformations locales*, dans laquelle la force de contact  $F$  par unité de surface  $S$  est proportionnelle au déplacement  $\delta$  par un facteur  $k$  appelé *coefficient de réaction* et de dimension [kN/m<sup>3</sup>] :

$$F/S = k \delta. \quad (1.11)$$

Une variation de cette approche consiste à écrire localement la proportionnalité de la pression de contact  $p$  et du déplacement  $\delta$ , ce qui permet de calculer les efforts dans la fondation superficielle en tenant compte de la déformation de l'interface :

$$p = k \delta. \quad (1.12)$$

Ultérieurement, pour améliorer la qualité de ce modèle de calcul en tenant compte de la limitation des pressions que peut supporter le sol, le modèle de Winkler a été remplacé par un modèle *élastoplastique* de la forme :



$$\begin{cases} \delta = p/k & \text{pour } p < p_{\max} \\ \delta \text{ quelconque} & \text{pour } p = p_{\max} \end{cases} ; \quad (1.13)$$

Dans laquelle la pression  $p_{\max}$  est le seuil de plasticité parfaite du sol. Différents travaux ont été effectués pour intégrer des efforts de temps (consolidation, fluage) dans ce modèle de calcul.

#### b) Calcul du sol

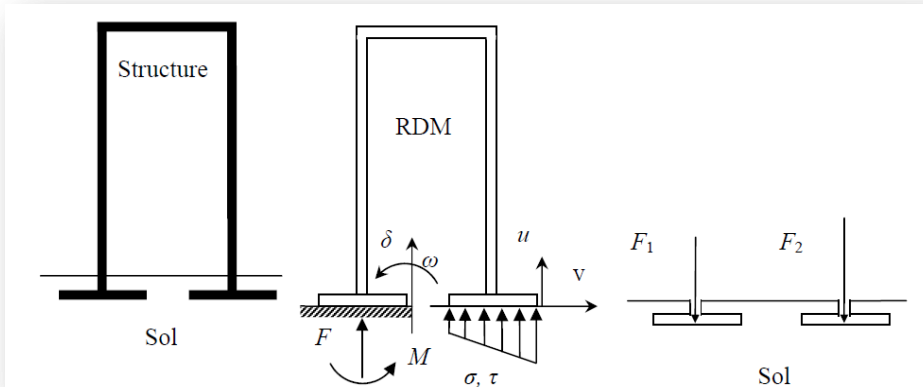
Pour le mécanicien des sols, le calcul de l'interaction sol-structure a une allure toute différente : l'ouvrage est une condition à la limite appliquée au massif de sol (figure 1.13.c), qui peut prendre deux formes principales :

- ❖ pression uniforme sur une surface (fondation souple) ;
- ❖ force appliquée sur une surface à déformation uniforme (translation ou rotation) pour une fondation rigide.

Compte de tenu de cette condition d'interaction, qui tient compte du mode de déformation de la structure (rigidités relatives du sol et de l'ouvrage), et des autres conditions initiales et aux limites, on exécute alors les calculs classiques de stabilité et de déformation du massif de sol.

#### c) Conclusion

Chacun à leur façon, le calcul de la structure et le calcul du massif de sol tiennent donc compte de façon détaillée de leur objet propre et, de façon plus approximative, des propriétés de l'autre milieu. Les progrès récents de la modélisation numérique des sols et des structures permettent en théorie de décrire simultanément de façon également détaillée le sol et la structure et de déterminer globalement les efforts et les déformations de chaque matériau. Néanmoins, de tels calculs sont encore très rares et il est important de garder à l'esprit que les calculs courants comportent une description simplifiée de l'interaction.



a- Le sol et la structure    b- Schéma de calcul de la structure  
c- Schéma de calcul du sol

Figure.I.10 : Analyse du comportement d'un ouvrage simple :

Point de vue de la structure et point de vue du sol

### I.5.2 Fondation superficielle construite à proximité d'un ouvrage souterrain

Sous de nombreux sites existent des cavités naturelles, des anciennes carrières, des canalisations, des galeries de mines ou encore des tunnels, etc. Les fondations construites de tels sites posent donc des problèmes géotechniques particuliers.

De façon logique, la capacité portante du sol diminue lorsqu'une cavité est située près de la fondation (figure 1.14). Des calculs par éléments finis en déformation plane ont montré que cette influence disparaît lorsque la profondeur  $D$  (distance de la surface au centre de la cavité) est supérieure à une profondeur critique, estimée à environ 5 fois le diamètre de la cavité.

Lorsque la cavité est située au-dessus de la profondeur critique, la capacité portante dépend de divers facteurs comme la géométrie de la fondation, sa profondeur d'encastrement, la nature du sol et les dimensions, l'orientation et la position de la cavité.

A partir de calculs aux éléments finis, Wood et Larnach (1985) ont ainsi décrit une zone d'influence sur la capacité portante en fonction de la cavité sous la fondation : à l'intérieur de cette zone,

La présence de la cavité affecte la capacité portante (figure 1.14). D'autres calculs par éléments finis ont mis évidence que la forme de la cavité (circulaire, carrée, rectangulaire ou hexagonale) à une influence relativement minime sur la capacité portante, pourvu que la surface globale de la cavité soit du même ordre de grandeur.

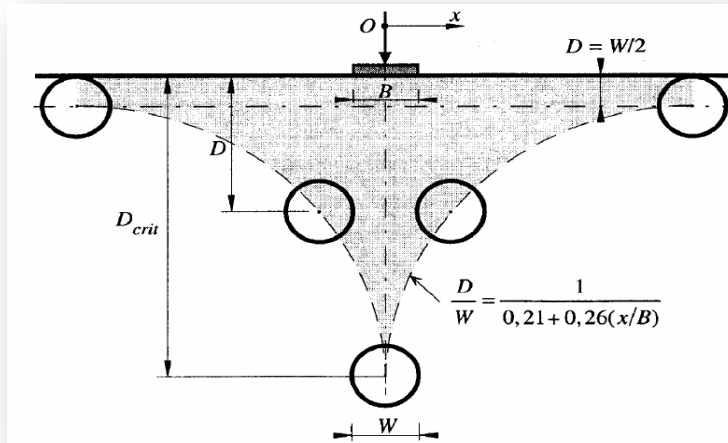


Figure.I.11 : Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle (en différentes positions) D'après Wood et Larnach (1985)

### I.5.3 Interaction sol-soutènement

On peut faire des commentaires analogues sur le calcul des ouvrages de soutènement et, de façon générale, sur tous les calculs où du béton ou du métal sont en contact avec le sol. Ainsi, pour les rideaux de palplanches ou parois moulées devant lesquels une excavation est réalisée (figure 1.15.a), coexistent une approche de type calcul des structures et une approche de type mécanique des sols. Pour le calcul des structures, le sol en contact avec l'écran est réduit à un coefficient de réaction  $k$  (et, dans certains cas, une pression limite) (figure 1.15.b), ce qui permet de calculer les efforts (effort tranchant, effort normal et moment fléchissant) dans la structure en fonction de  $k$  et des coefficients aux limites du problème. Le calcul se réduit alors à la résolution d'une équation différentielle du quatrième ordre du déplacement  $u(z)$ , de la forme :

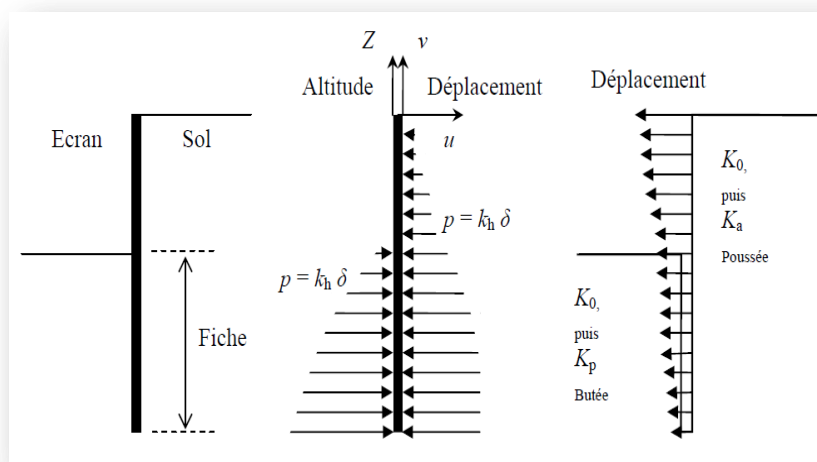
$$\frac{d^4 u}{dz^4} = k \cdot u(z) ; \quad (1.14)$$

que l'on résout pour des conditions aux limites adaptées (point fixe imposé par un tirant ou un butons, encastrement à la base ou en tête, etc.). Cette fois aussi, la pression de contact, dont on peut choisir l'inclinaison, peut être limitée aux pressions limites de poussée ou de butée, qui résultent de l'analyse du fonctionnement mécanique du massif de sol.





Si l'on aborde le calcul des écrans de soutènement du point de vue du sol, l'écran lui-même est traité comme une condition à la limite, qui se réduit en fait à une hypothèse sur le sens de déplacement de l'écran par rapport au sol (figure 1.15.c). Cette hypothèse permet de définir les parties du sol en état de butée et en état de poussée et, moyennant une hypothèse sur l'inclinaison des forces de contact, de calculer les efforts appliqués à l'écran par le sol. Ce calcul sert à vérifier l'équilibre général de l'écran, indépendamment de son dimensionnement interne, à déterminer sa fiche et, si nécessaire, à calculer la répartition des efforts dans l'écran.



a-Le sol et la structure b- Schéma de calcul de la c - Schéma de calcul du sol-Structure  
Figure. I.12 : Analyse du comportement d'un écran de soutènement :  
Point de vue de la structure et point de vue du sol.

L'idéal serait bien sûr de calculer simultanément les efforts et les déformations dans le sol et dans l'écran, sous les charges de service, en recourant le moins possible aux coefficients de réaction, qui ne sert pas des caractéristiques mécaniques intrinsèques des sols. Néanmoins, cette perspective reste éloignée et les deux approches de l'interaction sol-structure devront encore coexister en respectant les caractéristiques essentielles de chacun des matériaux en contact.

**Mouvement du sol autour d'une excavation :** la diminution des contraintes totales pendant une excavation et la mise en place du soutènement entraînent des mouvements du sol vers la fouille (déplacements latéraux généralement confinés par l'ouvrage), des tassements en surface derrière le soutènement, une déformation du soutènement et un soulèvement du fond de fouille.



Les principaux facteurs qui affectent les mouvements d'un sol et de son système de soutènement sont, d'après Clough et Schmidt (1977) :

- ❖ La nature et les propriétés des sols ;
- ❖ La forme et la profondeur de l'excavation ;
- ❖ le type de soutènement, sa rigidité et son degré d'encastrement ;
- ❖ La méthode de construction du soutènement, la durée et le phasage des travaux ;
- ❖ L'intensité des surcharges d'exploitation et la présence de structures voisines ;

#### **I.5.4 Interaction sol-tunnel**

Le fonctionnement du soutènement (son niveau de chargement, notamment) dépend de sa géométrie (forme, épaisseur), de ses caractéristiques mécaniques (résistance, déformabilité, évolution dans le temps, comportement d'interface avec le massif), des interactions entre les éléments qui le composent (joints, interaction entre des voussoirs ou avec des renforcements), de sa vitesse de mise en place et de ses conditions d'utilisation (effets thermiques, surcharges, interactions diverses avec l'environnement). Le mode d'interaction sol-soutènement-revêtement conditionne la loi de transmission des efforts normaux et tangentiels le long de la surface de contact. La rigidité du soutènement a notamment une influence importante sur leur intensité.

En fonction du chargement transmis au soutènement, quatre modes de fonctionnement peuvent être distingués.

- ❖ Travail en compression ;
- ❖ Travail en flexion ;
- ❖ Travail en membrane ;
- ❖ Poinçonnement.

Les modes les plus courants sont les fonctionnements en compression et en flexion. Les types de rupture sont essentiellement l'écrasement, le poinçonnement et la fissuration (pour le béton projeté). Au niveau de la modélisation, trois hypothèses différentes peuvent être faites concernant la nature du contact entre le sol et un soutènement (contact longitudinal pour le béton projeté, contact radial pour des boulons ou des cintres) :

- ❖ Continuité complète du soutènement (ou du revêtement) et du massif ;
- ❖ Glissement avec frottement ou glissement parfait, sans décollement du massif par rapport au soutènement ;
- ❖ Glissement avec frottement ou glissement parfait, et décollement du massif par rapport au soutènement.



Le choix est fait en fonction du problème traité (nature du terrain et du soutènement) et surtout de la connaissance de l'interaction. Si cette connaissance n'est pas disponible, il est d'usage de considérer les deux cas extrêmes : l'état collé (continuité parfaite) et l'état de glissement parfait avec possibilité de décollement. Chacune de ces hypothèses peut avoir une influence importante sur les résultats, car les contraintes et les déformations du soutènement dépendent surtout du mode de construction adopté. Bien que les conditions de calcul soient plus faciles dans le cas de l'adhérence parfaite, cette hypothèse correspond très rarement à la réalité du contact entre le soutènement et le massif de sol ou de roche. Le frottement est en général représenté par le critère de Coulomb, caractérisé par une cohésion et un angle de frottement.

### **I.6. Conclusion**

A partir d'un état des lieux des appareillages actuellement disponibles en laboratoire, nous avons identifié les différentes approches possibles : cisaillement direct où la surface de cisaillement reste imposée au cours de l'essai, cisaillement simple où le cisaillement peut se développer librement au sein de l'échantillon. Le choix du chemin de cisaillement est également primordial pour pouvoir reproduire les phénomènes réels.

Les chemins à rigidité normale imposée (qui recouvrent les chemins à contrainte normale constante et à volume constant) sont les plus appropriés, la raideur du système pouvant être déterminée à partir du module pressiométrique du sol. L'influence de la rugosité de la structure, de la densité et de la nature du sol et de la contrainte normale initiale a été mise en évidence

Cette synthèse bibliographique a permis de dresser un cahier des charges pour le nouvel appareil qui fait l'objet de notre étude. Pour amener une évolution conséquente, il devra satisfaire aux exigences suivantes :

- ❖ permettre de réaliser des essais selon tout type de chemin,
- ❖ pouvoir supporter des contraintes importantes (jusqu'à 1 000 kPa),
- ❖ permettre de grands déplacements tangentiels d'interface sans perte de matériau,
- ❖ pouvoir réaliser des sollicitations monotones à vitesse contrôlée variable et des sollicitations cycliques,
- ❖ permettre une visualisation du mouvement des grains au sein de l'échantillon,
- ❖ permettre l'utilisation d'un matériau relativement grossier,
- ❖ avoir une mesure locale de la contrainte normale au niveau de l'inter.



Simulation du comportement des interfaces << sol-structure >>

## Chapitre1