

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Travaux Publics

Option : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Présenté par : AHLEME AOUAISSIA

**Thème : Détermination des pressions des terres passives
devant les murs de soutènement**

Sous la direction de : Professeur BELABED LAZHAR

JUIN : 2024



Remerciement

« Avant tout Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie à: Mon encadreur **Professeur BELABED LAZHAR**, pour son soutien, son conseil judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*

Je tiens à remercier tous les membres du jury pour l'intérêt qu'ils portent à ce travail en acceptant de faire partie du jury d'examen.»



Dédicace

« Je dédie ce modeste travail :

*À toute la famille, mon père **SAID** et ma mère **FATIHA**,*

*A mon oncle **AMAR** , mes frères **TAKI, DIAA, BAHAA** et mes sœurs **KHAOULA** et **CHAIMA** , plus proche ami **GHADA, SIHAM, WISSAL**et À toute personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.»*

Résumé

Les Murs de soutènement sont des ouvrages importants dans le domaine du génie civil, destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Il est fortement recommandé de les protéger car les dommages qu'ils peuvent causer s'ils basculent ou glissent sont énormes. Le dimensionnement des ouvrages de soutènement consiste à la détermination des pressions des terres qu'ils soutiennent. Lorsque l'ouvrage subit des déplacements, des forces de poussée (déplacement vers l'extérieur du massif) ou de butée (déplacement vers l'intérieur du massif) mobilisées peuvent être calculées à l'aide de la théorie classique ou les méthodes numériques.

De nombreux auteurs ont développé différentes méthodes pour calculer la butée des terres.

Notre étude concerne l'étude des mécanismes de rupture par butée et leurs méthodes de calcul ainsi que les facteurs qui mobilise la butée (type de sol, type de mur, rugosité,.....ect.).

A la fin on a fait une application soulevant les paramètres influençant la butée.

Mots clés :

Mur de soutènement, butée, poussée , stabilité, rupture, déplacement du mur, rugosité.

Abstract

Retaining walls are important works in the field of civil engineering, intended to prevent the collapse or sliding of a steep embankment. It is strongly recommended that they be protected as the damage they can cause if they tip or slide is enormous. The dimensioning of retaining structures consists of determining the pressures of the earth they support. When the structure undergoes displacements, the thrust forces (displacement towards the outside of the mass) or abutment forces (displacement towards the interior of the mass) mobilized can be calculated using classical theory or numerical methods.

Many authors have developed different methods to calculate the earth stop.

Our study concerns the study of the mechanisms of rupture by abutment and their calculation methods as well as the factors which mobilize the abutment (type of ground, type of wall, roughness, etc.).

At the end we made an application raising the parameters influencing the stop.

Keywords:

Retaining wall, abutment, thrust, stability, failure, wall displacement, roughness.

الجدران الاستنادية هي أعمال مهمة في مجال الهندسة المدنية، تهدف إلى منع انهيار أو انزلاق منحدر شديد الانحدار. يوصى بشدة بحمايتهم لأن الضرر الذي يمكن أن يسببوه إذا انقلبوا أو انزلقوا سيكون هائلاً. يتكون تحديد أبعاد الهياكل الاستنادية من تحديد ضغوط الأرض التي تدعمها. عندما يخضع الهيكل للإزاحات يمكن حساب قوى الدفع (الإزاحة نحو خارج الكتلة) أو قوى الدعامات (الإزاحة نحو داخل الكتلة) باستخدام النظرية الكلاسيكية أو الطرق العددية. لقد طور العديد من المؤلفين طرقاً مختلفة لحساب التوقف الأرضي. تتعلق دراستنا بدراسة آليات التمزق بالدعامات وطرق حسابها وكذلك العوامل التي تحرك الدعامات (نوع الأرض نوع الجدار، الخشونة، الخ). في النهاية قمنا بدراسة لرفع المعلومات التي تؤثر على التوقف.

كلمات البحث :

الجدار الاستنادي، الدعامات، الدفع، الثبات، انهيار ، إزاحة الجدار، الخشونة.

SOMMAIRE

Remerciement.....	I
Dédicace	II
Résumé	II
Liste des figures	VIII
Liste des tableaux	X
Liste des symboles	XI
Introduction générale.....	1

Chapitre 1: Généralités sur les ouvrages de soutènement

1.1. Historique des murs de soutènement.....	3
1.2. Description	3
1.3. Les différents types de murs de soutènements	4
1.3.1. Murs poids.....	5
1.3.1.1. Mur en maçonnerie de pierres sèches	5
1.3.1.2. Mur en maçonnerie jointoyée :.....	6
1.3.1.3. Mur poids en béton.....	6
1.3.1.4. Mur poids en gabion.....	7
1.3.1.5. Mur en éléments préfabriqués	8
1.3.2. Mur en béton armé ou murs cantilever.....	8
1.4. Les écrans de soutènement	9
1.4.1. Les parois moulées	9
1.4.2. Les rideaux de palplanches métalliques	9
1.4.3 Les parois berlinoises	11
1.5 Classification des ouvrages de soutènement	11
1.5. 1 Ouvrages Rigides	12
1.5. 2 Ouvrages Souples	12

1.6 Stabilité d'un ouvrage de soutènement	12
1.6.1 Stabilité interne	12
1.6.2 Stabilité externe.....	12

Chapitre 2: Les méthodes de calcul des pressions de terre passive et active

2.1 Introduction	15
2.2 Méthodes de calcul des pressions des terres passive et active	15
2.2.1 Méthode de Coulomb (1776)	15
2.2.2 Méthode de Rankine (1857).....	22
2.2.3 Méthode de Boussinesq (1882).....	25
2.2.4 Méthode de Sokolovski (1960)	27
2.2.5 Prise de position de Terzaghi (1936).....	27
2.2.6 Théorie de Brinch Hansen (1953 ; 1962).....	28
2.2.7 Méthode de Tschebotariouff	29
2.2.8 Méthode de Rowe.....	31
2.2.9 Construction de Culmann (courbe de Culmann) (1875	32
2.3 Mécanismes de rupture des soutènements flexibles.....	34

Chapitre 3 : Méthode de calcul de la butée

3.1 Influence du déplacement du mur de soutènement sur la mobilisation de la butée	38
3.1.1 Mobilisation de la butée passive	38
3.1.2 Déplacement du mur et mobilisation de la butée	38
3.1.3 Facteurs influençant le déplacement du mur	39
3.2. Equilibre limite de butée	40
3.3 Equilibre limite de poussée	41
3.4 Déplacement de l'ouvrage de soutènement.....	42
3.5 Influence du type de déplacement ou déformation de l'écran sur la répartition des contraintes	43
3.6 Volume de sol mobilisé par la butée	44

3.7 Analyse de l'équilibre des contraintes en tenant compte des déformations.....	46
---	----

Chapitre 4: Application

Application	49
-------------------	----

Conclusions	54
-------------------	----

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	55
-----------------------------------	----

Liste des figures

Chapitre 1: Généralités sur les ouvrages de soutènement

Figure 1. 1: Mur en maçonnerie de pierres sèches	6
Figure 1. 2: Mur en maçonnerie jointoyée	6
Figure 1. 3: Mur poids en béton	7
Figure 1. 4: Mur poids en gabion	7
Figure 1. 5: Mur en élément préfabriqués	8
Figure 1. 6: coupe transversale d'un mur en béton armé.	9
Figure 1. 7: Schéma de réalisation d'une paroi moulée.....	9
Figure 1. 8: mise en œuvre des palplanches.....	10
Figure 1. 9: Exemple de soutènement avec un rideau de palplanches.	10
Figure 1. 10: Les parois berlinoises.....	11
Figure 1. 11: Trois types de stabilité externe.	13

Chapitre 2: Les méthodes de calcul des pressions de terre passive et active

Figure2. 1: Equilibre du coin de Coulomb (cas de poussée).....	16
Figure2. 2: Equilibre du coin de Coulomb (cas de butée).....	17
Figure2. 3: Théorie de Coulomb, poussée active	18
Figure2. 4: Théorie de Coulomb, butée.	19
Figure2. 5: Formule de Poncelet	21
Figure2. 6: représentation des états de poussée et de butée dans le plan de mohr Coefficient de Poussée active :	24
Figure2. 7 : Équilibres de Boussinesq et de Rankine.....	25
Figure2. 8: Coefficient de poussée latérale des terres contre un mur vertical et position du point d'application de la résultante (selon Terzaghi 1936a). Distinction du mode de déplacement du mur.	28
Figure2. 9: Modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée avec ou sans formation de rotules plastiques dans la structure	29
Figure2. 10: Distributions de pressions mesurées à l'issue de différentes procédures de Construction	30
Figure2. 11: Influence du degré d'encastrement de l'écran sur la distribution des moments fléchissant.....	30
Figure2. 12: Diagramme de chargement adopté par Rowe pour le calcul en butée simple ...	31
Figure2. 13: Résultats expérimentaux obtenus par Rowe	32

Figure2. 14: Construction de Culmann pour le calcul de la poussée active	33
Figure2. 15 : Construction de Clumann pour le calcul de la butée.	34
Figure2. 16 : Mécanisme de rupture dans le massif de sol.....	35
Figure2. 17 : Mécanisme de rupture dés élément de renforcement (suite)	36

Chapitre 3 : Méthode de calcul de la butée

Figure3. 1: déférents modes de déplacement du mur de soutènement.....	40
Figure3. 2: Mobilisation des équilibres limites de poussée et de butée dans un sol	41
Figure3. 3: Etats de contraintes relatifs à différents états d'équilibre dans le sol.	42
Figure3. 4: Etats d'équilibre du sol en fonction du déplacement de l'ouvrage	43
Figure3. 5: Influence du type de déplacement ou déformation de l'écran sur la répartition des Contraintes.	44
Figure3. 6: Réseaux de lignes de glissement pour les calculs de poussée et butée.	46
Figure3. 7: Coefficients de butée	47

Chapitre 4: Application

Figure 4. 1: La surface de glissement potentielle décisive qui mobilise l'état limite passif...	50
Figure 4. 2: Effet de la butée sur le déplacement du sol.	52

Liste des tableaux

Tableau 1. 1: Exemples des ouvrages de soutènement.	5
Tableau 3. 1 : Distance d'influence de la butée pour un écran de fiche $D = 10$ m (Schéma de Coulomb).....	45
Tableau 4. 1 : Influence des paramètres géométriques et mécaniques sur le calcul des coefficients de butée.	49
Tableau 4. 2: Les valeurs des coefficients de butée peuvent être également lues directement des tables spéciales pour différents cas en fonction de α , β , δ_p et φ	50
Tableau 4. 3: Rugosité des murs de soutènement.	51

Liste des symboles

K_0 : Coefficient des terres au repos

K : coefficient de la pression des terres

K_a : Coefficient de poussée des terres.

K_p : Coefficient de butée des terres.

K_v : Coefficient d'accélération verticale.

K_h : Coefficient d'accélération horizontale.

P_a : La résultante des pressions actives.

C : Cohésion du sol.

φ : Angle de frottement interne.

H : Hauteur verticale d'un ouvrage de soutènement
1

E : Module d'Young

Z : Profondeur dans le sol

W' : Poids des terres

α : Angle d'inclinaison du mur à la verticale.

β : Angle d'inclinaison de la terre pleine avec l'horizontale.

γ : Poids volumique du sol.

γ' : Poids volumique déjaugé .

δ : Angle d'interface (rugosité de mur et sol)

σ : Contrainte, horizontale (σ_h), verticale (σ_v)

ψ : Angle de dilatance du sol.

θ : L'inclinaison de la surface de rupture par rapport à l'horizontale .

Introduction générale

Introduction générale

Les ouvrages **de soutènement** sont des structures essentielles dans la construction, permettant de stabiliser les terrains en pente, de prévenir l'érosion et de créer des espaces utilisables.

Le mur de soutènement ou ouvrage de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de créer un dénivelé entre des terres.

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. La pente que suppose la construction d'un talus occasionne généralement une perte d'espace, que le mur vertical permet de récupérer. Le mur peut également servir de butée pour des pentes naturelles instables.

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement consiste à la détermination des pressions des terres qu'ils soutiennent. Lorsque l'ouvrage subit des déplacements, des forces de poussée (déplacement vers l'extérieur du massif) ou de butée (déplacement vers l'intérieur du massif) mobilisées peuvent être calculées à l'aide de la théorie classique

L'objectif principal de ce travail est d'étudier les pressions des terres passives devant les murs de soutènement. Dans ce but, on a fait une synthèse de toutes les méthodes de calcul des pressions des terres passives et actives. En particulier ceux basées sur les méthodes classiques. A la fin on a fait une application soulevant les paramètres influençant la butée.

Ce travail se compose, en plus de cette introduction générale, de quatre chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

Dans le premier chapitre nous allons décrire Généralités sur les ouvrages de soutènement et les différents types des murs de soutènements ainsi que leur stabilité.

Dans le deuxième chapitre nous allons faire une présentation des méthodes utilisées dans le calcul des murs de soutènement comme la méthode de MOHR-COLOUMB ; RANKINE....etc.

Dans le troisième chapitre on a étudié l'influence du déplacement d'un mur de soutènement sur la mobilisation de la butée, les mécanismes de rupture et les méthodes de calcul de butée . Dans le quatrième chapitre on va faire une application sur Le calcul de la butée.

Chapitre 1
Généralités sur les
ouvrages de soutènement

Chapitre 1 : Généralités sur les ouvrages de soutènement

1.1. Historique des murs de soutènement

Les murs de soutènement figurent dans l'histoire de la construction, dès son origine ils sont en pierre sèche, puis en maçonnerie et en fin en Béton Armé. Dans les premiers besoins générant le mur de soutènement se trouve dans la fabrication des terrasses sur des terrains pierreux en pente pour un usage agricole, terrasses bordées de murs bas en pierres crues (pierres brutes mises sur assise sans mortier) récupérées par l'érosion des sols. Puis on trouve la construction de terrasses recevant des édifices imposants. Ces murs furent dès l'antiquité des murs massifs constitués en maçonnerie soignée de blocs de pierre (dont l'exemple évocateur est celui des temples en gradins Incas). Dans sa version initiale de l'époque moderne le mur poids en béton qui succéda au milieu du XXe siècle à la maçonnerie par appareillage du génie civil, se compose d'un voile (mur mince) et d'une semelle. (Cette semelle varie en largeur suivant plusieurs facteurs dont la surcharge sur la partie supérieure, le poids volumique et la qualité des sols de fondation, la pente de talus naturel du matériau retenu par le mur). Depuis quelques décennies, les parois préfabriquées se sont largement substituées aux murs en béton coulé sur place et aux murs en maçonnerie appareillée, parce qu'elles sont meilleur marché, plus rapides et plus faciles à mettre en œuvre, et plus favorables à l'environnement [1].

1.2. Description

Les ouvrages de soutènement ont le rôle de soutenir et de retenir les massifs de terres. Ils sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval cette dénivelée peut être réalisé en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage ou par extraction des terres devant celui-ci. En pratique il est assez fréquent que l'on ait à procéder à la fois à un apport de remblai derrière l'ouvrage et à une extraction de terre devant celui-ci. Compte tenu de leur importance dans la réalisation et dans le but de la protection des chaussées souples contre les risques des éboulements rocheux et d'avalanches dans les zones montagneuses , pour réduire l'emprise des talus naturels dans les sites citadins, lors de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art [2].

On peut classer ses ouvrages en deux grandes familles :

• **Les murs-poids :**

Qui sont constitués d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation résistante et on peut citer :

*Mur-poids en maçonnerie

* Mur en gabions

* Les murs en éléments préfabriqués

* Les murs en béton armé :

1. Mur en «T renversé » classique

2. Mur à contreforts

3. Murs divers

* Les murs en Terre Armée

• **Les écrans de soutènement :**

Qui sont constitués uniquement d'une paroi, on peut citer :

1) Les murs en parois moulées

2) Les rideaux de palplanches



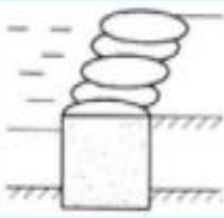

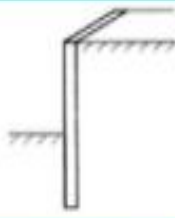
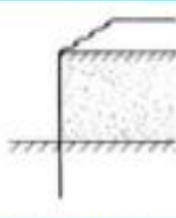
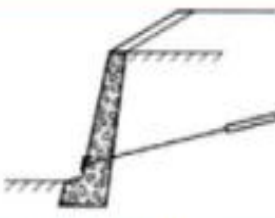
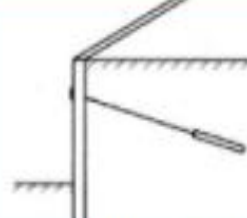
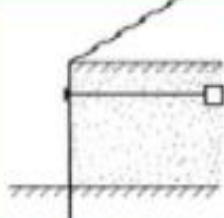
3) Les parois Berlinoises

1.3. Les différents types de murs de soutènements

Il existe de plusieurs types des ouvrages de soutènement qui été conçus pour répondre aux situations les plus diverses (Tableau 1.1).

Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie) et des contraintes d'intégration ans l'environnement (nuisance, traitement architectural)

Tableau 1. 1: Exemples des ouvrages de soutènement.

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage			
	Mur poids en béton ou maçonnerie	Mur en Terre Armée	Ouvrage cellulaire
Encastrement			
	Mur cantilever en béton armé	Paroi moulée	Rideau de palplanches
Ancrage			
	Mur en béton. ancré	Paroi moulée ancrée	Rideau ancré

1.3.1. Murs poids

Ce sont des ouvrages dont la fonction de soutènement est assurée par leur poids propre qui équilibre la poussée des terres du massif soutenu. Ces ouvrages peuvent être réalisés en place constitués de maçonnerie de pierre jointée ou de béton armé, aussi ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, ou d'éléments préfabriqués.[3]

1.3.1.1. Mur en maçonnerie de pierres sèches

Pendant des siècles, l'état des techniques n'a permis de réaliser que des murs de soutènement avec des matériaux naturels, c'est-à-dire en pierres. En particulier, ces ouvrages étaient souvent basés sur la technique des pierres sèches : aucun liant (mortier ou ciment) n'est utilisé pour maintenir les pierres ensemble. De tels murs présentent des avantages sur un plan environnemental, mais aussi culturel.[4]



Figure 1. 1: Mur en maçonnerie de pierrées sèches

1.3.1.2. Mur en maçonnerie jointoyée :

Les murs en maçonnerie jointoyée sont un assemblage régulier de blocs de pierres ou de roches de grandes dimensions et de différents calibres jointoyés entre eux avec de mortier. Pour ce type d'ouvrage, le drainage s'avère nécessaire, car l'eau ne peut plus passer entre les pierres, pour éviter l'augmentation de la poussée sur l'ouvrage due à l'accumulation de l'eau. Ces ouvrages peuvent être réalisés en roches de forme naturelle ou des moellons calibrés de grande taille plus simple à empiler.[3]



Figure 1. 2: Mur en maçonnerie jointoyée

1.3.1.3. Mur poids en béton

Ce sont des ouvrages en béton non armé ou en béton cyclopéen (moellons noyés dans du béton) coulés en place. Pour le drainage des eaux accumulés derrière le mur de soutènement il est équipé de barbacanes.[3]



Figure 1. 3: Mur poids en béton

1.3.1.4. Mur poids en gabion

C'est un mur dérivé du mur poids, il a la forme d'une caisse chargée par sa partie haute de cailloux. Quant aux murs gabions, ils peuvent être assimilés à des murs poids ou caisson : il s'agit d'une enveloppe de fil de fer grillagée parallélépipédique remplie de gros galets laissant le drainage de l'eau et évitant ainsi toute pression hydrostatique. Ce type de murs convient dans le cas de terrains compressibles .[5]

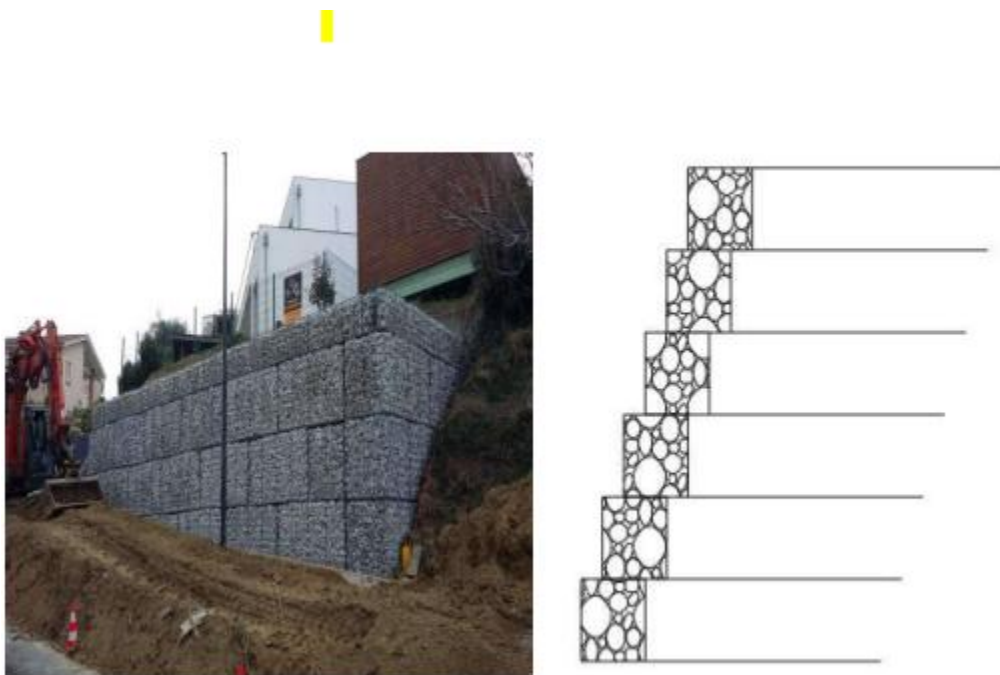


Figure 1. 4: Mur poids en gabion

1.2.1.5. Mur en éléments préfabriqués

Ce sont les murs constitués d'un empilement ou d'un assemblage d'éléments préfabriqués en béton (armé ou non). Ces éléments peuvent se présenter sous différentes formes (caissons, poutres, etc.), peuvent être remplis de terre et permettre une végétalisation partielle du parement.[3]



Figure 1. 5: Mur en élément préfabriqués

1.3.2. Mur en béton armé ou murs cantilever

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontale. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. La semelle peut être prévue d'une bèche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement, figure 1.6.[6]

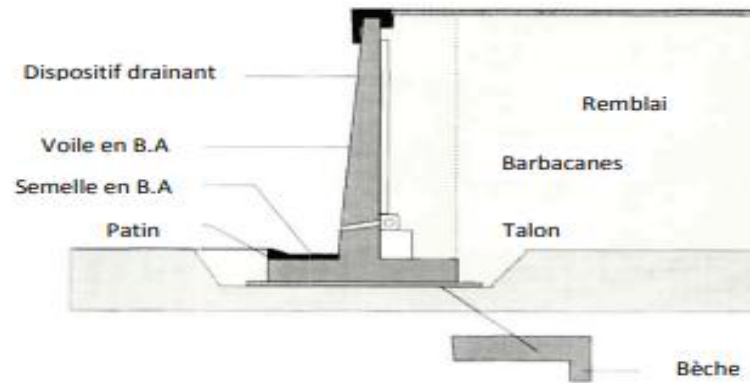


Figure 1. 6: coupe transversale d'un mur en béton armé.

1.4. Les écrans de soutènement

1.4.1. Les parois moulées

Une paroi moulée dans le sol est constituée d'une juxtaposition, le plus souvent dans le même plan, de panneaux verticaux en béton armé. Chacun des panneaux est réalisé par exécution préalable d'une tranchée dans le sol, mise en place d'une cage d'armatures dans celle-ci puis bétonnage, à l'aide d'un tube plongeur, figure 1.7.[6]

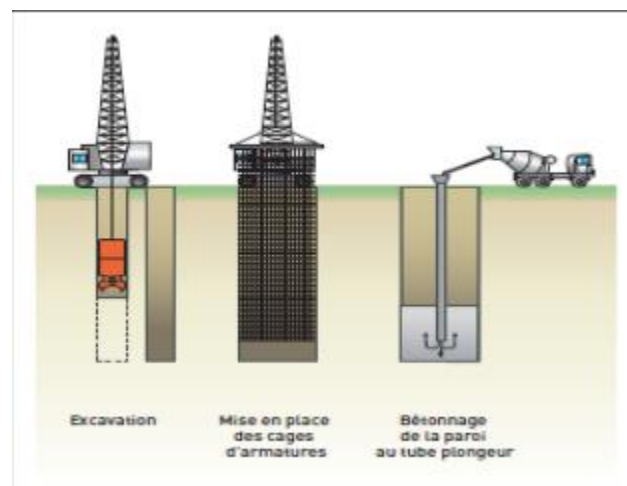


Figure 1. 7: Schéma de réalisation d'une paroi moulée.

1.4.2. Les rideaux de palplanches métalliques

Les palplanches métalliques à module sont des profilés rectilignes, obtenus par laminage à chaud ou profilage à froid, et mis en œuvre verticalement dans le sol, généralement par battage, vibrage, ou à l'aide de vérin, figure 1.8.



Battage

perforage avant fonçage

Fonçage par vibration

Figure 1. 8: mise en œuvre des palplanches.

Conçues pour s'enclencher les une avec les autres, elles permettent de réaliser des rideaux continus relativement étanche, rectiligne, courbes, présentant des angles et pouvant former des enceintes fermées. Ils peuvent être simplement encastrés lorsqu'ils sont de faible hauteur dans le cas des hauteurs moyennes à fortes, et d'une manière plus générale lorsque les efforts qui sollicite le rideau sont importants ou qu'il est impératif de limiter ses déplacements l'ouvrage peut être ancrés avec des tirants d'ancrage ou butonnés avec des butons, figure 1.9.

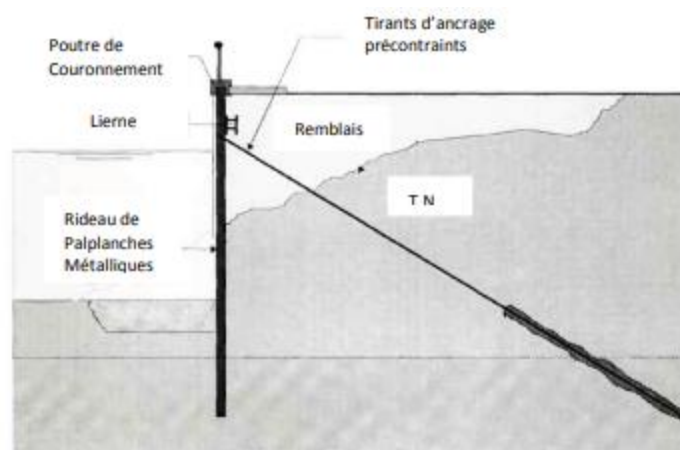


Figure 1. 9: Exemple de soutènement avec un rideau de palplanches.

Ils sont particulièrement bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages de soutènement et d'étanchement en site aquatique et d'une manière plus générale en présence d'eau (nappe phréatique). C'est la raison pour laquelle ils sont très couramment utilisés aujourd'hui encore pour la réalisation d'ouvrages provisoires tels que batardeaux et blindages de fouilles sous la nappe, et d'ouvrages définitifs tels que murs de quais maritimes ou fluviaux, soutènements de rives et protections de berges. [6]

1.4.3 Les parois berlinoises

Dans son originalité qui se développée lors de la construction de Berlin, au début de 20ème siècle, il s'agit de profile en acier battus dans le sol et la surface entre axes est couverte par des madriers en bois généralement horizontaux [7]



Figure 1. 10: Les parois berlinoises

1.5 Classification des ouvrages de soutènement

Toutes ces structures ont une poussée exercée par la masse de sol retenue. Cette poussée est généralement supportée. Il existe deux types d'ouvrages dans cette catégorie, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples. [8]

1.5. 1 Ouvrages Rigides

Les murs de soutènement conventionnels sont les structures les plus courantes de ce type. La poussée est portée par le poids de la structure (murs poids) ou par l'encastrement de la structure dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids de la terre contribue à la stabilité de la structure à travers la fondation. [8]

1.5. 2 Ouvrages Souples

Un représentant structurel standard de cette catégorie est un mur de palplanches. Pour ce type de support, la poussée est compensée par l'encastrement de la structure dans le sol ou l'utilisation d'ancrages. [9]

1.6 Stabilité d'un ouvrage de soutènement

La stabilité d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime. Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux. Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement).

1.6.1 Stabilité interne

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque structure. C'est la résistance spécifique de la structure et il faut la comparer à l'effort (et au déplacement) qui lui est demandé (Eurocode 7).

La stabilité interne du mur-poids doit être vérifiée lorsque les conditions suivantes sont remplies :

- Toutes les sections horizontales sont comprimées (pour ne pas dépasser la résistance inhérente de l'élément, dans le cas d'un mur en nid d'abeille) - La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la résistance au cisaillement du matériau (dans le cas de murs en nid d'abeilles, les éléments ne doivent pas glisser entre eux).

1.6.2 Stabilité externe

Il existe trois types de stabilité externe (figure 1.11) :

- La stabilité au renversement

- La stabilité au glissement.
- La stabilité au poinçonnement . [9]



Figure 1. 11: Trois types de stabilité externe.

Chapitre 2

**Les méthodes de calcul des
pressions de terre passive et
active**

2.1 Introduction

Les dimensions du mur de soutènement sont requises dans un premier temps pour déterminer la pression des terres agissant sur la surface de contact du mur. L'ancienne méthode consiste à déterminer l'équilibre limite entre les deux forces de poussée et de butée dépendent de la géométrie et des propriétés de la structure de sol. Dans ces méthodes, l'écran est calculé par la méthode de l'état limite de la poussée, en fournissant une compréhension directe des propriétés géométriques et mécaniques du problème. Les méthodes de calcul numérique sont basées sur les éléments finis et les différences finies. Le mur de soutènement permet de contenir des terres sur une surface réduite. Dans ce chapitre, nous présentons les différentes méthodes publiées dans la littérature pour le calcul de la poussée et de la butée sur les écrans de soutènement.

2.2 Méthodes de calcul des pressions des terres passive et active

Les développements des fortifications et des systèmes défensifs à la fin du 18^{ème} siècle ont produit des structures avec des excavations profondes dans le sol avec des faces presque verticales retenues par des murs (Vauban 1704). Le problème de la pression de la terre remonte au début du 18^{ème} siècle, car en 1717, Gautier énumère cinq domaines nécessitant des recherches, dont l'un était les dimensions des murs de soutènement par gravité nécessaires pour retenir le sol. Un certain nombre de chercheurs (Bullet 1691, Couplet 1726, 1727, 1728, de Belidor 1729, Rondelet 1812) semblent avoir travaillé sur le problème et publier leurs conclusions. C'était Coulomb, dans un journal lu à l'Académie Royale des Sciences à Paris les 10 mars et 2 avril 1773, qui devait faire l'impression durable dans ce domaine.[3]

2.2.1 Méthode de Coulomb (1776)

Coulomb (1776) a abordé mathématiquement le cas d'un mur de soutènement. Sa théorie est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface de glissement critique. Il suppose que le sol à l'arrière du mur de soutènement est homogène et sans cohésion. Les forces agissant sur le sol sont évaluées à l'état de l'équilibre limite. La théorie de Coulomb repose sur deux hypothèses :

- Le mécanisme de rupture est une surface plane passant par le pied de l'ouvrage de soutènement et définie par l'angle α qu'elle fait avec l'horizontale. Cette hypothèse est motivée par des observations faites sur des ouvrages réels qui se sont renversés ;

- La force agissant sur le mur a une direction connue. En d'autre terme cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran et le mur est connu.

On fait l'hypothèse que la contrainte de cisaillement $\tau = \sigma' \operatorname{tg}\varphi'$ est complètement mobilisée le long de ce plan. Le coin du sol était sous l'équilibre des forces suivantes (figure 2.1) :

- La réaction totale du sol \bar{R} sur lequel glisse le coin de Coulomb est donc incliné de l'angle φ sur la normale au plan de rupture ;
- La force $F = - P$ (poussée du sol) est inclinée de δ sur la normale a l'écran. δ est supposée connue ;
- W le poids du prisme de glissement, qui tend à glisser. Le principe consiste simplement à écrire l'équilibre des forces qui s'appliquent sur le coin de sol (R, F et W)

On détermine ainsi P en fonction de l'angle α . La méthode de Coulomb consiste de prendre le maximum de P pour calculer la poussée P_a , ce serait le contraire pour la butée ; le minimum.

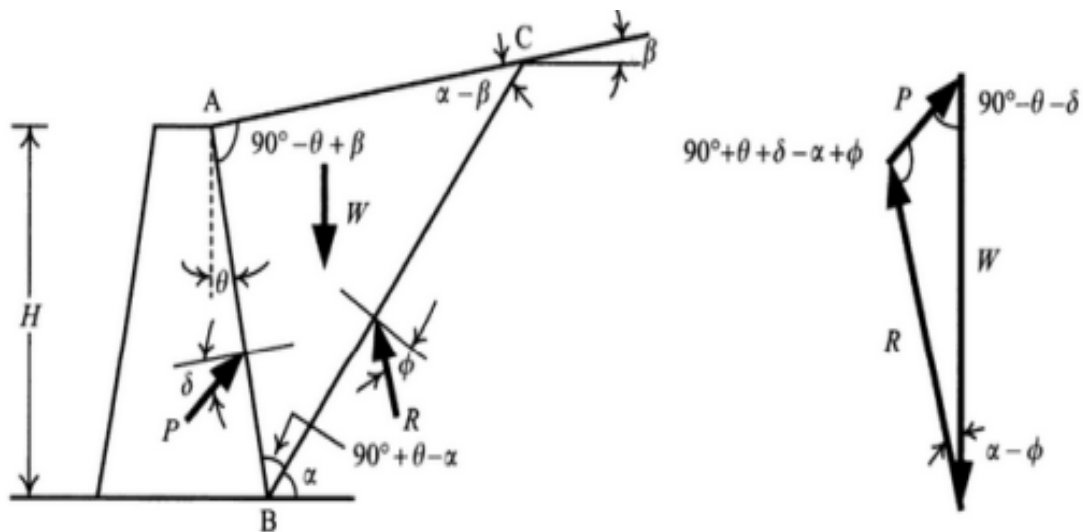


Figure2. 11: Equilibre du coin de Coulomb (cas de poussée)

Comme le montre le polygone de force de la figure 2.1., nous pouvons déduire l'équation suivante :

$$\frac{W}{\sin 90^\circ + \theta + \delta - \alpha + \varphi} = \frac{P}{\sin \alpha - \varphi} \quad (2.1)$$

$$P = \frac{W \sin \alpha - \varphi}{\sin 90^\circ + \theta + \delta - \alpha + \varphi} \quad (2.2)$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\theta - \alpha) \cos(\theta - \beta) \sin(\alpha - \varphi)}{\cos^2 \theta \sin(\alpha - \beta) \sin(90^\circ + \theta + \delta - \alpha + \varphi)} \quad (2.3)$$

Différentiel par rapport à α :

$$\frac{\partial P}{\partial \alpha} = 0 \quad (2.4)$$

La valeur de α critique dérivée de (2.4) remplacé dans l'équation (2.3) donne la pression de la terre active P_a comme suit :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2.5)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 - \frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2} \quad (2.6)$$

D'où K_a est le coefficient de pression de terre active de Coulomb.

Dans la théorie de Coulomb, on suppose que la résultante P_a agit à deux tiers de la profondeur de l'écran

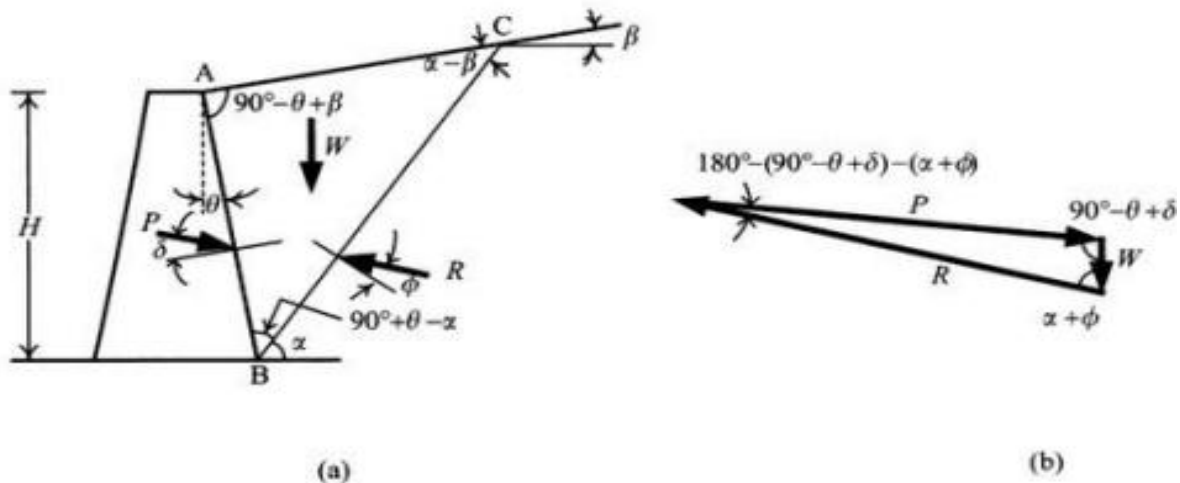


Figure 2. 2: Equilibre du coin de Coulomb (cas de butée)

Suivant la méthode similaire utilisée pour obtenir la pression de terre active, la pression de terre passive P_p peut être calculée et exprimée par l'équation suivante (figure 2.2):

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2.7)$$

D'où le coefficient de pression de terre passive de Coulomb s'écrit :

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2} \quad (2.8)$$

•Poussée :

Pour un écran vertical ($\alpha = 0$) (pour la figure 2.3) soutenant un massif de sol sans cohésion ($c = 0$) avec un terre-plein horizontal ($\beta = 0$).

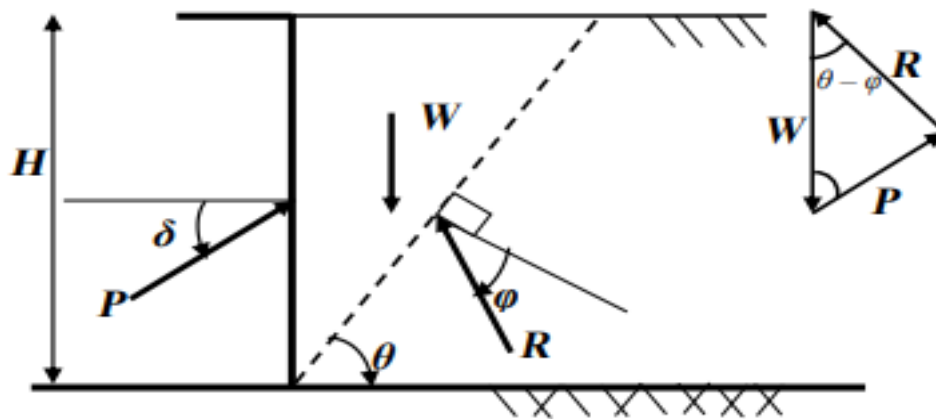


Figure2. 3: Théorie de Coulomb, poussée active

En application de la méthode de Coulomb, on calcule la poussée en supposant que $\delta = 0$ (écran lisse) et l'angle $(W, R) = \theta - \varphi$

$$F_a = R \sin(\theta - \varphi) \quad (2.9)$$

$$W = R \cos(\theta - \varphi) \quad (2.10)$$

$$F_a = W \frac{\sin \theta - \varphi}{\cos \theta - \varphi} = W \operatorname{tg}(\theta - \varphi) \quad (2.11)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos \theta \quad (2.12)$$

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos \theta (\theta - \varphi) \quad (2.13)$$

Différentiel par rapport à θ :

$$\frac{\partial F_a}{\partial \theta} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[-\frac{tg(\theta-\varphi)}{\sin^2 \theta} + \frac{\cos \theta}{\cos^2(\theta-\varphi)} \right] \quad (2.14)$$

$$\frac{\partial F_a}{\partial \theta} = \frac{1}{4} \gamma H^2 \left[\frac{\sin 2\theta - \sin 2(\theta-\varphi)}{\sin^2 \theta \cos^2(\theta-\varphi)} \right] \quad (2.15)$$

$\sin 2\theta - \sin 2(\theta - \varphi)$ s'annule pour $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ qui donne la valeur maximal de F_a qui est la force active p_a .

D'où :

$$k_a = \cos g \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) tg \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.16)$$

$$k_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.17)$$

•Butée :

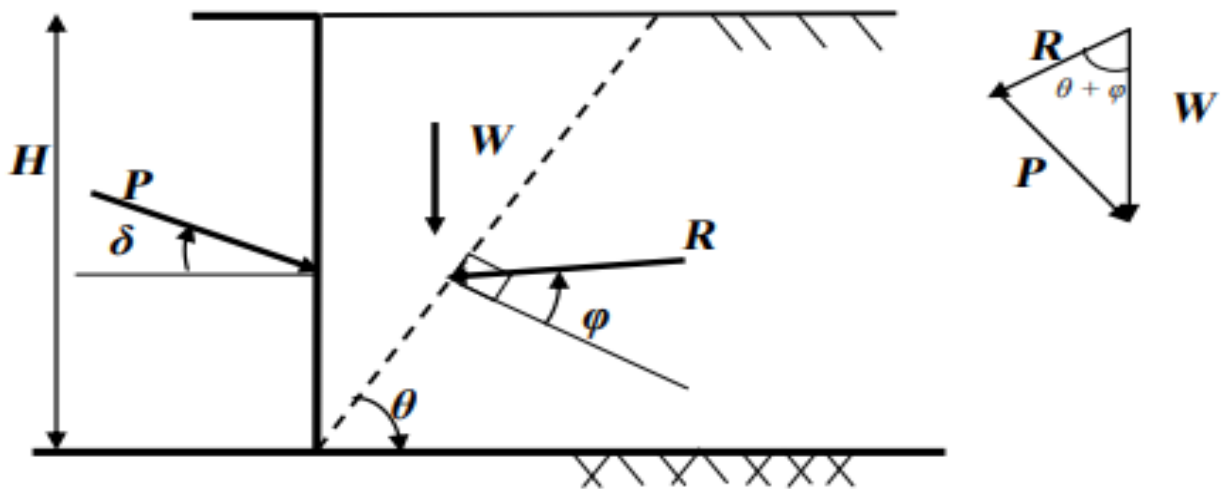


Figure2. 4: Théorie de Coulomb, butée.

En application de la méthode de Coulomb, on calcule la butée en supposant que $\delta=0$ et l'angle $(W, R) = \theta + \varphi$.

$$F_p = R \sin(\theta + \varphi) \quad (2.18)$$

$$W = R \cos(\theta + \varphi) \quad (2.19)$$

$$F_p = W \left[\frac{\sin(\theta+\varphi)}{\cos(\theta+\varphi)} \right] = W (+ \varphi) \quad (2.20)$$

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cos \theta \operatorname{tg}(\theta + \varphi) \quad (2.21)$$

Différentiel par rapport à θ :

$$\frac{\partial F_p}{\partial \theta} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[-\frac{\operatorname{tg}(\theta + \varphi)}{\sin^2 \theta} + \frac{\cos \theta}{\cos^2(\theta + \varphi)} \right] \quad (2.22)$$

$$\frac{\partial F_p}{\partial \theta} = \frac{1}{4} \gamma H^2 \left[\frac{\sin 2\theta - \sin 2(\theta + \varphi)}{\sin^2 \theta \cos^2(\theta + \varphi)} \right] = 0 \quad (2.23)$$

$\sin 2\theta - \sin 2(\theta + \varphi)$ s'annule pour $\theta = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ qui donne la valeur minimal de F_p qui est la force passive P_p .

D'où :

$$k_p = \cot g \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.24)$$

$$k_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.25)$$

La théorie de Coulomb suppose des lignes de glissement droites. Dans le cas de poussée active, la courbure est faible, ce qui fait que l'erreur de l'approximation est négligeable. Ceci est aussi correct dans le cas d'une poussée passive lorsque $\delta < \varphi/3$, mais quand $\delta > \varphi/3$, l'erreur devient plus grande

. Poncelet a généralisé la méthode de Coulomb à un écran incliné de λ et à un sol surmonté d'un talus d'angle β (Figure 2.4). Par la même procédure, on détermine le coefficient de poussée K_a .

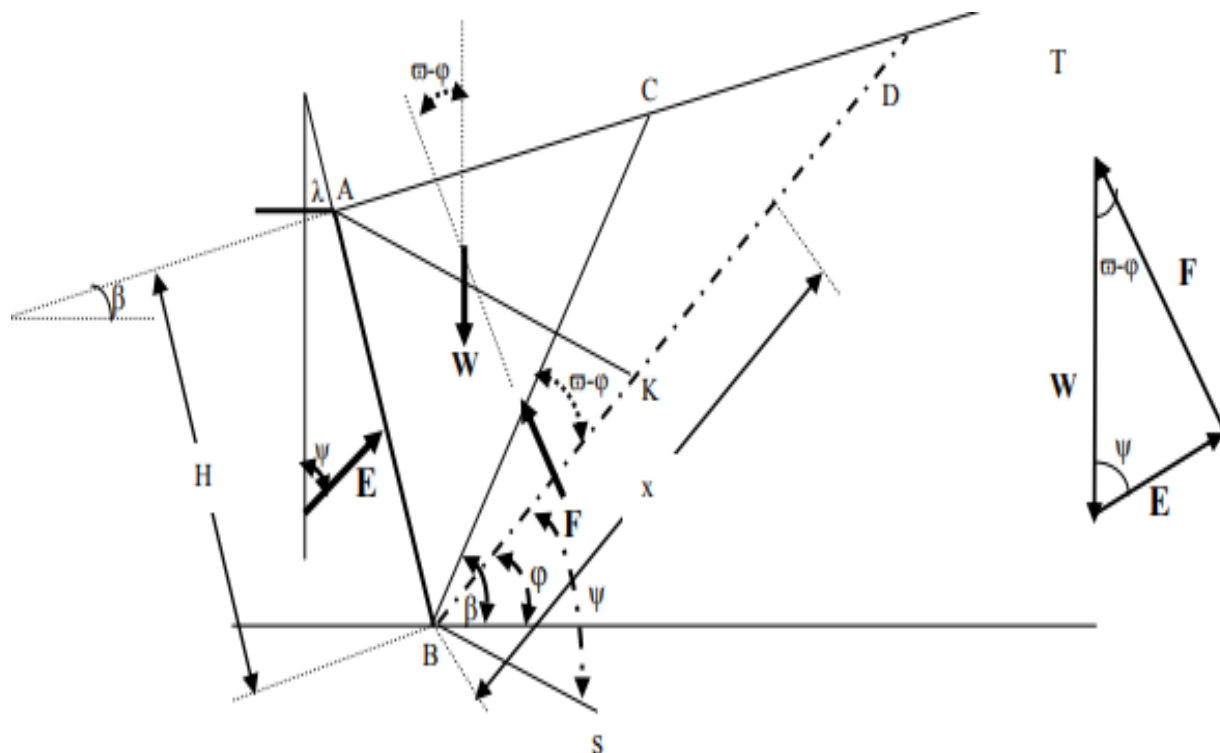


Figure2. 5: Formule de Poncelet

- La ligne de glissement possible BC, qui fait un angle α avec l’horizontale ;
 - Une ligne auxiliaire BD qui fait un angle ν avec l’horizontale :
 - La direction BS qui fait avec la ligne BD l’angle ψ connu que E fait avec la verticale
- . Du point A et C des parallèles à la direction BS sont tracée et coupent BD respectivement en K et g. La figure 2.5 montre que le triangle BCg est semblable au triangle des forces FEW, ce qui permet d’écrire :

$$\frac{E}{W} = \frac{Cg}{Bg} \quad (2.26)$$

Avec :

$$W = \frac{1}{2}\gamma h AC, \quad Cg = AK \frac{Dg}{Dk}, \quad AC = Kg \frac{AD}{DK} \quad (2.27)$$

$$\text{Donc :} \quad E = \frac{1}{2}\gamma h \frac{AD \cdot AK}{DK^2} \frac{Kg \cdot Dg}{Bg} \quad (2.28)$$

$$\text{Si : } BD = a, \quad BK = b, \quad Bg = x,$$

$$E = 1/2 \gamma h \frac{AD \cdot AK}{DK^2} \frac{(x-b)(a-x)}{x} \quad (2.29)$$

Où seul x est variable quand ϖ varie, c'est-à-dire quand BC prend les différentes positions possibles.

L'expression $\frac{(x-b)(a-x)}{x}$ passe par un maximum pour $x = \sqrt{a \cdot b}$, elle a pour valeur

$(\sqrt{a} - \sqrt{b})^2$. Le calcul des différentes longueurs h , AD, AK, ... est fastidieux. La relation finale est :

$$E_{max} = P = \frac{1}{2} k_a \gamma l^2 \quad (2.30)$$

Avec :

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\lambda + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (2.31)$$

De même pour la pression de terre passive

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi + \lambda)}{\cos(\lambda + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta) \cos(\beta + \lambda)}} \right]^2} \quad (2.32)$$

Où :

λ : inclinaison du mur avec verticale. [3]

2.2.2 Méthode de Rankine (1857)

La théorie de Rankine étudie l'équilibre, sous l'action de son seul poids a que l'état d'équilibre est identique pour tous les points situés à une même profondeur.

La présence de discontinuités (provoquées par exemple par des écrans placés au sein du massif) ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol. Cette théorie constitue le premier effort pour évaluer les contraintes au sein d'un massif de sol. RANKINE a fait des hypothèses suivantes :

- Le sol est isotrope ;
- Le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales :

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \text{ pour un sol à surface horizontale ;}$$

$\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta$ pour un sol à surface inclinée d'un angle β sur l'horizontale ; nous considérons seulement le cas d'un écran vertical.

- **Pour les sols pulvérulents** ($c = 0$) et à surface horizontale

La contrainte de poussée (active) est $\sigma_a = K_a \cdot \gamma \cdot h$ avec:

$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$ valeur identique à celle donnée par la théorie de Coulomb avec les mêmes hypothèses. Cette formule se vérifie simplement sur le graphique de Mohr de la figure 2.6 où $IA = OA \cdot \sin \phi$. De même, la contrainte de butée (passive) est $\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot h$ avec:

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

- **Pour les sols purement cohérents** ($\phi = 0$).

$$K_a = 1 - 2 \frac{c}{\gamma \cdot h} \quad K_p = 1 + 2 \frac{c}{\gamma \cdot h}$$

- **Pour les sols cohérents et frottant.**

Un changement d'origine sur l'axe des σ tel que $OO' = H \cdot \cotan \phi$ ramène au cas d'un sol sans cohésion.

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + 2 \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

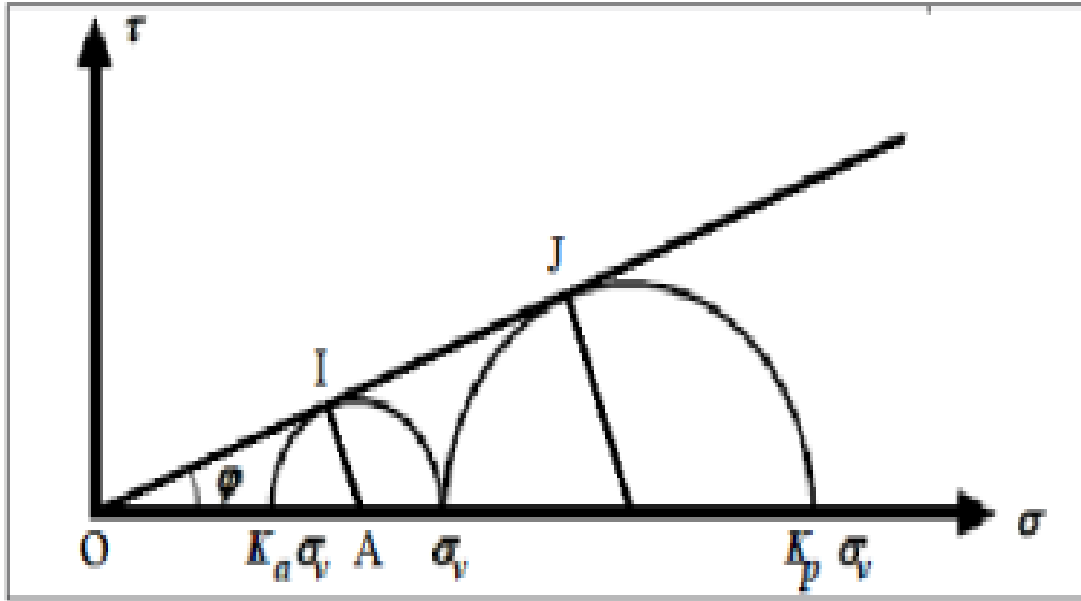


Figure2. 6: représentation des états de poussée et de butée dans le plan de mohr
Coefficient de Poussée active :

$$k_a = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$$

Coefficient de Poussée passive (butée) :

Au cas particulier d'un sol horizontal ($\beta = 0$) :

$$k_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$$

$$K = \text{tg}^2 (\pi/4 \pm \varphi/2)$$

Est le coefficient du butée (singne +) ou poussée (signe -).

La méthode a pour inconvénients de négligier l'effet de la rugosité de l'interface sol/mur et de considérer un mécanisme de rupture du sol, composé d'un réseau de droites faisant des angles de $(\pi/4 \pm \varphi/2)$ de part et d'autre des facettes majeurs. Ces dernières sont horizontales en cas de poussée verticales en cas de butée. Le mécanisme de rupture, comme l'a montré Boussinesq, est plutôt curviligne.[2]

2.2.3 Méthode de Boussinesq (1882)

BOUSSINESQ a amélioré la théorie de RANKINE en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans cet équilibre, BOUSSINESQ considère une première zone où on a l'équilibre de RANKINE

Se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran

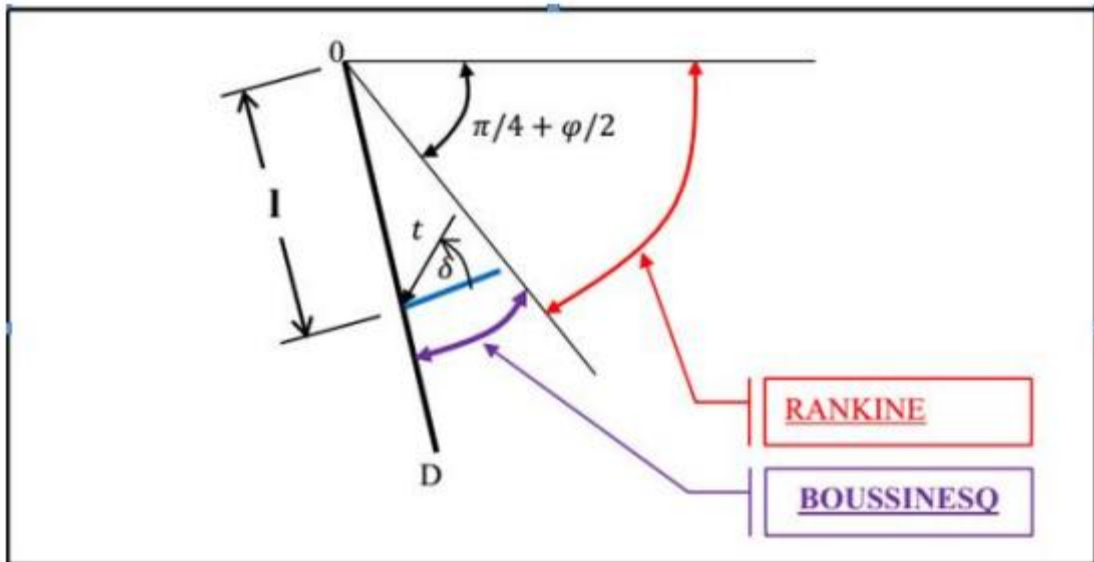


Figure 2. 7 : Équilibres de Boussinesq et de Rankine.

BOUSSINESQ garde les résultats de RANKINE concernant la répartition des contraintes sur l'écran :

- l'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran OD, elle est choisie et fixée à δ ;
- la répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire :

$$t = k_a \cdot \gamma \cdot l \tag{2.33}$$

Si BOUSSINESQ avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par CAQUOT et KERISEL qui en ont donné la démonstration suivante.

On travaillera en coordonnées polaires, pour lesquelles les équations d'équilibre

$$\text{Div}\tau + F = 0$$

S'écrivent :

$$\frac{\partial \sigma}{\partial r} + \frac{\partial \sigma}{r \partial \theta} + \frac{\sigma - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \tag{2.34}$$

$$\frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_r}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \quad (2.33)$$

σ_r : Contrainte normale radiale.

σ_θ : Contrainte normale orthoradiale.

τ : Contrainte de cisaillement.

En combinant les équations d'équilibre précédentes et les relations données par le cercle de Mohr des contraintes tangentes aux droites de Coulomb on établit le système des 2 équations différentielles suivantes :

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2\tau = -\gamma r \sin \theta$$

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = -\gamma r \cos \theta$$

$$\sigma_\theta = k \sigma_r$$

Le système des deux équations différentielles a été intégré par Caquot et Kérisel, les calculs étant améliorés par ABSI pour donner des tables complètes de poussée et butée fournissant les coefficients K_a et k_p

Le problème est déterminé par les conditions aux frontières :

- surface libre : contraintes nulles
- sur l'écran : obliquité imposée δ de la contrainte.

Entre la surface libre et la première ligne de glissement on a un équilibre de Rankine et entre la première ligne de glissement et l'écran un équilibre de Boussinesq.

Le tracé des lignes de glissement montre que les lignes de glissement diffèrent peu de lignes droites dans le cas d'équilibre de poussée, par contre elles s'en éloignent fortement dans le cas d'équilibre de butée.[4]

2.2.4 Méthode de Sokolovski (1960)

Sokolovski a mis au point une méthode générale de calcul des zones plastiques, permettant d'aborder de manière rigoureuse les problèmes en milieu pulvérulent ou cohérent. Cette méthode, consiste simplement à résoudre le système d'équations différentielles d'équilibre du milieu considéré. Mais cette méthode reste d'une utilisation limitée car elle nécessite des calculs longs et fastidieux qui ne peuvent être exécutés, que par un ordinateur pour chaque cas particulier. De plus, la distribution des contraintes n'est pas linéaire, ce qui ne facilite pas l'exploitation des résultats. Son seul intérêt semble de permettre d'apprécier les erreurs induites par l'application des autres méthodes.[8]

2.2.5 Prise de position de Terzaghi (1936)

Terzaghi (1936) a critiqué la méthode de Rankine, Selon lui, le fait d'admettre qu'un déplacement négligeable suffise à atteindre un état de rupture actif ou passif (comportement rigide-plastique du sol) va contre toutes les observations in situ qui mettent en évidence la présence d'un état intermédiaire, appelé état au repos. D'après lui, des déformations qui dépendent des propriétés élastiques du sol sont nécessaires pour atteindre les états de rupture. En particulier, les déformations nécessaires pour atteindre un état passif ne sont pas envisageables dans les conditions réelles. Terzaghi critique également la théorie de Coulomb, la généralisation de son utilisation, l'hypothèse de surface de rupture plane.

Terzaghi a pris en considération l'interaction sol-structure la figure 2.8, tiré de son article, présente l'évolution de l'intensité et de la position de la résultante de la poussée des terres agissant contre un mur de soutènement, s'il est en rotation par rapport à sa base, et translation .

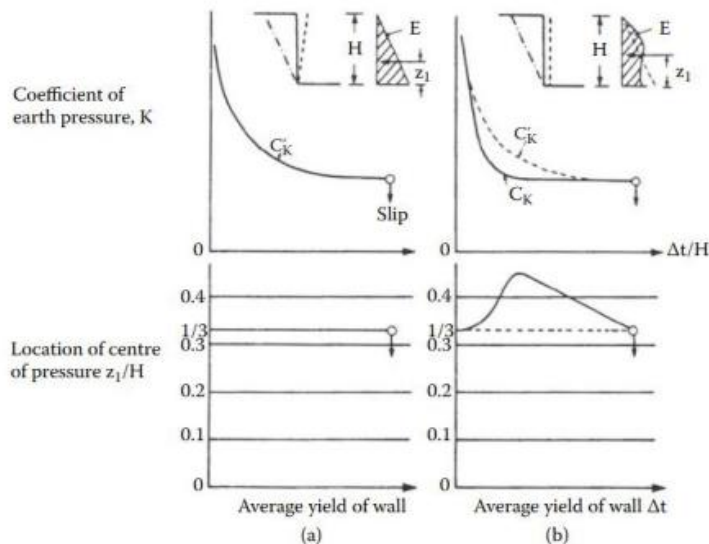


Figure 2. 8: Coefficient de poussée latérale des terres contre un mur vertical et position du point d'application de la résultante (selon Terzaghi 1936a). Distinction du mode de déplacement du mur.

Selon lui, la poussée des terres dépend de l'intensité et du mode de déplacement du mur de soutènement. Lorsque le mur se déplace, la poussée diminue depuis la poussée au repos pour atteindre progressivement un plateau. La courbe exprimant l'intensité de la poussée en fonction du déplacement varie selon le mode de déplacement admis pour le mur mais la valeur finale est identique pour les deux modes et correspond à la poussée active de Rankine. La position de la résultante varie également en fonction du mode de déplacement.

Terzaghi cité dans Plumey (2007) introduit donc deux notions nouvelles. La poussée des terres varie entre ces deux valeurs en fonction d'un déplacement du mur. Il mentionne aussi que l'état actif est obtenu pour des déplacements relativement faibles alors que l'état passif nécessite des déplacements importants. Deuxièmement, le mode de déplacement du mur a une influence sur l'intensité et la distribution des poussées. A ce sujet, il évoque aussi qu'il existe une différence entre un mur de soutènement en maçonnerie rigide et une paroi étayée souple. La rigidité du sol et la rigidité et les conditions d'appui de la structure ont une influence sur les poussées des terres contre la structure.[3]

2.2.6 Théorie de Brinch Hansen (1953 ; 1962)

Brinch Hansen (1953) est le premier à intégrer directement le comportement de la structure à la ruine dans le calcul des poussées des terres. Il propose en 1953 une méthode générale, systématique et innovante pour évaluer la poussée des terres contre des ouvrages de soutènement en tenant compte de la cinématique de rupture du système sol-structure].

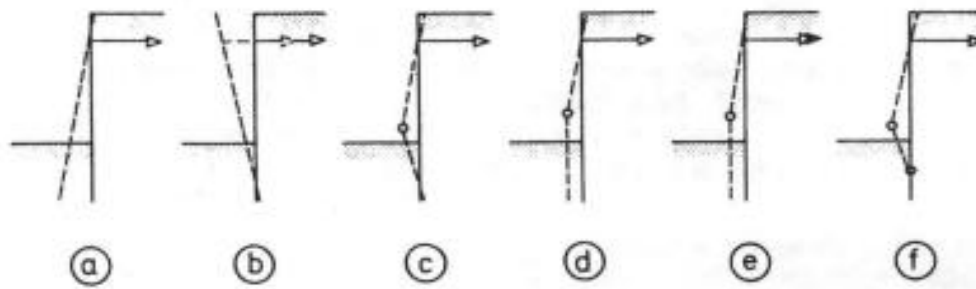


Figure 2.9: Modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée avec ou sans formation de rotules plastiques dans la structure

Dans une première étape, la méthode consiste à construire un mécanisme de rupture dans le sol, appelé figure de rupture et composé de lignes de rupture, de surfaces ou zones de rupture et de zones élastiques, qui est compatible avec le mode de rupture de la structure. Par certaines simplifications, Brinch Hansen propose ensuite une démarche systématique, basée sur les conditions d'équilibre, pour déterminer les pressions de contact contre les différentes parties de la paroi. Brinch Hansen est le premier à intégrer directement le comportement de la structure à la ruine dans le calcul des poussées des terres [10].

2.2.7 Méthode de Tschebotarioff

Les travaux menés par Tschebotarioff entre 1941 et 1949 ont essentiellement consisté en des essais menés sur des modèles réduits d'écrans de soutènement [40]. Les principaux résultats obtenus concernent, d'une part, la distribution des pressions appliquées à l'écran par les terres soutenues et, d'autre part, la distribution des pressions en fiche de l'écran, et ceci pour différentes phases de remblaiement ou d'excavation du soutènement (Figure. 2.11). Pour les longueurs de fiche expérimentées, les résultats obtenus par Tschebotarioff confirment les hypothèses faites par Blum. Ainsi, on observe bien un encastrement de l'écran dans le sol, résultant d'une forte mobilisation de la butée dans la partie supérieure de la fiche et d'une contrebutée en partie inférieure (Figure.2.11).

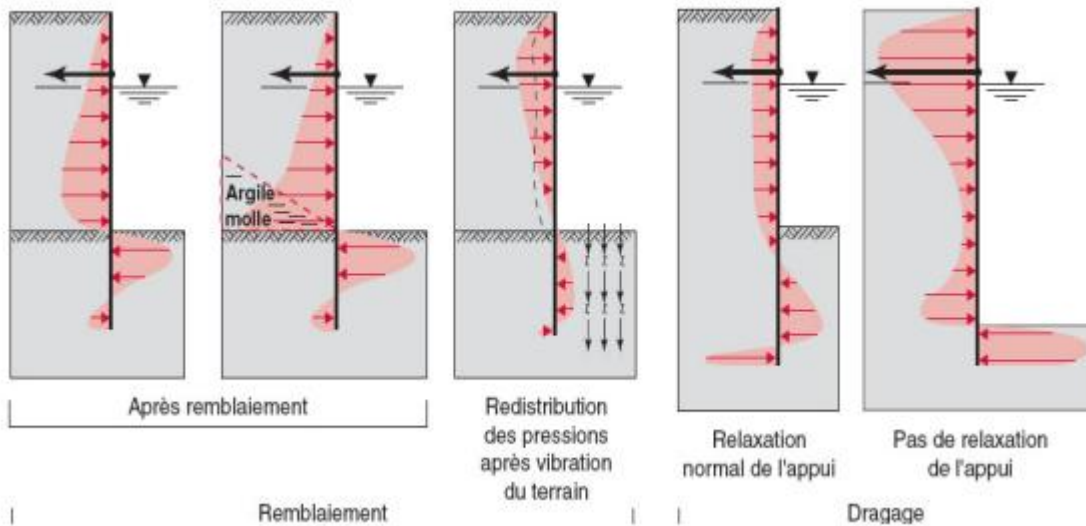
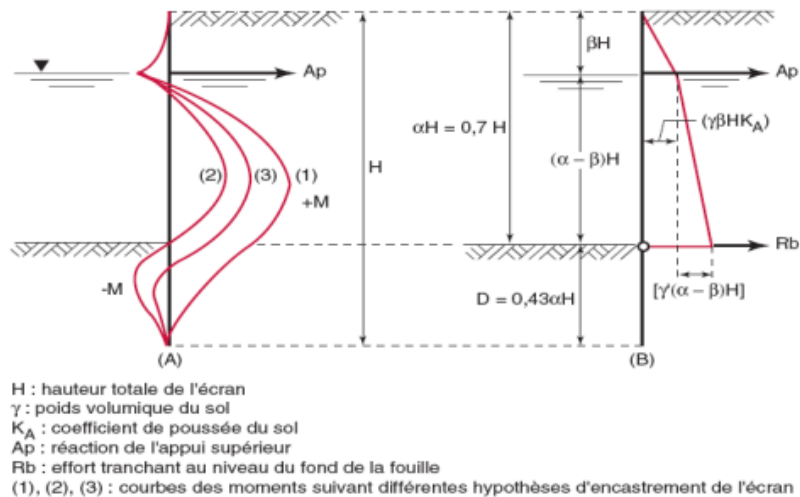


Figure2. 10: Distributions de pressions mesurées à l'issue de différentes procédures de Construction

Cet encastrement se traduit par un point de moment fléchissant nul qui coïncide davantage avec le niveau du fond de fouille qu'avec le niveau du point de pression résultante nulle (hypothèse de Blum). Ce dernier résultat conduit Tschebotarioff à proposer une nouvelle méthode de dimensionnement des écrans souples ancrés en tête et encastrés dans du sable, fondée sur les deux principes : - d'une fiche égale à 30 % de la hauteur totale ; - d'une articulation de l'écran au niveau du fond de la fouille (Figure. 2.12).[10]



(A) Schéma de principe de la méthode proposée par Tschebotarioff correspondant à la distribution du moment fléchissant

Figure2. 11: Influence du degré d'encastrement de l'écran sur la distribution des moments fléchissant

2.2.8 Méthode de Rowe

Par une série d'essais réalisés sur modèles réduits avec des matériaux de différentes densités relatives (graviers, sable, cendres, copeaux de bois), Rowe s'est attaché à analyser plus en détail le phénomène d'encastrement des écrans souples ancrés en tête. Ses résultats confirment que compte tenu de la mobilisation d'un encastrement en fiche, les sollicitations (moment fléchissant maximal, réaction d'appui) dans un écran souple sont plus faibles que dans un écran parfaitement rigide (méthode de la butée simple). Rowe en déduit une nouvelle méthode de calcul des écrans encastrés. Cette méthode procède, en premier lieu, d'un calcul en butée simple, modifié pour tenir compte de la mobilisation d'une force de cisaillement en pied (Figure 2.13).[10].

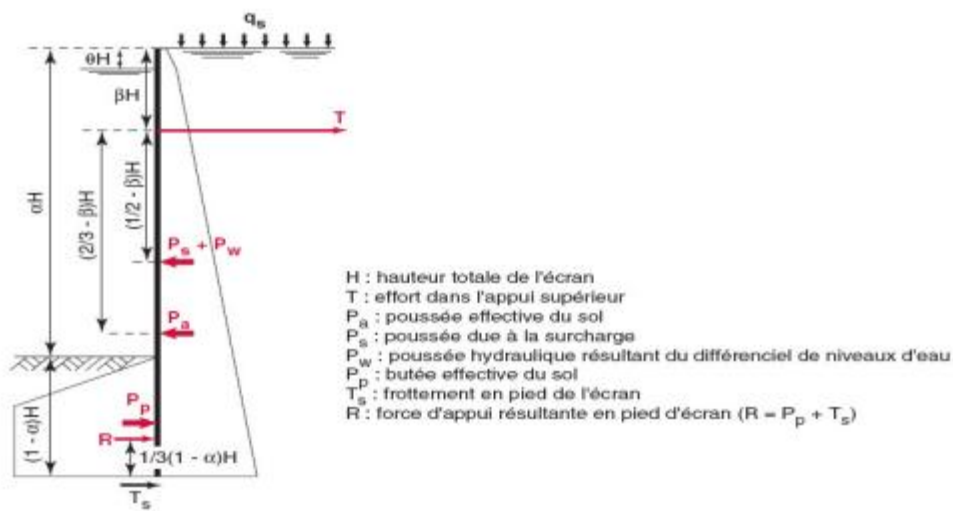


Figure 2. 12: Diagramme de chargement adopté par Rowe pour le calcul en butée simple .

Les sollicitations ainsi déterminées sont ensuite corrigées, à l'aide d'abaques résultant des essais, pour tenir compte de la flexibilité de l'écran et de l'état de densité du sol (Figure 2.12).

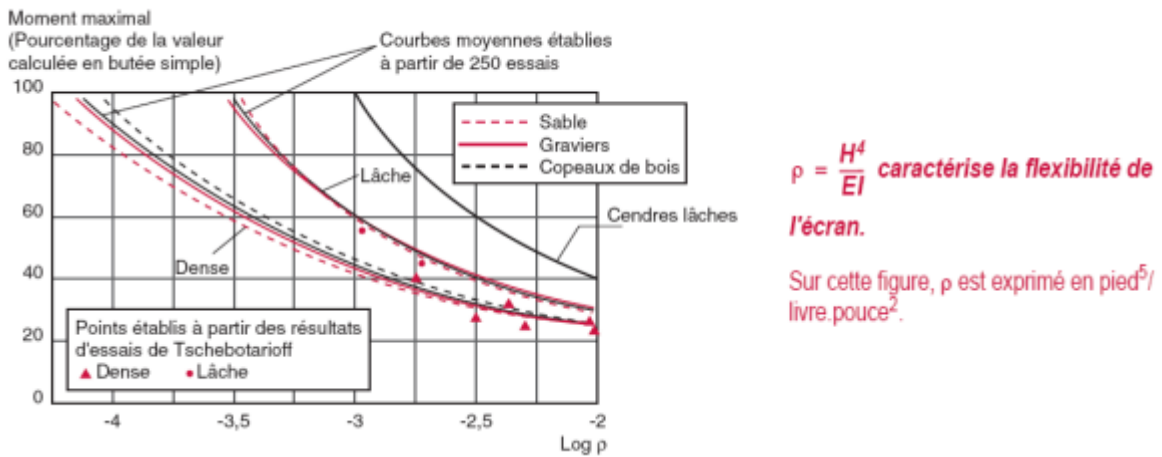


Figure2. 13: Résultats expérimentaux obtenus par Rowe .

2.2.9 Construction de Culmann (courbe de Culmann) (1875)

Cette méthode développée par Karl Culmann(1875) est utilisée pour la détermination des poussées et des butées dans certains cas particuliers qui ne peuvent être résolus par les méthodes habituelles, par exemple lorsque la terre-pleine a une forme quelconque ou que la surcharge qu'il doit supporter n'est pas uniforme. C'est une généralisation de la théorie de Coulomb, puisqu'elle est basée sur des lignes de rupture rectilignes. Son but est la détermination du plan de glissement ainsi que l'intensité de la poussée active ou passive. Le massif peut être stratifié ou homogène mais l'angle de frottement interne doit être le même pour tout le massif [3]

a) Pour la poussée active

Culmann (1875) a mis au point sa méthode pratique pour effectuer les constructions graphiques en suivant les étapes suivant :

1. La première étape de la procédure de Culmann consiste à tracer la ligne bS supposé représente la surface arbitraire de glissement, qui traverse le coin inférieur b du mur et qui s'élève à l'angle (φ') au-dessus de la base horizontale du remblai. cette ligne est appelée ligne de pente car elle représente la pente naturelle du matériau de remblayage ;
2. l'étape suivante consiste à tracer la ligne de pression de terre bL, située sous la ligne de pente et faisant un angle θ à partir de la ligne bS .

L'angle θ est égal à l'angle entre la verticale et la direction de la pression résultante à la pression PA, comme le montre la figure 2.15. Il dépend de l'angle de friction de la paroi δ ;

3. pour déterminer la pression de terre résultante P_1 exercée par le coin situé au-dessus de la surface plane de glissement arbitraire bc_1 , il faut d'abord déterminer le poids W_1 de ce coin. Donc choisir une échelle de forces, et reporter les poids sur la droite bS . Par exemple la distance à partir de b à W_1 le long de ligne bS est égale à W_1 , de même la distance de b à W_2 sur la ligne de bS est égale à W_2 et ainsi de suite ;
4. le point d_1 est obtenu. la ligne d_1e_1 est alors tracée parallèlement à bL . La droite d_1e_1 coupe la ligne de glissement bc_1 au point e_1 ;
5. Puisque le triangle e_1d_1b sur la fig.2.14 est similaire au polygone de force (Fig.2.14), la distance d_1e_1 est égale à la pression de terre résultante correspondant à la surface du glissement bc_1 ;
6. pour trouver la pression active résultante P_A , dans le cas où bc_1 n'est pas nécessairement la surface réelle du glissement, des constructions similaires sont réalisées pour déterminer les pressions de terre résultantes $P_2, P_3, \text{etc.}$, pour d'autres surfaces sélectionnées arbitrairement $bc_2, bc_3, \text{etc.}$ la plus grande valeur de la pression de terre résultante obtenue de cette manière est égale à la pression de terre active résultante P_A ;
7. Donc la construction est répétée pour différents plans $bc_2, \text{etc.}$ les points e_1, e_2, \dots , sont reliés par une courbe lisse C , appelée ligne de Culmann ;
8. Tracé la droite tangente à la ligne de Culmann, parallèle à la ligne bS . Le point de tangente sera noté e . la distance ed représente l'intensité de la poussée P_a selon l'échelle de forces choisie, et la surface réelle du glissement passe par ce point (e).

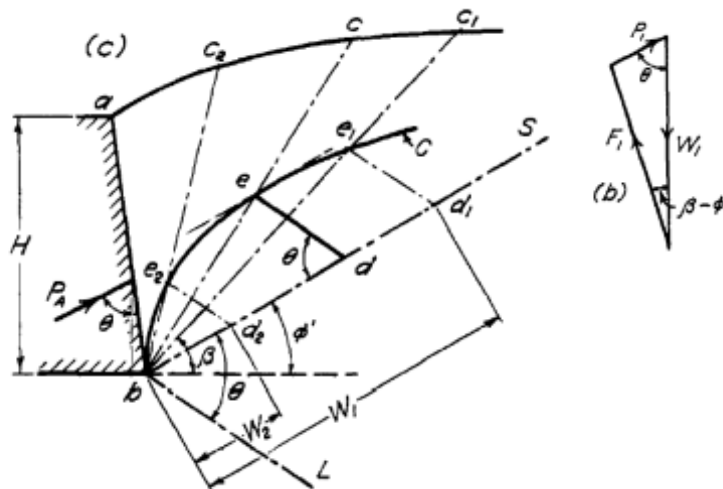


Figure2. 14: Construction de Culmann pour le calcul de la poussée active

b) Pour la butée :

La figure (2.15) illustre la procédure pour déterminer la poussée passive P_p par la méthode de Culmann. L'approche est tout à fait identique à celle de la poussée active avec quelques différences :

3. La ligne AC fait l'angle φ au dessous de la ligne horizontale ;

4. le linge de référence fait un angle ψ avec la ligne AC comme montrée sur la figure. Pour les prismes de sol ABB_i , les poids propres $W_1, W_2, W_3 \dots$ etc sont représentés sur le linge AC à l'échelle. A partir de ces points des lignes parallèles à la ligne de référence sont tracées pour couper les lignes de rupture AB_i . La ligne de Culmann représente une courbe joignant ces points d'intersection. Une tangente à la ligne de Culmann parallèle à AC permet d'obtenir le point E. L'échelle de la ligne EF représente l'amplitude de la poussée passive de Culmann.[3]

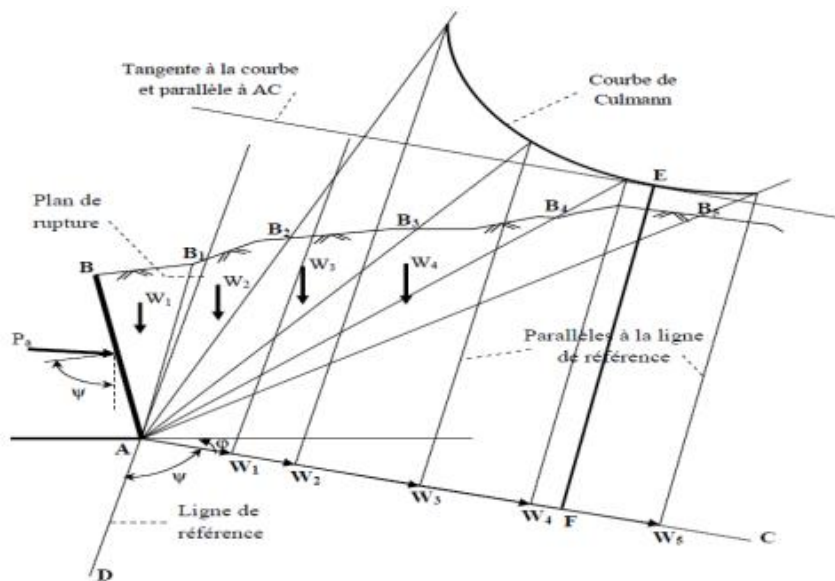


Figure2. 15 :Construction de Clumann pour le calcul de la butée.

2.3 Mécanismes de rupture des soutènements flexibles

Les mécanismes de rupture possible S d'un rideau de palplanche S sont les suivants :

- Rupture du massif par l'avant, provoquée par une butée limite insuffisante c'est-à-dire une fiche trop courte. Le mécanisme peut être initié par des forces hydrauliques ou par une faiblesse de la résistance au cisaillement près du pied du rideau. Le sol s'écoule autour du rideau et entraîne un soulèvement à l'amont et un affaissement à l'arrière (Figure 2.16).

- Dans le cas d'un ancrage trop incliné ou d'un écran trop mince ou un sol très mou, on peut avoir une ruine par poinçonnement (Figure 2.17.b).
- Renversement par entrainement du massif d'ancrage, lorsque la longueur des tirant est inférieure à une limite, la partie du massif compris entre le rideau et le corps d'ancrage (ou le scellement) peut se mettre à glisser et entraîner le renversement de l'écran vers l'aval (Figure 2.17.c).
- Instabilité par glissement d'ensemble (Figure 2.17.d).

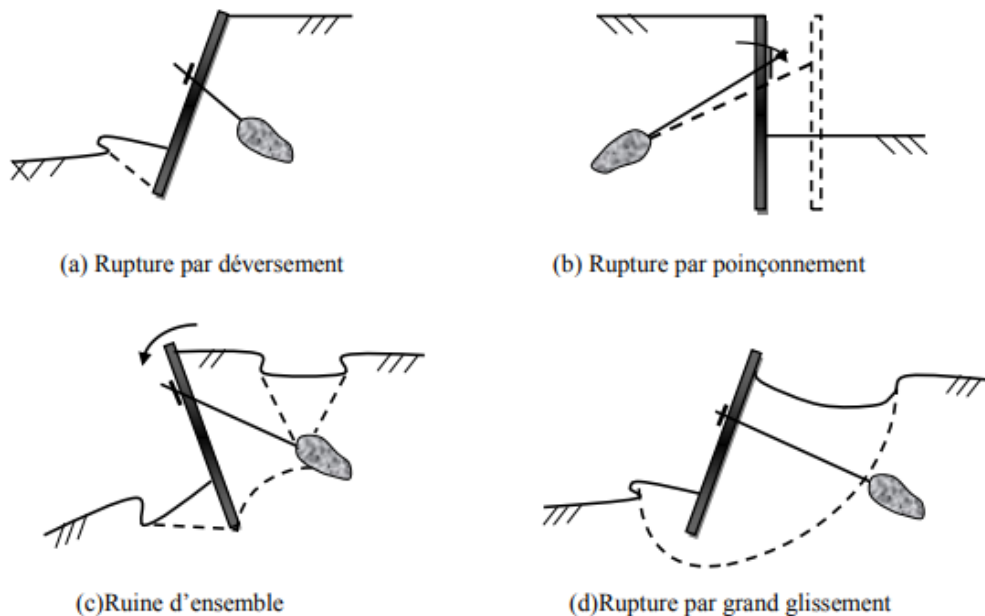


Figure2. 16 : Mécanisme de rupture dans le massif de sol

Rupture des éléments du rideau, ce type de mécanisme peut traduire par :

- une rupture en flexion du rideau et du corps d'ancrage causé par le sous dimensionnement du rideau, (Figure 2.18.a) ;
- une rupture en traction pour les barres et armatures, arrachement des tirants (Figure 2.18.b) ;
- rupture en compression pour les butons, flambement (Figure 2.18.c) ;
- rupture de l'ancrage dans la zone de scellement à l'interface tirant coulis (Figure 2.18.d).[3]

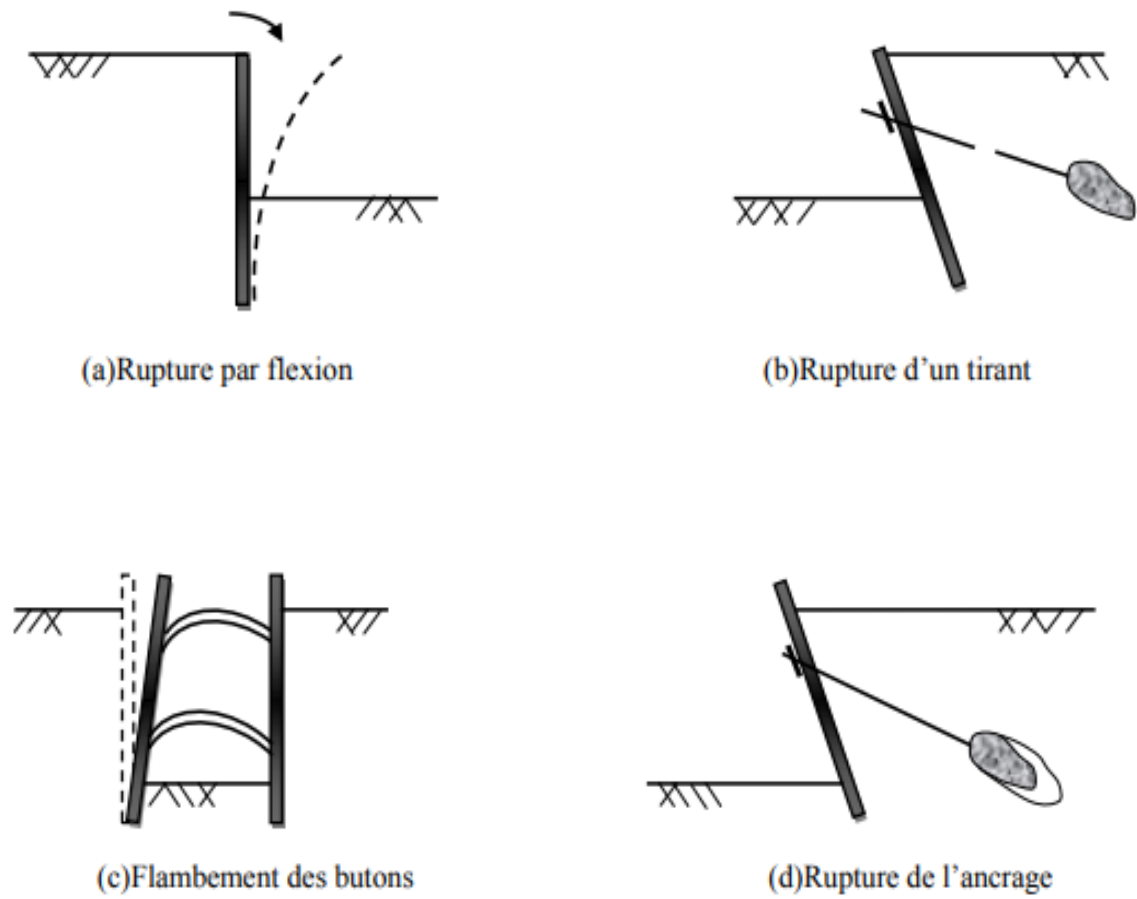


Figure2. 17 :Mécanisme de rupture dés élément de renforcement (suite)

Chapitre 3

Méthode de calcul de la butée

Chapitre 03 : Méthode de calcul de la butée

L'appui en fiche provient de la capacité du sol à se mobiliser contre les déplacements de l'écran :

- * mobilisation d'une butée, dans le cas d'un mouvement de translation de l'écran (mur simplement buté en pied),
- * mobilisation d'une butée et d'une contre butée, et donc, dans le cas d'un encastrement et d'une rotation en fiche de l'écran (mur encastré en pied).

Les caractéristiques du sol de fondation, ainsi que la rigidité de l'écran, la rugosité du mur et la dimension de sa fiche, déterminent le fonctionnement de cet appui en fiche.

3.1 Influence du déplacement du mur de soutènement sur la mobilisation de la butée

Le déplacement du mur de soutènement est un élément crucial dans la conception des ouvrages de génie civil. Ce déplacement peut avoir une influence significative sur la mobilisation de la butée c'est-à-dire la résistance passive offerte par le sol derrière le mur

3.1.1 Mobilisation de la butée passive***définition de la butée passive**

La butée passive fait référence à la résistance offerte par le sol derrière un mur de soutènement lorsque celui-ci se déplace vers le sol. cette résistance est essentielle pour assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

***Facteurs influençant la butée**

La mobilisation de la butée passive dépend de plusieurs paramètres tels que les caractéristiques du sol (cohésion, angle de frottement interne), la géométrie du mur (hauteur, inclinaison) et le niveau de déplacement du mur.[12]

3.1.2 Déplacement du mur et mobilisation de la butée***déplacement initial :**

Lorsque le mur de soutènement commence à se déplacer, la butée passive commence à se mobiliser.

Plus le déplacement est important, plus la butée passive sera sollicitée.

***mobilisation maximale**

Au-delà d'un certain déplacement, la butée passive atteint sa valeur maximale. ce déplacement optimal dépend des caractéristiques du sol et de la géométrie du mur.

***déplacement excessif**

Si le déplacement du mur continue au-delà du déplacement optimal ,la butée passive ne sera pas davantage mobilisée.

Il est donc important de limiter le déplacement du mur pour éviter le gaspillage de résistance.[12]

3.1.3 Facteurs influençant le déplacement du mur

***géométrie du mur**

La hauteur, l'épaisseur et l'inclinaison du mur de soutènement ont une influence directe sur son déplacement sous l'effet des poussées du sol.

Un mur plus haut ou plus mince aura tendance à se déformer davantage.

***caractéristiques du sol**

La nature du sol (cohérent, frottant, etc..),sa teneur en eau et son état de compaction influent également sur le déplacement du mur .

Un sol plus résistant limitera la déformation du mur.

***conception du mur**

Le dimensionnement du mur, son armature, ses ancrages et son mode de construction jouent un role crucial dans sa capacité à résister aux poussées du sol sans se déformer excessivement.[12]

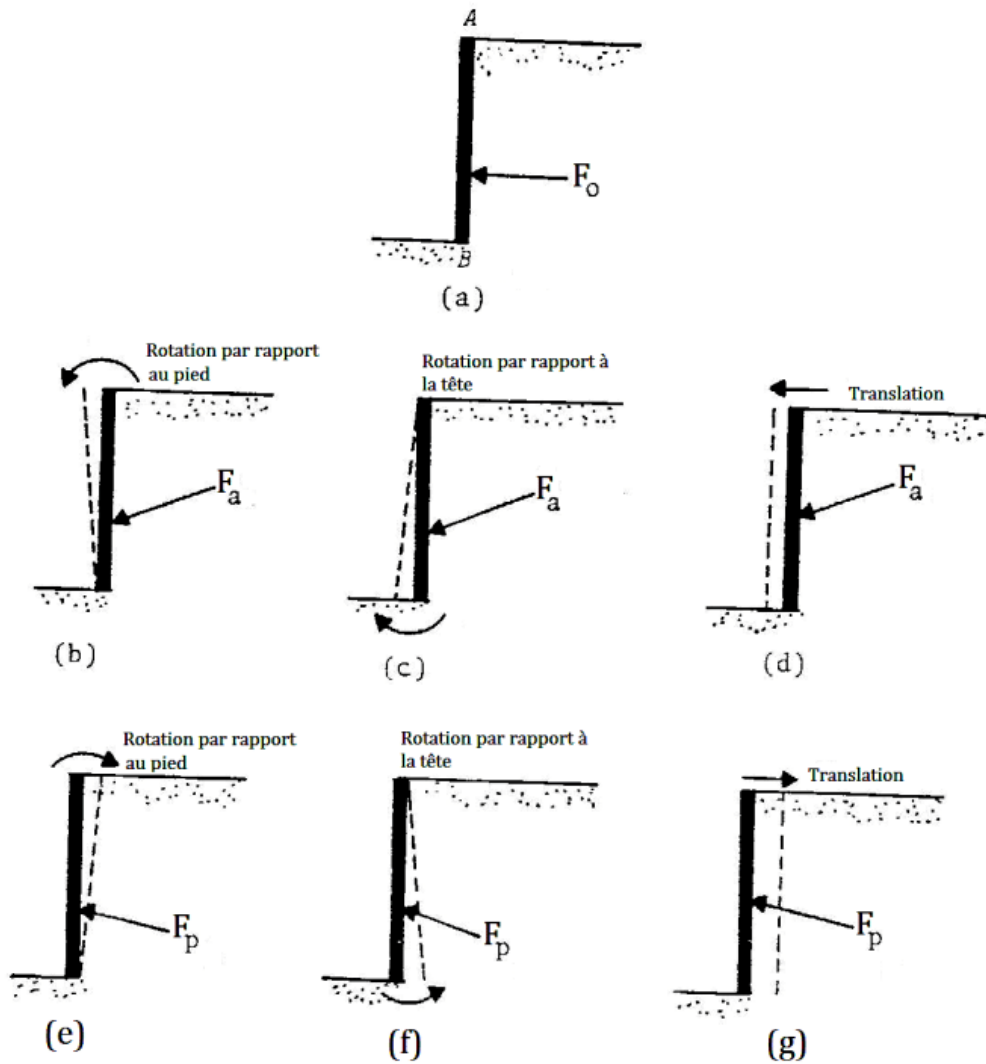


Figure3. 1: Déférénts modes de déplacement du mur de soutènement.

3.2. Equilibre limite de butée

L'équilibre au repos est réalisé lorsqu'en tout point la contrainte horizontale appliquée sur l'écran est constante. Supposons qu'on applique une compression latérale en déplaçant l'écran vers le massif (figure 3.2) la contrainte horizontale va croître jusqu'à provoquer la rupture du sol. La résistance maximale avant la rupture correspond à un état d'équilibre limite dit de butée, il est qualifié de passif (ou supérieur) pour lequel on écrit :

$$(\sigma_h)_p = k_p \sigma_v$$

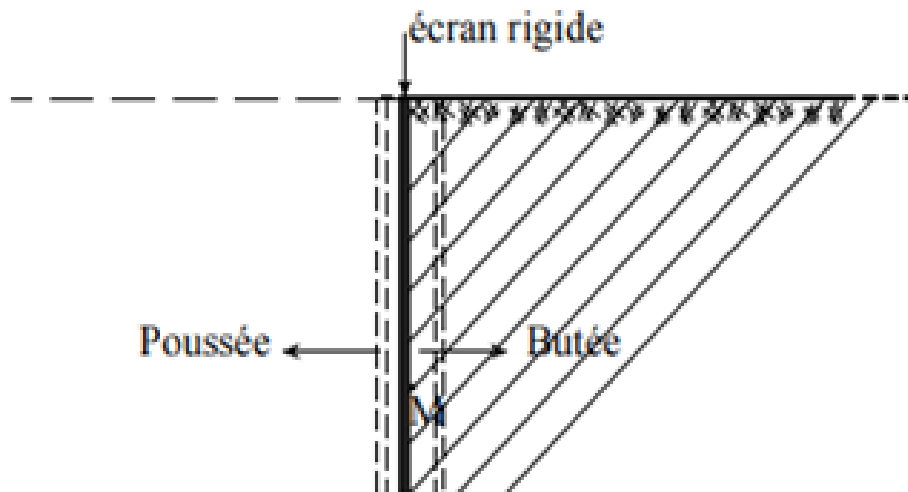


Figure3. 2: Mobilisation des équilibres limites de poussée et de butée dans un sol

$(\sigma_h)_p$: est la contrainte horizontale correspondant à cet état ;

k_p : est le coefficient de butée.[11]

3.3 Equilibre limite de poussée

Si on laisse l'écran se déplacer vers la gauche (figure 3.2), le sol a tendance à le suivre et subit une expansion latérale. Dans ce cas la contrainte σ_h diminue jusqu'à une valeur limite qui provoque l'effondrement du massif de sol (figure 3.2). Juste avant la rupture un nouvel état d'équilibre limite, dit de poussée, est atteint où la résistance maximale du sol est mobilisée, il est qualifié comme actif ou inférieur pour lequel on écrit :

$$(\sigma_h)_a = k_a \sigma_v$$

$(\sigma_h)_a$: est la contrainte horizontale correspondant à cet état ;

k_a : est le coefficient de poussée.[11]

Les trois états d'équilibre, ci-dessus introduits, sont représentés sur la figure 3 par leur cercle de Mohr en un point M où la contrainte verticale est calculée comme suit :

$$\sigma_v = \gamma \cdot Z$$

- Le cercle (C_0) correspond à l'équilibre du sol au repos ;

- Le cercle (C_B) correspond à l'équilibre limite de butée ;
- Le cercle (C_p) correspond à l'équilibre limite de poussée.

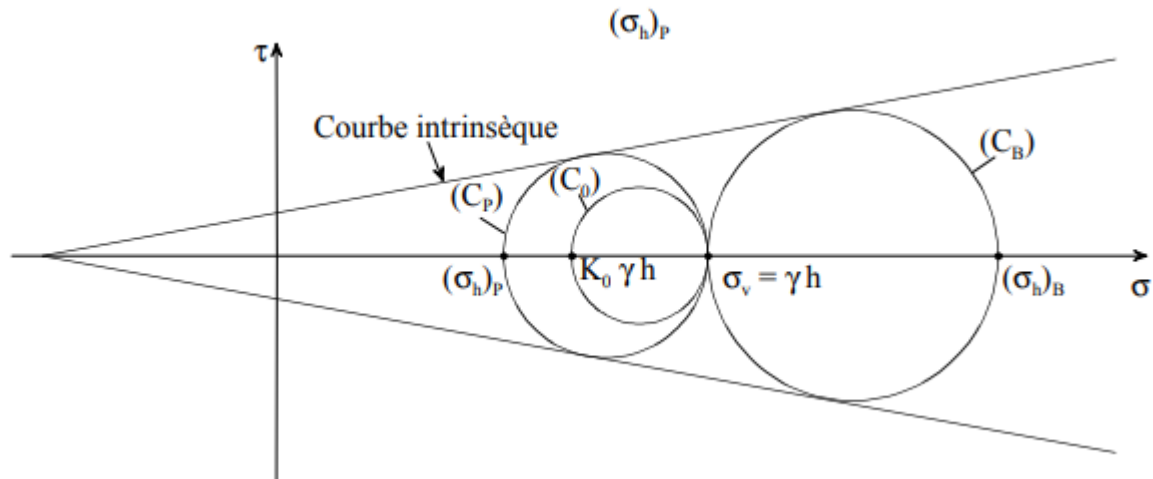


Figure3. 3: Etats de contraintes relatifs à différents états d'équilibre dans le sol.

3.4 Déplacement de l'ouvrage de soutènement

Lorsqu'on étudie les équilibres de poussée et de butée on doit bien analyser si le déplacement de l'ouvrage de soutènement peut réellement avoir lieu ou non.

Le déplacement (essentiellement la composante horizontale) peut être empêché, c'est le cas de culées de ponts avec appui fixe, ou celui de tranchées blindées par des butons . Dans de telles situations l'action du sol sur l'ouvrage de soutènement correspond à l'équilibre des terres au repos.

Lorsque le déplacement de l'ouvrage (dont la hauteur est notée H) n'est pas empêché, la résistance du sol est mobilisée comme suit :

- En poussée : une rotation autour de la base de l'ouvrage de l'ordre $1/1000$ est suffisante, ceci correspond approximativement à un déplacement $x = H/1000$;
- En butée : il faut des déplacements plus importants variant de $(H/300)$ à $(H/100)$ ces valeurs sont confirmées à partir d'essais sur modèles.

Parfois on peut admettre un déplacement plus faible qui vaut $x\%$, on déterminera alors des coefficients de butée admissibles du type :

$$K_{Ba} = k_o + (k_B - k_o) \frac{x}{3} \quad : \text{ pour les sables lâches ;}$$

$$K_{Ba} = k_o + (k_B - k_o) \frac{x}{1.5} \quad : \text{ pour les sables compacts ;}$$

La figure 3. 4 illustre l'évolution du coefficient à considérer en fonction du déplacement du mur.[11]

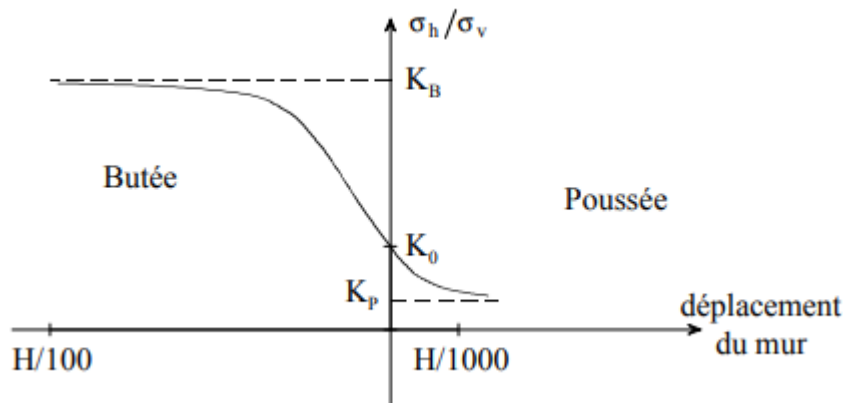
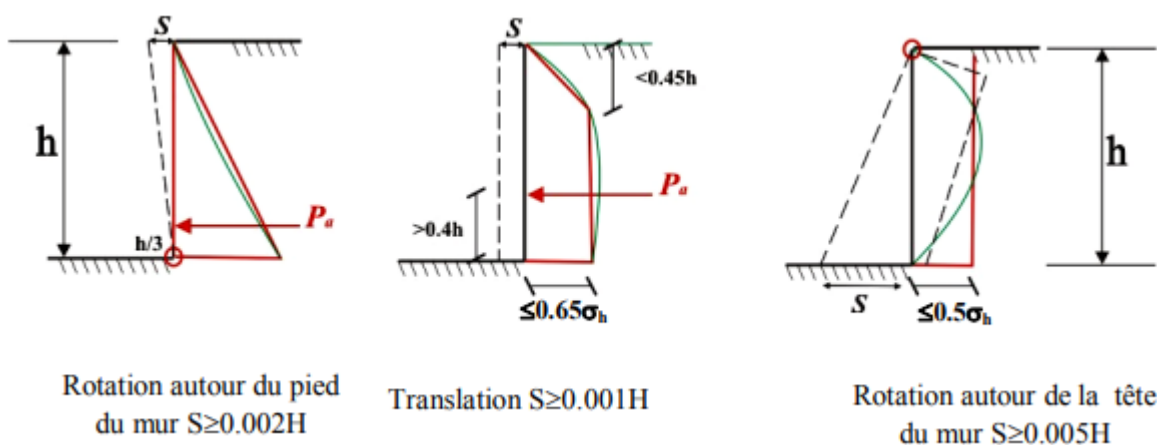


Figure3. 4: Etats d'équilibre du sol en fonction du déplacement de l'ouvrage

3.5 Influence du type de déplacement ou déformation de l'écran sur la répartition des contraintes

- Mur autostable

Poussée :



Butée :

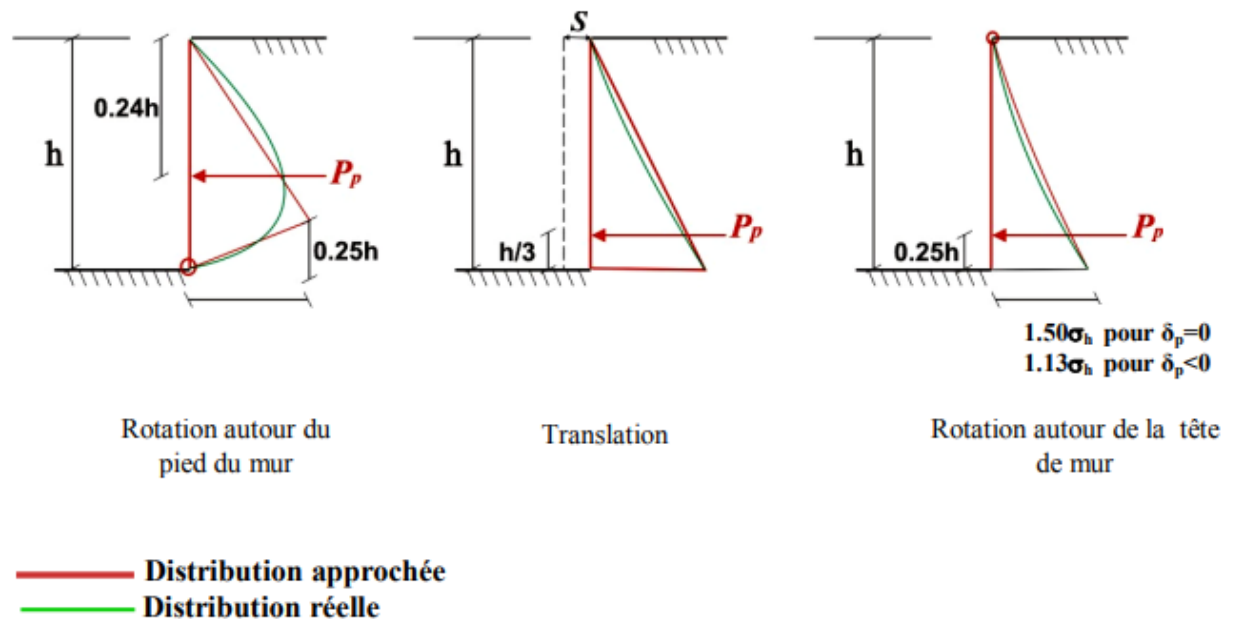


Figure3. 5: Influence du type de déplacement ou déformation de l'écran sur la répartition des Contraintes.

Les diagrammes présentés à la figure.3.5 montrent l'allure approximative et réelle de la répartition de la poussée et de la butée pour trois déplacements particuliers de l'écran :

- une rotation autour du pied.
- une translation horizontale.
- une rotation autour du sommet.

La répartition la plus homogène et la plus pure est celle correspondant à la rotation en pied. Ce type de déplacement est très fréquemment rencontré dans le cas des murs poids. Les autres déplacements provoquent dans le sol, derrière l'écran et de façon plus ou moins accentuée, un phénomène appelé effet de voûte dont la conséquence est de concentrer les efforts au voisinage des appuis fixes et au contraire de les diminuer dans les zones de grands déplacements.[13]

3.6 Volume de sol mobilisé par la butée

La contrainte de butée au contact de l'écran n'est pas une propriété locale du massif, mais provient de la mobilisation de la résistance au cisaillement dans un certain volume de sol devant la fiche de l'écran (figure 3.5). On peut avoir une idée de la distance nécessaire en

observant que, dans le modèle de Coulomb, cette distance vaut w , en désignant par D la fiche de l'écran. Pour $D = 10$ m et des angles de frottement interne φ croissants, on obtient les valeurs du tableau 3.1. Le schéma de calcul de Caquot va produire une distance d'influence différente, plus faible si le frottement est dirigé vers le haut (le sol tasse par rapport à l'écran) et plus grande si le frottement est dirigé vers le bas (l'écran tasse par rapport au sol, ce qui est le cas le plus courant). Dans le cas représenté en bas à droite de la figure 3.6, dessiné pour un angle de frottement interne de 37 degrés, la distance d'influence d'un écran de 10 m de fiche est égale à 32,5 m (au lieu de 20,1 m dans le schéma de Coulomb pour $\delta=0$

Tableau 3. 1 :Distance d'influence de la butée pour un écran de fiche $D = 10$ m (Schéma de Coulomb)

Angle φ (degrés)	0	20	25	30	35	40	45
Distance d(m)	10	14.3	14.7	17.5	19.2	21.4	24.1

Le choix de l'orientation de w doit donc être analysé dans chaque cas en fonction des déplacements avant la rupture. Les équations différentielles du modèle de calcul de Boussinesq ne peuvent être résolues sous forme analytique, mais Caquot a proposé une méthode de résolution approchée qui a produit des tables de valeurs numériques (Kérisel et Absi, 2003), que l'on peut aussi représenter sous forme graphique, comme sur la figure 3.7.[14]

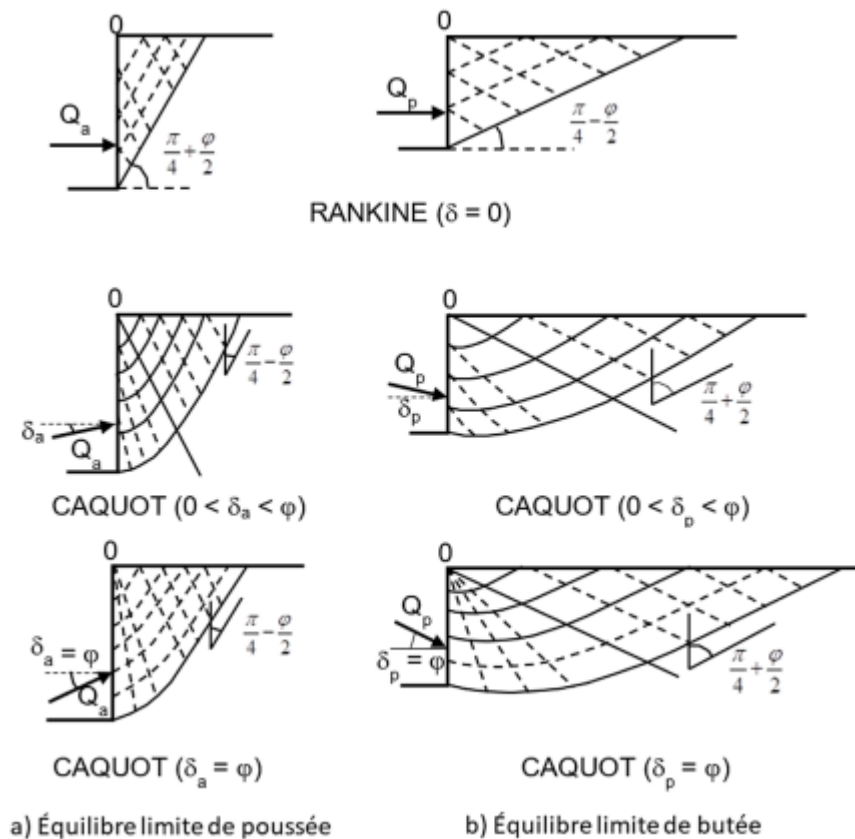


Figure 3. 6: Réseaux de lignes de glissement pour les calculs de poussée et butée.

3.7 Analyse de l'équilibre des contraintes en tenant compte des déformations

Le défaut des théories d'équilibre des contraintes est qu'elles fonctionnent indépendamment des déformations des sols, et notamment des obstacles qui peuvent perturber les mécanismes de rupture. En particulier, elles ne peuvent traiter simultanément les mécanismes de poussée et de butée, ni analyser l'interaction de deux rideaux situés face à face. Intégrer les déformations du sol dans le calcul des efforts appliqués aux soutènements peut se faire de façon locale, avec des coefficients de réaction qui représentent l'interaction entre le mouvement de l'écran et la pression de contact avec le sol et permettent de calculer une structure « sur appuis élastiques (à pression de contact limitée) ». Ce type de calcul permet d'évaluer la déformation de la structure et les efforts internes nécessaires pour dimensionner l'écran. La norme française NF P94-282 l'appelle « Modèle d'interaction sol-structure ou MISS – Modèle aux coefficients de réaction » et le recommande pour le calcul des écrans à appuis multiples. Cette limitation est liée au fait que les déplacements d'ensemble ne sont pas correctement représentés dans ce modèle de calcul, qui fonctionne

bien pour des appuis fixes ou légèrement déformables, comme le calcul des poutres sur appuis élastiques.[14]

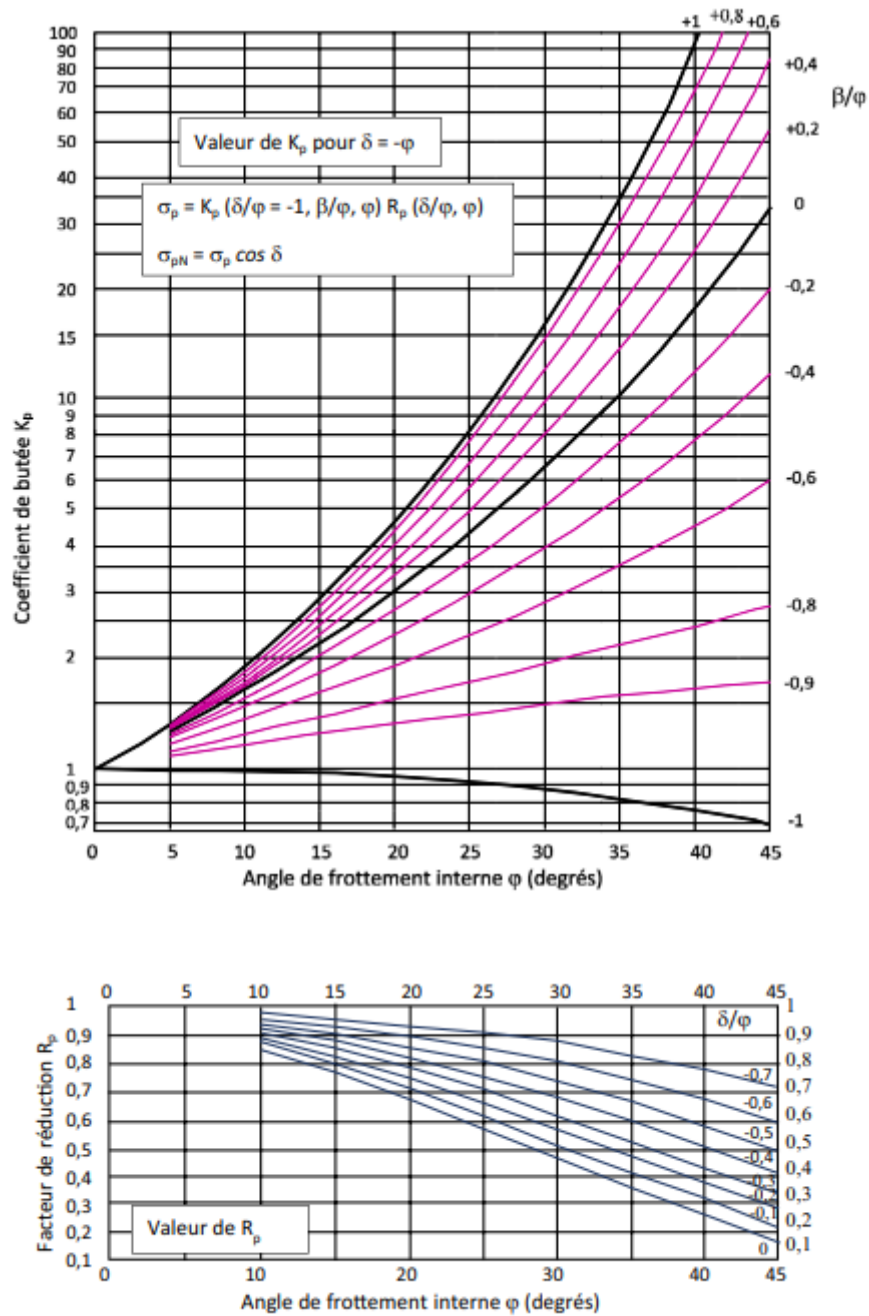


Figure3. 7: Coefficients de butée (d’après NAVFAC DM-7.2, 1982)

Chapitre 4

Application

Application

Le calcul de la butée se fait comme suit :

La butée totale vaut : $P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_{p\gamma} + c \cdot h \cdot K_{pc}$

La butée horizontale : $P_{ph} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_{p\gamma h} + c \cdot h \cdot K_{pch}$

La butée verticale : $P_{pv} = P_{ph} \cdot \tan(\delta_p + \alpha)$

Influence des paramètres géométriques et mécaniques sur le calcul des coefficients de butée.

voir le tableau suivant :

Tableau 4. 1 : Influence des paramètres géométriques et mécaniques sur le calcul des coefficients de butée.

$\alpha = \beta = 0 ; \delta_p \neq 0$								
$\varphi' [^\circ]$	K γh				K pch			
	$\delta_p = 0$	$\delta_p = -1/3\varphi'$	$\delta_p = -1/2\varphi'$	$\delta_p = -2/3\varphi'$	$\delta_p = 0$	$\delta_p = -1/3\varphi'$	$\delta_p = -1/2\varphi'$	$\delta_p = -2/3\varphi'$
10.0	1.42	1.52	1.56	1.59	2.38	2.86	3.04	3.17
12.5	1.55	1.69	1.75	1.80	2.49	3.04	3.25	3.40
15.0	1.70	1.88	1.96	2.04	2.61	3.24	3.48	3.65
17.5	1.86	2.11	2.22	2.32	2.73	3.46	3.73	3.94
20.0	2.04	2.37	2.52	2.66	2.86	3.69	4.02	4.26
22.5	2.24	2.67	2.87	3.06	2.99	3.96	4.34	4.63
25.0	2.46	3.03	3.30	3.56	3.14	4.26	4.71	5.05
27.5	2.72	3.45	3.82	4.17	3.30	4.59	5.13	5.54
30.0	3.00	3.96	4.46	4.94	3.46	4.98	5.62	6.11
32.5	3.32	4.59	5.26	5.93	3.65	5.41	6.18	6.79
35.0	3.69	5.36	6.29	7.20	3.84	5.92	6.85	7.60
37.5	4.1	6.34	7.61	8.89	4.06	6.51	7.65	8.57
40.0	4.60	7.59	9.36	11.16	4.29	7.21	8.62	9.78

Coefficients de butée :

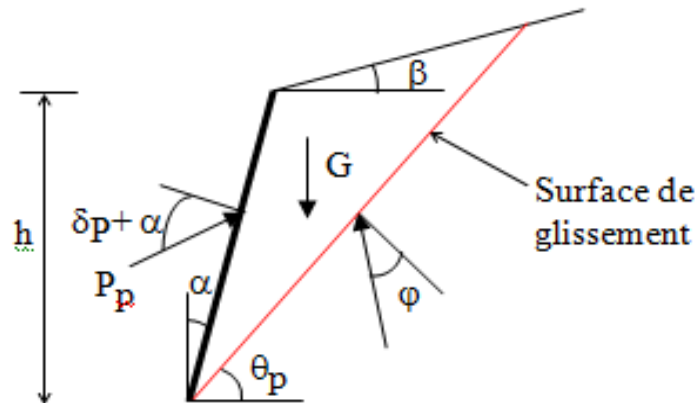


Figure 4. 1: La surface de glissement potentielle décisive qui mobilise l'état limite passif

« La surface de glissement potentielle décisive qui mobilise l'état limite passif :

$$\theta_p = -\varphi + \arccot \left[\tan(\alpha - \varphi) + \frac{1}{\cos(\alpha - \varphi)} \sqrt{\frac{\sin(-\varphi + \delta_p) \cdot \cos(\alpha + \beta)}{\sin(-\varphi - \beta) \cdot \cos(\delta_p - \alpha)}} \right]$$

Pour le cas simple $\alpha = \beta = \delta_p = 0$ on aura $\theta_p = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$

Tableau 4. 2: Les valeurs des coefficients de butée peuvent être également lues directement des tables spéciales pour différents cas en fonction de α , β , δ_p et φ .

	Cas général	Cas particulier $\alpha = \beta = \delta_p = 0$
$K_{p\gamma h}$	$\frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_p) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta_p) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$	$\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$
K_{pqh}	$K_{p\gamma h} \cdot \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha + \beta)}$	$K_{p\gamma h}$
K_{pch}	$\frac{2 \cdot \cos \varphi \cdot \cos \beta \cdot (1 - \tan \alpha \cdot \tan \beta) \cdot \cos(\alpha - \delta_p)}{1 - \sin(\varphi - \delta_p + \alpha + \beta)}$	$2 \cdot \sqrt{K_{p\gamma h}} = 2 \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$

Définition de la rugosité (frottement sol-mur) Il dépend de :

- la résistance au cisaillement du sol,
- État de parement du mur (rugosité),
- la manière d'encastrement du mur,
- Mouvement relatif entre le mur et le sol.

Tableau 4. 3: Rugosité des murs de soutènement.

Etat du parement du mur	Poussée δ_a	Butée	
		Surface de glissement plane $\varphi \leq 30^\circ$	Surface de glissement courbe $\varphi \geq 30^\circ$
		δ_p	δ_p
Rugueux	$+2/3\varphi$	$-2/3\varphi$	$-\varphi$
Moins rugueux	$+1/3\varphi$	$-1/3\varphi$	$-1/2\varphi$
Lisse	0	0	0

Si les forces verticales sont transmises dans le sol sans problèmes, on prend généralement $\delta_a = +2/3\varphi'$ pour les parois Berlinoises, palplanches métalliques et murs en béton et $\delta_a = +1/2\varphi'$ pour les parois moulées.

Si l'équilibre des forces verticales n'est pas vérifié ($\sum F_v \neq 0$), dans ce cas on prend la plus petite valeur de δ_a ou une valeur négative, au maximum $\delta_a = -2/3\varphi'$ ou $-1/2\varphi'$ (Exemple : grandes forces verticales transmises au mur, cas des ancrages inclinés, ponts,.....) (voir Fig.1).

On prend généralement pour les ouvrages de soutènement : $\delta_a = +2/3\varphi$ et $\delta_p = -1/2\varphi$.

La prise en considération d'un écran lisse ($\delta=0$) conduit en général à des valeurs pessimistes des coefficients de poussée et de butée K_a et K_p . On pourra donc retenir que, sauf exception, cette hypothèse est du côté de la sécurité. En effet, en général la poussée des terres sur le mur conduit à un déplacement vertical vers le bas du sol par rapport au mur. Par contre, la mise en

butée d'un massif conduit à un déplacement vertical ascendant du sol le long de l'écran (voir Fig. 2).

Donc $\delta > 0$ pour la poussée

$\delta < 0$ pour la butée

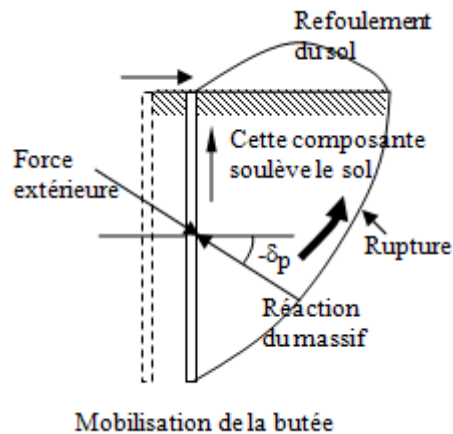


Figure 4. 2: Effet de la butée sur le déplacement du sol.

D'un autre côté, les coefficients de poussée et de butée K_a et K_p diminuent lorsque la rugosité δ croît en valeur algébrique.

Exemple : soit un écran vertical ($\alpha=0$) avec un terre-plein horizontal ($\beta=0$) et un sol dont $\varphi = 35^\circ$.

Pour $\delta=0$ (écran lisse) on a : $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,27$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 3,69$$

Pour $\delta=\varphi$ (écran rugueux) : **$K_a = 0,205$ et $K_p = 2,68$**

Alors que **$K_p=10,5$** pour $\delta=-\varphi$

Compte tenu de cette remarque et les déplacements nécessaires pour mobiliser la butée, on s'aperçoit que le choix de δ doit être effectué avec beaucoup de prudence.



Conclusions

Conclusions

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs des terres. La retenue des terres répond à des besoins multiples tel que préserver les routes et chemins de fer des éboulements et glissements de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes ou autre), créer des obstacles verticaux de grande hauteur, ou soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau. La nécessité toujours croissante de limiter l'emprise des fouilles favorisa l'émergence des écrans des soutènements.

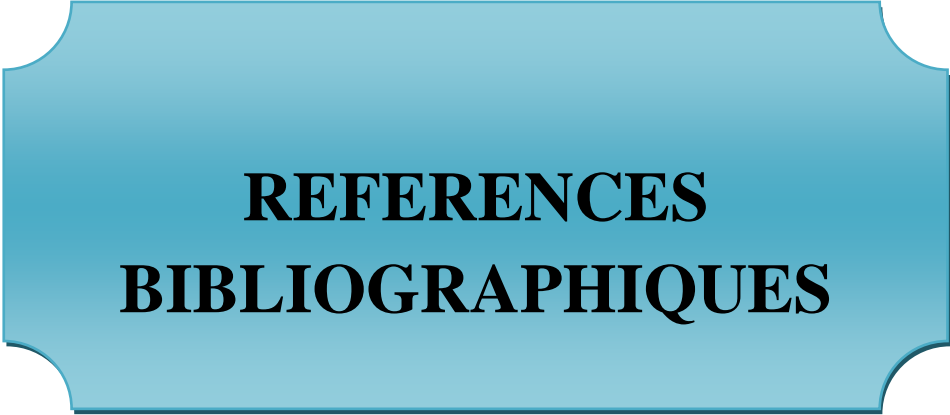
Une présentation rapide des techniques de soutènements a été faite dans ce travail avec d'un côté les ouvrages de soutènement discontinus (paroi berlinoise, paroi de pieux distants) adaptés aux terrains les plus cohérents et de l'autre les soutènements continus (paroi de pieux sécants et paroi moulée) mieux adaptés à des faciès fortement fracturés et/ou altérés.

Cette recherche nous a permis de recueillir des informations sur l'ouvrage de soutènements, son comportement et les différentes méthodes de calcul sous l'influence de la charge.

La rétention de la structure nécessite une bonne étude des pressions des terres devant et derrière le mur et de ses effets. Les conclusions suivantes peuvent être tirées des méthodes étudiées dans cette recherche :

- * Apprendre à calculer les forces agissant sur un mur de soutènement.
- * Soulever les facteurs influençant la mobilisation des pressions des terres en général la butée en particulier.

les futurs travaux peuvent utiliser notre recherche bibliographique pour développer de nouveaux modèles de calculs, tels que calcul par la méthode de l'analyse limite et la modélisation numérique par des méthodes d'éléments finis.



**REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES**

Références bibliographiques

- [1] conception et calcul des structures de bâtiment (volume 4), auteur (Henry Thonier), Deuxième édition, Editeur : Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), Date de parution : 01/06/1998 paris.
- [2] Mémoire de Master : Etude de la stabilité d'un mur de soutènement (université de Tiaret 2018)
- [3] Thèse doctorat : Estimation des pressions de terre passive et active en présence d'écoulement dans les fouilles de largeur limitée (université de Biskra 2019)
- [4] Mémoire de Master : Calcul du ferrailage d'un mur de soutènement avec prise en compte de l'effet sismique (université de Guelma 2018)
- [5] Mémoire de Magister : Mur de soutènement en zone sismique (université de Batna 2013)
- [6] Mémoire de Magister : CONTROLE DES MOUVEMENTS DE TERRAIN POUR UNE PAROI MOULEE ANCREE A PLUSIEURS NIVEAUX DURANT UNE EXCAVATION PROFONDE (université de Guelma)
- [7] Mémoire de Master : Stabilisation des talus par mur de soutènement (université de Guelma 2015)
- [8] Mémoire de Master : Etude De La stabilité d'un ouvrage de soutènement par la méthode de l'analyse limite (université de Guelma 2022)
- [9] Gahmous Souhaib Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement renforcé par géosynthétique
- [10] Thèse doctorat : Analyse de la stabilité des écrans de soutènement ancrés (université de Guelma 2019)
- [11] file:///C:/Users/Acer/Desktop/chapitre_07%20d%C3%A9placement.pdf
- [12] <https://gamma.APP>
- [13] Mémoire de Magister : DETERMINATION DES PRESSIONS DES TERRES SUR LES ECRANS PLANS DE SOUTENEMENT AVEC ET SANS ANCRAGES (université de Guelma 2013)
- [14] Rev. Fr. Geotech. 2018, 154, 2 Influence des interactions entre écrans de soutènement sur le calcul de la butée (Jean-Pierre Magnan^{1,2} et Grégory Meyer².)