

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de
Master

Spécialité : Travaux Publics

Option : Voies et Ouvrages d'art (V.O.A)

Présenté par :

LARIBI Achraf

CISSE Mohamed

Sujet du mémoire

Modélisation numérique d'un écran de soutènement

Soutenu publiquement le 28/06/2018 devant le jury composé de :

Mr ; K. DRAICHE

Président

Mr ; Y. TLIDJI

Directeur

Mr ; Z. KHELIFA

Examineur

Mr ; H.H. ABELAZIZ

Examineur

Année universitaire 2017/2018

REMERCIEMENTS

Au terme de notre travail de fin d'études, on tiens à exprimer toute notre reconnaissance et à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui nous ont aidés, de près ou de loin, à sa réalisation. Grâce à leurs participations diverses, par leur savoir, leur expérience, leur attention et leur amitié, ce travail a pu être mené à terme.

Tout d'abord, on tiens à remercier, comme il se doit notre directeur de mémoire, Monsieur Y. TLIDJI qui nous a permis d'acquérir la rigueur scientifique nécessaire à la rédaction de ce mémoire.

On tiens à remercier très vivement et respectueusement K. DRAICHE qui nous a fait l'honneur de présider le jury de notre mémoire ; Z. KHELIFA ainsi que H.H.ABELAZIZ pour figurer parmi mes examinateurs.

Enfin, cordialement on remercie l'ensemble des professeurs qu'on a rencontrés lors de ces dernières années au sein de l'université Ibn Khaldoun Tiaret Département Génie civil et qui ne se fatiguent jamais de répondre à nos interminables questions linguistiques sans oublier notre collègue BADOUR Slimane.

Enfin on remercie vivement pour leur présence à notre soutenance de mémoire tous ceux qui ont fait le déplacement

Dédicace

A mes parents dont le rêve était toujours de me voir réussir. Qu'ils sachent que leur place dans mon cœur et ma pensée, reste et demeure immense.

A toute ma famille et tous mes amis.

A mes collègues de promotion,
Mon Promoteur, sans oublier tous mes enseignants auxquels j'exprime mon profond respect.

Et à tous ceux qui me sont chers.

LARIBI ACHRAF

Dédicace

Je dédie ce travail à mes très chers parents
qui m'ont soutenu et qui continuent de me
soutenir dans toutes mes entreprises.

A tous mes ami(e) s
A tous ceux qui m'aiment.

RESUME

Dans un premier temps, ce mémoire décrit et définit le domaine d'emploi des écrans de soutènement les plus courants (rideaux de palplanches, parois moulées et parois composites) ainsi que les différents systèmes d'appui.

Dans un deuxième temps, il retrace les principales étapes de l'élaboration des quatre grandes méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement qui existent aujourd'hui, à savoir :

- les méthodes classiques
- la méthode aux coefficients de réaction
- la méthode aux éléments finis
- les méthodes empiriques et semi-empiriques

Les méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement reposent actuellement sur diverses règles de calcul. Leur confrontation a permis de comparer leurs performances et de préciser leurs limites.

Ainsi la troisième partie porte sur la modélisation numérique et l'analyse du comportement d'un écran de soutènement du type palplanche métallique stabilisée avec tirant fichée dans une couche d'argile par la méthode numérique aux éléments finis en utilisant le logiciel Plaxis 2D, dans laquelle on a étudié l'effet sur la stabilité du palplanche.

Mots clés : Modélisation numérique, écran de soutènement, plaxis2D, palplanche.

ABSTRACT

First of all, this memory describes and defines the field of use of the most common support screens (sheet pile walls, molded walls and composite walls); as well as the different systems of support.

Secondly, it retraces the main steps of the elaboration of the four major methods of dimensioning the structure of support which exists today, that is:

- Classical methods
- the method to the reaction's coefficients
- finite element method
- empirical and semi-empirical methods

The sizing methods (dimensioning methods) of the support screens currently rely on various calculation rules, their confrontation allowed to compare their performances and also to specify their limits.

So the third part deals with the numerical modeling and behavioral analysis of a support screen type stabilized metal sheet pile with pulling stuck in a layer of clay by the numerical method of finite elements using the 2D Plaxi software, in which we have studied the effect on the stability of the sheet pile.

Key words: Numerical modeling, retaining screen, plaxis2D, sheet piling

ملخص

بادئ ذي بدء ، تصف هذه المذكرة وتعزّف مجال استخدام شاشات الدعم الأكثر شيوعًا (جدران الصفائح ، الجدران المقولبة والجدران المركبة) ؛ وكذا أنظمة الدعم المختلفة.

ثانياً، تعيد النظر في الخطوات الرئيسية لوضع أربع طرق رئيسية لتحديد أبعاد هيكل الدعم الموجودة حالياً، وهي:

- الطرق الكلاسيكية

- طريقة معاملات التفاعلات

- طريقة العناصر المحددة

- الطرق التجريبية وشبه التجريبية

تستند طرق تحجيم شاشات الدعم حالياً على قواعد حسابية مختلفة، حيث تسمح مواجعتهم بمقارنة أدائهم وكذلك تحديد حدودهم.

لذا فإن الجزء الثالث يدور حول التصميم الرقمي والتحليل السلوكي لشاشة دعم من نوع صفيحة معدنية مثبتة في طبقة من الطين باستخدام أسلوب السحب بالطريقة الرقمية للعناصر المحددة و ذلك باستخدام برنامج بلاكسيس ثنائي الأبعاد

(Plaxis 2D) والتي درسنا فيها تأثير تفاعل بنية الأرضية على استقرار الصفيح

الكلمات الرئيسية: النمذجة العددية ، والحفاظ على الشاشة ، plaxis2D ، ورقة الأساسات.

Sommaire

Chapitre I : les différents types des écrans de soutènement

Chapitre III : Presentation de l’outil numerique de calcul plaxis 2D V8.2	14
Chapitre IV :Etablissement d’un modele de calcul.....	14
INTRODUCTION GENERALE :	1
I.1 Introduction	3
I.2 Présentation générale des écrans de soutènement	3
I.3 Description des principales techniques de construction des soutènements.....	4
I.4 Les rideaux de palplanches	4
I.4.1 Palplanches en bois.....	5
I.4.2 Palplanches en béton arme	6
I.4.3 Palplanche métalliques	8
I.4.3.1 Palplanche Lackawanna	10
I.4.3.2 Palplanche Universal	10
I.4.3.3 Palplanche Senelle	11
I.4.3.4 Palplanche Terres-Rouges	11
I.4.3.5 Palplanche Belval.....	12
I.4.3.6 Palplanche Rombas	12
I.4.3.7 Palplanche Larsen	12
Tableau I. 1: Caractéristique Des Palplanches Usuelles.....	14
I.5 Les parois composites	14
I.5.1 Paroi berlinoise	15
I.5.2 Paroi micro-berlinoise	15
I.5.3 Paroi parisienne	16
I.5.4 Paroi lutétienne	16
I.5.5 Paroi Moscovite.....	17
I.5.6 Domaine d'emploi des parois composites	17
I.6 Parois moulées.....	19
I.6.1 Description	19
I.6.2 Parois préfabriquées	20
I.7 Choix d'un type d'écran de soutènement	21
I.8 Les systèmes d'appuis	22
I.8.1 Le sol au niveau de la fiche	22
I.8.2 Les butons.....	22

Sommaire

I.8.3 Les tirants	23
I.9 Les effets de l'eau sur les ouvrages de soutènement	25
I.9.1 Les effets hydrostatiques de l'eau	26
I.9.2 Les effets hydrodynamiques de l'eau	26
I.10 Conclusion.....	27
II.1 Introduction.....	29
II.2 présentation générale	29
II.3 Rappels sur les pressions latérales de la terre	30
II.3.1 Catégories de pression latérales de la terre	30
II.3.1.1 État de repos du sol.....	31
II.3.1.2 État de poussée du sol (pression active de la terre)	33
II.3.1.3 États de butée du sol (pression passive de la terre)	34
II.3.2 Equilibre de poussée et de butée	35
II.3.2.1 Équilibres de poussée	35
II.3.2.2 Équilibres de butée	36
II.3.3 Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres	37
II.3.4 Choix de l'angle de frottement sol-écran δ :	38
II.3.5 Influence du frottement	38
II.3.6 Le cas particulier des écrans souples :	39
II.4 Dimensionnement d'écrans de soutènement :.....	40
II.4.1 Les méthodes dites (classique).....	41
II.4.1.1 Méthode de coulomb	41
II.4.1.2 Méthode de Rankine.....	43
II.4.1.3 Méthode de Boussinesq.....	44
II.4.1.4 Terzaghi (1936)	46
II.4.1.5 Méthodes de Krey et Blum.....	47
II.4.2 Méthode du coefficient de réaction	48
II.4.3 Méthodes des éléments finis	49
II.4.4 Méthodes empirique et semi-empiriques	50
II.4.5 Méthodes de calcul de l'état limite ultime	52
II.4.5.1 Rideau ancré simplement buté en pied (butée simple)	52
II.4.5.2 Rideau non ancré en tête et encastré en pied :.....	54
II.4.5.3 Travaux de brinch hanse (1953)	56

Sommaire

II.4.6 Les méthodes actuelles.....	57
II.5 Conclusion	60
III.1 Introduction	62
III.2 Présentation de L'outil de Modélisation Numérique Plaxis.....	62
III.3 Option maillage	63
III.4 Les conditions initiales et les conditions aux limites	64
III.5 Option de surpressions interstitielles.....	66
III.6 Sortie de résultats.....	66
III.7 Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis.....	67
III.8 Option « User defined » ou « Modèle défini par l'utilisateur »	67
III.9 Choix du modèle de comportement.....	67
III.10 Le modèle de Mohr-Coulomb dans le code Plaxis.....	68
III.11 Module de Young <i>Eref</i>	69
III.12 Coefficient de Poisson ν	69
III.13 Angle de frottement φ	70
III.14 Cohésion <i>c_{ref}</i>	70
III.15 L'angle de dilatance ψ	70
III.16 Le facteur de réduction de l'interaction (<i>Rinter</i>)	70
III.17 Conclusion :.....	71
IV.1 Introduction	73
IV.2 La géométrie du modèle	73
IV.3 Dimensions géométriques du modèle numérique	74
IV.4 Caractéristiques des matériaux	74
IV.4.1 Propriétés des couches des sols.....	74
IV.4.2 Les caractéristiques des éléments structuraux	75
IV.5 Les conditions aux limite	76
IV.6 Influence du maillage	76
IV.7 Procédure de calcul.....	78
IV.8 Les principaux résultats.....	79
IV.9 Résultats de la phase 5.....	79
IV.9.1 Déformation de maillage.	79
IV.9.2. Déformation des éléments structuraux	81
IV.10 Etude de l'Effet de la nappe phréatique sur deux étapes.....	82

Sommaire

IV.10.1 Conditions initiales	82
IV.10.2 Conditions hydrauliques a 35.00m	82
IV.10.3 Contraintes initiales	83
IV.10.4 Conditions hydrauliques a 20.00m	84
IV.10.5 Contraintes initiales	85
IV.10.6 Total déplacements	85
IV.10. Résultats	86
IV.11 Influence des paramètres géotechnique	86
IV.11.1 La cohésion	86
IV.11.2 L'angle de frottement φ	88
IV. 12 Conclusion.....	89

Liste des figures

Chapitre I : les différents types des écrans de soutènement

Figure I. 1: Fonctionnement d'un mur A. Fonctionnement d'un mur poids	3
Figure I. 2: Représentation schématique des différents types d'écran de soutènements	4
Figure I. 3: Palplanches	4
Figure I. 4: Palplanches à faible moment d'inertie Rideau d'étanchéité.	5
Figure I. 5: Rideau de palplanches en bois.....	6
Figure I. 6: Joints des Palplanches en bois	6
Figure I. 7: Revêtement de talus avec para fouille de pied en palplanches en béton	7
Figure I. 8 : Palplanches en béton armé.	7
Figure I. 9: Joint d'étanchéité.....	8
Figure I. 10:Mur de quai a rideau de palplanches. Figure I. 11: Mur de quai en gabions auto-stables.....	8
Figure I. 12: Rideau de palplanches métalliques (Photo Prise par LARIBI Achraf RN23 Oued M'saka Commune de Tadjmout Willaya de Laghouat-Algérie)	9
Figure I. 13: Palplanches spéciales.	10
Figure I. 14 : Palplanches Lackawanna.....	10
Figure I. 15: Palplanche Universal.....	11
Figure I. 16: Palplanche Senelle.....	11
Figure I. 17 : Palplanche Terres-Rouges	11
Figure I. 18 : Palplanche Belval	12
Figure I. 19 : Palplanche Rombas	12
Figure I. 20 : Palplanche Larsen.....	13
Figure I. 21 : exemple de Palplanche Larsen (Photo Prise par LARIBI Achraf RN23 Oued M'saka Commune de Tadjmout Willaya de Laghouat-Algérie).....	13
Figure I. 22 : Schéma d'exécution d'une paroi berlinoise (LCPC, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois composites 2003).....	15
Figure I. 23 : schéma d'une paroi micro-berloise	16
Figure I. 24 : schéma d'une paroi parisienne (AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009.....	16
Figure I. 25 : schéma d'une paroi lutétienne (AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)	17
Figure I. 26 : schéma d'une paroi Moscovite (AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009.....	17

Liste des figures

Figure I. 27 : Principe général d'exécution d'une paroi moulée (site internet Sol étanche-Bachy)	19
Figure I. 28 : Coupe schématique d'un projet comportant des parois moulées soutenues	20
Figure I. 29 : Principe de construction d'une paroi préfabriquée.....	20
Figure I. 30 : Exemple de boutonnage d'une paroi moulée.....	22
Figure I. 31 : schéma d'un tirant d'ancrage	23
Figure I. 32 : Ancrage par contre-rideau avec tirant remblayé (site internet de Sol étanche Bachy, 2012)	24
Figure I. 33 : Différents types de têtes d'ancrage (D'après Unimétal)	24
Figure I. 34 : Schéma d'une découpe de tirant d'ancrage actif (site internet sif-groutbor.ch)	25
Figure I. 35 : Effet de barrage d'un rideau de palplanches : relèvement du toit de la nappe derrière l'écran et concentration des écoulements sous le pied de l'écran (Guide technique-LCPC-SOUTPAL)	27

Chapitre II : Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements

Figure II.1: Développement des pressions actives et passives de la terre	31
Figure II.2: Evolution du coefficient K_0 lors d'un cycle chargement, déchargement, rechargement	32
Figure II.3: pression active de la terre	33
Figure II.4: Pression passive (butée) de la terre	34
Figure II.5: Déplacements nécessaires à la mobilisation des états limites de poussée et butée	35
Figure II.6: état limite de poussée du sol (sans talus $\beta=0$, et sans frottement sol écran $\delta = 0$).....	36
Figure II.7: Etat limite de butée du sol (sans talus $\beta=0$ et sans frottement sol écran $\delta = 0$)	37
Figure II.8: Cas du mur avec frottement	39
Figure II.9: EQUILIBRE DU POINT DE COULOMB.....	42
Figure II.10: Calcul élastique de contrainte horizontale apportées sur un écran par des surcharges (d'ap. Schlosser).....	44
Figure II.11: Equilibre de Boussinesq et de Rankine.....	45
Figure II.12: Schéma de calcul à l'équilibre limite adopté par Krey (a) et par Blum (b) et (c).....	47
Figure II.13: modélisation du comportement du sol $p=ky$	48
Figure II.14: Schématisation du comportement de parois simplement encastrées dans le sol	48

Liste des figures

Figure II.15: Principe de redistribution des pressions données par les règles (Luc Delattre).....	51
Figure II.16: Mécanisme de rupture d'un écran simplement buté d'après Delattre (2001)	52
Figure II.17: Cinématique d'un écran rigide ancré et distribution résultante des pressions	53
Figure II.18: Cas de l'écran en présence d'eau adopté de potts).....	54
Figure II.19: Hypothèse admises pour le calcul d'un rideau non ancré.....	55
Figure II.20: Modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée avec ou sans formation de rotules plastiques dans la structure (figure tirée de steenfelt et al.1981).....	56
Figure II.21: Méthodes classiques de dimensionnement des parois auto stable à l'équilibre limite	58

Chapitre III : Présentation de l'outil numérique de calcul plaxis

2D V8.2

Figure III. 1: Schéma représentatif du maillage.	65
Figure III. 2: Schéma représentatif de la déformée du maillage.	65
Figure III. 3 : Schéma représentatif du déplacement horizontal du modèle.	66

Chapitre IV :Etablissement d'un modèle de calcul

Figure IV. 3: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	77
Figure IV. 4 : Maillage du projet(Nbre d'éléments 353 Nbre de nœuds 3015)	77
Figure IV. 5 : phases de calcul.	78
Figure IV. 6 : étape d'excavation et la mise de tirant d'ancrage.	79
Figure IV. 7 : Phase 5 : Maillage déformé a la fin de l'excavation	80
Figure IV. 8 Représentation des vecteurs déplacements en fin d'excavation.	80
Figure IV. 9 Visualisation des directions principales des contraintes effectives.	81
Figure IV. 10 : parement : résultats de la phase 5.	81
Figure IV. 11 : (d) Coefficient de sécurité	82
Figure IV. 13 : Conditions hydrauliques initiales à 35.00m.....	82
Figure IV. 14 : pressions interstitielles actives	83
Figure IV. 15 : Génération des contraintes initiale.....	83
Figure IV. 16 : Conditions hydrauliques initiales a 20.00m.....	84
Figure IV. 17 : pressions interstitielles active	84
Figure IV. 18 : Génération des contraintes initiale.....	85
Figure IV. 19 : Phase 5 déplacements en fin d'excavation	85

Chapitre I : Les différents types des écrans de soutènement

Tableau I. 1: Caractéristique Des Palplanches Usuelles.....	14
Tableau I. 2: Réparation de glissement de terrain en alternative des palplanches	18
Tableau I. 3:Avantage et inconvénients des différents types d'écran de soutènements	21

Chapitre II : Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements

Tableau II. 1 : Déplacement du mur nécessaire pour une poussée.....	33
Tableau II. 2 : Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive	34
Tableau II. 3: Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface de la parementure.....	38

Chapitre IV :Etablissement d'un modèle de calcul

Tableau IV. 1: Propriétés des couches de sols et des interfaces.....	75
Tableau IV. 2: Les caractéristiques du rideau de palplanches.....	75
Tableau IV. 3: Propriétés des ancrages	76
Tableau IV. 4: Propriétés des géo grilles.....	76
Tableau IV. 5:Infliance de la nappe phéatrique.....	86
Tableau IV. 6 : Influence de la cohésion du sol sur les déplacements horizontaux des palplanches	87
Tableau IV. 7: Influence de l'angle de frottement du sol sur les déplacements horizontaux des palplanches.....	89

Notation et abréviation

Notation et abréviation

γ_{unsat}	[kN/m ³]	<i>Poids volumique "non saturé"</i>
γ_{sat}	[kN/m ³]	<i>Poids volumique "saturé"</i>
E_{ref}	[kN/m ²]	<i>Module d'Young</i>
EA	[kN/m]	<i>Rigidité normale</i>
EI	[kNm ² /m]	<i>Rigidité de flexion</i>
ν	[-----]	<i>Coefficient de Poisson</i>
C_{ref}	[kN/m ²]	<i>la cohésion</i>
C'	[kN/m ²]	<i>la cohésion effective</i>
φ	[°]	<i>l'angle de frottement</i>
φ'	[°]	<i>l'angle de frottement interne effectif</i>
ψ	[°]	<i>l'angle de dilatance</i>
R_{inter}	[-----]	<i>Résistance d'interface</i>
w	[kNm/m]	<i>Poids</i>
L_s	[m]	<i>Espacement</i>
F_a	[kN]	<i>force de poussée</i>
F_P	[kN]	<i>force de butée</i>
F_C	[kN]	<i>La force de contrebutée</i>
T	[kN]	<i>l'effort d'ancrage</i>
K_a	[-----]	<i>coefficient de poussée</i>
K_P	[-----]	<i>coefficient de butée</i>
D	[m]	<i>la fiche</i>
H	[m]	<i>La hauteur</i>
Z_0	[m]	<i>La hauteur de butée</i>
K_0	[-----]	<i>Coeffiscient des terres au repos</i>

INTRODUCTION

GENERALE



INTRODUCTION GENERALE :

L'analyse des ouvrages de génie civil , est une préoccupation de plus en plus forte dans le domaine de la géotechnique, en particulier en milieu urbain lors de la construction d'ouvrages souterrains complexes à proximité de bâtiments existants ou de l'exécution de fouilles à proximité d'immeubles.

Dans ce contexte, ce travail s'intéresse à la modélisation numérique et l'analyse du comportement d'un écran de soutènement du type palplanche métallique stabilisée avec tirant fichée dans un couche d'argile par la méthode numérique aux éléments finis en utilisant le logiciel Plaxis 2D v8.2 . Outre ce travail est considéré comme une initiation à la recherche dans le domaine de la simulation numérique en 2D.

Le mémoire, est composé de 4 chapitres, comme indiqué au sommaire ci-dessus

Le premier chapitre fait une revue bibliographique portant sur les différents types des ouvrages des soutènements et les rideaux palplanche ainsi que leurs usages dans le domaine de génie civil.

Le second chapitre décrit les méthodes de calcul et dimensionnement des rideaux palplanche.

Le troisième chapitre décrit le code des éléments finis PLAXIS Conçu par des géotechniciens numériques, et résume le modèle de comportement utilisés dans PLAXIS 2D.

Le quatrième chapitre est consacré à la simulation numérique du comportement d'une palplanche stabilisée par des tirants en utilisant le code PLAXIS 2D v8.2.

En étudiant aussi l'effet de la variation de quelques paramètres sur la stabilité de l'écran a étudier.

Chapitre I :

Les différents types des écrans de soutènement

Les différents types des écrans de soutènement

I.1 Introduction

Les ouvrages de soutènements sont des ouvrages courants de génie civil. Ils sont construits en nombre pour des usages aussi variés. La détermination des forces agissantes entre le sol et les structures de soutènement est une étape importante dans la géotechnique.

Dans cette partie on s'intéresse aux écrans de soutènement, leurs conception nécessite une connaissance profonde des pressions de terre passive ,active, la présentation brève des différentes variétés de soutènement et leur caractéristiques respectifs.

I.2 Présentation générale des écrans de soutènement

Dans sa version initiale de l'époque moderne du XXe siècle, la nécessité croissante de limiter l'emprise des fouilles favorisa l'émergence des écrans des soutènements. Par rapport aux murs poids pour lesquels le sol est uniquement une source de chargement, les écrans de soutènements se caractérisent par le fait que le sol est en même temps un appui de la structure et une source de chargement.

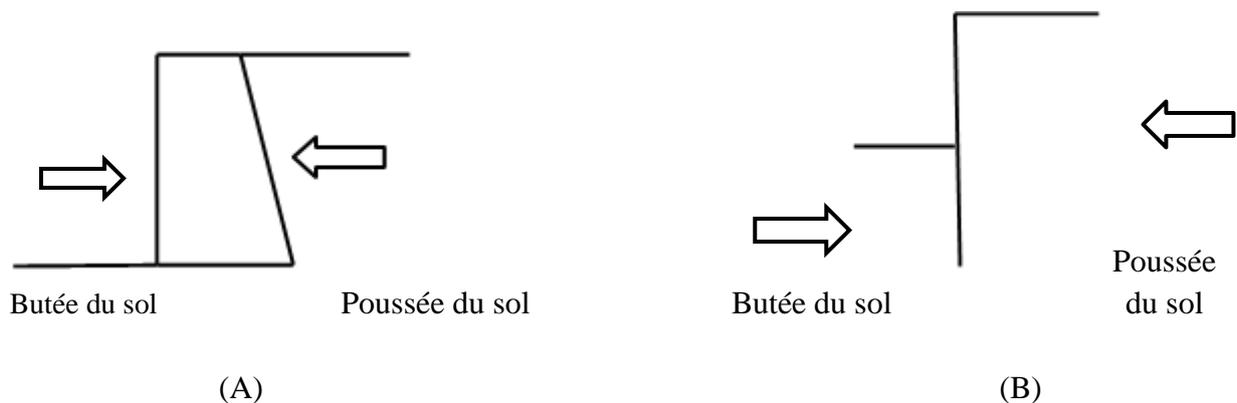


Figure I. 1: Fonctionnement d'un mur A. Fonctionnement d'un mur poids

B. Fonctionnement d'un mur écran de soutènement

La notion d'écran de soutènement couvre l'ensemble des structures servant à retenir le massif du sol autour d'une excavation à l'aide de matériaux résistants a la poussée des terres.

D'après l'eurocode (EC 7-1, 2004) un ouvrage de soutènement retient des terrains (sols, roches,remblais et l'eau) le matériau est retenu par l'ouvrage s'il est maintenu a une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent.

Les différents types des écrans de soutènement

De nos jours on constitue une grande variété d'ouvrage qui se classe en trois familles de soutènements suivante :

- les rideaux de palplanches
- les parois composites
- les parois moulées et préfabriquées

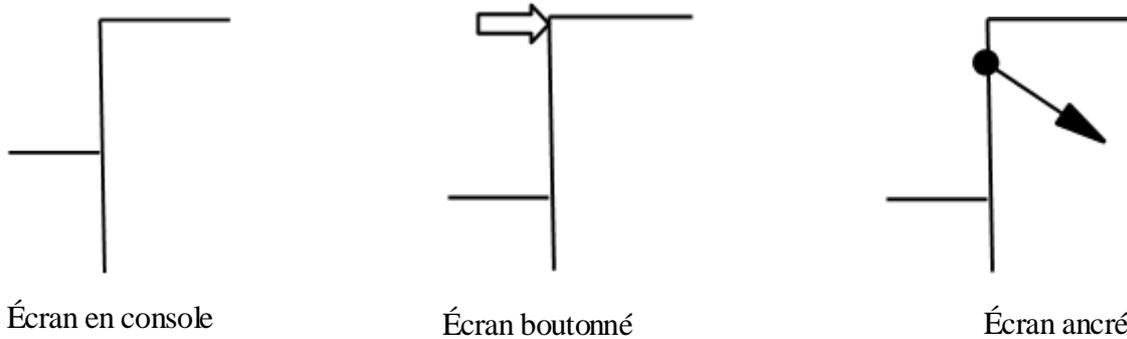


Figure I. 2: Représentation schématique des différents types d'écran de soutènements

I.3 Description des principales techniques de construction des soutènements

Il s'agit ici de décrire brièvement les principales techniques de construction des ouvrages de soutènement en fournissant des indications sur la technologie utilisée, sur les perturbations et les mouvements du sol générés par les excavations.

La description de ces aspects est nécessaire pour proposer par la suite des modélisations réalistes de la construction d'un ouvrage de soutènement.

I.4 Les rideaux de palplanches

Les palplanches sont des pièces longues et plates, en bois, béton armé ou métal, qu'on enfonce dans le sol par battage les unes à côté des autres et au contact, de façon à constituer des rideaux plans ou courbes qui sont parfois complétés par des pieux.

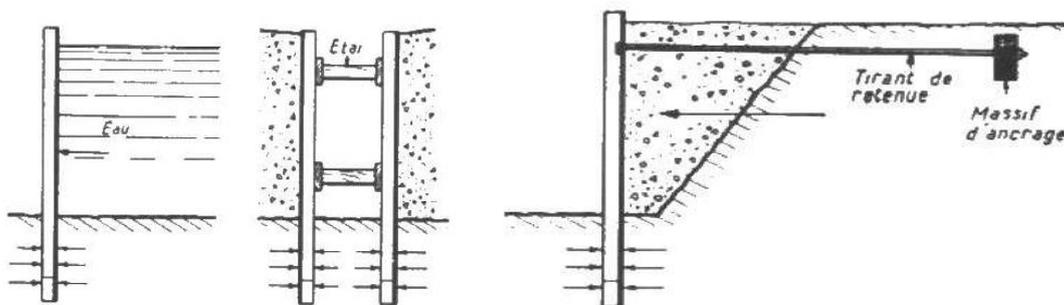


Figure I. 3: Palplanches

Les différents types des écrans de soutènement

Ces rideaux servent d'ouvrage de retenue d'eau ou de terre (rideaux de soutènement). de ce fait, les palplanches subissent des efforts transversaux de poussée et travaillent en flexion. Elles résistent par leur encastrement dans le sol, et se calculent donc comme des pièces avec un ou plusieurs appuis (consols encastrées ou poutres continues à plusieurs appuis). Elles doivent également présenter une certaine inertie transversale qui est fonction du rôle résistant qu'elles doivent remplir.

Enfin, les palplanches sont parfois entièrement noyées dans le terrain pour y jouer le rôle d'un rideau étanche sans résistance propre. On peut, en ce cas, employer des palplanches plates à faible inertie transversale.

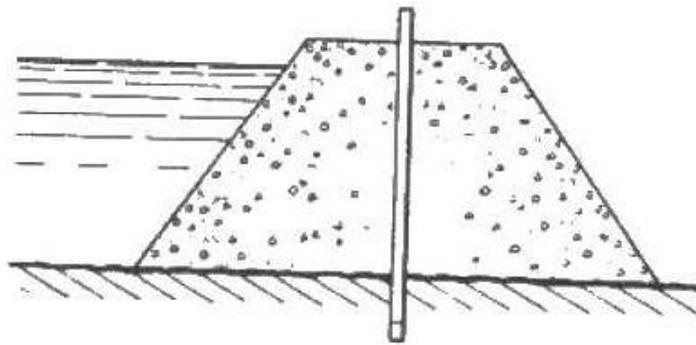


Figure I. 4: Palplanches à faible moment d'inertie Rideau d'étanchéité.

I.4.1 Palplanches en bois

Les palplanches en bois ne sont pratiquement plus employées. On leur substitue les palplanches métalliques ou en béton armé.

Il n'est cependant pas exclu que dans de petits ouvrages ou pour des travaux outre-mer dans des régions riches en bois, elles ne trouvent encore en place.

Elles sont constituées par des madriers de 8 à 15 cm d'épaisseur et de 25 à 35cm de largeur que l'on bat jointifs pour constituer des panneaux continus. Ces panneaux sont généralement renforcés par des pieux supportant des cours de moises lesquelles coulissent les palplanches.

Les différents types des écrans de soutènement

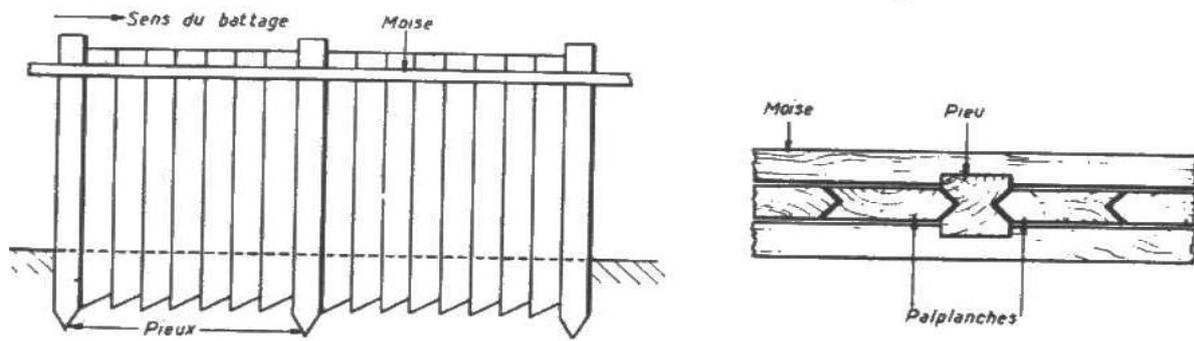


Figure I. 5: Rideau de palplanches en bois.

Les palplanches sont appointées en coin ou en sifflet de façon que le battage les serre les unes contre les autres. La pointe est renforcée par une ferrure en tôle et la tête munie d'une frette.

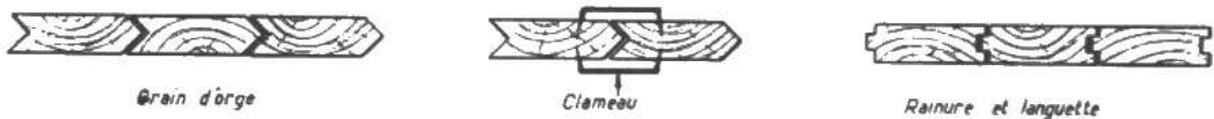


Figure I. 6: Joints des Palplanches en bois

Après exécution, le rideau peut être renforcé par des clameaux en fer qui empêchant les planches de se séparer.

I.4.2 Palplanches en béton arme

Les palplanches en béton armé ont le grave inconvénient d'être lourdes et fragiles Elles ont sur les palplanches métalliques l'avantage de ne pas être sujettes a la corrosion et sont de ce fait à leur préférer dans certains ouvrages permanents notamment de navigation intérieure (soutènement de rives ou para fouillés de pieds de talus dans les canaux, par exemple figure I.7)

Les différents types des écrans de soutènement

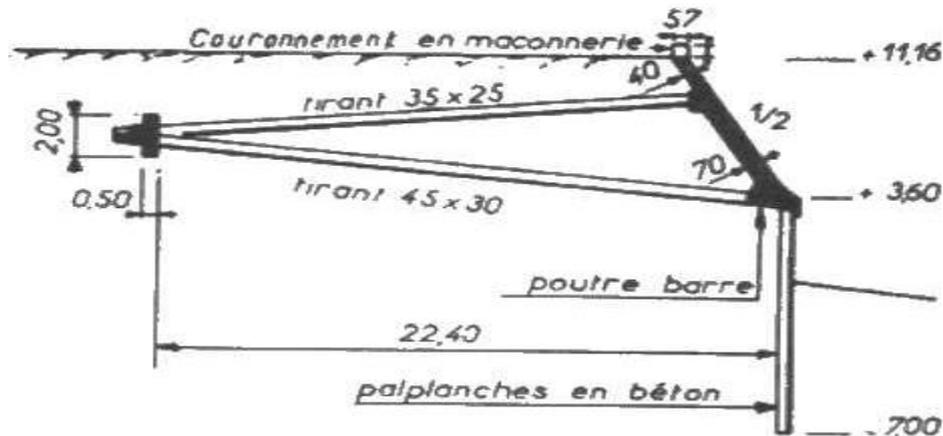


Figure I. 7: Revêtement de talus avec parafouille de pied en palplanches en béton

Dans certains milieux agressifs, le béton peut, par contre, être attaqué.

On réalise les palplanches en béton armé comme les pieux. Leur section est, soit un rectangle allongé, soit un profil en T à larges ailes lorsqu'on a à mobiliser de fortes inerties transversales (figure I.8).

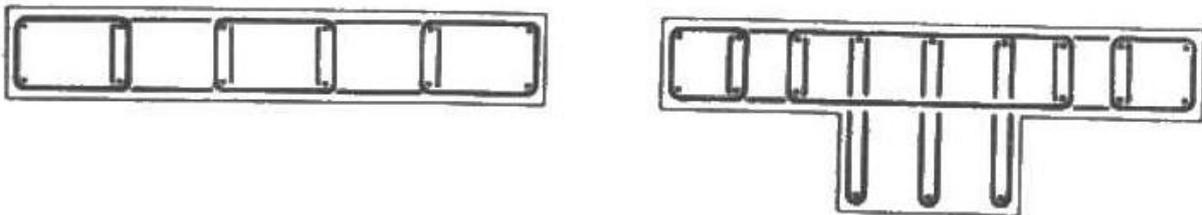


Figure I. 8 : Palplanches en béton armé.

Elles comportent, comme les pieux en béton armé, des armatures longitudinales et des armatures transversales ou étriers, ces derniers assez rapprochés pour assurer un bon fretage.

Lorsqu'on a à réaliser un rideau étanche, on peut prévoir, comme pour les palplanches en bois, des assemblages à grain d'orge.

Il est souvent plus commode de battre des palplanches à section droite comportant des évidements constituant des rainures lorsque les palplanches sont accolées (figure I.9) dans lesquelles on peut soit couler un produit bitumineux, soit bourrer des toiles de sac imprégnées d'un coulis de ciment.

Les différents types des écrans de soutènement

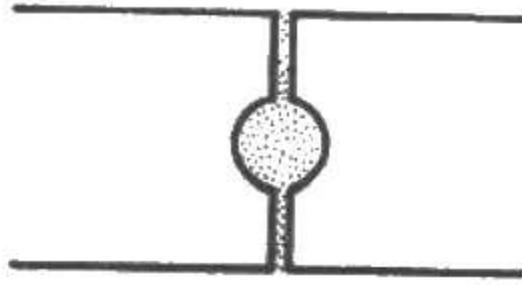


Figure I. 9: Joint d'étanchéité.

I.4.3 Palplanche métalliques

Les palplanches métalliques ont contribué à de grands progrès dans les Travaux Publics.

Qu'il s'agisse d'ouvrages provisoires (batardeaux, blindages de fouilles) ou d'ouvrages permanents (murs de quai, ducs d'Albe en travaux maritimes ou fluviaux, murs de soutènement), leur emploi permet la réalisation d'ouvrages très divers.

Sur les croquis ci-dessous, nous évoquons deux murs de quai, l'un à rideau plan simple (figure I.10) avec plateforme de décharge sur pieux arrière, l'autre en gabions (figure I.11).

Les palplanches métalliques sont des aciers laminés de Profils divers s'emboîtant les uns dans les autres par des joints coulissants et que l'on enfonce par battage ou vibro-fonçage.

Les forges réalisent des profils très divers. Certains offrent de gros modules de résistance pour les rideaux sollicités à des efforts de flexion élevés.

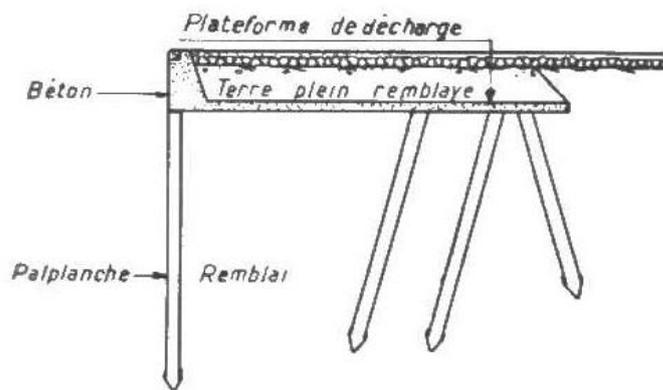


Figure I. 10: Mur de quai à rideau de palplanches.

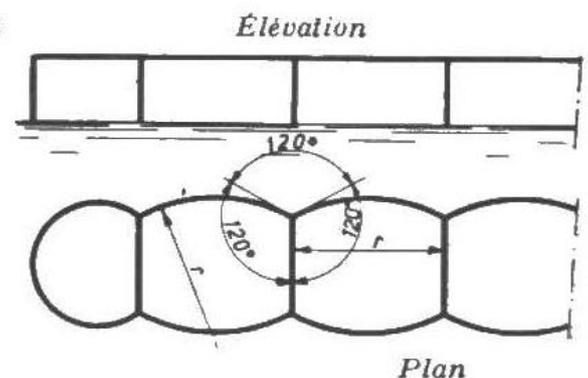


Figure I. 11: Mur de quai en gabions

auto-stables.

Les différents types des écrans de soutènement



Figure I. 12: Rideau de palplanches métalliques (Photo Prise par LARIBI Achraf RN23

Oued M'saka Commune de Tadjmout Willaya de Laghouat-Algérie)

Selon qu'on aura en vue un tracé plan ou courbe, les joints du profil retenu devront être de forme différente, les joints d'un rideau courbe devant permettre, dans certaines limites, une déviation angulaire d'une palplanche à l'autre.

Si l'on veut réaliser un rideau étanche, il faudra faire choix d'un type de palplanche à joints serrés. Pour des usages temporaires, la robustesse des joints devra être prise en considération pour qu'ils supportent plusieurs battages et arrachages.

Ainsi donc, le module de résistance ne conditionne pas seul le choix d'un profil de palplanche métallique. Les caractéristiques du joint doivent intervenir également.

Ceci étant, les forges livrent des longueurs atteignant une trentaine de mètres. Au-delà, on raboute par éclissage dans les ouvrages provisoires et soudure dans les ouvrages définitifs.

Avec tous les systèmes de palplanches on a à mettre en œuvre des palplanches spéciales, soit dans les angles des rideaux, soit pour fermer des rideaux, soit pour raccorder des rideaux entre eux.

Les forges livrent sur commande ces éléments mais bien souvent on ne connaît leurs dimensions exactes qu'à la fin du battage de la partie courante et il est nécessaire de les réaliser sur le chantier par soudure d'éléments préalablement découpés au chalumeau.

Les différents types des écrans de soutènement

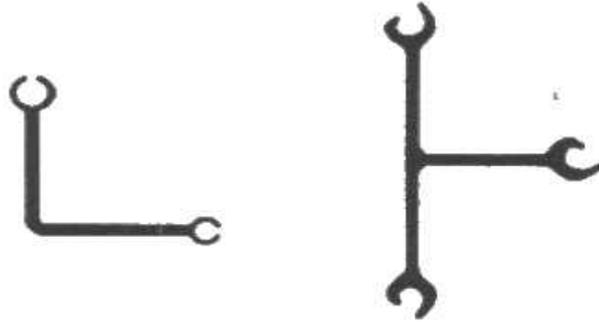


Figure I. 13: Palplanches spéciales.

Les palplanches sont, en général, en acier doux ordinaire (Ac42). Pour les ouvrages définitifs, on les prévoit parfois en acier semi-inoxydable au cuivre.

Dans les milieux où la corrosion est particulièrement à craindre, il faut prévoir la protection cathodique.

Dans ce qui suit, nous donnons les profils couramment utilisés en France et nous terminons ce chapitre par un tableau résumant leurs caractéristiques essentielles.

I.4.3.1 Palplanche Lackawanna

C'est une palplanche plate à faible inertie, légère, pratique et économique, qui convient parfaitement aux rideaux peu chargés ou travaillant en traction car le joint résiste bien aux efforts de déboitement (180 tau mètre courant).

Ce joint permet également des changements de direction (jusqu'à 20°) convenant aux rideaux courbes. Il présente une bonne étanchéité

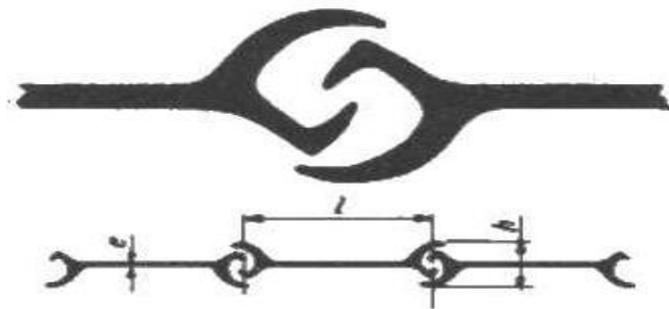


Figure I. 14 : Palplanches Lackawanna.

I.4.3.2 Palplanche Universal

Elle est constituée par des fers à I avec une agrafe de jonction spéciale formant le joint.

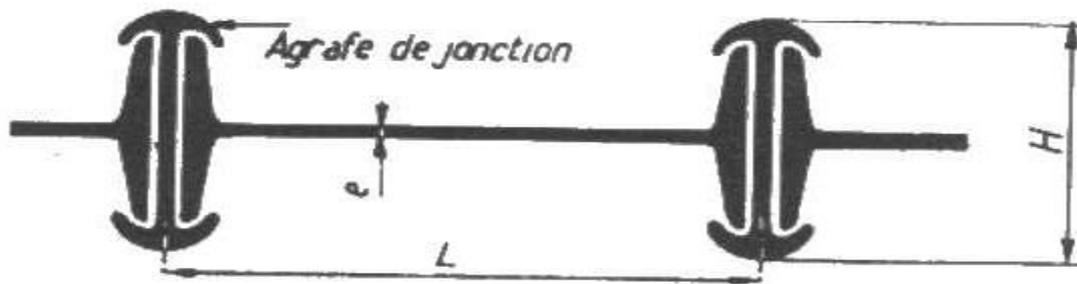


Figure I. 15: Palplanche Universel.

I.4.3.3 Palplanche Senelle

Ce type, très semblable au précédent, comprend comme lui des palplanches plates avec des agrafes de jonction spéciales.

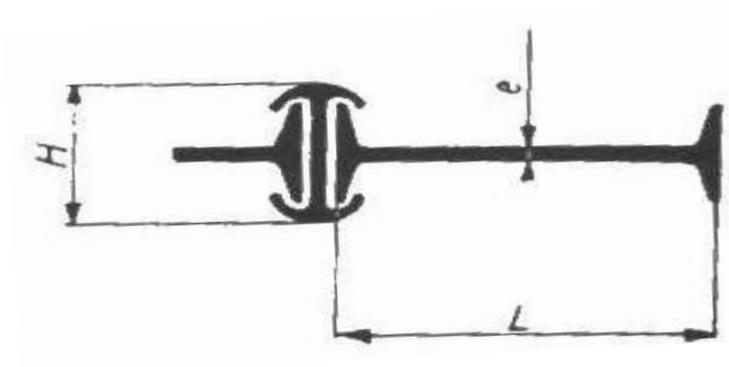


Figure I. 16: Palplanche Senelle

I.4.3.4 Palplanche Terres-Rouges

C'est une palplanche à double ondulation, donc à grand moment d'inertie, qui convient aux rideaux chargés à forte poussée transversale et particulièrement aux rideaux courbes.

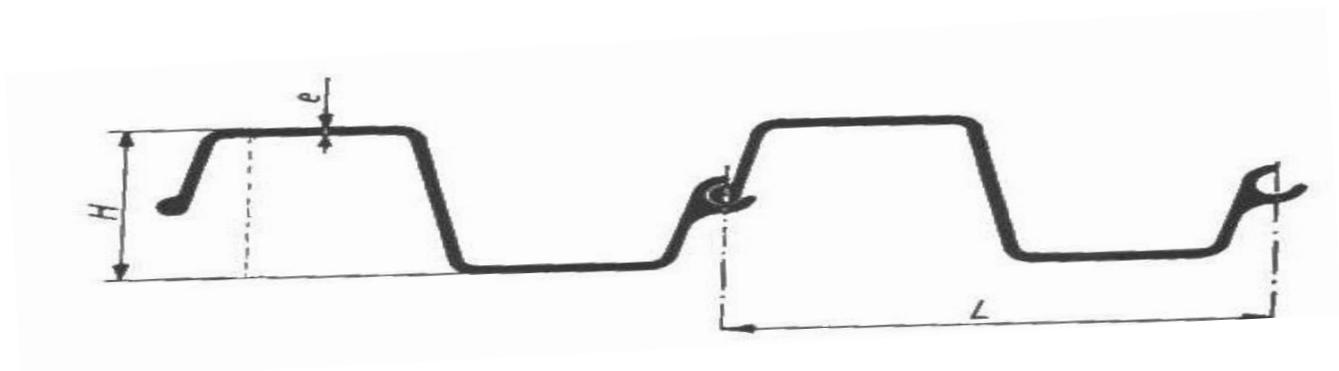


Figure I. 17 : Palplanche Terres-Rouges

Les différents types des écrans de soutènement

I.4.3.5 Palplanche Belval

C'est une palplanche à onde simple réalisée en Z avec joint sur la face externe de l'onde. Le joint BELVAL est très serré et très étanche, il se prête bien aux rideaux droits.

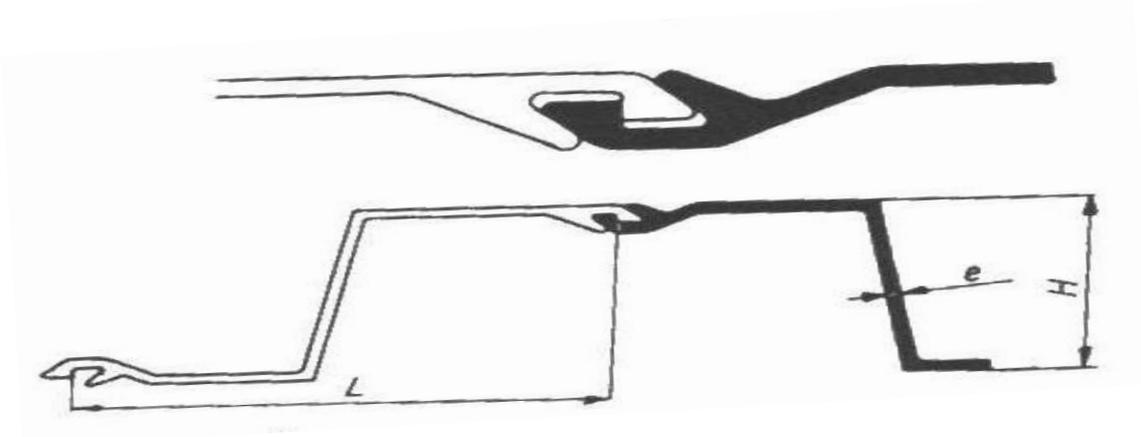


Figure I. 18 : Palplanche Belval

I.4.3.6 Palplanche Rombas

C'est également une palplanche à onde simple réalisée en Z avec joint sur la face externe de l'onde.

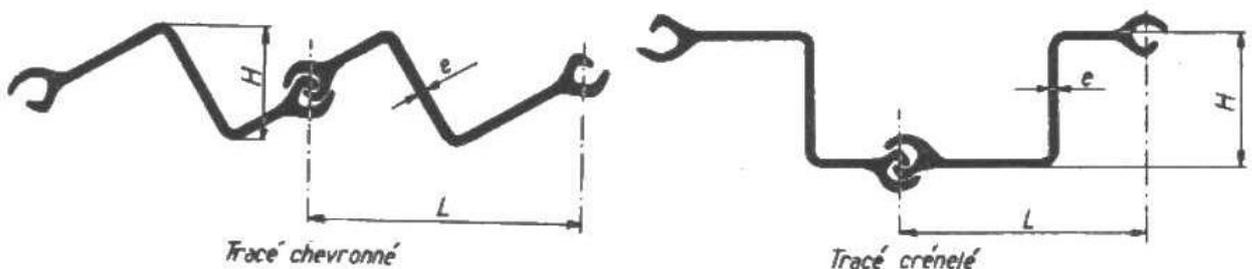


Figure I. 19 : Palplanche Rombas

Le joint est identique à celui de la palplanche LACKAWANNA et convient aux rideaux courbes. Le rideau peut être à tracé chevronné ou crénelé.

Ce type de palplanche combiné avec la palplanche LACKAWANNA du type renforcé permet la construction de rideaux mixtes.

I.4.3.7 Palplanche Larsen

C'est une palplanche à onde simple comme la précédente, mais dont le joint est dans l'axe du rideau (profil en U).

Les différents types des écrans de soutènement

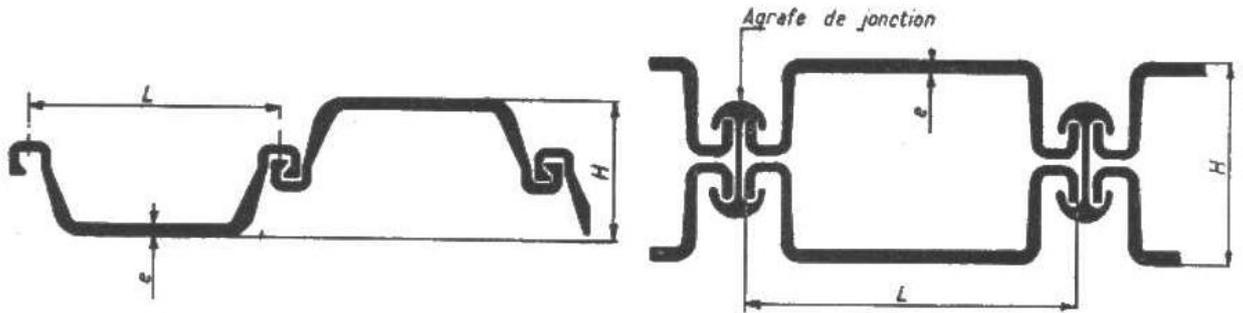


Figure I. 20 : Palplanche Larsen



Figure I. 21 : exemple de Palplanche Larsen (Photo Prise par LARIBI Achraf RN23 Oued

M'saka Commune de Tadjmout Willaya de Laghouat-Algérie)

Généralement on bat ces palplanches par paires après avoir pincé le joint pour le resserrer. Pour les rideaux très chargés, on utilise la palplanche caisson constituée par deux palplanches accolées avec agrafe de jonction.

Les différents types des écrans de soutènement

Tableau I. 1: Caractéristique Des Palplanches Usuelle

TYPE	Largeur (mm)	Hauteur (mm)	Epaisseur (mm)	Poids		Module de résistance I/V cm ³ par ml de rideau
				Par ml de palp.(kg)	Par m ² de rideau (kg)	
Lackawanne Type normal	324	95	9,5	55	170	204
Type renforcé	324	98	12,7	61,9	192	207
Universal.....	381	127	9,9	58,8	209	446
Senelle Type normal.....	420	80	8-10-12	32-38-44	122-135-150	108-109-110
Type allégé.....	420	47	8	26,7	81	22
Terres Rouges TRI.....	380	80	7,5	32	84	230
TRIIB.....	380	130	7,5	35,4	93	400
Belval normal BZ I N.....	420	165	8	42	100	700
BZ II N.....	450	220	9,5	54,9	122	1200
BZ III N.....	450	260	12,5	69,8	155	1750
BZ IV N.....	450	300	14,15	79,2	176	2350
Renforcé BZ I R.....	420	167	10	51,2	122	850
BZ II R.....	450	222	11	63	140	1350
BZ III R.....	450	263	15	83,3	185	2100
BZ IV R.....	450	304	17,5	96,8	215	2850
Rombas Tracé chevronné..	458	210	12,7	90,6	197	624
Tracé crénelé.....	400	317	12,7	90,6	226	2033
Larssen profil I.....	400	150	8	38	96	500
II.....	400	200	10,5	49	122	849
III.....	400	247	14,5	62	155	1363
IV.....	400	310	15,5	75	187	2037
V.....	420	344	22	100	238	2962
VI.....	420	440	22	123	293	4170
Caisson I.....	460	276	13,5	135,4	337,8	3174
Caisson II.....	460	369	14,5	155	380,4	4800

I.5 Les parois composites

Les parois composites sont des parois a pieux qui ont pour fonction le soutènement des terres c'est à dire s'opposer aux poussées des sols.

D'une façon générale, une paroi composite associe des éléments verticaux généralement scellés dans des forages à des panneaux de blindage installés entre les poteaux au fur et à mesure de l'excavation. Elles peuvent atteindre jusqu'à une hauteur de 4m, peuvent être auto

Les différents types des écrans de soutènement

stables. Pour des hauteurs supérieures (pouvant atteindre 20m) il est nécessaire de mettre en œuvre un ou plusieurs niveaux d'appui (boutons ou tirants)

I.5.1 Paroi berlinoise

La paroi berlinoise est un type de soutènement, formées d'éléments offrant une résistance verticale réalisée au moyen de profilés métalliques et d'un blindage en planches bois ou en plaques d'acier.

Largement utilisée lors de la construction de Berlin d'où son nom la paroi berlinoise .elle est réalisé suivant les étapes suivantes

- exécution de forages avec un entraxe généralement compris entre 1 et 3 m et un diamètre ne dépassant pas 1 m.
- Pose d'un profilé métallique en respectant une tolérance de verticalité (de 0,5 à 1 %)
- mise en place d'un béton sur la seule partie en fiche et d'un matériau de remplissage sur la hauteur dégagée de l'excavation
- Excavation par passe d'une hauteur dépendant de la nature du terrain et mise en place du blindage entre les éléments verticaux

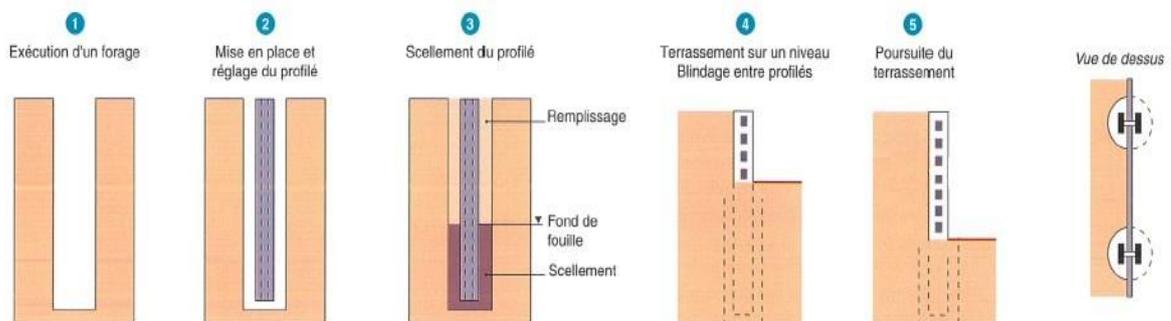


Figure I. 22 : Schéma d'exécution d'une paroi berlinoise (LCPC, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois composites 2003)

I.5.2 Paroi micro-berlinoise

La paroi micro-berlinoise est un type de soutènement, provisoire ou définitif, utilisée dans le cas de conditions d'accès difficiles nécessitant du matériel de petit gabarit. Elle est formée d'éléments offrant une résistance verticale réalisée au moyen de profilés métalliques ou de tubes pétroliers (rentrant dans un forage de 350mm maximum) et d'un blindage en planches bois ou en plaques d'acier ou béton projeté.

Les différents types des écrans de soutènement

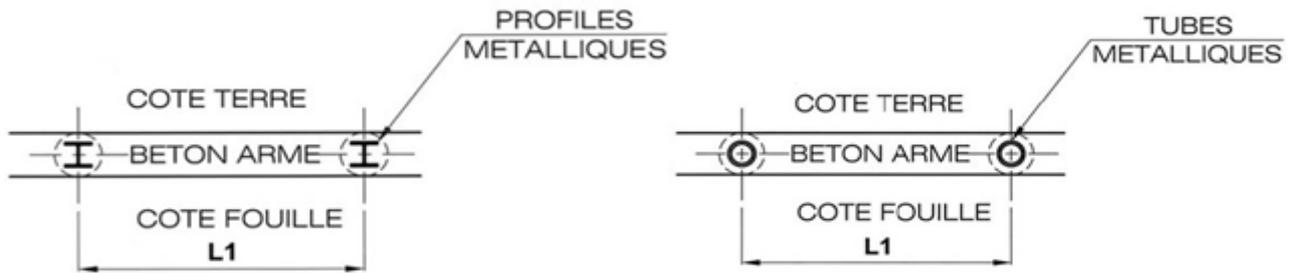


Figure I. 23 : schéma d'une paroi micro-berloise

(AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

I.5.3 Paroi parisienne

Mur exécuté dans un sol pour soutenir les faces latérales d'une excavation et assurer éventuellement une fonction d'étanchéité et de fondation d'un ouvrage

Dans une paroi parisienne, les éléments verticaux sont constitués par des poteaux en béton armé préfabriqués mis en place dans un forage rempli d'un coulis de bentonite ciment. Dans certains sols il est possible de les mettre en place par battage ou vibrofonçage.

Les poteaux peuvent être rainurés ou équipés d'armatures en attente dans les quelles seront encrées les panneaux.

L'intérêt de cette technique est de conférer à l'ouvrage une plus grande rigidité.

L'inconvénient de la paroi parisienne réside dans des problèmes de manutention des poteaux, ce qui limite leur longueur.

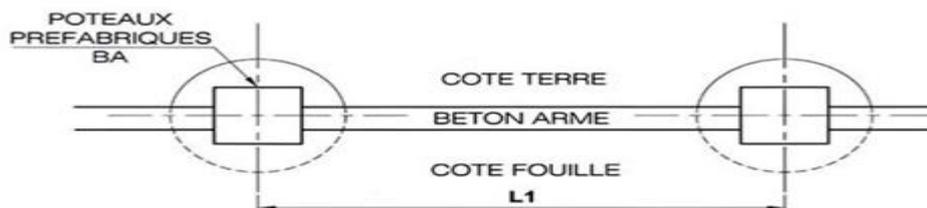


Figure I. 24 : schéma d'une paroi parisienne (AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

I.5.4 Paroi lutétienne

Il s'agit d'une évolution du procédé de la paroi parisienne dans laquelle les poteaux préfabriqués sont remplacés par des pieux en béton armé coulés en place dans les forages.

Le domaine d'emploi de la paroi lutétienne est plus étendu que celui de la paroi parisienne car les éléments verticaux peuvent être réalisés avec une géométrie et une longueur adaptée a

Les différents types des écrans de soutènement

la particularité du chantier. Son inconvénient réside dans le positionnement des armatures en attente qui doivent être précis pour pouvoir fixer les panneaux.

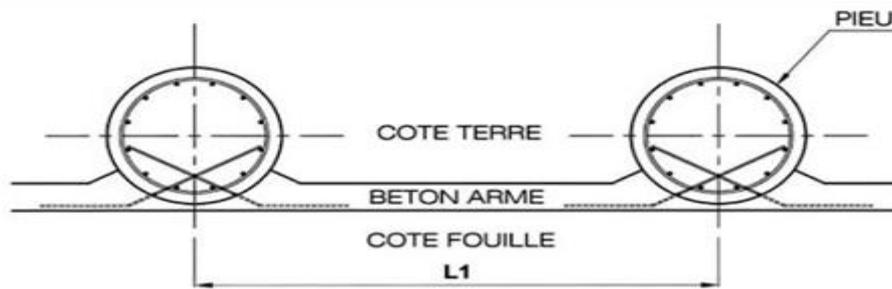


Figure I. 25 : schéma d'une paroi lutétienne (AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

I.5.5 Paroi Moscovite

Il s'agit d'une variante du procédé de la paroi lutétienne dans laquelle les pieux en béton armé coulés en place dans les forages sont remplacés par des barrettes. Le domaine d'emploi de ces parois est identique à celui de la paroi lutétienne. L'intérêt de cette technique est de conférer à l'ouvrage une rigidité encore plus grande que celle obtenue avec la technique de la paroi parisienne et donc de limiter les déplacements. L'inconvénient de cette technique réside, comme pour la paroi parisienne ou lutétienne, dans le positionnement des armatures en attente qui doit être précis. Une erreur de positionnement de ces derniers pose des gros problèmes d'exécution lors des phases de terrassement.

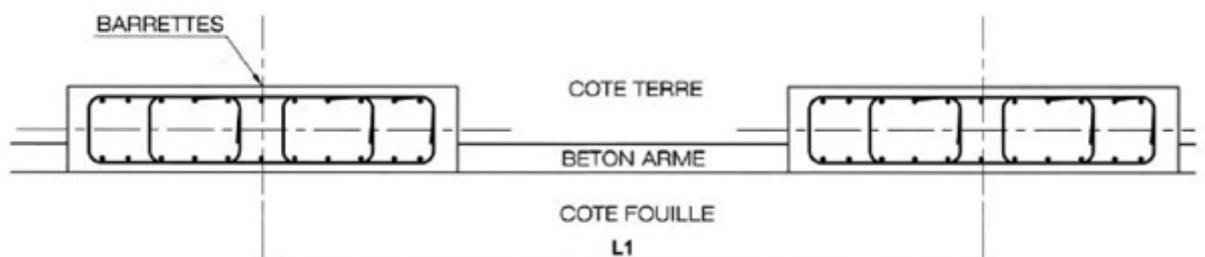


Figure I. 26 : schéma d'une paroi Moscovite (AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

I.5.6 Domaine d'emploi des parois composites

Utilisation privilégiée en site urbain

Soutènement en déblai sous condition de :

Les différents types des écrans de soutènement

- absence de nappe phréatique (sauf rabattement préalable)
- cohésion du sol à court terme

Élargissement de plate-forme en déblai

Tableau I. 2: Réparation de glissement de terrain en alternative des palplanches

	PAROI BERLINOISE	PAROI MICRO-BERLINOISE	PAROI PARISIENNE	PAROI LUTETIENNE
TRUCUREDES POTEAUX	Profilés métalliques	Profilés métalliques	Poteaux béton armé préfabriquées	Pieux béton armé en place
FORAGE	Diamètre supérieur a 600mm	Diamètre inférieur a 250mm	Diamètre supérieur a 600mm	Diamètre supérieur a 400mm
VIBRO FONCAGE OU BATTAGE	oui	oui	oui	non
PAREMENT	Béton projeté ou coffré, plaques préfabriquées en béton, métal	Idem berlinoise	Béton projeté ou coffré, plaques préfabriquées en béton, métal	Béton projeté ou coffré
ELEMENTS DE STABILITE	auto stables tirants butons	Idem berlinoise	Idem berlinoise	Idem berlinoise
DOMAINE D'EMPLOI	Ouvrages provisoires ou définitifs ou les hauteurs des poteaux inférieur a 15 m	Idem berlinoise Petits ouvrages	Idem berlinoise	Idem berlinoise mais possibilités de profondeurs plus importantes
INCONVENIENT	Mal adaptés aux fouilles de très grandes profondeurs	Réservée au fouille de faibles profondeurs	Idem berlinoise	Pas d'inconvénient majeur

Les différents types des écrans de soutènement

I.6 Parois moulées

I.6.1 Description

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un fluide de perforation appelé boue. La boue est fabriquée avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans le terrain et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut être aussi utilisée. Chaque panneau est réalisé de la façon suivante :

- réalisation des murets-guides de 30 cm de large environ
- exécution d'une tranchée dont les parois sont maintenues par une boue thixotropique (le plus souvent de la boue benthonique)
- mise en place d'une cage d'armatures
- bétonnage à l'aide d'un tube plongeur

Cette méthodologie permet la réalisation de parois planes ou courbes (par juxtaposition de panneaux plans). En présence d'une nappe, la continuité hydraulique est assurée par la mise en œuvre de joints entre les panneaux (ces derniers étant relativement étanches)

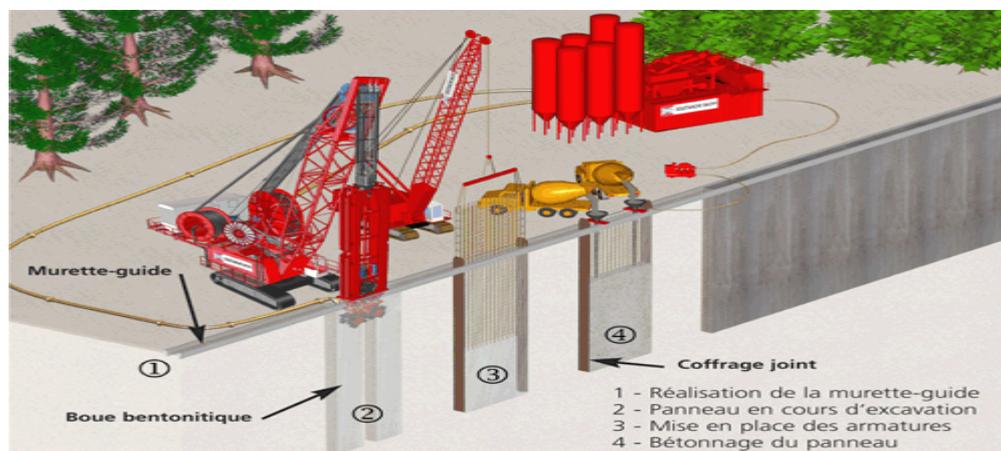


Figure I. 27 : Principe général d'exécution d'une paroi moulée (site internet Sol étanche-Bachy)

Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que le béton a atteint une résistance suffisante. Lorsque la partie libre de l'ouvrage n'excède pas 5 à 6 mètres, la paroi peut simplement être encastrée dans le sol. Pour des hauteurs libre plus

Les différents types des écrans de soutènement

importantes ou des contraintes relatives aux déplacements sévères, la paroi est ancrée par un ou plusieurs niveaux de tirants ou boutonnée.

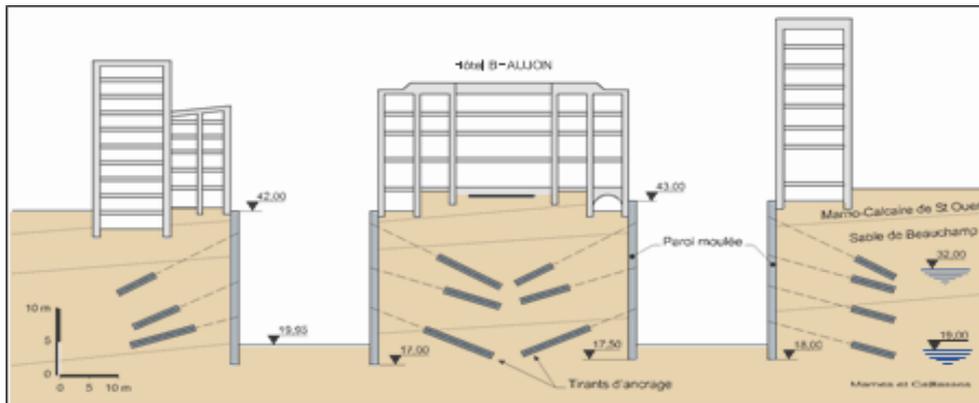


Figure I. 28 : Coupe schématique d'un projet comportant des parois moulées soutenues

Par plusieurs niveaux de tirants d'ancrage précontraints ancrés dans le terrain sous des immeubles existants. (Site internet Sol étanche-Bachy)

I.6.2 Parois préfabriquées

Partant des mêmes principes que les parois moulées mais avec une boue contenant du ciment, dans cette suspension ils sont posés des panneaux préfabriqués. Avantage des parois préfabriquées :

- Meilleure utilisation du béton
- Précision de la réalisation
- Excellent aspect des parois terminées
- Gain de temps pour les parois armées au coulis

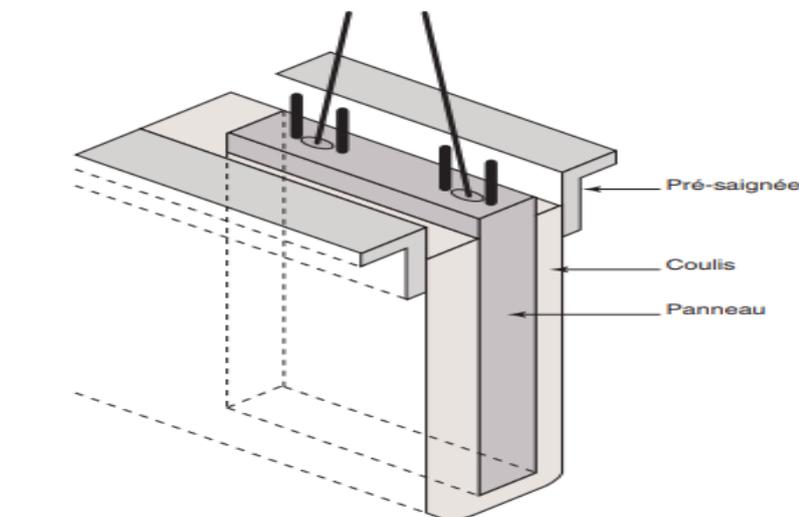


Figure I. 29 : Principe de construction d'une paroi préfabriquée

Les différents types des écrans de soutènement

I.7 Choix d'un type d'écran de soutènement

Le tableau : doit permettre de définir, sur la base du contexte géologique, géotechnique, hydrogéologique et de l'environnement du chantier, le type d'écran de soutènement le plus adapté

Tableau I. 3:Avantage et inconvénients des différents types d'écran de soutènements

<i>Type de soutènement</i>	<i>Avantages</i>	<i>Inconvénients</i>
Rideau de palplanches métalliques	<p>La continuité du rideau facilite la gestion de la nappe</p> <p>Peut servir de soutènement définitif (habillage possible pour l'aspect visuel)</p> <p>Peut avoir un rôle porteur</p>	<p>Effet barrage potentiel sur la nappe</p> <p>Impossibilité de mise en œuvre dans les terrains contenant des blocs ou des bancs durs</p> <p>Mise en œuvre impliquant des nuisances importantes</p>
Paroi composite	<p>Solution économique au regard des soutènements continus</p> <p>Peut entrer dans la constitution d'ouvrages (paroi parisienne ou lutétienne)</p>	<p>Ne convient pas aux sols bouillants</p> <p>Inadaptée en présence d'une nappe phréatique sur la hauteur libre</p>
Paroi moulée et préfabriquée	<p>Technique adaptée à tous les terrains</p> <p>Soutènement permanent intégré dans la structure</p> <p>La continuité de la paroi facilite la gestion de la nappe (solution boîte étanche)</p> <p>Grande inertie permettant de gérer les déplacements</p>	<p>Solution onéreuse</p> <p>Nécessite une emprise importante</p> <p>Effet barrage potentiel sur la nappe (la réalisation d'une paroi en jambe de pantalon limite cet impact)</p>

Les différents types des écrans de soutènement

I.8 Les systèmes d'appuis

Les appuis de l'écran sont constitués par le sol en fiche et par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran

I.8.1 Le sol au niveau de la fiche

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, mobilisation d'une butée et d'une contre butée, cas d'une rotation en fiche de l'écran (cas d'un écran auto-stable).

Les caractéristiques du sol de fondation, ainsi que la rigidité de l'écran et la dimension de sa fiche, déterminent, le fonctionnement de cet appui en fiche. Ainsi, la rigidité du sol de fondation et de l'écran, ainsi que la hauteur de la fiche, déterminent, d'une part, la raideur de l'appui en fiche et, d'autre part, le type d'appui mobilisé, appui simple ou encastrement. La résistance au cisaillement du sol de fondation ainsi que la hauteur de la fiche déterminent pour leur part la valeur de l'appui mobilisable.

I.8.2 Les boutons

Les boutons sont constitués de poutres en béton armé ou de profilés métalliques prenant appui sur deux structures construites, comme cela peut être le cas pour les soutènements de tranchées ouvertes ou couvertes. Pour les tranchées couvertes, ce boutonnage est généralement assuré par la dalle de couverture et, s'il y a lieu, par un radier situé sous la chaussée. L'utilisation de profilés métalliques est généralement réservée au boutonnage provisoire des structures, tandis-que les poutres en béton armé sont utilisées pour la réalisation d'appuis permanents. Il s'agit alors des poutres en béton encastrées dans la poutre de couronnement longitudinale du rideau de palplanches.

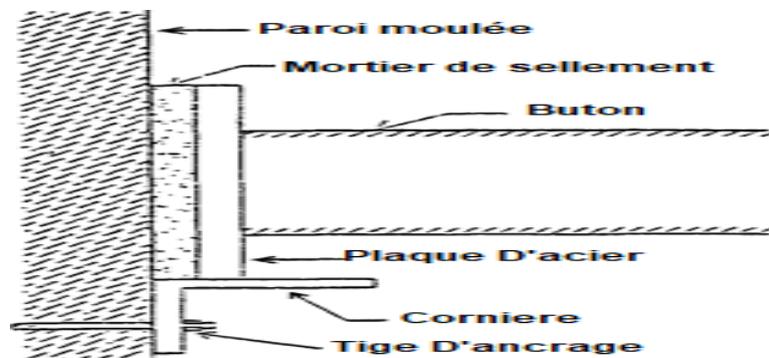


Figure I. 30 : Exemple de boutonnage d'une paroi moulée.

Les différents types des écrans de soutènement

I.8.3 Les tirants

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistant en prenant appui sur la structure à ancrer.

Un tirant se compose :

- D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'un système d'appui.
- D'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.
- D'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement.

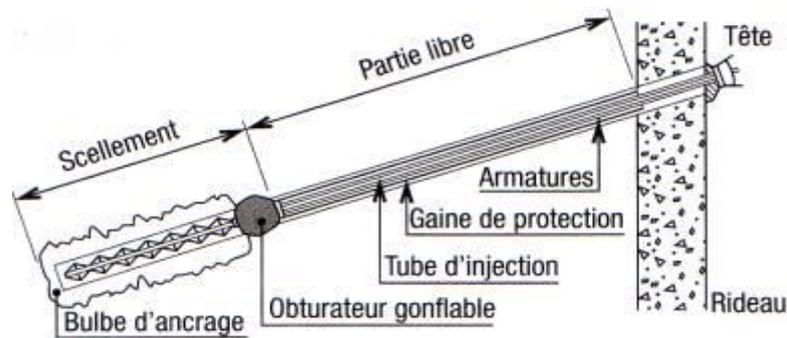


Figure I. 31 : schéma d'un tirant d'ancrage

On distingue trois types de tirants :

a) Tirants remblayés

Les tirants sont des éléments de structures permettant d'ancrer l'écran, au niveau de sa partie libre, dans le terrain situé en arrière du sol soutenu. Pour des ouvrages de soutènement construits au moins partiellement en remblai, ces tirants peuvent être disposés entre deux couches de remblai successif. Ils sont alors constitués de barres métalliques fixées à une extrémité au rideau de palplanches et à l'autre extrémité à un dispositif d'ancrage. Divers types de dispositifs d'ancrage peuvent être employés. Ces tirants, dont la résistance va se mobiliser au fur et à mesure du remblaiement et/ou de l'excavation devant l'écran, sont qualifiés de passifs. Ainsi la mobilisation de cette résistance s'accompagne de déformations du terrain au cours du remblaiement ou de l'excavation. A part les tirants remblayés, il existe deux autres types de tirants qui sont : les tirants forés ou battus et les tirants actifs.

Les différents types des écrans de soutènement

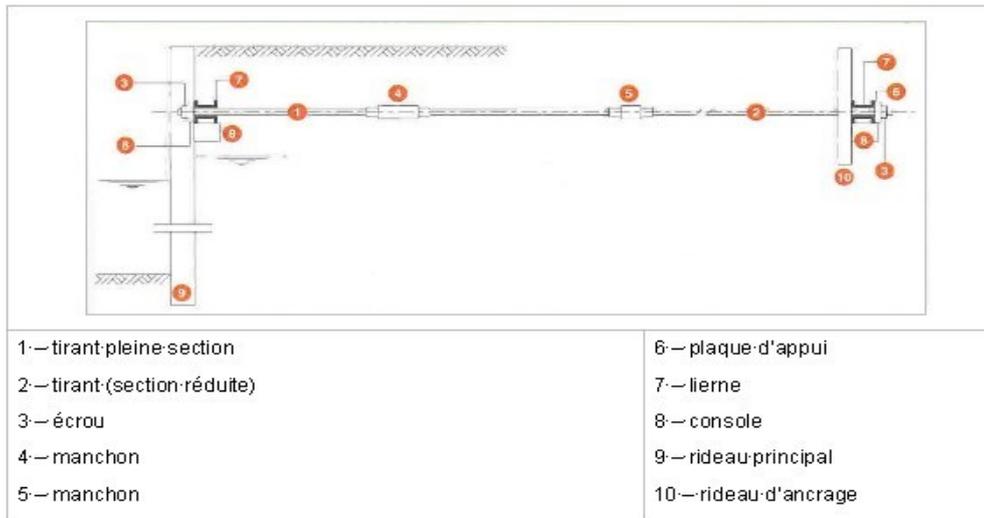


Figure I. 32 : Ancrage par contre-rideau avec tirant remblayé (site internet de Sol étanche Bachy, 2012)

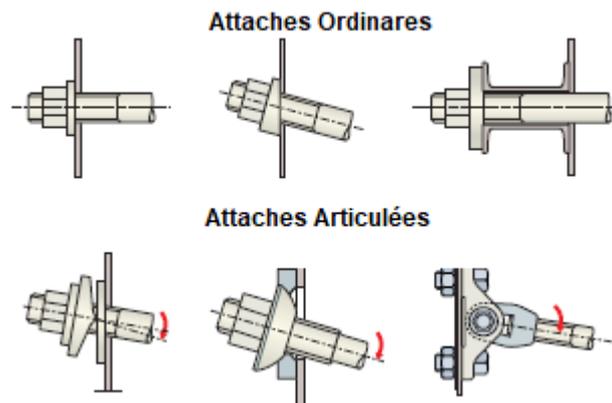


Figure I. 33 : Différents types de têtes d'ancrage (D'après Unimétal)

b) les tirants forcés ou battus :

Pour des ouvrages de soutènement construits en délai, les tirants sont le plus souvent constitués par des armatures métalliques mises en place depuis le front du soutènement et bloquées contre le rideau par une tête d'ancrage.

Ces armatures peuvent être constitués par des profilés métalliques rigides battus inclinés depuis le rideau, scellés ou non au terrain à l'aide d'un coulis ou d'un mortier, ou par des barres ou des profilés métalliques mis en place dans un forage et scellés au terrain par injection d'un coulis de ciment.

Les différents types des écrans de soutènement

c) les tirants actifs :

Ce sont les plus simples des tirants encore appelés tirants précontraints, ils sont constitués d'une armature en acier de précontrainte à haute résistance (barres, fils) mise en place dans un forage et scellée au terrain en partie inférieure, sur une longueur dite longueur de scellement, par injection de coulis de ciment. Ce coulis de ciment est injecté au moyen d'un tube d'injection (petit tube simple ou tube en manchettes pour injection par passes) mise en place dans le forage en même temps que l'armature. La partie supérieure de l'armature non scellée au terrain est protégée par une gaine plastique dite gaine de protection de la longueur libre des armatures.

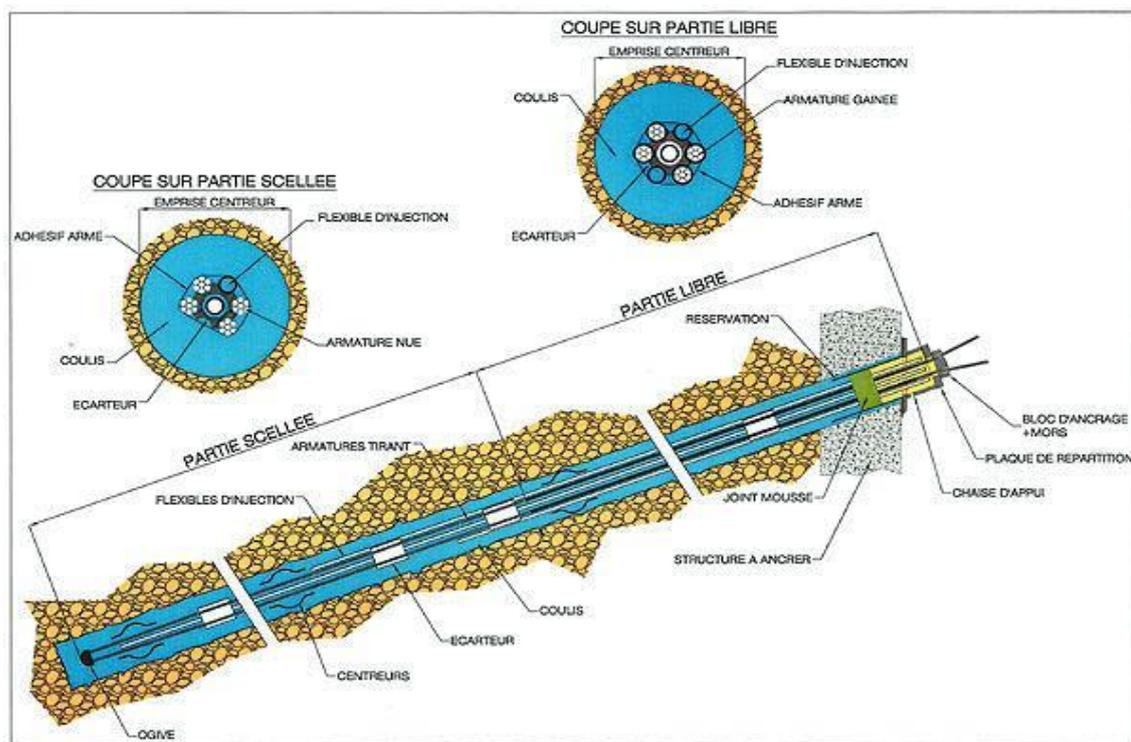


Figure I. 34 : Schéma d'une découpe de tirant d'ancrage actif (site internet sif-groutbor.ch)

I.9 Les effets de l'eau sur les ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement en palplanches sont des ouvrages fréquemment rencontrés en présence d'une nappe phréatique, car ils constituent une réponse bien adaptée aux problèmes posés par l'eau. En particulier, leur relative étanchéité permet d'éviter le transport de matériaux à travers l'ouvrage et donc la perte de particules fines au sein du massif soutenu.

L'étanchéité de l'écran provoque par contre un effet de barrage lorsque la nappe est en écoulement. C'est notamment le cas des ouvrages sur pente, mais aussi des ouvrages de rive compte tenu des échanges naturels entre les berges et le canal. Cet effet de barrage conduit

Les différents types des écrans de soutènement

généralement à une remontée de la nappe derrière l'écran et une baisse en aval de l'écran. De telles modifications du niveau de la nappe, si elles ne sont pas prévues dans le dimensionnement de l'ouvrage, peuvent être à l'origine de désordres significatifs sur l'ouvrage.

Étant par nature conçu pour réaliser des travaux en déblai, les écrans de soutènement peuvent interférer avec la nappe phréatique. Il sera tout d'abord rappelé les effets en termes d'efforts que peut avoir l'eau sur un écran de soutènement. Il sera ensuite présenté la méthode de Davidenkoff permettant de calculer les débits à pomper lorsqu'il est nécessaire de rabattre la nappe phréatique ainsi que les dispositions constructives pouvant être mise en œuvre.

I.9.1 Les effets hydrostatiques de l'eau

Lorsque le niveau de la nappe phréatique est sous le niveau du fond de fouille, on considère le plus souvent que l'écran ne modifie pas le champ de pression de la nappe. Dans ce cas les effets de l'eau sont hydrostatiques et l'approche consiste à découpler les effets de l'eau et du sol en faisant appel aux contraintes effectives.

I.9.2 Les effets hydrodynamiques de l'eau

Lorsque le niveau de la nappe phréatique se situe au-dessus du niveau du fond de fouille, la méthodologie la plus souvent employée est la réalisation d'une enceinte étanche à l'aide d'un écran de soutènement continu (rideaux de palplanche ou paroi moulées) associé à un pompage permettant de rabattre la nappe à l'intérieur de l'enceinte étanche. Cette méthodologie à l'origine d'une différence de hauteur de charge de la nappe phréatique de part et d'autre du rideau crée des écoulements de contournement du soutènement.

Pour des ouvrages de grande longueur, ces modifications du toit de la nappe peuvent se propager sur une grande distance derrière l'ouvrage, débordant largement de la zone d'influence, une telle zone d'influence doit être étudiée au cas par cas.

Les écoulements d'eau associés au dénivelé de la nappe de part et d'autre de l'écran peuvent être à l'origine d'instabilités hydrauliques si la longueur de fiche n'est pas suffisante. En effet, c'est cette dernière qui, en imposant à l'eau contournant l'ouvrage un cheminement relativement long, parfois à travers des couches plus profondes peu perméables, limite la vitesse de l'écoulement de l'eau et donc le risque des instabilités d'origine hydraulique, érosion régressive le long d'un cheminement d'eau privilégié (renard) ou mise en suspension d'un terrain granulaire dans un courant d'eau ascendant (boulance). Notons ici qu'un tel risque d'instabilité peut être majoré dans le cas d'affouillement en pied du rideau.

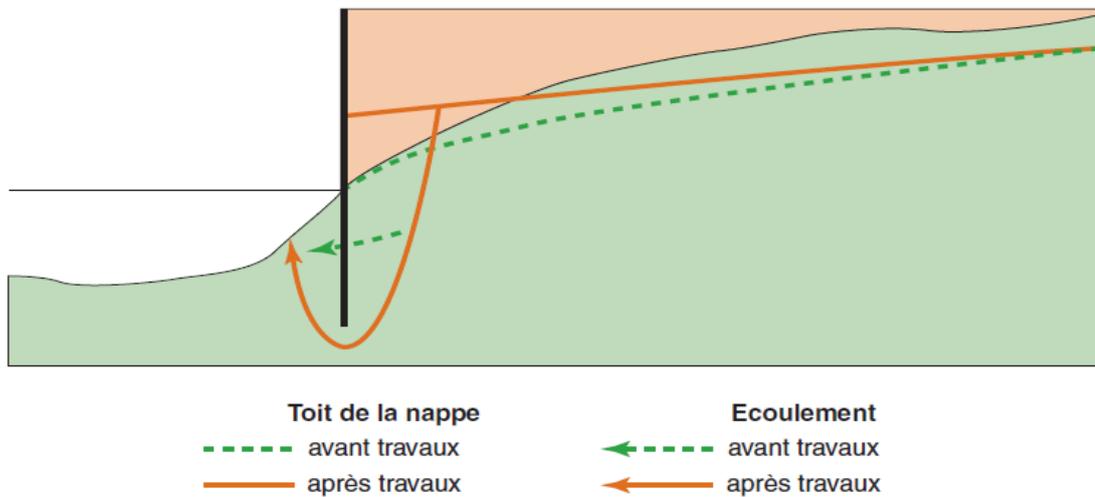


Figure I. 35 : Effet de barrage d'un rideau de palplanches : relèvement du toit de la nappe derrière l'écran et concentration des écoulements sous le pied de l'écran (Guide technique-LCPC-SOUTPAL)

I.10 Conclusion

Le premier chapitre récapitule une description et une définition du domaine d'emploi des écrans de soutènements les plus courants (rideaux de palplanches, parois moulées, les parois composites, les parois moulées et les parois préfabriquées). Cette première partie est également complétée par une description des différents systèmes d'appuis et de l'impact de l'eau sur les écrans de soutènement.

La détermination du comportement des soutènements rigides est moins complexe mais, il comprend non seulement l'écran lui-même mais aussi un système d'appuis. En général les appuis sont constitués par le sol dans la partie en fiche de l'écran et des butons devant l'écran c'est ce qui le rend un peu complexe.

Les rideaux palplanches et les parois moulées ont des comportements analogues lorsqu'ils jouent le rôle de l'écran de soutènement et sont de ce fait justiciable aux différentes méthodes de calculs.

En fin l'objet de cette partie est de donner l'intérêt de chaque type de soutènement, leur règle essentielle de conception et la complexité de leurs problèmes.

Chapitre II :
Historique des différentes
méthodes de calcul des
soutènements

II.1 Introduction

Ce second chapitre récapitule brièvement les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement, leurs hypothèses de calcul et leurs limites. Le dimensionnement des écrans de soutènement pour résister à la poussée des terres qu'ils doivent retenir est un problème dans l'ingénierie civile.

L'accent est porté sur la prise en compte des surcharges pouvant s'exercer sur le sol soutenu par l'écran.

Cependant de nombreux scientifiques ont élaborés plusieurs travaux concernant le développement de la mécanique des sols dans lequel les écrans prennent une place importante (Verdeyen 1959).

Ainsi les méthodes de calcul ont été classées en 4 grandes dont nous allons élucider dans les prochaines lignes.

II.2 présentation générale

L'usage veut, quand on parle des méthodes de calcul des écrans de soutènement, que l'on distingue deux ensembles : celui des méthodes classiques, et celui des autres méthodes.

Les critères permettant d'opérer cette partition sont multiples : l'âge des méthodes (les méthodes classiques sont généralement plus anciennes que les autres) mais aussi l'état d'équilibre du sol considéré par les méthodes (les méthodes classiques considèrent les états d'équilibre limites du sol tandis que les autres méthodes considèrent des états intermédiaires entre l'état initial et les états d'équilibre limites) en sont deux exemples.

Cependant les méthodes de calcul ont été classées en 4 grandes familles suivant :

- Les méthodes dites classiques du calcul des écrans de soutènement. Faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres.

Dans ce cadre il sera présenté les travaux de :

- Coulomb, (1773)
- Rankine, (1857)
- Boussinesq (1882)
- Krey et Blum (1931)
- Rowe (1952)

- les méthodes du coefficient de réaction, prennent en compte une certaine interaction sol-structure sur lesquelles les auteurs suivants ont travaillé :

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

- Terzaghi (1955)
- Ménard et Rousseau (1962)
- Haliburton (1968)
- Balay (1984)
- Chadeisson (in Monnet, 1994)
- (Schmitt 1995)
- la méthode aux éléments finis développée à partir des années 1970 sur laquelle les auteurs suivants ont étudié différents aspects du calcul aux éléments finis :
 - Hata et al. (1985) sur la modélisation des butons
 - St-John et al. (1992) sur la modélisation du radier
 - Day et Potts (1993) sur la modélisation de l'écran
 - Zhu et Liu (1994) sur la délimitation du modèle en zones homogène en termes de comportement mécanique
 - Ou et al (1996) sur l'impact de la modélisation 2D et 3 D
 - Kort(2002) sur le comportement mécanique de l'écran
- les méthodes empiriques et semi empirique, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages sur lesquelles ont travaillé :
 - Josseaume (1974) (approche française)
 - Pad Field et Mair (1984) (approche anglaise)
 - Terzaghi et Peck (1967), Mana et Clough (1981) (approche Américaine)

II.3 Rappels sur les pressions latérales de la terre

L'analyse de la pression latérale des terres est d'un aspect très important en mécanique de sols.

Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus .Les hypothèses généralement admises sont un état de déformation plane et un comportement rigide parfaitement plastique car l'écoulement par cisaillement se produit a contrainte constante.

II.3.1 Catégories de pression latérales de la terre

Il y a trois catégories de pression latérale de le terre et chacune dépend du mouvement éprouvé par le mur vertical sur lequel la pression agit .Les trois catégories sont :

- Etat de repos du sol.

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

- Etat de poussée du sol (Pression active de la terre).
- Etat de butée du sol (Pression passive de la terre).

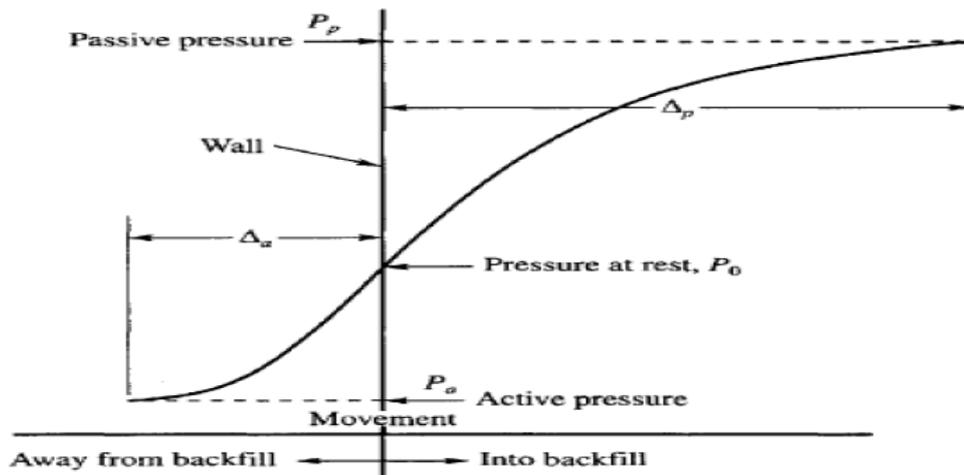


Figure II.1: Développement des pressions actives et passives de la terre

II.3.1.1 État de repos du sol

L'état des contraintes dans le sol n'est pas hydrostatique : la contrainte horizontale ou latérale n'est pas égale à la contrainte verticale. En mécanique des sols, la contrainte latérale totale est définie en fonction de la contrainte verticale totale par la relation :

$$\sigma_h = K\sigma_v \quad (\text{II.1})$$

Où K est dit coefficient de la pression des terres. Puisque les contraintes totales peuvent changer selon le degré de saturation du sol, le coefficient K n'est pas constant pour un sol donné. C'est pour cette raison que nous écrivons cette relation en termes de contraintes effectives :

$$\sigma'_h = K_0\sigma'_v \quad (\text{II.2})$$

K_0 est le coefficient des terres au repos. Il est indépendant de l'état de saturation du massif. Il est constant pour une même masse volumique. De ce fait, ce coefficient est très important pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages. Lorsque le sol subit des déformations latérales est montré ci-contre figure .2-1. On peut remarquer que la déformation latérale nécessaire à la mobilisation de la poussée passive est beaucoup plus grande (2 à 4 % pour les sables denses, de 10 à 15 % pour les sables lâches) que la déformation nécessaire à la mobilisation de la pression active (de l'ordre de 0,25 et 1 % respectivement).

Le coefficient K_0 peut être déterminé expérimentalement par un essai triaxial pendant lequel on empêche toute déformation latérale. D'autres parts, on peut trouver des relations analytiques donnant K_0 en fonction des propriétés du sol.

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

A titre d'exemple, Jacky propose la relation(1944) :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (\text{II.3})$$

Mayne et Kulhawy proposent l'expression suivante pour les sols sur consolidés en phase d'expansion seulement :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi')(rsc)^{\sin \varphi'} \quad (\text{II.4})$$

L'expression la mieux adaptée au sable de fontainebleau est celle de Meyerhof (1976)

$$K_{0(sc)} = (1 - \sin \varphi)\sqrt{OCR} \quad (\text{II.5})$$

$$OCR = \frac{\sigma_A}{\sigma_M} \quad (\text{II.6})$$

Selon les points A et M de la figure 2-2

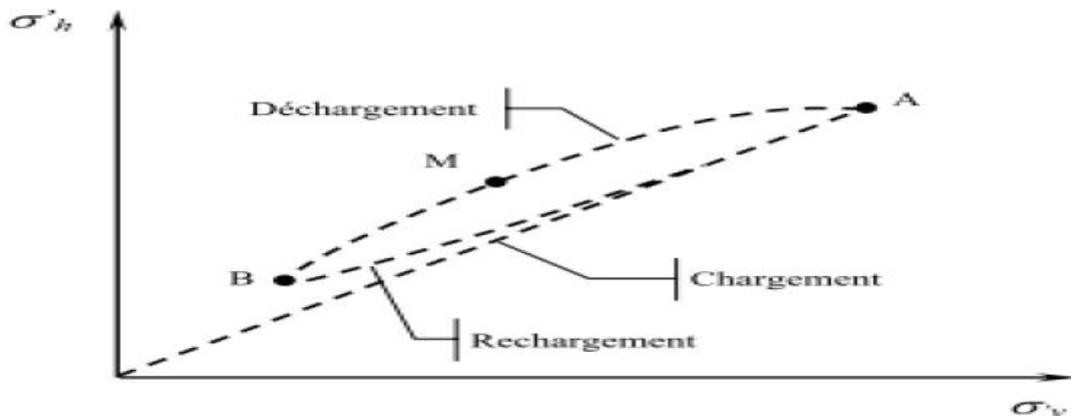


Figure II.2: Evolution du coefficient K_0 lors d'un cycle chargement, déchargement, rechargement

Les mesures réalisées en centrifugeuse (Gaudin, 1999) ont également montré que le coefficient K_0 pouvait être déterminé à partir de l'indice de densité du sol I_d selon

l'expression suivante

$$K_0 = \frac{1}{2,9} I_d + 0,63 \quad (\text{II.7})$$

La valeur de K_0 peut également être obtenue sur la base de la théorie élastique. si un échantillon cylindrique de sol est sollicité par la contrainte vertical σ_v et l'effort horizontal σ_h la déformation latérale ε_L peut être exprimé :

$$\varepsilon_L = \frac{1}{E} [\sigma_h - \mu(\sigma_h + \sigma_v)] \quad (\text{II.8})$$

Où E : Module de Young, μ : coefficient de Poisson

Pour que cette déformation latérale soit nul (matériau au repos) il faut que le rapport

$$\frac{1}{E} [\sigma_h - \mu(\sigma_h + \sigma_v)] = 0 \text{ ou } \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\mu}{1-\mu}, \quad (\text{II.9})$$

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

Et :

$$\sigma_h = \left(\frac{\mu}{1-\mu}\right) \sigma_v = K_0 \sigma_v = K_0 \gamma z \quad \frac{\mu}{1-\mu} = K_0, \sigma_v = \gamma z \quad (\text{II.10})$$

II.3.1.2 État de poussée du sol (pression active de la terre)

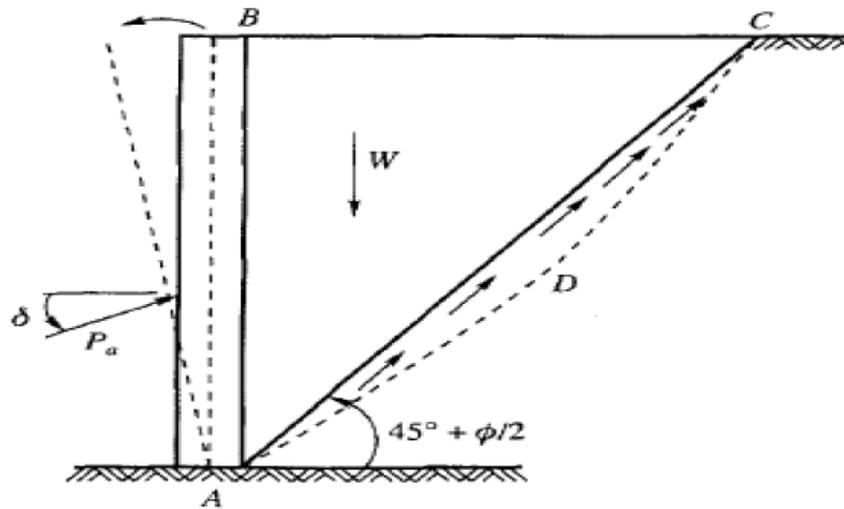


Figure II.3: pression active de la terre

Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée. Les études expérimentales, montrent que cette pression active est en fonction de la densité, de l'angle de frottement interne, de la cohésion, du coefficient de frottement du massif de sol sur le mur, de la rigidité de l'ouvrage de soutènement et du mode de son déplacement possible, de la forme de la surface libre du massif et de l'inclinaison de l'écran sur le vertical. Pour que la pression des terres sur le soutènement coïncide avec le niveau de la poussée, il est nécessaire qu'un certain déplacement puisse se produire. Le Tableau II.1 donne les déplacements nécessaires pour le développement de la poussée dans les sables et les argiles. Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare des restes par une faible bande.

Tableau II. 1 : Déplacement du mur nécessaire pour une poussée

Types de sol	Déplacement du mur
Sables	0.001H à 0.004H
Argiles	0.01H à 0.04H

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

II.3.1.3 États de butée du sol (pression passive de la terre)

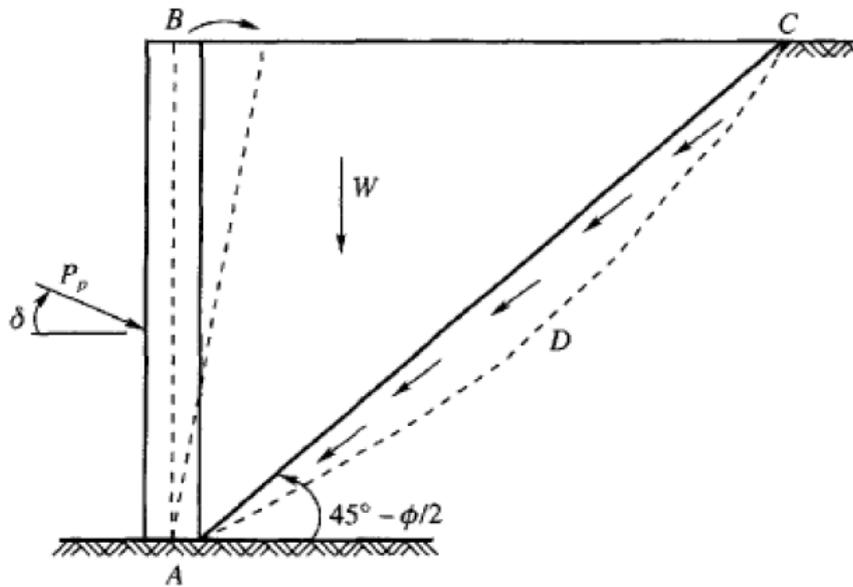


Figure II.4: Pression passive (butée) de la terre

Le soutènement exerce un effort sur le massif, dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée.

Des déplacements importants de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur selon la nature et la compacité des sols sont indispensables pour mobiliser la résistance maximale, bien supérieure à celui qui conduit à la poussée minimale. Le Tableau II-2 donne les déplacements nécessaires pour produire une butée. La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La ligne de rupture par cisaillement délimite une zone de massif en mouvement beaucoup plus importante que la poussée.

La poussée et la butée correspondent à deux états extrêmes d'équilibre de rupture du massif d'un sol.

Tableau II. 2 : Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive

Types de sol	Déplacement du mur
Sable dense	0.005H
Sable meuble	0.01H
Argile tendre	0.01H
Argile molle	0.05H

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

II.3.2 Equilibre de poussée et de butée

Pour qu'il ait équilibre de poussée ou de butée, il faut qu'il y ait déplacements figure :II-5 grossièrement de l'ordre de $(H/1000)$ pour mobiliser la poussée et supérieur a $(H/100)$ pour mobiliser la butée.

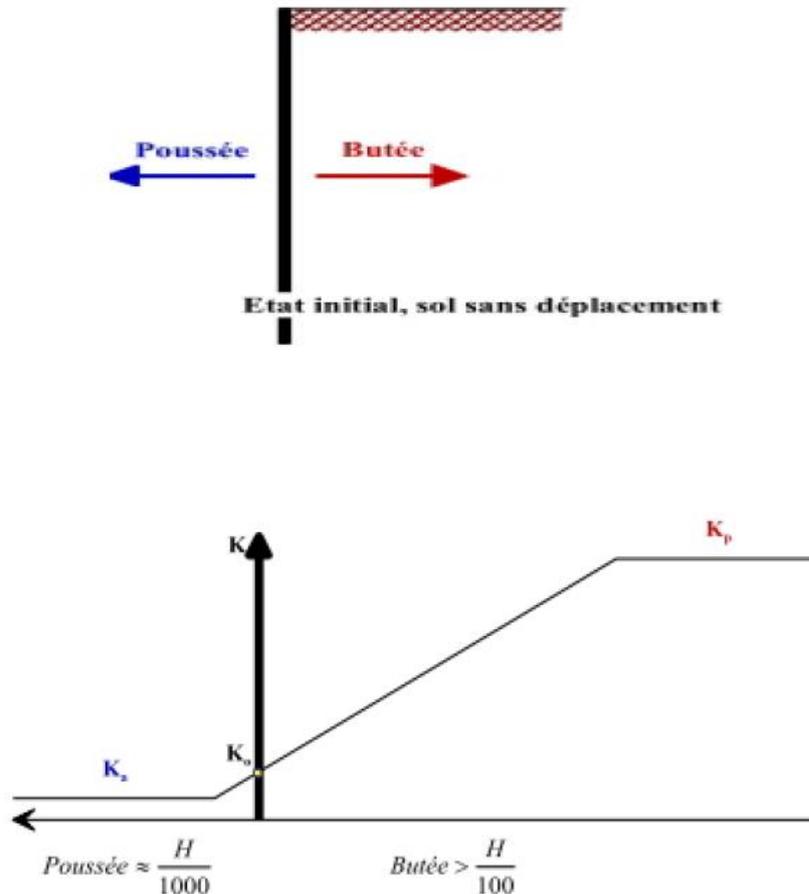


Figure II.5: Déplacement nécessaires à la mobilisation des états limites de poussée et butée

II.3.2.1 Équilibres de poussée

Le sol pousse sur l'écran et le met en poussée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte effective horizontale initiale σ'_{h0} diminue, le sol se décomprime, pour atteindre une valeur limite σ'_a (équilibre actif ou inférieur) inférieure a σ'_{h0} . Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{v0} étant constante, la contrainte horizontale σ'_{h0} diminue jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent a la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_a$ fig II 6.

Le sol est à l'état de poussée ; la contrainte de poussée est reliée a la contrainte de verticale σ'_{v0} , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de poussée K_a (a comme actif).

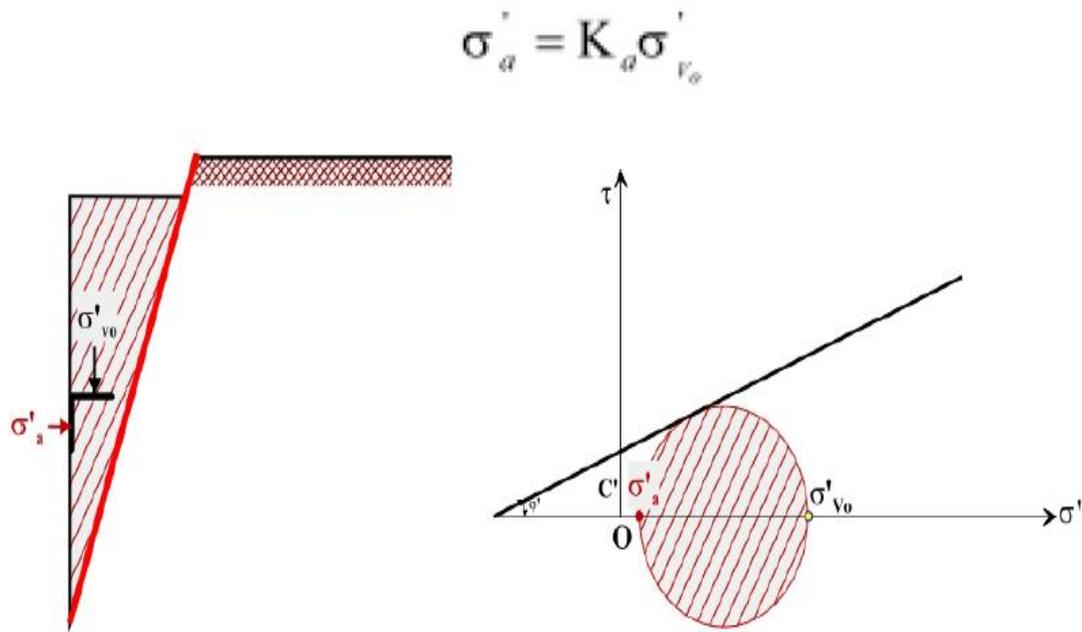


Figure II.6: état limite de poussée du sol (sans talus $\beta=0$, et sans frottement sol écran $\delta = 0$)

II.3.2.2 Équilibres de butée

L'écran pousse sur le sol et le met en butée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte horizontale initiale σ'_{h0} augmente, le sol se comprime, pour atteindre une valeur limite σ'_p (équilibre passif ou supérieur) supérieure à σ'_{h0} par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{v0} étant constante, la contrainte horizontale σ'_{h0} augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_p$ figure II-7.

Le sol est à l'état de butée la contrainte de butée est liée à la contrainte verticale σ'_{v0} dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée K_p (p comme passif).

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

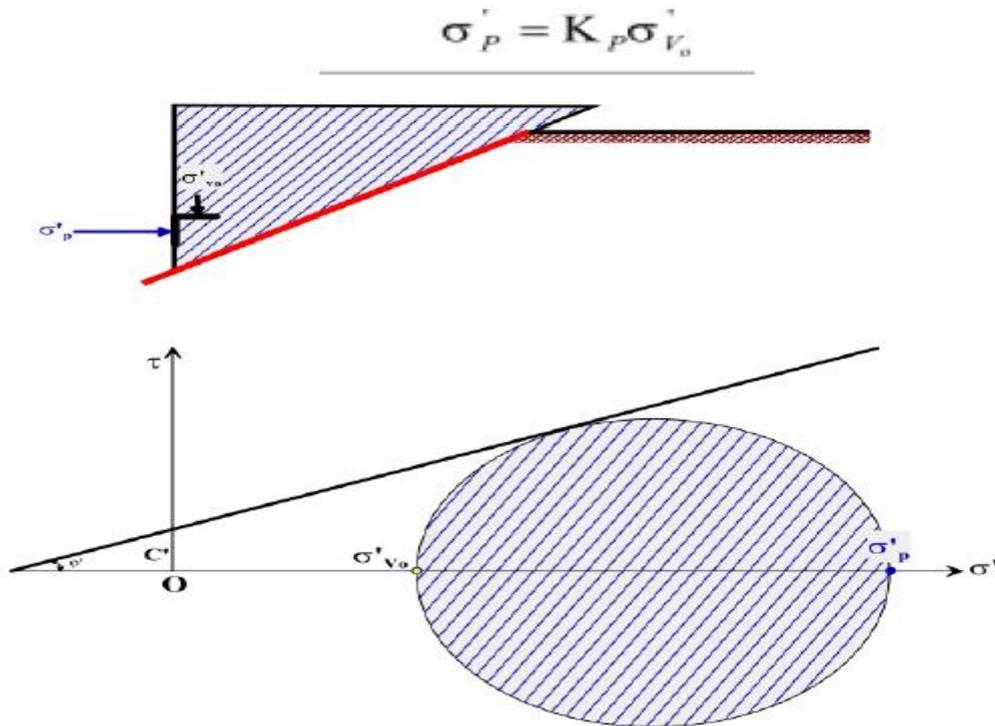


Figure II.7: Etat limite de butée du sol (sans talus $\beta=0$ et sans frottement sol écran $\delta = 0$)

II.3.3 Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres

Les études de différents auteurs (Rowe (1952-55), Blum(1931), Terzaghi(1953)) montrent que les facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres sur l'écran sont :

1. la densité du massif, nature du sol et sa stratification.
2. l'angle de frottement interne du sol.
3. La cohésion C.
4. Angle de frottement sol-écran δ .
5. La flexibilité de l'écran.
6. L'inclinaison de l'écran.
7. Le mode de son déplacement et de sa déformation possible.
8. La rigidité de système d'étais.
9. L'histoire des contraintes subies par le sol.
10. L'intensité de la surcharge.
11. Les conditions aux limites.
12. Les conditions cinématiques.

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

II.3.4 Choix de l'angle de frottement sol-écran δ :

L'angle de frottement δ entre le sol et le parement arrière du mur dépend des facteurs suivants :

- La rugosité du parement.
- L'angle de frottement interne du sol ϕ .
- Le tassement relatif entre le mur et le sol.
- L'inclinaison de la surface.

Tableau II. 3: Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface de la parementure

Angle de l'interface en fonction de l'état de surface du parement	
Etat de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surface très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)	$\delta = 1/3\phi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier...)	$\delta = 2/3\phi$
Murs caissons...	$\delta \geq 2/3\phi$
Parement fictifs inclinés des murs cantilevers	$\delta = \phi$

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le Tableau II-3.

Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle δ est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important.

Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $2/3\phi$ est celle à retenir.

II.3.5 Influence du frottement

Si on prend en compte le frottement du mur avec le sol, on observe une inclinaison des efforts de poussée et de butée figure II-8

Soit δ l'angle de frottement du mur avec le sol :

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

- En poussée, le sol a tendance à « descendre » : la force est inclinée vers le bas et

$$\sigma_h = K_a \sigma_v \cos \delta a \quad (\text{II.11})$$

- En butée au contraire, le sol est poussé vers le haut : la force est inclinée vers le haut

$$\text{et } \sigma_h = K_p \sigma_v \cos \delta p \quad (\text{II.12})$$

Il en résulte une inclinaison dans les directions opposées :

- Lors de la projection des efforts pour écrire l'équilibre en moment, l'angle étant le même en poussée et en butée, un facteur en $\cos \delta$ affectent les poussées des terres mais pas pour le tirant ou la contrebutée.
- Pour l'écriture de l'équilibre en force, seuls les coefficients de poussée et de butée sont affectés par l'angle, les résultantes demeurent horizontales : les valeurs sont donc également modifiées.
- Par conséquent les efforts tranchants dans la paroi et donc les moments fléchissant sont également affectés

En pratique, on prend souvent l'hypothèse $\delta_a=0$ et $\delta_p=-\phi/2$. Ceci n'affecte que peu les efforts structurels observés : empiriquement, l'influence du frottement du rideau se révèle donc faible,

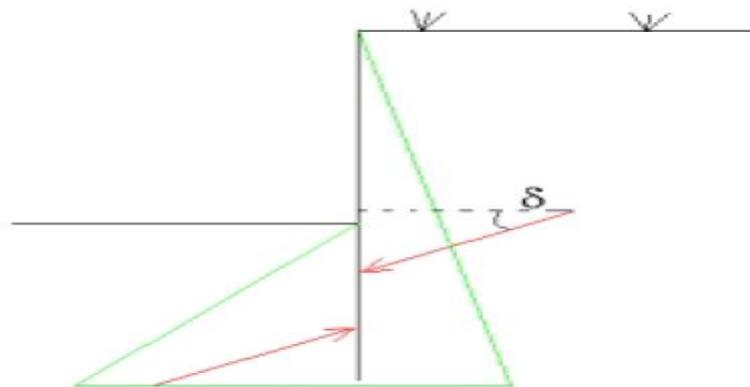


Figure II.8: Cas du mur avec frottement

II.3.6 Le cas particulier des écrans souples :

La caractérisation de la souplesse d'une paroi reste difficile. Le taux de déformation définissant les écrans flexibles varie en effet selon les auteurs de 5% de la hauteur totale pour Pack Shaw (1948 à 0,26% pour Bros (1972)). Malgré cela, la répartition triangulaire classique des forces de pressions a rapidement été mise à défaut dans le cas des ouvrages dont la déformation entre appuis paraissait importante. A partir d'analyses empiriques sur le dimensionnement des palplanches en bois, l'ingénieur danois Christiani (début XX^e siècle) a

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

évoqué l'hypothèse d'une redistribution des pressions de poussée des zones situées entre appuis (qui subissaient un important déplacement) vers les zones situées au niveau des appuis (dont les déplacements restaient faibles).

Cette redistribution a été observée expérimentalement par Stroyer en 1935 et attribuée par Terzaghi (1943) à un effet de voûte conduisant à un report des pressions de poussée, par la mobilisation du cisaillement au sein du sol, des zones les moins rigides (entre appuis) vers les zones les plus rigides (sur appuis). La poussée résultante reste néanmoins inchangée.

Cet effet de voûte a par la suite été caractérisé plus précisément en fonction des spécificités de l'ouvrage et des types d'appuis (Delattre, 1999). Les méthodes permettant de le prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages n'en restent pas moins très empiriques et sont peu appliquées dans la pratique. Citons pour mémoire celle de Terzaghi et Peck (1967) qui donne une estimation de la répartition des efforts sur les appuis, sans toutefois préciser la répartition des pressions de poussée sur l'écran.

Dans le cas des écrans souples auto-stables (sans appuis). Aucune théorie ou observation expérimentale ne fait allusion à un quelconque effet de voûte. Notons simplement que plusieurs travaux, notamment ceux de Rowe (1952), Terzaghi (1953) et Tschbotarioff (1944) ont montré que la répartition des pressions dépendait de nombreux paramètres (caractéristiques du sol, géométrie de l'écran, éventuelles surcharges) mais surtout de la cinématique de l'ouvrage, c'est-à-dire de la façon dont il se déplace. Dans le cas des écrans auto-stables dont la souplesse peut modifier la cinématique, la répartition des pressions peut être modifiée.

II.4 Dimensionnement d'écrans de soutènement :

Le dimensionnement des écrans de soutènements pour résister à la poussée des terres qu'ils doivent retenir est un problème classique de l'ingénierie civile et militaire qui a intéressé de nombreux scientifiques dès le début du XVIII^e siècle. Une discussion des premiers travaux sur ce sujet (dont Bullet 1691, Gautier 1717, Couplet 1726 et 1727, Bélidor 1729, Gadroy 1746, rondelet 1767) est présentée par Heyman (Heyman 1972). Verdeyen donne également quelques repères historiques concernant le développement de la mécanique des sols, dans lequel les écrans de soutènement prennent une place importante (Verdeyen 1959). Les modèles de calcul cités par exemple par l'Eurocode 7-1 (2004) sont les modèles analytiques, semi-empiriques ou numériques. S'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

particulier, on peut aussi se servir d'essais de chargement ou de la méthode observationnelle. Le choix de la méthode reste alors assez libre.

Delattre (2001) distingue cinq familles de méthodes de calcul des écrans de soutènement

1. Les méthodes dites « classiques », faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres,
2. Les méthodes du coefficient de réaction, prenant en compte une certaine interaction sol-structure,
3. La méthode des éléments finis, développée à partir des années 1970,
4. Les méthodes empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages,
5. Les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité.

II.4.1 Les méthodes dites (classique)

L'usage veut, quand on parle des méthodes de calcul des écrans de soutènement, que l'on distingue deux ensembles celui des méthodes « classiques », et celui des « autres » méthodes.

L'âge des méthodes classiques sont généralement plus anciennes que les autres mais aussi l'état d'équilibre du sol considéré par les méthodes classiques considèrent les états d'équilibre limites du sol tandis que les autres méthodes considèrent des états intermédiaires entre l'état initial et les états d'équilibre limites.

Dans le domaine des ouvrages de soutènement, la domination des murs-poids en maçonnerie jusqu'au début du 20ème siècle a conduit de nombreux auteurs à s'intéresser aux méthodes permettant de définir les forces de poussée et de butée du sol selon un modèle rigide plastique.

II.4.1.1 Méthode de coulomb

Luc Delattre indique que Charles Augustin Coulomb (1736-1806) a été d'abord un ingénieur du génie militaire avant de devenir plus tard un physicien encore plus célèbre par ses mémoires sur l'électricité et le magnétisme entre 1785 et 1791. Cependant l'équilibre des écrans de soutènement, fait appel à la méthode de Coulomb qui est le mode de calcul mis en défaut sur le plan expérimental ainsi que sur le plan théorique.

La théorie de coulomb repose sur deux hypothèses :

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane
- La force agissant sur le mur a une direction connue .en d'autre terme cela signifie que l'angle de frottement entre l'écran et le mur est connu, ces deux hypothèses faites, la

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

force agissante sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibres statique à partir d'une règle d'extremum.

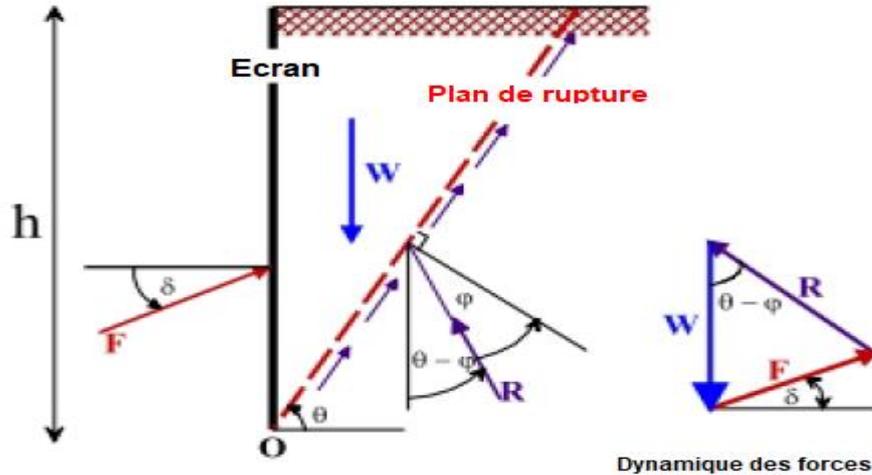


Figure II.9: EQUILIBRE DU POINT DE COULOMB

On suppose que la surface de rupture potentielle est un plan (coin de coulomb) passant par le pied de l'écran et faisant un angle θ avec l'horizontal.

On fait l'hypothèse que la contrainte de cisaillement $\tau = \sigma' \text{tg } \varphi$ est complètement mobilisée le long de ce plan. Le coin de coulomb se comporte de façon rigide-plastique, ce qui n'est pas le cas généralement surtout si l'écran est de grande hauteur.

La réaction totale du sol R sur lequel glisse le coin de coulomb est donc incliné de l'angle φ sur la normale au plan de rupture.

En application de la méthode de coulomb, on calcule la poussée en supposant que $\delta=0^\circ$ coulomb a défini les coefficients de pression de terre actifs et passifs respectivement par les expressions :

$$K_a = \left[\frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha + \delta)] - \frac{\sin(\alpha + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]^2 \quad \text{II.12}$$

$$K_p = \left[\frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)] - \frac{\sin(\alpha + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]^2 \quad \text{II.13}$$

OU :

φ : Angle de frottement interne du sol.

δ : Angle de frottement sol-écran.

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

α : Inclinaison du mur avec l'horizontale.

β : Inclinaison de la surface du sol avec l'horizontale.

Dans les problèmes passives si $\delta > \varphi / 3$, la courbure de la surface de rupture derrière le mur doit être tenue en compte, d'où l'équation (II.12/13) mène à une surestimation de la pression de terre.

Très vite ce mode calcul est mis en défaut tant sur le plan expérimental que sur le plan théorique, dans la validité des suppositions de sa théorie coulomb n'a payé aucune. Attention du tout au mode de mouvement du mur et ça supposé que la distribution de pression latéral de la terre ait été simplement hydrostatique, il avait restreint l'application des règles de « Maximis et Minimis » dans le cas de la poussée à des familles de surfaces de ruptures planes.

La discussion de cette hypothèse fondamentale à la fin du 19^{ème} siècle, a été acceptable pour l'étude de la majorité des problèmes de poussée posés par l'ingénieur.

Elle reste encore largement acceptée un siècle plus tard.

En revanche, l'hypothèse de planéité des surfaces de rupture est remise en cause pour l'étude de la butée, il est ainsi montré que l'adoption des lignes brisées, d'arcs de cercles, d'arcs spirales logarithmiques, de combinaisons de surfaces planes et d'arcs de cercles, pour la modélisation de surfaces de rupture, permet d'obtenir des « Minimis » de la valeur de résistance en butée inférieure à ceux données par des surfaces planes.

II.4.1.2 Méthode de Rankine

Luc Delattre indique que Rankine considère l'état de l'équilibre plastique limite (tout juste avant la rupture).

Cette théorie rajoute une hypothèse que la présence de mur ou d'un écran de soutènement ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif.

Cas général :

Avec cette hypothèse on peut déterminer la répartition des contraintes de pousse ou de butée le long d'un plan OD, dans le cas d'un sol pulvérulent (γ, φ) non surchargé.

Cas particuliers :

La méthode de Rankine peut prendre en compte des surcharges uniformes réparties sur toute la surface du sol. Cependant, il est impossible de réaliser un calcul littéral dans trois cas simples représentés sur les figures suivantes.

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

Pour ces situations .la solution communément adoptée consiste à calculer des contraintes appliquées au mur en l'absence de surcharge et à y superposer les efforts dus a la seule surcharge et calculés par la formule élastique de Boussinesq.

Cette approche n'est pas pleinement satisfaisante, le principe de superposition ne pouvant être appliqué en toute rigueur. Une alternative pouvant être trouvée dans la résolution numérique du problème, avec un algorithme d'éléments finis par exemple.

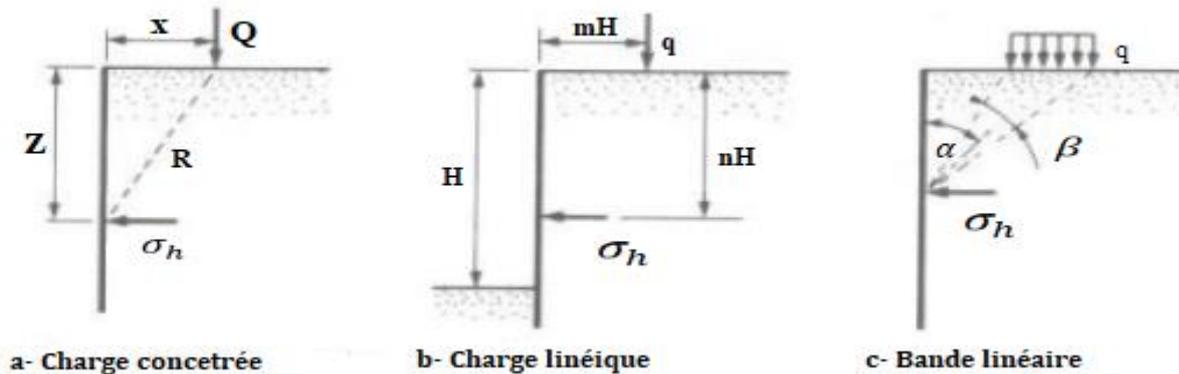


Figure II.10: Calcul élastique de contrainte horizontale apportées sur un écran par des surcharges (d'ap. Schlosser)

Les surcharges correspondant à ces 3 cas sont données par les formules suivantes :

Avec :

- a : $\sigma_h = \frac{3Q}{2\pi} x^2 \frac{z}{R^5}$
- b : $\sigma_h = 1.27 \frac{q}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2}$ si $m > 0.4$ et $\sigma_h = 0.203 \frac{q}{H} \frac{m}{(0.16 + n^2)^2}$ si $m < 0.4$
- c : $\sigma_h = \frac{2q}{\pi} [(\beta + \sin\beta) \sin^2\alpha (\beta - \sin\beta) \cos^2\alpha]$

II.4.1.3 Méthode de Boussinesq

Luc Delattre indique que Boussinesq (1882) 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 zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran.

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

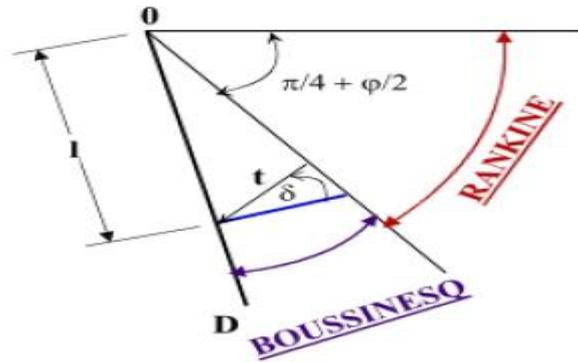


Figure II.11: Equilibre de Boussinesq et de Rankine

Boussinesq garde les résultats de Rankine concernant la répartition des contraintes sur l'écran :

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

$$t_a = K_a * \gamma * l, \quad (\text{II.14})$$

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 $\text{div} \mathbf{t} + \mathbf{F} = 0$ s'écrivent :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \quad (\text{II.15})$$

$$\frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = \gamma \sin \theta \quad (\text{II.16})$$

- σ_r : Contrainte normale radiale
- σ_θ : Contrainte normale ortho radiale
- τ : Contrainte de cisaillement

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 3\tau = -\gamma r \sin \theta \quad (\text{II.17})$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = -\gamma r \cos \theta \quad (\text{II.18})$$

$$\text{Avec : } \sigma_\theta = k \sigma_r \quad (\text{II.19})$$

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

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

- 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.

II.4.1.4 Terzaghi (1936)

D'après Luc Delattre Les deux contributions majeures pour l'évaluation du coefficient de réaction sont le fait de Terzaghi(1955) et de Ménard et al. (1964).

La discussion d'études expérimentales du comportement de structures encastrees dans le sol (Rifaat, 1935 ; Loos et Breth, 1949), ainsi que de celles consacrées aux autres catégories d'ouvrages de la géotechnique, complétée par des considérations théoriques sur la notion de coefficient de réaction, amenèrent Terzaghi (1955) à formuler des règles générales pour le choix des coefficients de réaction à introduire dans les calculs. Pour le calcul des écrans de soutènement, Terzaghi proposa de considérer un coefficient croissant de façon linéaire avec la profondeur dans le cas d'ouvrages fondés sur du sable et un coefficient de réaction constant dans le cas des argiles raides. Par ailleurs, Terzaghi montra que le coefficient de réaction est d'autant plus faible que le terrain se trouve sollicité sur une surface de grande dimension et que la raideur de ce dernier est faible.

Cette analyse conduisit Terzaghi à exprimer le coefficient de réaction sous la forme :

$$K_h = 1_h \frac{z}{D} \quad \text{dans le cas des sables}$$

$$K_h = K_{h1} \frac{1}{D} \quad \text{dans le cas des argiles}$$

Avec :

- z : le niveau considéré de la fiche
- D : la « longueur sollicitante », dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et du mode de fonctionnement de l'ouvrage
- 1_h : une constante caractérisant les sables, compte tenu de leurs états de densité et de la présence d'une nappe d'eau.
- K_{h1} : une constante caractérisant les argiles compte tenu de leur consistance.

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

II.4.1.5 Méthodes de Krey et Blum

Luc Delattre indique que Krey (rapporté par Bica et Clayton, (1989)) a établi les premières hypothèses sur la répartition des forces de pressions sur un écran encastré dans le sol et soumis à un effort en tête.

Il considère notamment que, pour la partie en fiche, la partie supérieure mobilise la butée devant et la partie inférieure derrière l'écran. Figure II.12 (a) la transition entre ces deux états est supposé linéaire. La hauteur en fiche est alors déterminée en écrivant l'équilibre en moments et en efforts de la paroi.

Ces hypothèses ont été reprises peu après par Blum (1931) qui suppose que la transition entre les états d'équilibre limite en fiche s'effectue selon une répartition plus nuancée Figure II.12 (b), la pente du profil de pression au voisinage du point de rotation reste à déterminer, mais Blum montre que le dimensionnement de l'ouvrage dépend peu de la valeur de cette pente et que l'adoption d'un schéma simplifiée Figure II.12(c), qui simplifie la résolution mathématique du problème, est suffisant pour dimensionner l'ouvrage. Sur ce schéma simplifié, les pressions du sol au-dessous du centre de rotation sont assimilées à une force ponctuelle qui s'applique au niveau de ce dernier.

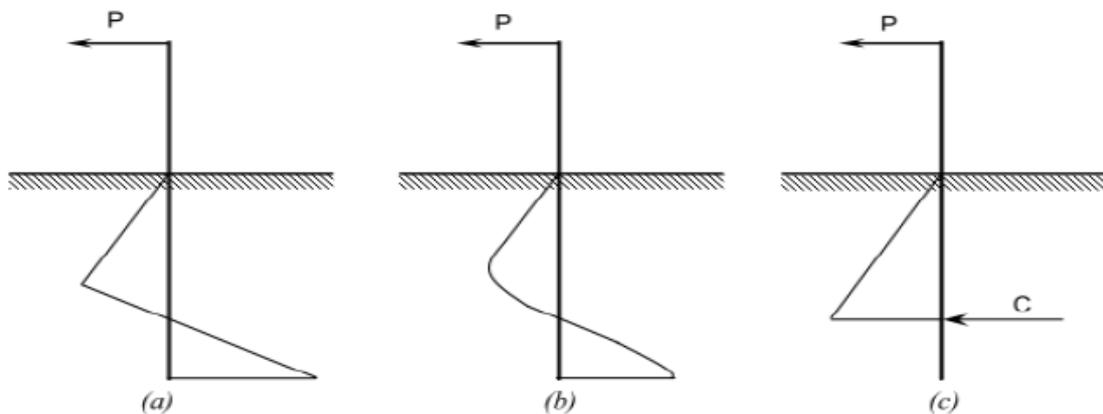


Figure II.12: Schéma de calcul à l'équilibre limite adopté par Krey (a) et par Blum (b) et (c)

Une étude paramétrique menée par Blum montre que ce schéma simplifiée conduit à une sous- estimation de la fiche d'environ 20%. L'extrapolation de ces résultats aux écrans de soutènements auto stables, simplement encastrés, conduit Blum à préconiser le dimensionnement de l'ouvrage avec le diagramme simplifiée en appliquant une majoration forfaitaire de 20 % de la fiche ainsi calculée.

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

II.4.2 Méthode du coefficient de réaction

Prenant en compte une certaine interaction sol-structure.

Dans la plupart des cas, les ouvrages en parois moulées dans le sol sont dimensionnés à partir de la méthode dite aux coefficients de réaction (également appelée parfois méthode élasto-plastique)

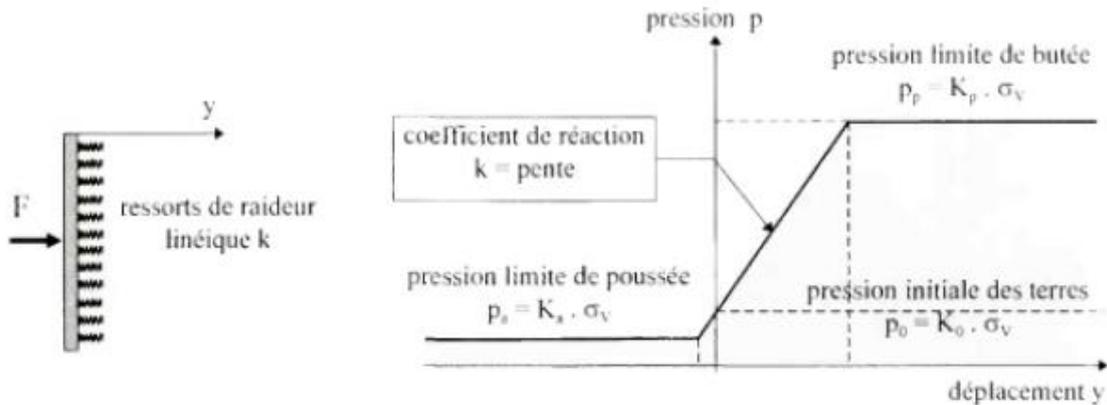


Figure II.13: modélisation du comportement du sol $p=ky$

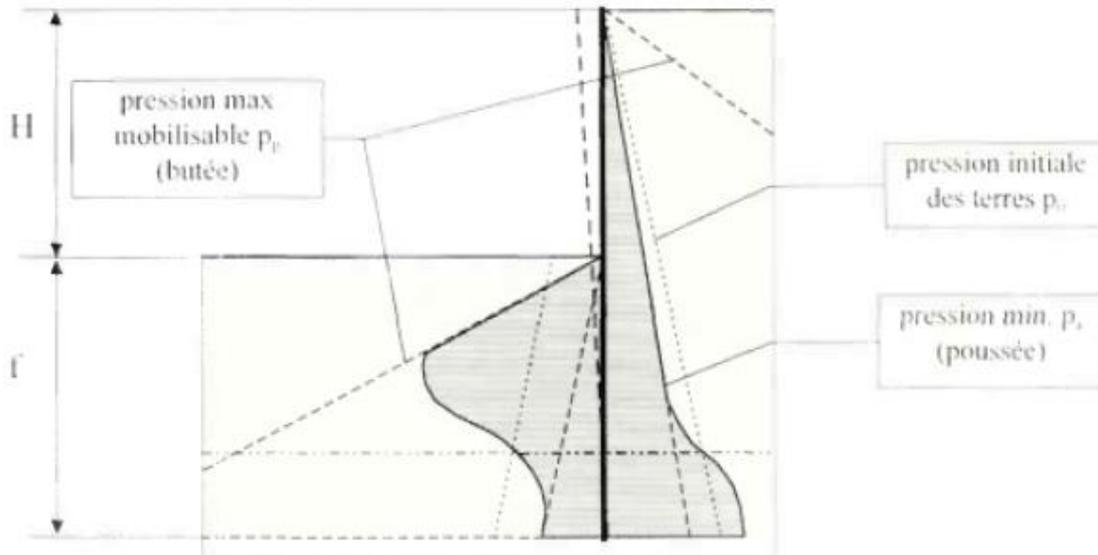


Figure II.14: Schématisation du comportement de parois simplement encastré dans le sol

La méthode du coefficient de réaction a été utilisée à partir des années 1970 et elle a été relativement vite intégrée dans les logiciels spécialisés (Delattre 2001). Le succès de cette méthode, particulièrement en France, peut être expliqué entre autre pays. Les résultats de

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

l'essai pression-métrique sont utilisées pour déterminer le coefficient de réaction horizontal du sol, K_h méthode de calcul aux coefficients de réaction permet de déterminer les efforts et déformations dans un écran de soutènement fiché dans le sol, aux différentes phases de travaux et d'exploitation . La méthode repose sur une modélisation simplifiée de l'action du sol sur l'écran : cette action est réduite , en chaque point de l'écran , a gauche et a droite , a une pression horizontale, liée au déplacement du niveau considéré par une loi de réaction .Les lois de réaction utilisées, couramment mais abusivement désignées par le terme de « lois élasto-plastiques », sont des lois de mobilisation linéaire avec paliers de poussée et de butée ,dont le domaine pseudo-élastique est caractérisé par le coefficient de réaction K_h (Delattre et al. 2000). L'un des défauts de cette méthode est la difficulté de déterminer le coefficient de réaction, qui n'est pas un paramètre intrinsèque du sol mais dépend non seulement de la nature du sol mais aussi de la géométrie de l'écran et du système de support , entre autres . Des propositions pour sa détermination ont été faites par Balay (1984), Monnet (1994), Schmit (1995,1998) et Simon (1995) pour ne citer que les principaux contributeurs. Pour de plus amples renseignements sur cette méthode ,ses conditions d'application et la détermination des paramètres de calcul, on pourra utilement se rapporter a la note d'information technique du LCPC de Juillet 1984 intitulée « Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction».

II.4.3 Méthodes des éléments finis

La méthode aux modules de réaction à rencontrer certains problèmes cependant afin de les surmonter le recours à la méthode dite méthode aux éléments finis s'impose.

Cette méthode est un outil très général dont le principe est de relier les contraintes aux déformations au travers de lois de comportement. Pour ce faire le modèle étudié est découpé en éléments (on parle de maillage) sur lesquels s'appliquent les contraintes ou les déplacements. Cette approche offre la possibilité de prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages de soutènement des phénomènes très complexes d'interaction sol structure que les méthodes théoriques classiques ne peuvent pas appréhender.

De nos jours des logiciels disponibles tel que (Plaxis, phase, etc...) permettent d'effectuer un calcul ,cette méthode intègrent plusieurs lois de comportement de type élasto-plastique avec écrouissage. Ainsi le modélisateur est capable de recréer les conditions initiales du terrain et également d'établir les différentes phases du projet : la mise en place du

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

soutènement, les travaux d'excavation, renforcements par encrages et enfin rabattement de la nappe.

II.4.4 Méthodes empirique et semi-empiriques

S'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages.

En Allemagne, la méthode du coefficient de réaction est rarement appliquée dans l'ingénierie quotidienne. La méthode de calcul utilisée habituellement pour le dimensionnement des écrans de soutènement est de type semi-empirique. La poussée est calculée analytiquement d'après la norme DIN 4085(1987), qui s'appuie sur les règles classiques de Coulomb et Rankine .s'il est probable que les mouvements du soutènement attendus n'atteindront pas les mouvements nécessaires pour activer l'état limite de la poussée (parois rigide, tirants pre contraints), la norme DIN se réfère aux recommandations de L'EAB (1994) et demande la prise en compte d'une « poussée majorée » .Dans un deuxième temps, la poussée est « redistribuée » selon le type de soutènement et les conditions d'appui. La figure ci-dessous montre la redistribution de la poussée pour des écrans continus, c'est à-dire des rideaux de palplanches, des parois moulées ou des parois pieux forés (qui, contrairement aux parois berlinoises, forment tous un écran continu en fiche).ces diagrammes ont été établis à l'aide de nombreuses données expérimentales , provenant à l'origine principalement de chantiers de métro. A côté de L'EAB, il existe d'autres recommandations nationales, par exemple l'EAU (1996) relatif aux ouvrages de rives ,ainsi que des recommandations locales(par exemples les « Stadtbahn- Reuchlinien » à Francfort-sur- le-Main). Une fois les sollicitations déterminées, les efforts dans l'écran sont calculées en considérant l'écran comme une poutre, appuyée d'une part sur la butée et d'autre part sur les appuis. Lors de ces calculs, il est possible de considérer la partie en fiche comme un système appuyé sur des ressorts, à l'instar de la méthode du coefficient de réaction.

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

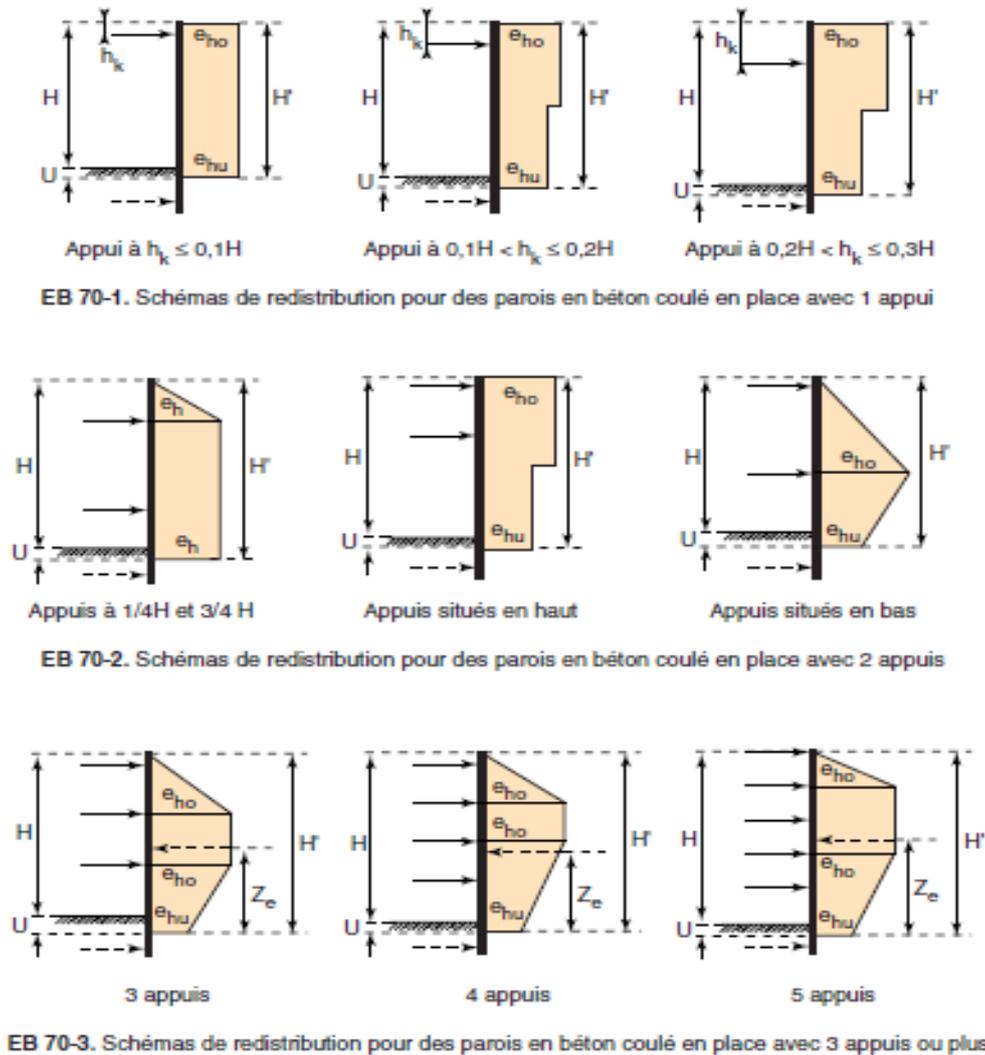


Figure II.15: Principe de redistribution des pressions données par les règles (Luc Delattre)

Avec

- e_h : Poussée horizontale, « e » étant la notation pour « *Erddruck* »
- e_{ho} et e_{hu} : poussée maximale et minimale « o » *Oben* = haut et « u » *unten* = bas
- H : profondeur de la fouille
- H' : Hauteur de la poussée effective jusqu'au point d'intersection obtenu par la différence « *poussée moins butée effective* » u partie de H' en dessous du fond de la fouille
- h_k : niveau de l'appui
- z_e : point d'application de la force résultante de la poussée

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

II.4.5 Méthodes de calcul de l'état limite ultime

Fondées sur des théories de plasticité.

Plusieurs méthodes permettent de calculer les écrans de soutènements à l'état limite ultime

- où le rideau est ancré en tête et simplement buté en pied
- où le rideau n'est pas ancré en tête, mais résiste uniquement par un bon encastrement dans le sol de fondation
- travaux de Brinch Hansen (1953)

II.4.5.1 Rideau ancré simplement buté en pied (butée simple)

La plus immédiate des méthodes de calcul des écrans de soutènement, et probablement la première pour le dimensionnement des écrans de soutènement, tels les rideaux de palplanches, s'est inspirée de la théorie des murs de soutènement rigides.

Hypothèses

Dans cette approche,

- le rideau ou écran de soutènement est supposé rigide ;
- il est soumis aux forces de poussée et butée de Rankine ;
- le pied est libre de se déplacer, la tête tourne autour de l'ancrage.

Dans cette situation, le mécanisme de rupture est celui d'une rotation autour du point d'ancrage.

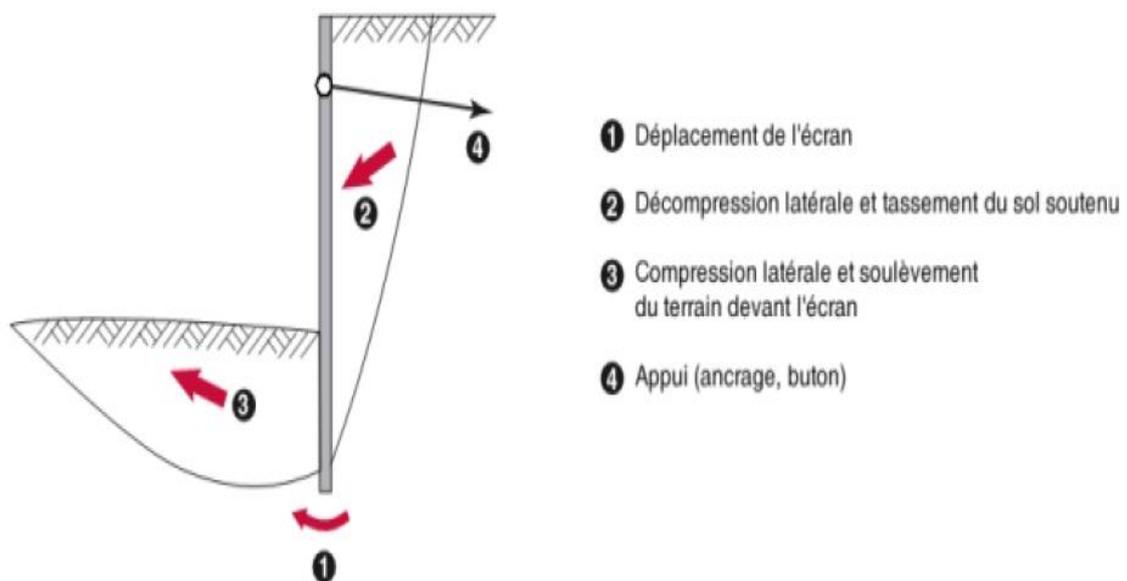


Figure II.16: Mécanisme de rupture d'un écran simplement buté d'après Delattre (2001)

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

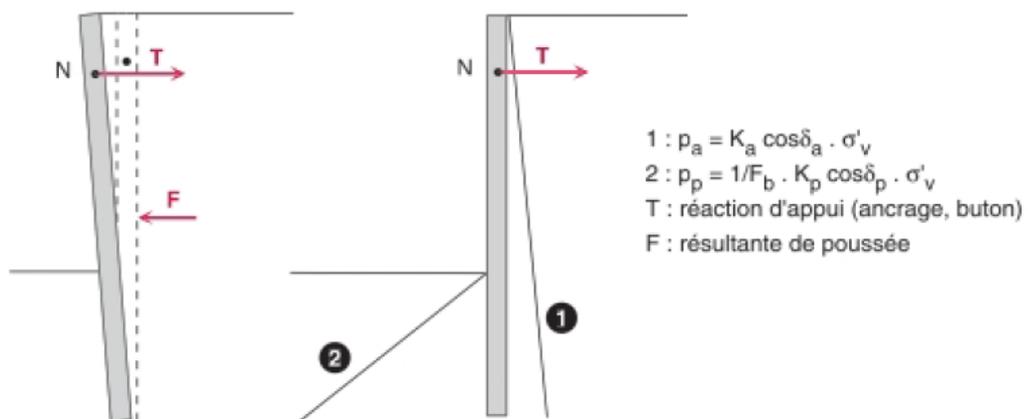


Figure II.17: Cinématique d'un écran rigide ancré et distribution résultante des pressions (cas d'un terrain frottement homogène d'après Delattre (2001))

A la rupture, le mur est en rotation autour de l'ancrage (ou tirant), placé à proximité du haut du rideau. On peut donc considérer qu'il y a mobilisation complète des pressions des terres passives d'un côté du mur et actives de l'autre : on parle de rideau ancré et simplement buté en pied. La figure 2-17 montre la répartition de la pression des terres.

On notera qu'en pratique le tirant n'est pas en poussée. Cependant, Fourrie et Potts (1988) ont étudié numériquement l'influence de la position de l'ancrage et en ont conclu que l'hypothèse de mobilisation totale des pressions actives (ou poussée) des terres reste acceptable si le tirant est situé dans le tiers supérieur de l'excavation.

Le problème se résout en écrivant :

- l'équilibre horizontal en force : $T + F_p = F_a$
- la nullité du moment autour de l'ancrage : $F_a \left[\frac{2}{3(H+d)} - B \right] = F_p \left[\frac{2}{3d} + H - B \right]$

Avec les résultantes de poussée des terres $F_a = K_a \gamma' (D + H) 2/2$ et $F_p = K_p \gamma' D 2/2$

Le problème est statiquement déterminé : l'équation en moment est un polynôme de 3^o degré en D avec une seule racine réelle positive. L'équilibre horizontal des efforts permet ensuite le calcul de la force T à appliquer au tirant.

Cas de la présence d'eau :

Nous avons jusqu'ici supposé implicitement que le matériau était sec. Dans le cas où de l'eau est présente dans le massif, le calcul doit la prendre en compte.

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

La stabilité de l'ouvrage se calcule alors en incluant les efforts dus à l'eau et calculés séparément, comme indiqué sur la figure II-18. S'il y a écoulement d'eau dans le massif, il faudra commencer par résoudre le problème hydraulique.

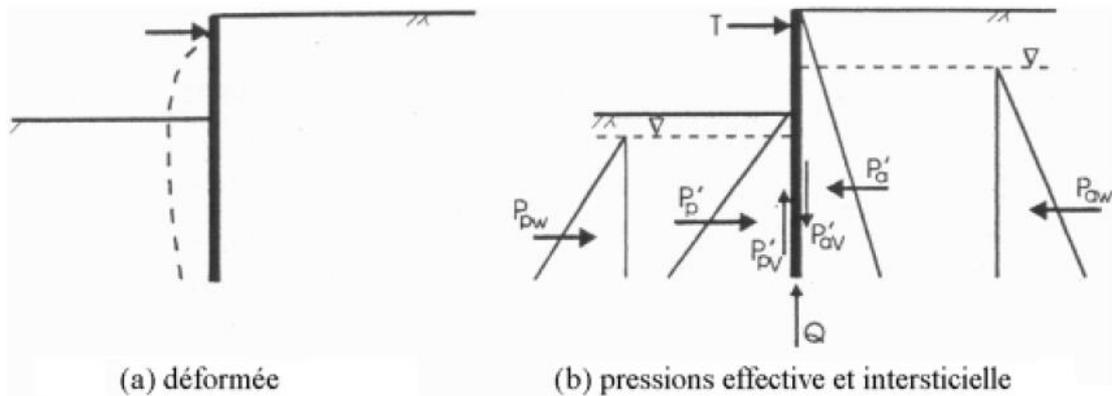


Figure II.18: Cas de l'écran en présence d'eau adopté de Potts d'après Delattre (2001)

II.4.5.2 Rideau non ancré en tête et encastré en pied :

Un rideau non ancré, battu dans un sol pulvérulent, subit une rotation autour d'un point O situé dans sa partie en fiche. La figure II-22 montre les déplacements du rideau et les efforts normaux correspondants. Le calcul est fait par la méthode de Rankine, à partir des hypothèses simplificatrices suivantes (figure II-19) :

- le sol des deux côtés du rideau, au-dessus du point de rotation O, est en état d'équilibre limite ;
- les efforts de contrebutée sont équivalents à une force horizontale F_C appliquée au niveau du centre de rotation O.

On prend généralement une hauteur de contrebutée égale à 20% de la hauteur de butée Z_0 . Cela réduit les inconnues du problème au nombre de deux :

- la hauteur de butée Z_0 ;
- la force de contrebutée F_C .

Elles peuvent alors être calculées par les équations de la statique traduisant l'équilibre du rideau. La valeur de Z_0 est déterminée en écrivant l'équilibre des moments autour du point O, ce qui donne une équation du troisième degré en Z_0 , analogue à celle donnant la valeur de la fiche D par la formule

$$2(K_p - K_a)D^3 + [3(H - a)K_p - 3(2H - a)K_a]D^2 - 6H(H - a)K_aD - H^2(2H - 3a)K_a = 0 \quad (\text{II.19})$$

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

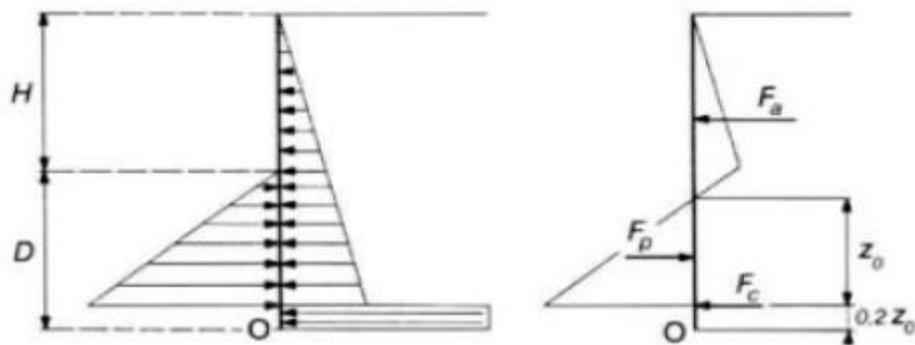
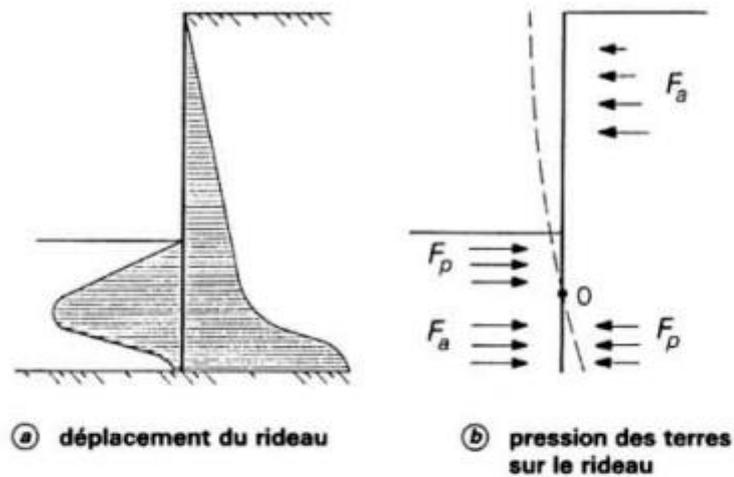


Figure II.19: Hypothèse admises pour le calcul d'un rideau non ancré

La fiche du rideau a alors pour expression :

$$D = \frac{H}{K_p^2 - 1} + z_0 + 0,2z_0 \quad (\text{II.20})$$

La force de contre-butée F_C s'obtient en écrivant qu'en projection horizontale la résultante générale des forces s'exerçant sur le rideau est nulle, soit :

$$F_C = F_p - F_a \quad , \quad (\text{II.21})$$

Pour tenir compte d'un coefficient de sécurité par rapport à l'équilibre limite ainsi calculé, on considère que la moitié de la butée est mobilisée, ce qui, dans les calculs, conduit à remplacer K_P par $1/2 K_P$. il est alors possible de déterminer la valeur maximale du moment fléchissant dans le rideau à partir du diagramme des pressions de figure II-19, et de choisir un type de palplanche d'inertie convenable.

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

II.4.5.3 Travaux de brinch hanse (1953)

Jusqu'alors, la démarche adoptée pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement qu'il basé sur des méthodes théoriques ou semi-empirique, fait intervenir la structure dans une seconde étape après avoir estimé les pressions de contact auxquelles elle est soumise.

Celle-ci est dans certains cas évalués sur la base d'observations faites à l'état de service, lorsque les déplacements de la structure sont relativement faibles et que le sol est proche d'un état au repos. La vérification de la sécurité structurale du mur ou la paroi de soutènement est donc effectuée sur la base d'hypothèses qui ne sont pas forcément vérifiées lors d'une rupture par défaillance interne de la structure .La cinématique avec laquelle sont déterminées les pressions de contact n'est en effet pas forcément compatible avec les modes de rupture de la structure. Ceci est particulièrement le cas pour les parois étayées ou ancrées pour lesquelles différents modes de rupture peuvent être envisagés : rupture d'un étai ou d'un ancrage, rupture d'un étai ou d'un ancrage, rupture de la paroi par flexion ou par effort tranchant, rupture globale par glissement .La cinématique de rupture dans le sol et les pressions de contact différent par conséquent selon le mode de rupture considéré.

BRINCH Hansen 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 (BRINCH Hansen 1953)

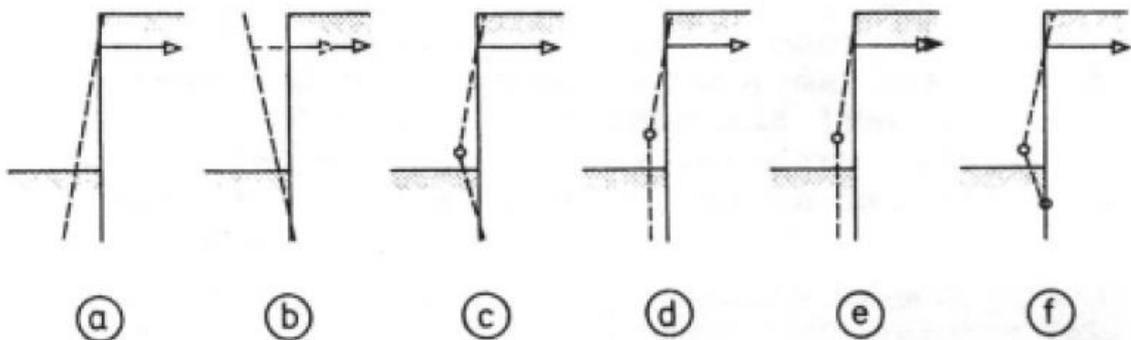


Figure II.20: Modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée avec ou sans formation de rotules plastiques dans la structure (figure tirée de steenfelt et al.1981)

Le calcul de l'intensité et de la distribution des pressions de contact contre une paroi de soutènement est effectué en fonction du mode de rupture admis pour 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 surface ou zones de rupture et de zones élastique, qui est compatible avec le mode de rupture de la structure. Par certaines

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

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 la figure II.20 ,tirée d'un article faisant référence à la méthode de BRINCH Hansen , présente différents modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée.

Un fait intéressant est que selon BRINCH Hansen, le mode de rupture peut être choisi lors d'un dimensionnement .Ceci est normalement vrai pour une solution statiquement admissible au sens de la théorie de la plasticité .La méthode de BRINCH Hansen ne remplit cependant pas rigoureusement les conditions requises par cette théorie.

BRINCH Hansen est le premier à intégrer directement le comportement de la structure a la ruine dans le calcul des poussées des terres. Il assure ainsi une comptabilité cinématique entre le sol et la structure a l'état limite ultime, ce qui conduit à une représentation plus réaliste du comportement du système sol-structure .L'interaction sol-structure joue donc un role prépondérant dans son approche.

Par contre, cette méthode qui se base sur des conditions à la rupture fait partie de la catégorie des méthodes d'équilibre limite. Elle ne renseigne pas sur les états intermédiaires et les déplacements nécessaires pour atteindre l'état de rupture admis ne peuvent pas être évalués.

II.4.6 Les méthodes actuelles

Les méthodes utilisées actuellement reposent toutes sur les hypothèses établies par Krey puis par Blum. Elles se sont par la suite différenciées selon la pratique et l'intérêt que les différents praticiens leur ont portés. Ainsi, si les méthodes françaises n'ont pas évolué depuis leur établissement, les méthodes anglo-saxonnes ont connu quelques développements, la théorie de l'équilibre limite restant très prisée par les géotechniciens de ces pays. Le présent paragraphe présente donc les deux méthodes françaises et les derniers développements des méthodes anglaises et américaines.

La première méthode française est celle rapportée par Josseaume (1974) .elle suppose un diagramme des pressions réparties comme indiqué sur la figure II.21 La hauteur sur laquelle s'exercent les efforts de contrebutée est égale à 20% de la hauteur de butée f_0 . Ces efforts de contrebutée sont ramenés à un effort ponctuel C appliqué au niveau du point de rotation O.

L'écriture des équations d'équilibres en forces et en moments selon ce schéma conduit à la résolution d'un système de deux équations ou h_e et f_0 sont les inconnus. Ces mêmes équations conduisent à la détermination de l'effort de contrebutée C ainsi qu'au moment de flexion dans la paroi.

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

La seconde méthode française est l'œuvre de Houy(1976).elle repose sur le même schéma d'équilibre mécanique et consiste à déterminer la fiche et le moment maximal a partir d'abaques de dimensionnement fonctions respectivement de l'angle de frottement interne et du moment de flexion au niveau du fond de fouille. Ces deux méthodes conduisent sensiblement aux mêmes résultats.

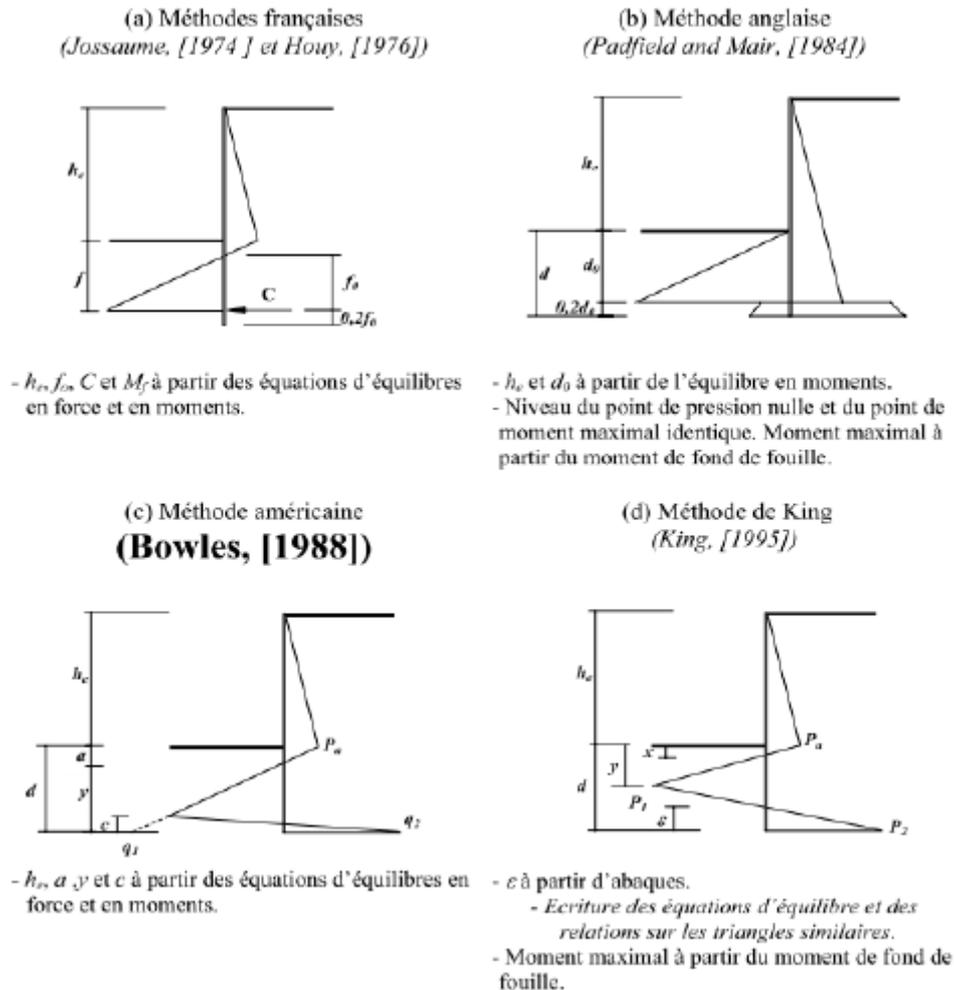


Figure II.21: Méthodes classiques de dimensionnement des parois auto stable à l'équilibre limite

La méthode anglaise, rapportée par Pad Field et Mair (1984), repose sur le diagramme de pressions présenté sur la figure ... Elle se différencie des méthodes françaises par la forme du diagramme de pressions et notamment par la prise en compte complète de la contrebutée. La condition d'équilibre limite est définie par la hauteur en fiche d juste nécessaire pour assurer

Historique des différentes méthodes de calcul des soutènements:

l'équilibre de la paroi et par les coefficients K_a et K_p . La hauteur d'excavation limite h_l est alors définie par l'expression suivante :

$$\frac{h_l}{d} = \frac{\sqrt[3]{\left(\frac{K_p}{K_a}\right) - 1}}{1.2} \quad (\text{II.22})$$

La méthode américaine repose sur l'hypothèse de base de Krey et considère une répartition linéaire des pressions comme indiquées sur la figure... le calcul repose sur la détermination de la hauteur en fiche d pour une hauteur libre h_e donnée. La résolution passe par la détermination de quatre inconnues : y , d , q_1 et q_2 . Deux équations sont issues de l'équilibre de la paroi. Les deux autres équations sont définies en faisant l'hypothèse que (i) la butée limite est pleinement mobilisée sous le fond de fouille (le gradient de la pente du diagramme est alors $\gamma (K_p - K_a)$) et (ii) la valeur de q_2 est supposée maximale et égale à la butée sur la hauteur totale de l'écran moins la poussée sur la partie en fiche.

La méthode de King est une adaptation de la méthode américaine générale. La butée n'est plus pleinement mobilisée dans la partie en fiche, les valeurs de P_1 et P_2 sont alors indépendante de K_a et K_p . Elles sont par contre liées l'une à l'autre par les relations entre triangles similaires. La quatrième inconnue est alors définie par ε et déterminée à partir d'abaques que King a établis à partir d'essais expérimentaux sur modèles réduits centrifugés (King et McLaughlin, 1992).

Les méthodes présentées ici ne prennent pas en compte l'introduction des coefficients de sécurité qui sont généralement laissés à l'appréciation du projecteur et varient selon les pays. Les règles usuelles préconisent le plus souvent de majorer la hauteur en fiche (de 20 ou 30%) de réduire le coefficient de butée totale.

II.5 Conclusion

L'émergence de quatre méthodes de dimensionnement distinctes s'explique par la complexité du comportement des ouvrages de soutènement pour lesquels le sol est en même temps un appui de la structure et une source du chargement de cette dernière. Chacune de ces méthodes, avec ses avantages et ses inconvénients, aborde le problème du dimensionnement des ouvrages de soutènements sous un angle différent.

De ce fait la méthode aux coefficients de réaction, aujourd'hui la plus utilisée, montre ses limites. Les avancées faites sur la détermination des paramètres et notamment du coefficient de réaction, ne peuvent masquer le manque de fondement théorique de la méthode. Son utilisation est justifiée essentiellement par le fait que les sollicitations issues du calcul sont généralement surabondantes et conduisent ainsi à un supplément de sécurité à l'exception de certains ouvrages boutonnés)

L'intérêt de cette méthode présente l'avantage de pouvoir utilisée pas à pas en menant un calcul pour chaque étape de la construction.

La méthode des éléments finis semble la mieux appropriée à l'étude des problèmes de soutènement. Car elle permet de modéliser le soutènement de l'ensemble des éléments intervenant dans le comportement de l'ouvrage (sol, écran, eau, surcharges....) ainsi que les différents couplages entre ces éléments.

La méthode de Blum suppose un encastrement et donc les fiches les plus longues. En pratique elle fournit un effet de valeurs de fiche plus importantes que dans le cas du rideau simplement butée, mais avec des valeurs de moments maximums moins importantes, ce qui se traduit par des profils métalliques légers.

La diversité des méthodes de dimensionnement et des résultats qu'elles fournissent doit rappeler au concepteur d'ouvrage qu'elles ne sont pas des recettes exactes dont l'application scrupuleuse serait suffisante.

Chapitre III :

PRESENTAION DE

L'OUTIL NUMERIQUE

DE CALCUL PLAXIS 2D

V8.2

III.1 Introduction

Le développement du logiciel PLAXIS a commencé en 1987 à l'université technique de Delft à l'initiative du département allemand des travaux publics et gestion des eaux.

L'objectif initial était réservé à développer un code d'éléments finis en 2D facile à manier permettant l'analyse des talus en sols mous implantés aux bords des rivières situées dans les plaines Hollandaises. Quelques années plus tard, PLAXIS a été étendu pour couvrir d'autres domaines de la géotechnique. Avec l'extension des différentes activités géotechniques, une compagnie nommée PLAXIS b.v. a vu le jour en 1993. En 1998, la première version PLAXIS pour Windows a été lancée. En même temps le module kernel pour le calcul en 3D a commencé de connaître son développement. Plusieurs années de développement, il y a eu le lancement en 2001 du programme tunnel PLAXIS 3D.

Le logiciel PLAXIS est un programme d'éléments finis conçu au départ pour les problèmes en deux dimensions (2D) puis étendu à ceux de trois dimensions (3D) spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour plusieurs modes d'applications géotechniques.

Le modèle utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du logiciel, l'utilisateur est invité à s'exercer grâce aux exemples de calculs décrits dans le Tutorial Manuel.

III.2 Présentation de L'outil de Modélisation Numérique Plaxis

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce à des nombreux codes éléments finis. Conçu par des géotechniciens numérique de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, elasto-viscoplastiques. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de

rupture du sol. Il génère automatiquement le maillage basé sur des éléments triangulaires et de modéliser différents éléments de structures (poutres, géotextiles, ancrages) en interaction avec le sol. Pour les charges, le code contient des options qui permettent d'introduire différentes conditions de chargement : des charges réparties linéairement, des forces localisées et des déplacements imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux limites ou à l'intérieur du système modélisé.

III.3 Option maillage

Plaxis offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement.

Le maillage peut contenir des milliers d'éléments. Il est important de s'assurer de la convergence du maillage. C'est-à-dire que la taille des éléments utilisés est suffisamment petite pour obtenir une réponse contenant le moins d'erreurs et d'incertitudes possibles. En effet, un maillage trop grossier risquerait de donner des réponses moins précises. Ceci est d'autant plus important lors d'une analyse numérique dynamique. Pour ce faire l'Équation (II.23)(Kuhlemeyer & Lysmer, 1973) présente un critère qui est très largement utilisé lorsqu'une analyse numérique dynamique est réalisée :

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (\text{II.23})$$

Avec

- Δl : la longueur d'un élément fini
- λ : la longueur d'onde correspondante à la fréquence la plus élevée associée à une quantité d'énergie importante.

Il convient néanmoins de souligner que ce critère a été conçu pour des éléments à quatre nœuds et pour un modèle élastique-plastique. Or, les éléments utilisés dans cette étude sont des éléments triangulaires à 15-nœuds et le modèle hyperbolique est utilisé pour les modélisations réalisées avec le modèle HS Small. La longueur Δl sera ici considérée comme la distance maximale entre deux points. La longueur de l'onde sera calculée à partir des paramètres dynamiques du matériau, à savoir son module en cisaillement. Comme le montrent l'Équation 3.4 et l'Équation 3.5, ce critère dépend de la valeur de la vitesse des ondes de cisaillement.

$$\lambda = \frac{V_s}{f} \quad (\text{II.24})$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{P}} \quad (\text{II.25})$$

Avec

- F : la fréquence la plus élevée associée à une quantité d'énergie importante
- V_s : la vitesse des ondes de cisaillement
- G : le module de cisaillement
- P : la masse volumique
- V : le coefficient de poisson
- E : le module de Young

Il est nécessaire de trouver un juste équilibre entre le pas de temps choisi et la taille du maillage afin d'assurer que le modèle converge. Une analyse de convergence peut également être effectuée afin de s'assurer que la bonne solution a bien été trouvée.

Une analyse assurant que le maillage permettait d'assurer la transmission de l'onde a été effectuée au cours des différentes analyses. Ceci a permis de s'assurer de la convergence du maillage.

III.4 Les conditions initiales et les conditions aux limites

Les conditions aux limites est une phase obligatoire dans la construction d'une grille PLAXIS, consiste généralement à imposer, le long des frontières latérales du modèle et sa base les conditions suivantes :

- Déplacement horizontaux sur les bords latéraux = 0
- Déplacement sur base inférieure du modèle = 0
- Les actions considérées sont le poids de la massive.

La modélisation se réalise en deux étapes : dans un premier temps, nous avons réalisé le maillage (figure III.1). La génération du maillage sera faite automatiquement, puis dans un deuxième temps nous l'avons représenté dans un plan x y.

Pour cette application nous avons tracé le déplacement horizontal mesuré par l'inclinomètre en fonction de la profondeur de modèle qui représente l'excavation typique dans l'argile de Chicago à partir des paramètres de deux couches (sable et l'argile).

Les figures III.1 et III.2 illustrent respectivement le schéma représentatif du maillage du modèle ainsi que sa déformation.

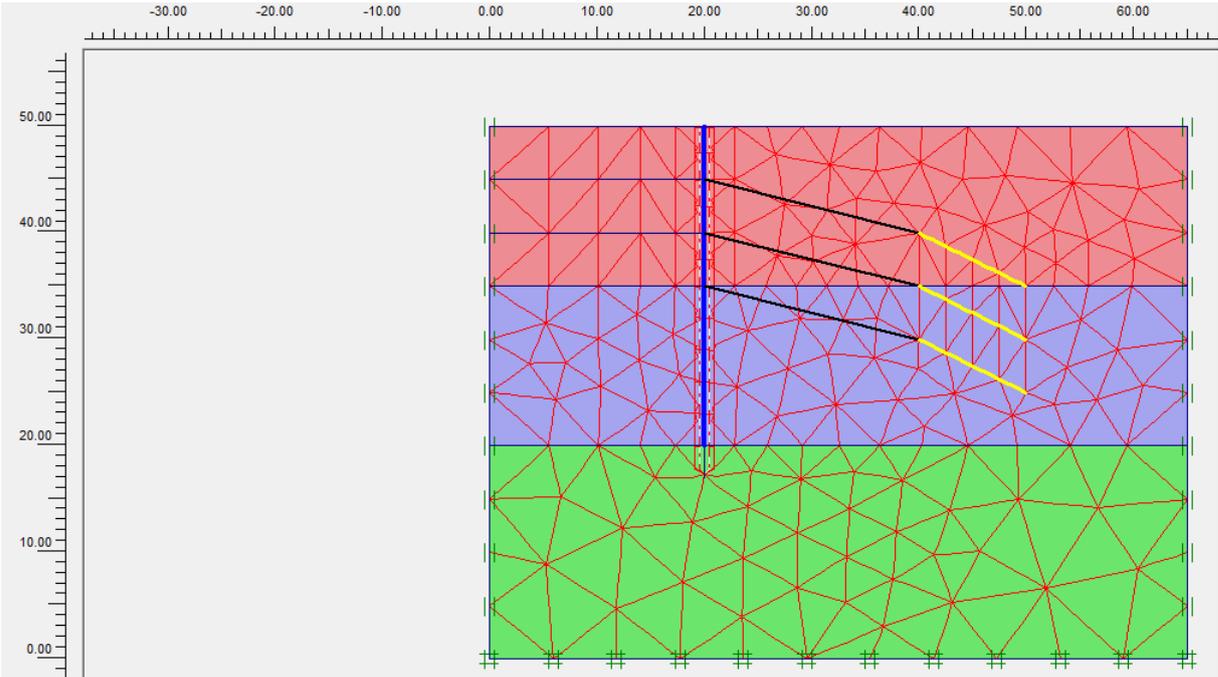


Figure III. 1: Schéma représentatif du maillage.

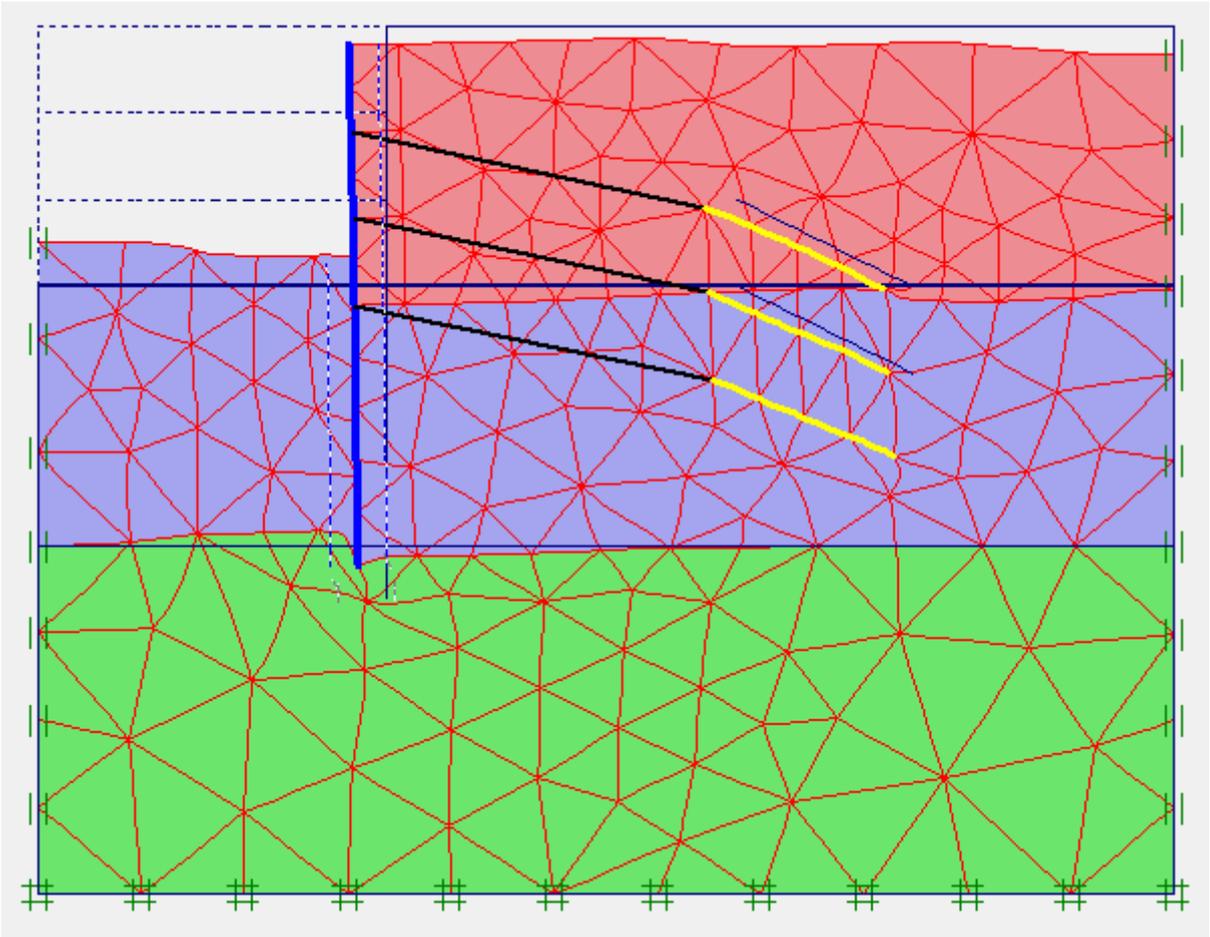


Figure III. 2: Schéma représentatif de la déformée du maillage.

Le résultat graphique de la modélisation relatif à l'état de déplacement horizontal est représenté dans la figure III.3.

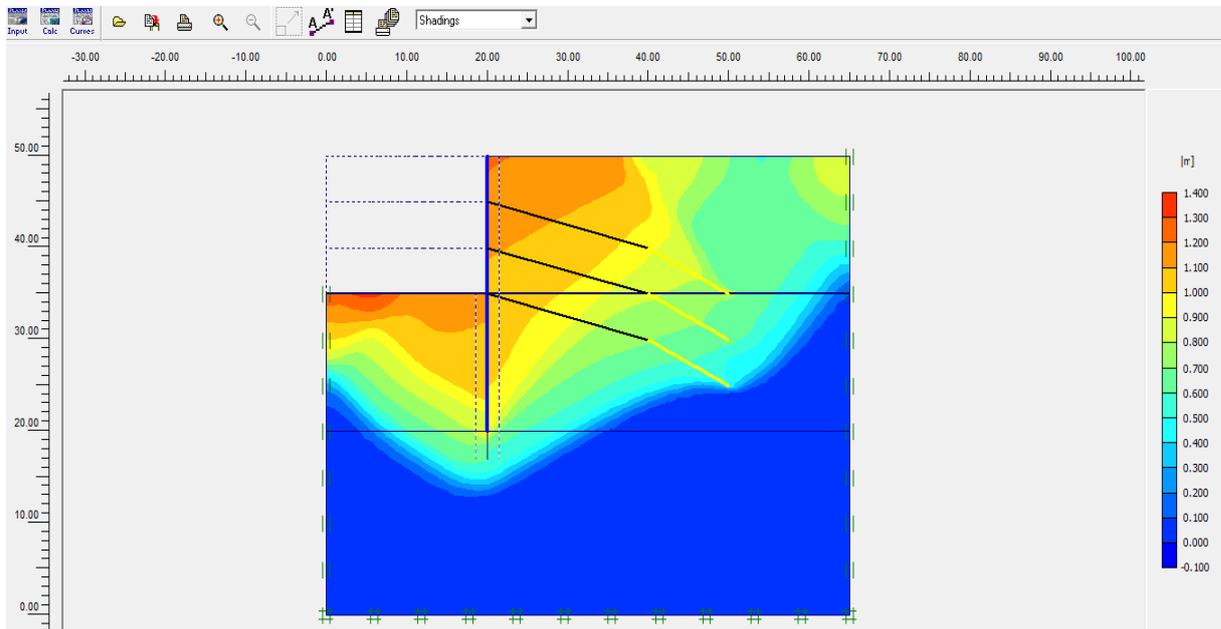


Figure III. 3 : Schéma représentatif du déplacement horizontal du modèle.

III.5 Option de surpressions interstitielles

Plaxis distingue les comportements drainé ou non-drainé des sols, ce qui permet de modéliser les couches sableuses perméables comme les couches argileuses imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

III.6 Sortie de résultats

Le code des éléments finis PLAXIS fournit une masse imposante de résultats, ces résultats directement utiles au projeteur lesquels les déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

III.7 Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

- Modèle élastique linéaire.
- Modèle de Mohr-Coulomb (MC).
- Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model-HSM).
- Modèle pour sols mous (Soft Soil Model-SSM).
- Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft soil Creep Model-SSCM).

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto-plastique et le modèle de Mohr- Coulomb sera - bien adapté dans ce cas on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élasto-plastiques de coefficient de réaction. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être justifié.

III.8 Option « User defined » ou « Modèle défini par l'utilisateur »

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS. Pour une description plus détaillée de cette option, le manuel des modèles de matériaux (Matériel Models Manual) fourni avec le logiciel, décrit la manière de faire implémenter une loi dans le code de PLAXIS.

III.9 Choix du modèle de comportement

Les modèles utilisés dans le code éléments finis PLAXIS sont suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou

avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de la recherche.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel Quel modèle de comportement à utiliser pour quel problème géotechnique ? Or la question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel".

III.10 Le modèle de Mohr-Coulomb dans le code Plaxis

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure III.7).

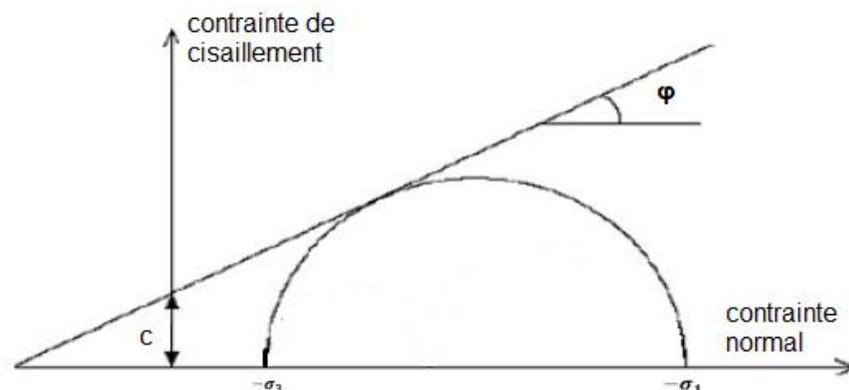


Figure III. 4: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure III.8). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance Ψ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

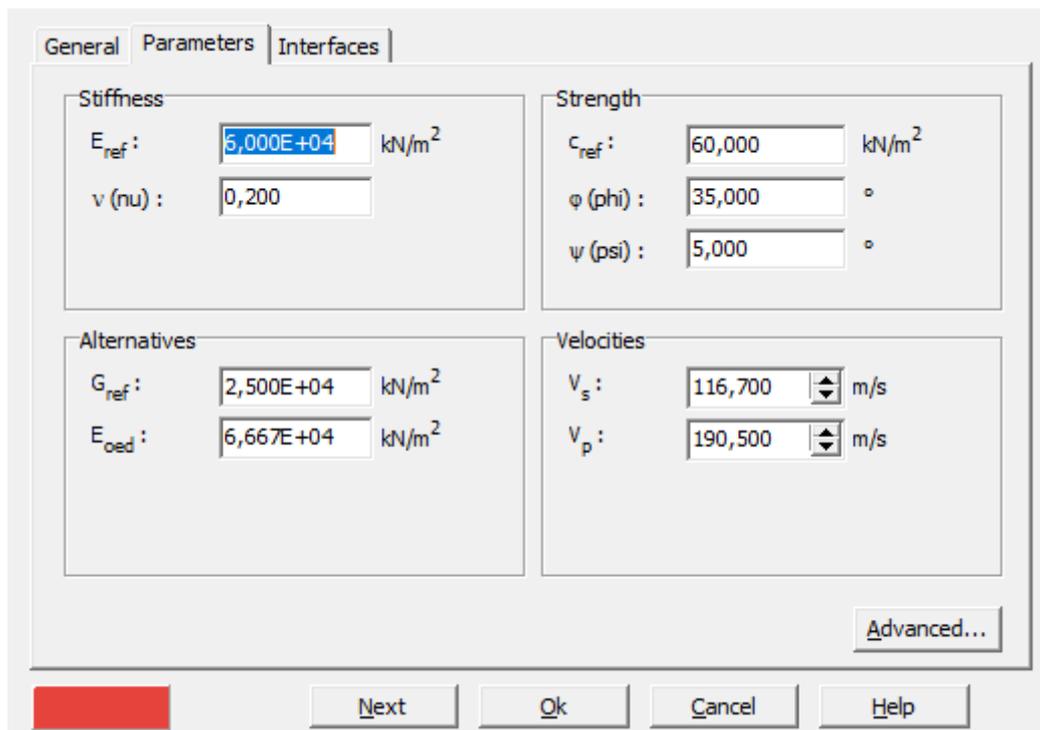


Figure III. 5- Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

III.11 Module de Young E_{ref}

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte.

III.12 Coefficient de Poisson ν

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

III.13 Angle de frottement φ

L'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne. Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

III.14 Cohésion c_{ref}

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0^\circ$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante.

III.15 L'angle de dilatance ψ

L'angle de dilatance ψ règle le comportement non associé du sol. C'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

- $\Psi = \varphi - 30^\circ$ pour $\varphi > 30^\circ$
- $\Psi = 0^\circ$ pour $\varphi < 30^\circ$

Les cas où $\Psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (liquéfaction statique).

La valeur $\Psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

III.16 Le facteur de réduction de l'interaction (R_{inter})

L'interaction entre sol et structure est dite rigide si le sol a les mêmes propriétés de la structure et il est non rigide pour le cas différent. On parle ici du facteur réducteur de l'interaction sol-structure noté R_{inter} . Il peut être donné par les deux formules suivantes :

- $C_{inter} = R_{inter} * C_{sol}$
- $\tan(\varphi)_{inter} = R_{inter} * \tan(\varphi)_{sol}$

Les valeurs suggérées pour R_{inter} selon le type de l'interaction sol/structure :

- Interaction sable /acier = $R_{inter} \approx 0.6 - 0.7$
- Interaction Argile/acier = $R_{inter} \approx 0.5$
- Interaction Sable/béton = $R_{inter} \approx 1.0 - 0.8$
- Interaction Argile/béton = $R_{inter} \approx 1.0 - 0.7$
- Interaction sol/Géorgie = $R_{inter} \approx 1.0$
- Interaction sol/géotextile = $R_{inter} \approx 0.9 - 0.5$ (foil, textile).

III.17 Conclusion :

Le logiciel PLAXIS est un programme d'éléments finis conçu au départ pour les problèmes en deux dimensions (2D) puis étendu à ceux de trois dimensions (3D) spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour plusieurs modes d'applications géotechniques.

Le modèle utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du logiciel, l'utilisateur est invité à s'exercer grâce aux exemples de calculs décrits dans le Tutorial Manuel.

Chapitre IV :
ÉTABLISSEMENT D'UN
MODELE DE CALCUL

IV.1 Introduction

La réalisation des ouvrages de soutènement et particulièrement les écrans de soutènement passent par l'excavation de massif de terrain par phases d'exécution. Cette procédure contribue un déchargement du sol qui s'accompagne d'une décompression de terrain autour de la zone excavée et par conséquent elle aura un effet important sur la stabilité de son environnement. Cependant on peut avoir certains facteurs mobilisant ces actions et qui devront être scrupuleusement définis pour pouvoir modéliser correctement l'ouvrage étudié et satisfaire les résultats souhaités.

Cette modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau (sol, roche, eau, béton, métal, géo synthétiques, etc.) et précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact

Dans ce chapitre nous allons utiliser le code PLAXIS 2D v8.2 pour, simuler numériquement le comportement d'un écran de soutènement (palplanche) en sol renforcé par des nappes des tirants d'ancrage.

IV.2 La géométrie du modèle

Le projet est symétrique il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 65 m de largeur sur 50 m de profondeur. Ce modèle est présenté sur la figure IV.2 trois couches de sol composent la géologie du site :

- une couche de remblai en surface de 15 m de profondeur
- une couche d'argile compacte en surface de 15 m de profondeur
- une couche d'argile sableuse de 20 m d'épaisseur
- Nappe phréatique a 35 m00

ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL

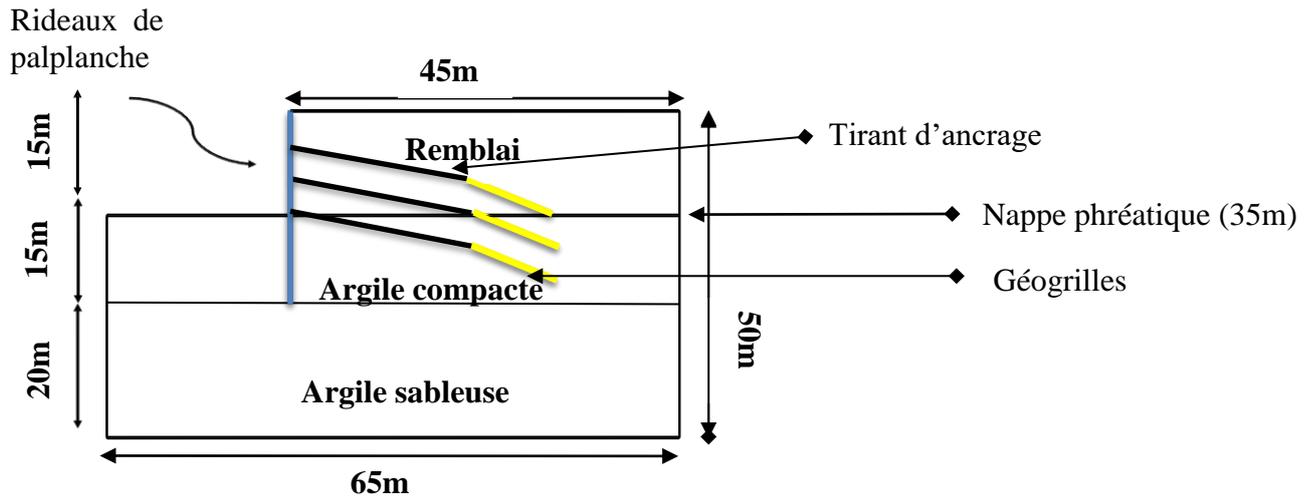


Figure IV. 1 : Vue en coupe du projet

IV.3 Dimensions géométriques du modèle numérique

le modèle numérique envisagé pour simulations et calculs est dimensionné comme suivant (figure IV.2):

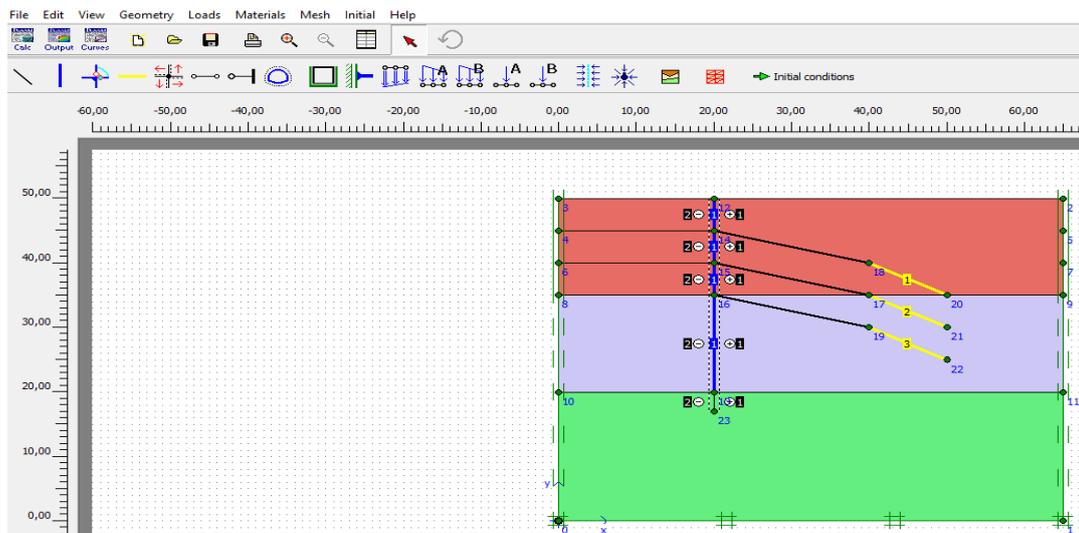


Figure IV. 2 : Dimensions géométriques du modèle :(65x50) m

IV.4 Caractéristiques des matériaux

IV.4.1 Propriétés des couches des sols

Le sol est constitué de trois couches, le modèle de comportement est celui de Mohr-Coulomb (*MC*) drainé. Les paramètres E_{ref} , c_{ref} , ψ et R_{inter} sont variables selon le cas simulé comme il est indiqué dans la table ci-après :

ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL

- E_{ref} : Module d'Young (constant)
- C_{ref} : Cohésion
- Ψ : Angle de dilatance
- R_{inter} : Résistance d'interface

Tableau IV. 1: Propriétés des couches de sols et des interfaces

Paramètres	symbole	remblai	Argile compacte	Argile sableuse	Unité
Modèle du matériau	Model	Mohr-COULOMB			-
Type de comportement	Type	DRAINE			-
Poids volumique "non saturé"	γ_{unsat}	18.00	18.00	18.00	[kN/m ³]
Poids volumique "saturé"	γ_{sat}	18.00	18.00	18.00	[kN/m ³]
Module d'Young (constant)	E_{ref}	6.0*10 ⁴	1.0*10 ⁵	1.28*10 ⁵	[kN/m ²]
Coefficient de Poisson	ν	0.20	0.20	0.20	-
Cohésion	C_{ref}	60.00	60.00	60.00	[kN/m ²]
Angle de frottement	ϕ	35.00	35.00	35.00	[°]
Angle de dilatance	ψ	5.00	5.00	5.00	[°]
Résistance d'interface	R_{inter}	0.60	0.60	1.00	-

IV.4.2 Les caractéristiques des éléments structuraux

- Caractéristiques du rideau de palplanches

Tableau IV. 2: Les caractéristiques du rideau de palplanches

Paramètres	symbole	valeur	Unité
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	EA	2.00.10 ⁷	[kN/m]
Rigidité de flexion	EI	1.67.10 ⁶	[kNm ² /m]
Poids	w	15.00	[kNm/m]
Coefficient de Poisson	ν	0.15	-

- Propriétés des ancrages

Tableau IV. 3: Propriétés des ancrages

Paramètres	symbole	valeur	Unité
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$2.0 \cdot 10^5$	[KN/m]
Espacement	Ls	1.0	[m]

- Propriétés de géo grilles

Tableau IV. 4: Propriétés des géo grilles

Paramètres	symbole	valeur	Unité
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	$2.0 \cdot 10^5$	[kN/m]

IV.5 Les conditions aux limite

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux du modèle en utilisant l'option par défaut.

IV.6 Influence du maillage

L'utilisateur de PLAXIS V8.2 doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser la couche de sol et autres éléments. L'élément par défaut de PLAXIS est le triangle à 6 nœuds. Il fournit des interpolations du second ordre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évoluée par intégration numérique en utilisant au total trois points de Gauss (point de contrainte). Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte.

ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL

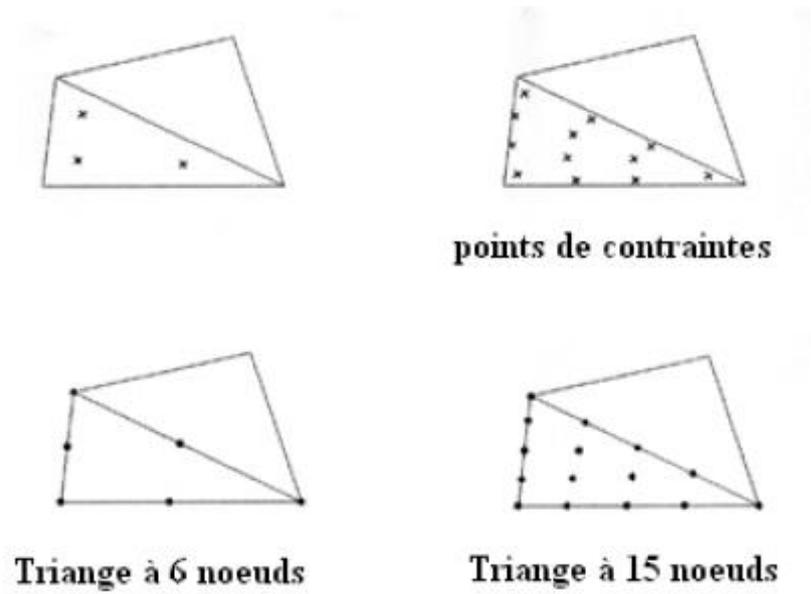


Figure IV. 1: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

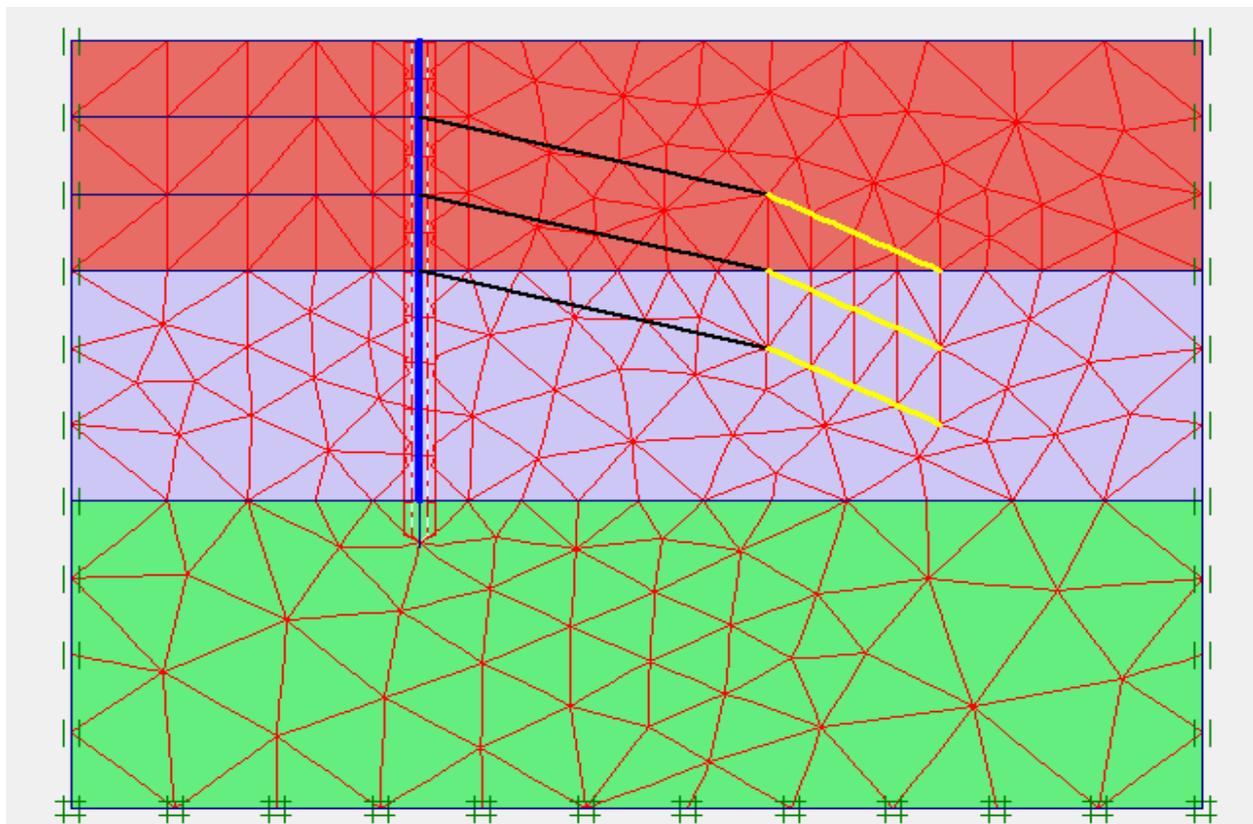


Figure IV. 2 : Maillage du projet(Nbre d'éléments 353 Nbre de nœuds 3015)

IV.7 Procédure de calcul

Le calcul du modèle de référence se fait en 6 phases (figure IV.5)

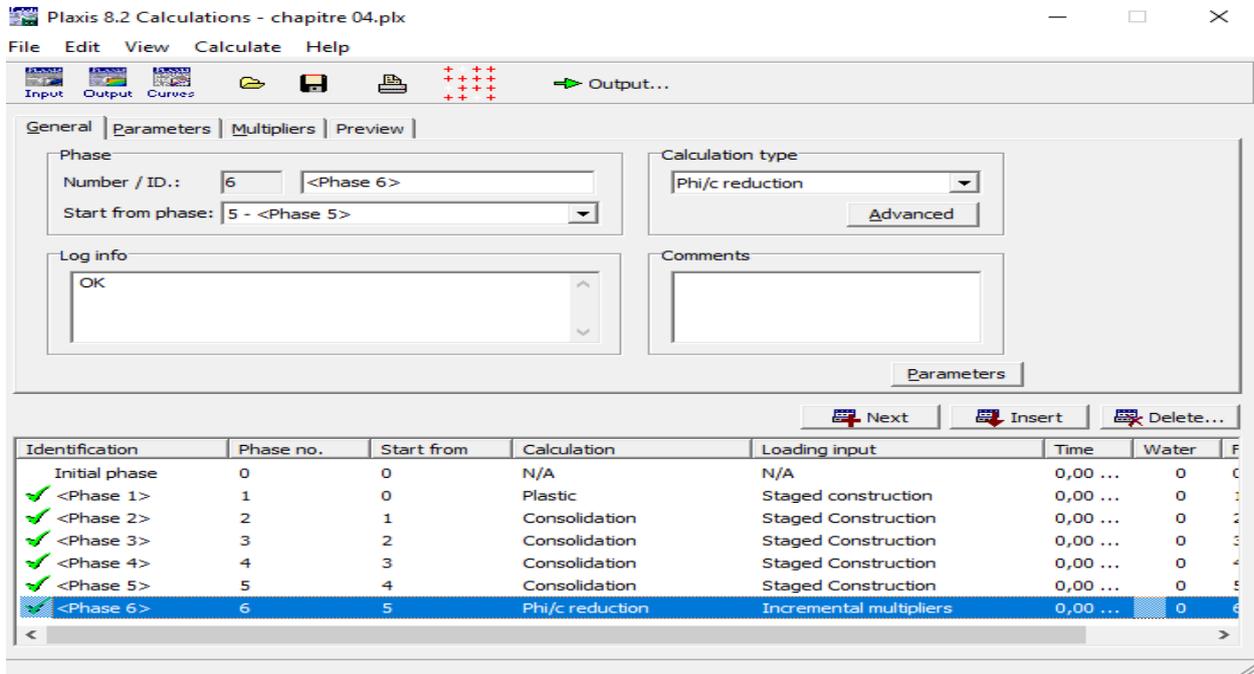


Figure IV. 3 : phases de calcul.

Phase 1 : Calcul plastique

Phase 2 : Mise en place la palplanche jusqu'à Z=30m (figure IV.6.a)

Phase 3 : excavation jusqu'à Z=5m et Mise en place de premier tirant (figure IV.6.b)

Phase 4 : terrassement jusqu'à Z=10m et Mise en place de deuxième tirant (figure IV.6.c)

Phase 5 : terrassement jusqu'à Z=15m et Mise en place de troisième tirant (figure IV.6.d)

Phase 6 : Calcul coefficient de sécurité

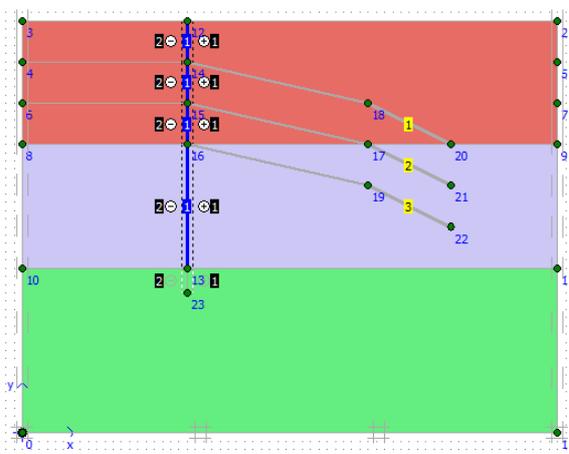


Figure (a)

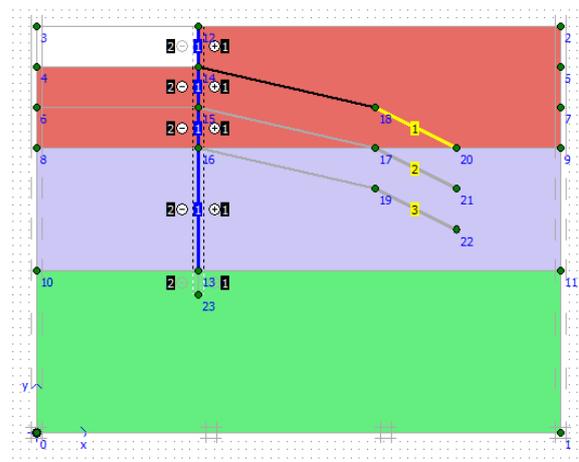


Figure (b)

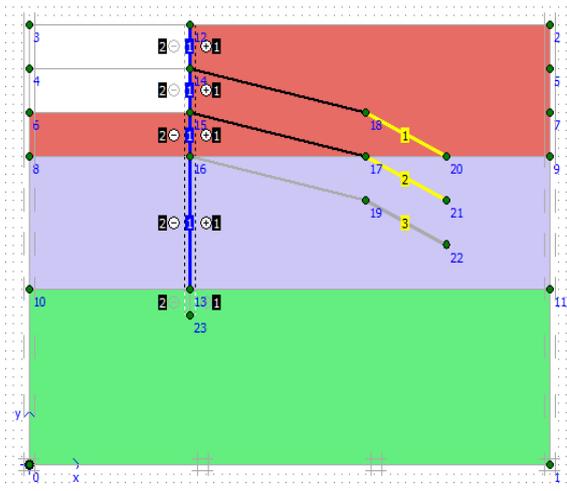
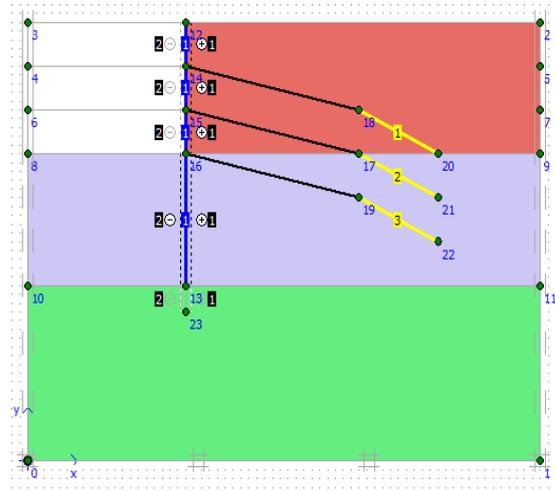


Figure (c)



Figure(d)

Figure IV. 4 : étape d'excavation et la mise de tirant d'angrage.

IV.8 Les principaux résultats

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que

- Déformation de maillage.
- Déformation des éléments structuraux indiquée par :
 - Déplacement horizontale (U_x)
 - Contrainte totale (Total stresses)
 - La courbe du moment.
 - La courbe d'Axial forces.
 - La courbe de Forces de contrainte.
 - Schéma du Coefficient de sécurité en fonction du déplacement

IV.9 Résultats de la phase 5

IV.9.1 Déformation de maillage.

La déformation de maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la(figure IV.7). On note un déplacement total maximum de $65.86 \cdot 10^{-3}$ m.

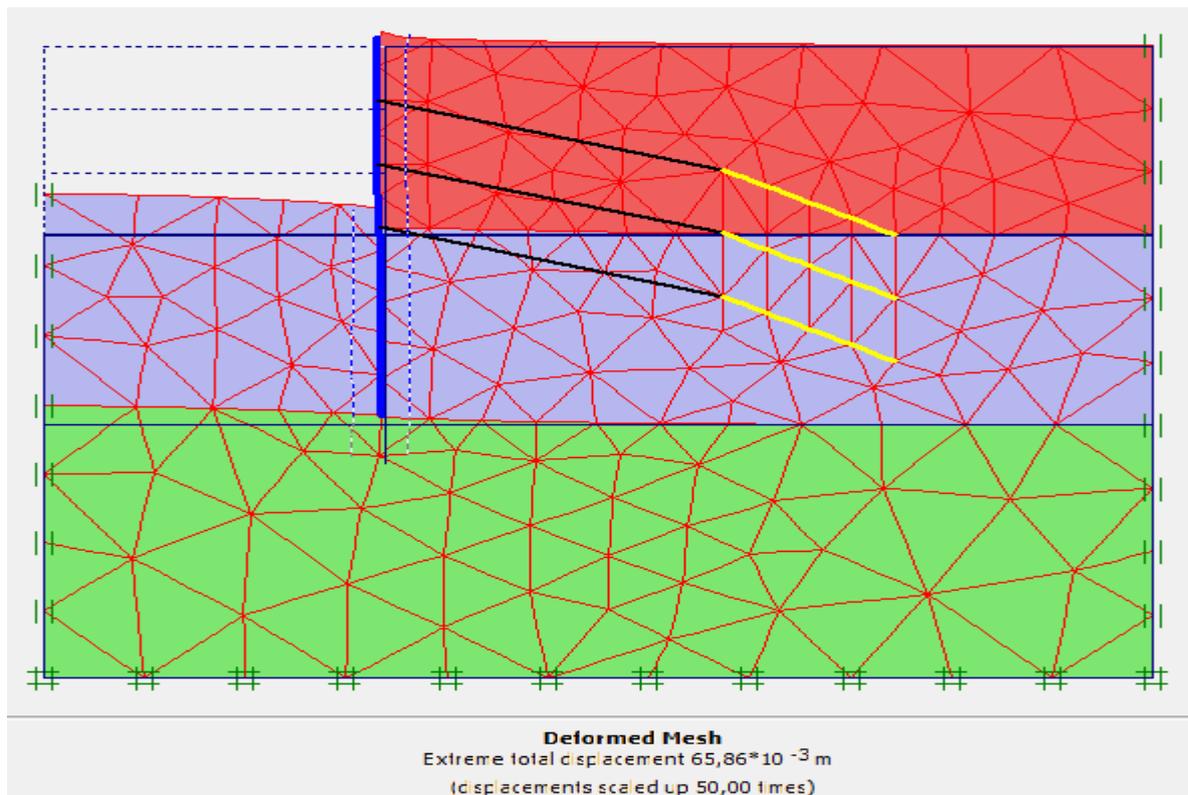


Figure IV. 5 : Phase 5 : Maillage déformé a la fin de l'excavation

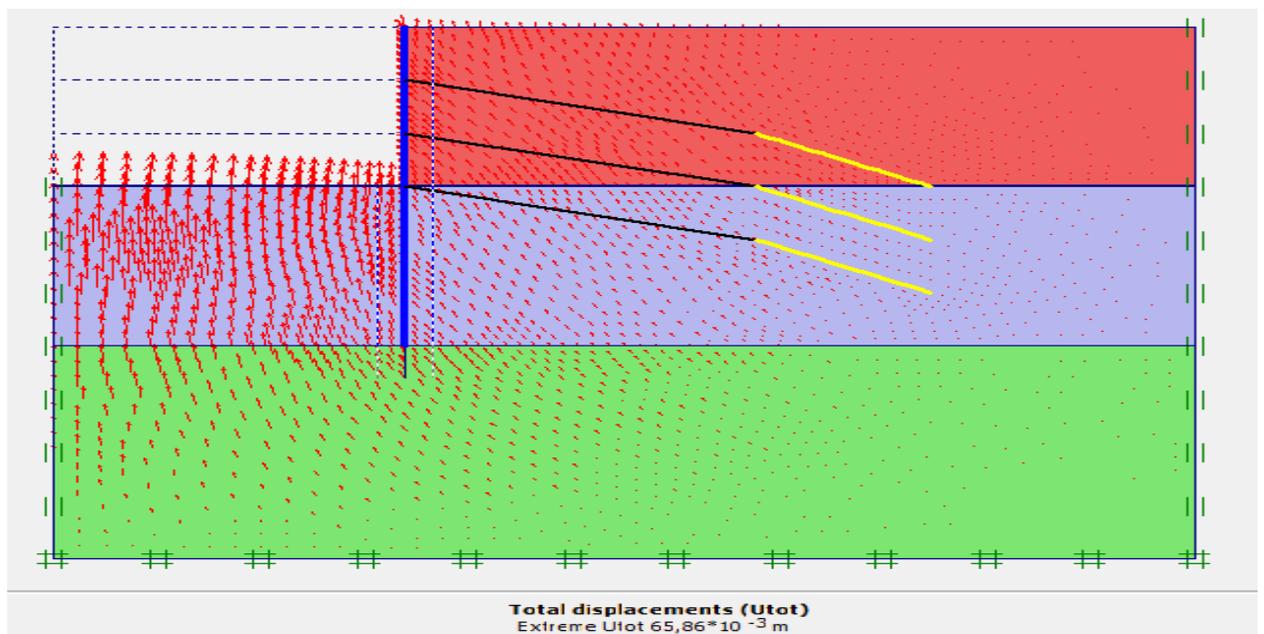


Figure IV. 6 Représentation des vecteurs déplacements en fin d'excavation.

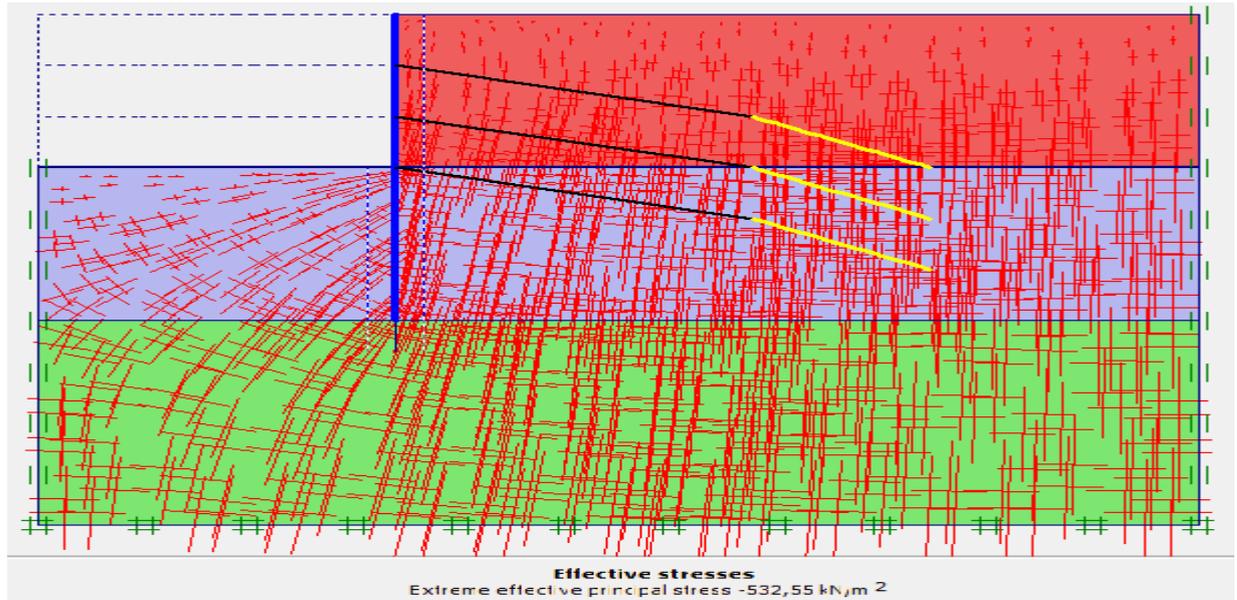


Figure IV. 7 Visualisation des directions principales des contraintes effectives.

IV.9.2. Déformation des éléments structuraux

- Le déplacement horizontal (U_x) est de $10,06 * 10^{-3} m$
- Contrainte totale (Total stresses) est de $-879,72 * 10^{-3} Kn/m^2$
- Le moment fléchissant maximum (Bending moments) est $-325,71 kN/m$ (fgIV.10.a)
- force Axial est de $-465,23 kN/m$ (figure IV.10.b)
- Force de contrainte (Shear forces) est de $266,52 Kn/m$ (figure IV.10.c)
- Coefficient de sécurité est de 3.643 (figure IV.11)

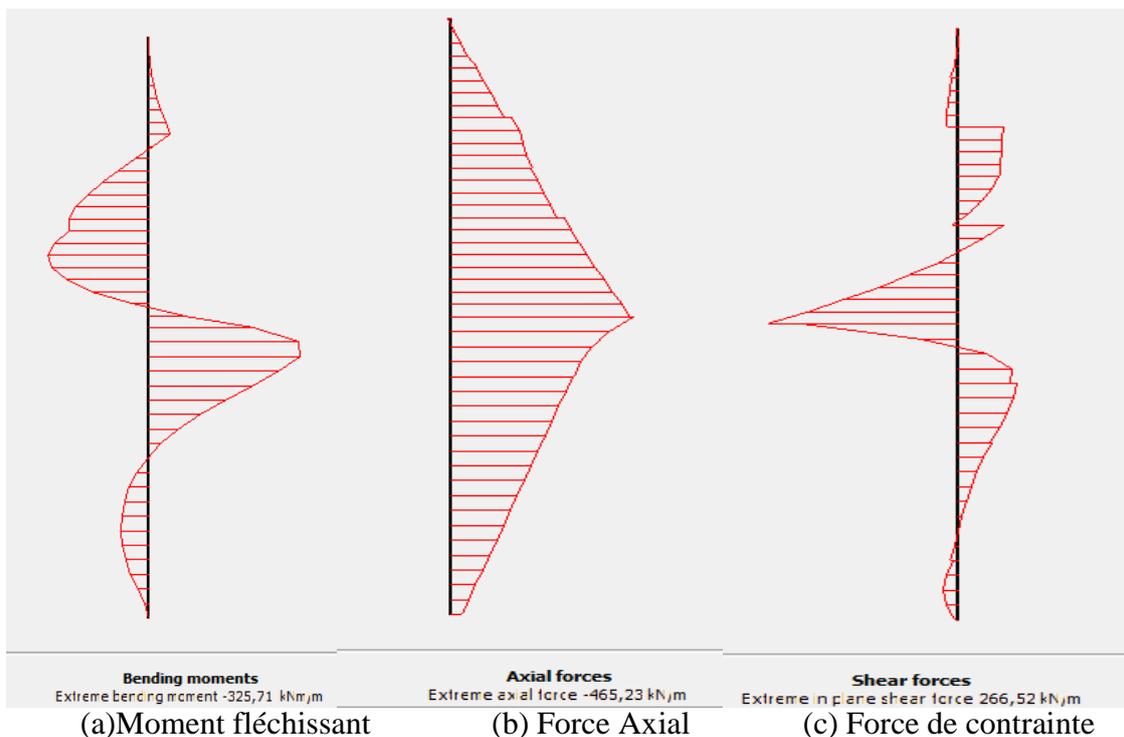


Figure IV. 8 : parement : résultats de la phase 5.

ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL

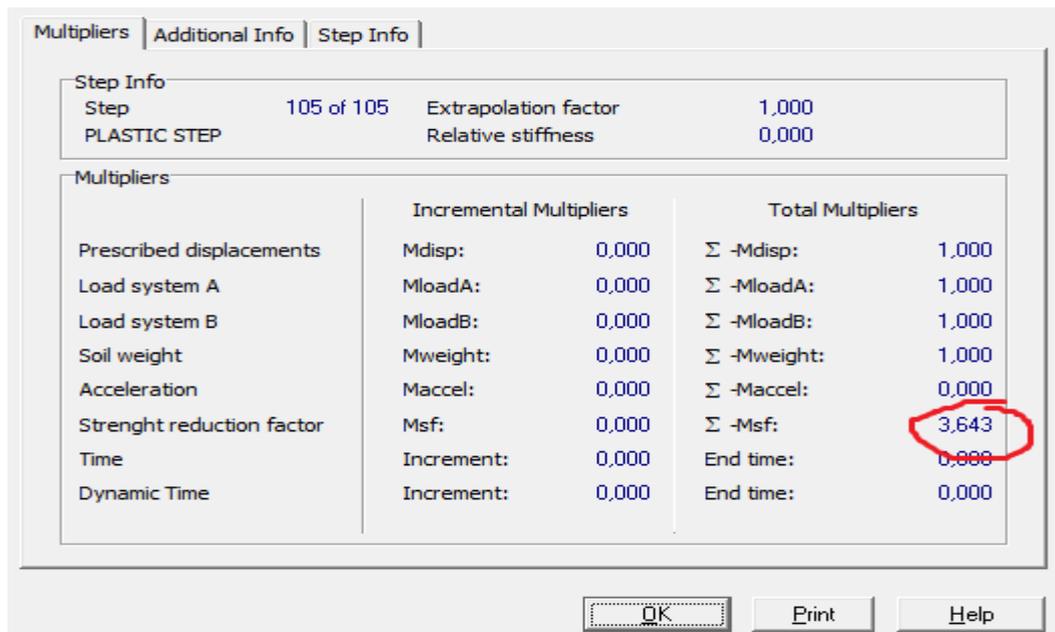


Figure IV. 9 : Coefficient de sécurité

IV.10 Etude de l'Effet de la nappe phréatique sur deux étapes

IV.10.1 Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

IV.10.2 Conditions hydrauliques a 35.00m

Le niveau de la nappe phréatique initiale est (35.00 m)

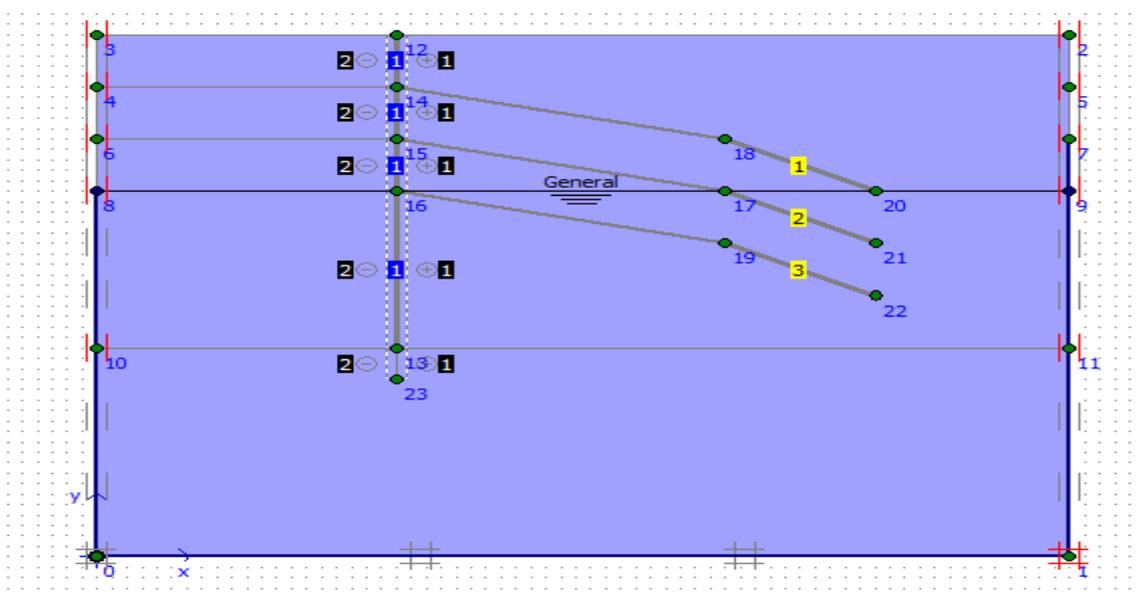


Figure IV. 10 : Conditions hydrauliques initiales à 35.00m

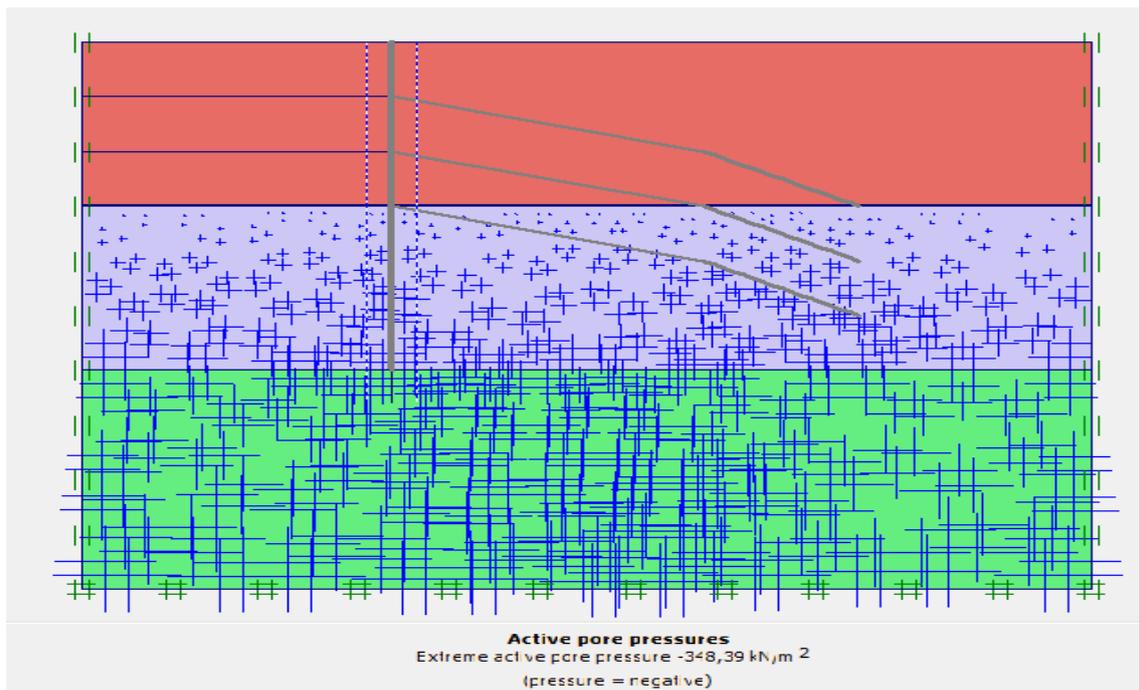


Figure IV. 11 : pressions interstitielles actives

IV.10.3 Contraintes initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments de sol crée par défaut. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut. La valeur de K_0 est calculée automatiquement d'après la formule de Jaky. $K_0 = 1 - \sin\varphi$

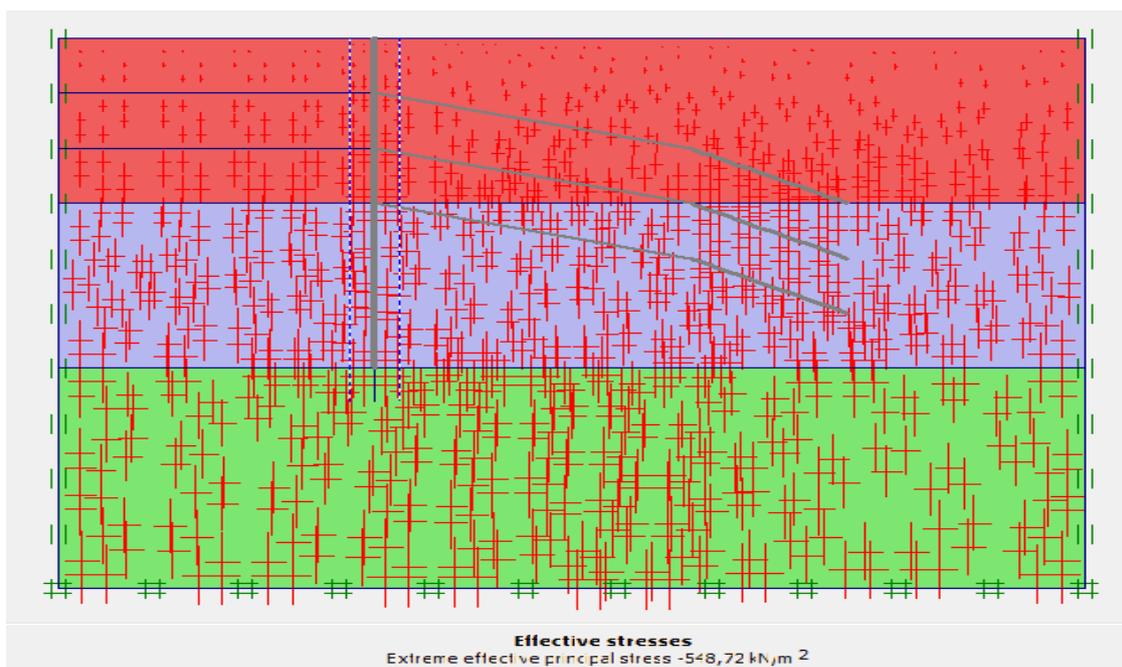


Figure IV. 12 : Génération des contraintes initiale

IV.10.5 Contraintes initiales

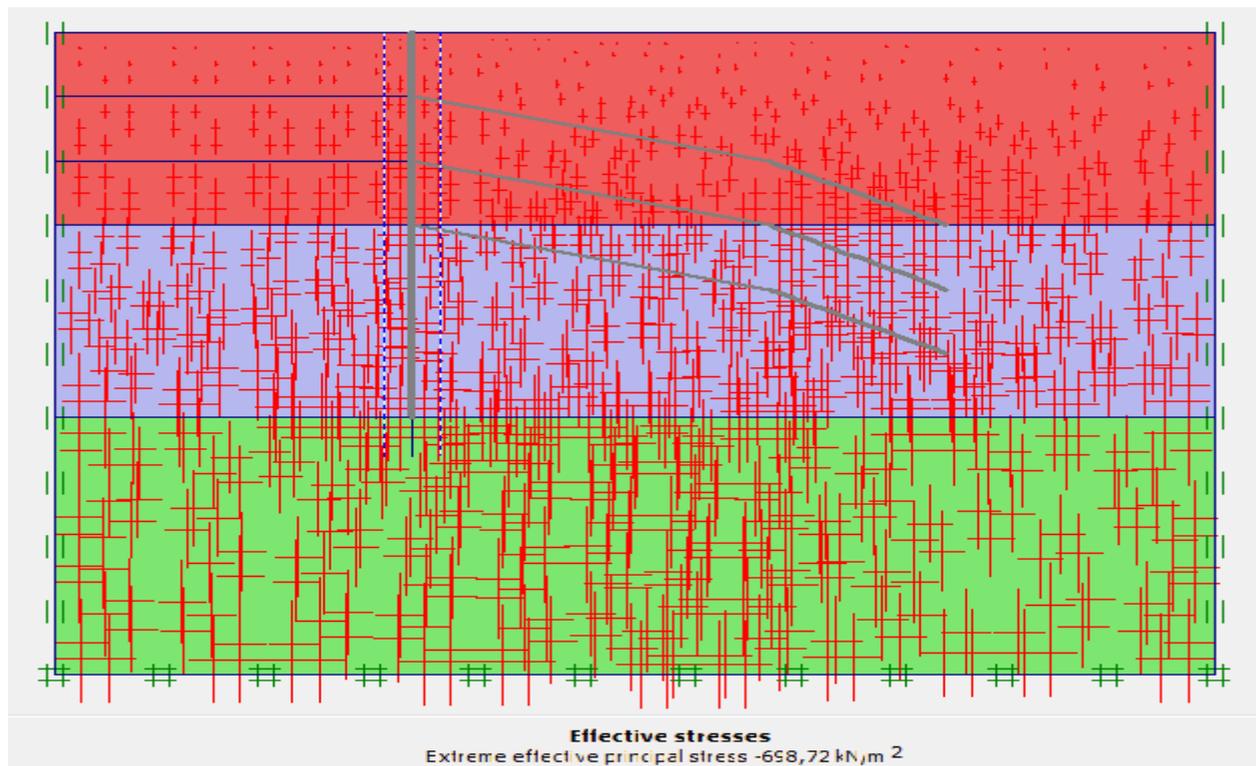


Figure IV. 15 : Génération des contraintes initiale

IV.10.6 Total déplacements

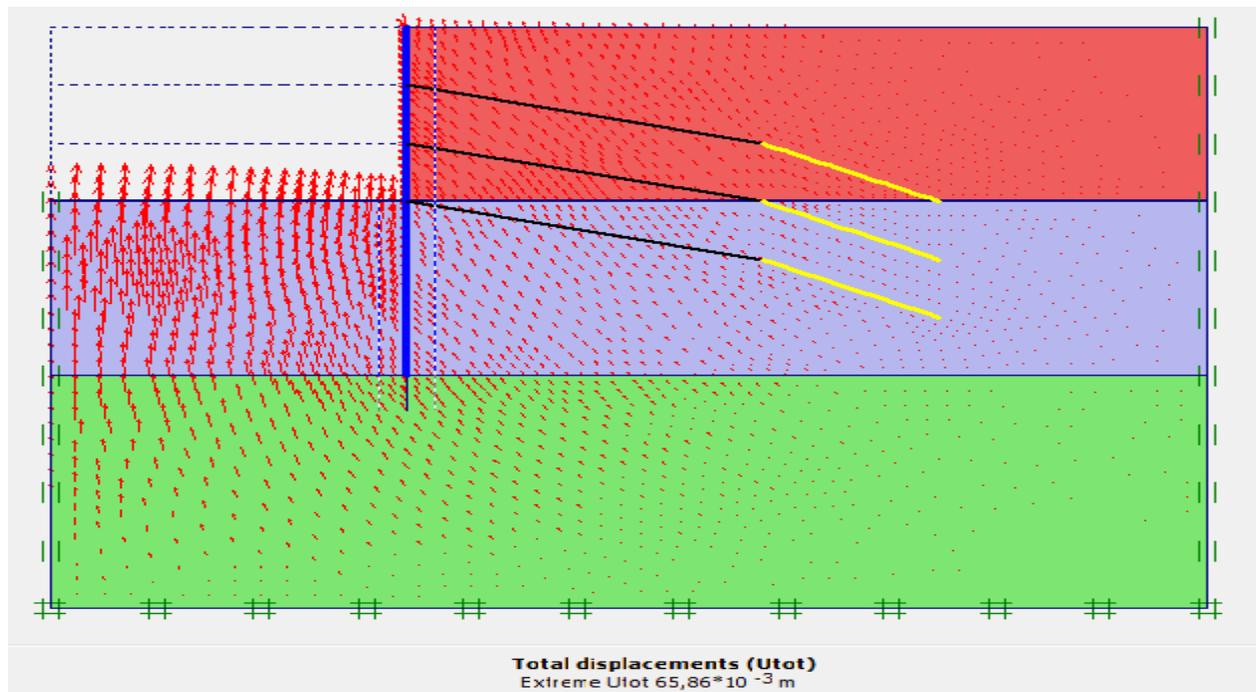


Figure IV. 16 : Phase 5 déplacements en fin d'excavation

ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL

IV.10. Résultats

Après les deux modélisations effectuées sur l'effet de la nappe phréatique les résultats sont présentés sur le tableau suivant

Tableau IV. 5:etude parametrique (conditions hydrauliques)

Le niveau de la nappe phréatique initiale (m)	35.00	20.00
pressions interstitielles actives (KN/m ²)	-348,39	-198,39
déplacements en fin d'excavation (m)	0.065	0.065

Commentaires :

D'après les études précédentes on constate que la pression interstitielle active diminue progressivement en fonction du niveau de la nappe phréatique et que le déplacement en fin d'excavation reste constante tout au long.

IV.11 Influence des paramètres géotechnique

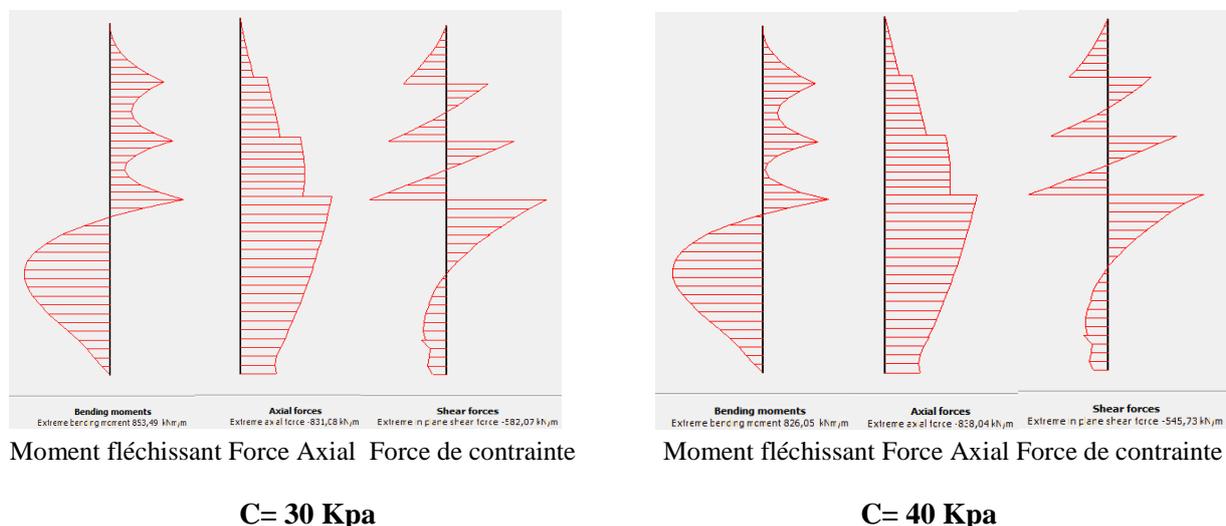
Pour ce qui concerne les paramètres géotechnique on étudie l'influence des deux paramètres suivants :

- La cohésion C
- L'angle de frottement interne φ

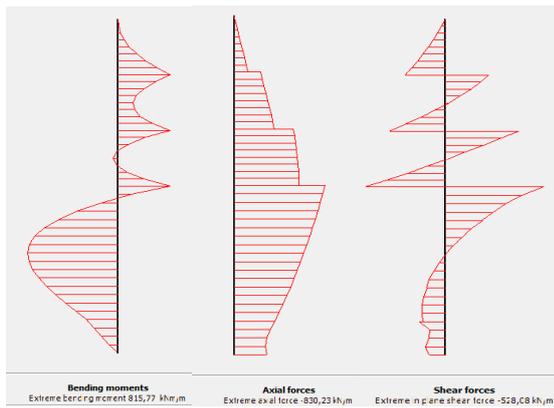
IV.11.1 La cohésion

La cohésion du modèle de référence $C=60$ kPa. Pour l'étude paramétrique on fait varier la cohésion de $C = 30$ kPa, 40Kpa et 50Kpa respectivement.

L'effet de cette variation est montré dans le tableau et les figures suivantes.

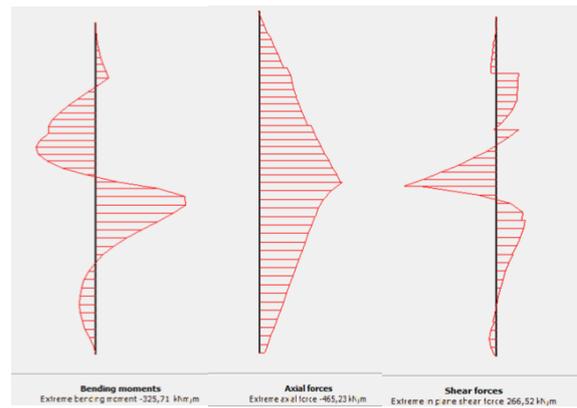


ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL



Moment fléchissant Force Axial Force de contrainte

C= 50 Kpa



Moment fléchissant Force Axial Force de contrainte

C= 60 Kpa

Figure IV.20 : Influence de la cohésion du sol sur déformation des éléments structuraux

Tableau IV. 6 : Influence de la cohésion du sol sur les déplacements horizontaux des

palplanches

Cohésion	30	40	50	60
$\sum Msf$	3.067	3.263	3.486	3.643
Déplacement total (m)	0.541	0.493	0.431	0.065
Le déplacement horizontal du palplanche U_x (m)	-0.458	-0.412	-0.352	-0.010
Moment fléchissant (KN/m)	853.49	826.05	815.77	-325.71
Force Axial (KN/m)	-831.08	-838.04	-830.23	-456.23
Force de contrainte (KN/m)	-582.07	-545.73	-528.08	-266.52

Commentaire :

D'après les résultats, on constate que avec l'augmentation de la cohésion :

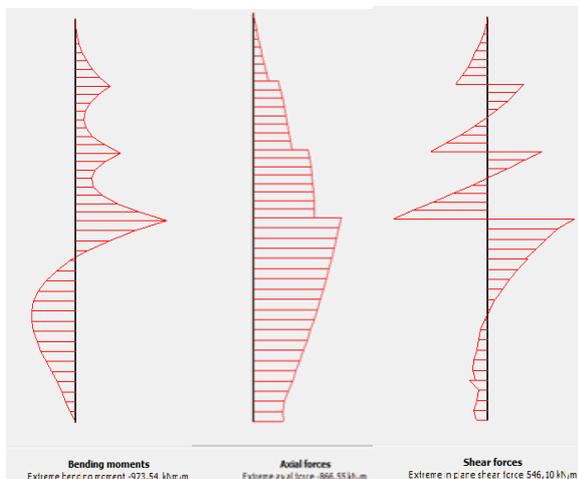
- Les déplacements totales diminuent.
- Une augmentation du coefficient de sécurité.
- Pour le palplanche, le déplacement horizontal diminue, le moment fléchissant, force axiale, et force de contrainte subit par le palplanche ont diminués avec l'augmentation de la cohésion.

IV.11.2 L'angle de frottement φ

Les angles de frottement élevés pour des sol (marne grisâtre) danse, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastique.

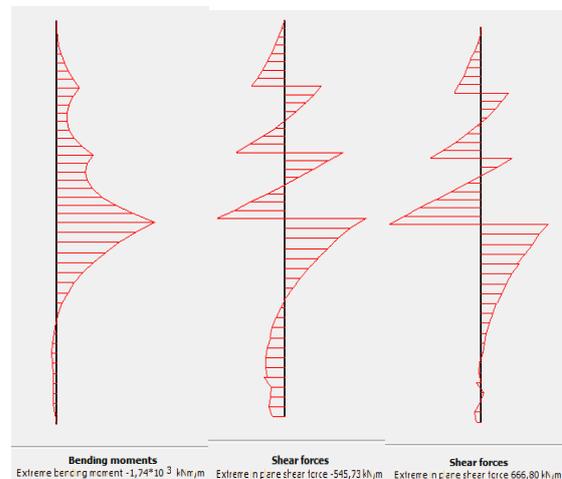
Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient d'être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 25 degrés sont utilisés.

Pour notre cas $\varphi=35^\circ$, nous avons varier l'angle de frottement comme suit $25^\circ, 30^\circ, 40^\circ$



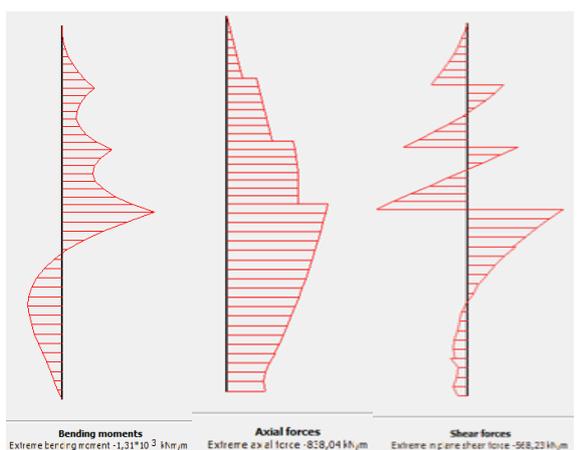
Moment fléchissant Force Axial Force de contrainte

$\varphi = 25^\circ$



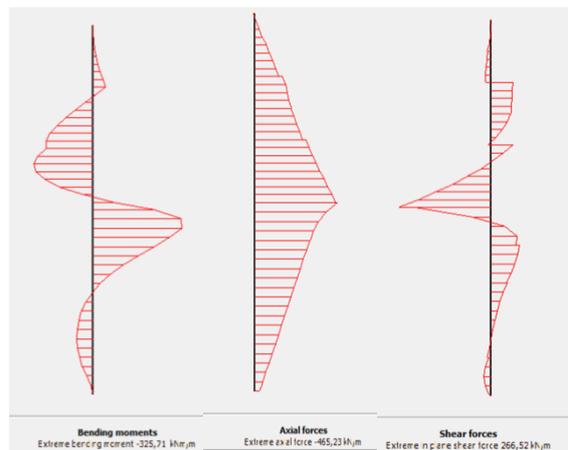
Moment fléchissant Force Axial Force de contrainte

$\varphi = 30^\circ$



Moment fléchissant Force Axial Force de contrainte

$\varphi = 40^\circ$



Moment fléchissant Force Axial Force de contrainte

$\varphi = 35^\circ$

Figure IV.21 : Influence de l'angle de frottement sur déformation des éléments structuraux

ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL

Tableau IV. 7: Influence de l'angle de frottement du sol sur les déplacements horizontaux des palplanches

L'angle de frottement	25	30	35	40
$\sum Msf$	2.448	2.808	3.643	3.707
Déplacement total (m)	1.71	0.748	0.065	0.816
Le déplacement horizontal du palplanche U_x (m)	-1.31	-0.605	-0.010	0.707
Moment fléchissant (KN/m)	-973.54	-774	-325.71	-131
Force Axial (KN/m)	-866.55	-545.73	-465.23	-838.04
Force de contrainte (KN/m)	546.10	666.80	266.52	568.23

COMMENTAIRES :

La variation de l'angle de frottement a conduit aux constatations suivantes :

- La diminution progressive du déplacement totale du déplacement horizontal du palplanche, et le moment flechissant, force axiale, force de contraintes pour $\varphi = 25^\circ$ à 35° .
- Puis une augmentation de ces paramètres pour $\varphi = 40^\circ$.
- Alors que le coefficient de sécurité a augmenté avec l'augmentation de l'angle φ .

IV. 12 Conclusion

La simulation numérique et l'analyse du comportement d'un écran de soutènement du type palplanche métallique stabilisée avec tirant fichée dans une couche d'argile, avec l'introduction des éléments d'interfaces a permis d'envisager l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement de l'écran à savoir les déplacements et le moment fléchissant, la variation du

ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL

paramètre, on remarque que le moment fléchissant et les déplacements horizontaux sont très sensible à la variation du paramètre.

L'étude paramétrique présente un intérêt particulier pour les ingénieurs géotechniciens car elle permet d'évaluer l'influence des paramètres sur la fiabilité des résultats des modélisations. Elle peut être employée pour obtenir les coefficients de variation et pour définir des intervalles de confiance sur les résultats de la modélisation tels que les déplacements, les déformations, les moments fléchissant.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion Générale

Les palplanches qui présentent d'énormes avantages dans l'économie de matériaux de construction et d'énergie de battage sont très utilisées dans le monde comme ouvrage de protection, de soutènement ou d'étanchéisation des sols. L'émergence des quatre méthodes de dimensionnement distinctes s'explique par la complexité du comportement des ouvrages de soutènement pour lesquels le sol est en même temps un appui de la structure et une source du chargement de cette dernière. Chacune de ces méthodes, avec ses avantages et ses inconvénients, aborde le problème du dimensionnement des ouvrages de soutènements sous un angle différent. La méthode des éléments finis est sans conteste appelée à prendre le pas sur les autres méthodes de calcul mais, il n'en demeure pas moins qu'en l'état actuel des connaissances, aucun code de calcul n'est capable de traiter l'ensemble des mécanismes mis en jeu dans les ouvrages de soutènement. La simulation numérique et l'analyse du comportement d'un écran de soutènement du type palplanche métallique stabilisée avec tirant fichée dans un couche d'argile, avec l'introduction des éléments d'interfaces a permet d'envisagé l'effet sur le comportement de l'écran à savoir les déplacements et le moment fléchissant, la variation du paramètre, nous a permet de d'évaluer l'influence des paramètres sur la fiabilité des résultats des modélisations. Elle peut être employée pour obtenir les coefficients de variation et pour définir des intervalles de confiance sur les résultats de la modélisation tels que les déplacements, les déformations, les moments fléchissant. Dans la plupart des modélisations géotechniques réalisées, des paramètres géotechniques des matériaux soit la plus importante. Ces résultats, donnent une première idée générale de l'influence de chacun des paramètres du modèle sur Les courbes de moment fléchissant et les déplacements des points situent au niveau de la base, la tête du palplanche.

Les méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement reposent actuellement sur diverses règles de calcul .Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte de manière plus précise le comportement du sol et de l'interface sol-paroi, elles permettent de représenter les interactions du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage en donnant des informations très riches relatives aux déplacements et déformations et de prendre en considération l'interaction avec le milieu environnant.

A la fin de ce travail, nous recommandons aux futurs masterants d'utiliser d'autres lois de comportement dans l'analyse de l'ecran disponible dans le logiciel, aussi passer a la modelisation en 3D pour ce type de probleme

Référence Bibliographique

1. **AFNOR**, Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Ecrans, norme NF P94-282, 2009
2. **AFNOR**, Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Regles generales, NF EN 1997-1, 2005
3. **AFNOR**, Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais géotechniques, NF EN 1997-2, 2007 Annales de l'ITBTP, 210, 1965, pp. 817-821.
4. **ALI BOUAFIA** éditions 2010 Conception et calcul des ouvrages géotechniques, ouvrage collectif.
5. **ALI BOUAFIA** éditions 2011 Introduction à la géotechnique, tome02- O.P.U-2011.
6. **BALAY J.**, Recommandations pour le choix des parametres de calcul des écrans de soutènement par la methode aux modules de reaction. Paris,1984.
7. **BENHAMIDA B.**, Modelisation numerique des murs en sol cloue : Application aux calculs en deformation des murs experimentaux en vraie grandeur, n° 1 et 2 du projet National Clouterre,These de doctorat, Paris, ENPC, 1998.
8. **BERTRAND HUBERT** docteur en géologie géologue européen ingénieur en chef a solen éditions 2007 fondations et ouvrages en terre.
9. **CHOGUEUR AISSA,2012** présenté pour obtenir le diplôme de magistère en génie civil option : géotechnique et environnement modélisation numérique d'un écran de soutènement cas de l'interaction écran-fondation.
10. **CIMSTF**, Paris, Dunod, vol. II, 1961, pp. 473-478.
11. **DELATTRE LUC . MARTEN S**,Un siecle de methodes de calcul d'ecrans de soutènement. Les approches empiriques et semi-empirique, Bulletin des laboratoires des ponts n°244-245, 2003.
12. **DELATTRE LUC**, Un siecle de methodes de calcul d'ecrans de soutènement. La modelisation des écrans de soutènement par la methode des elements finis, Bulletin des laboratoires des ponts n°252-253, 2004, pp 95-117.
13. **DELATTRE LUC.**,Un siecle de methodes de calcul d'ecrans de soutènement. L'approche par le calcul les methodes classiques et la methode au coefficient de reaction, *Bulletin des laboratoires des ponts n°234, 2001, pp 35-55.*
14. **ETIENNE FLAVIGNY** Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS-Formation Plaxis 2D.
15. **ETIENNE FLAVIGNY** Quelques points importants- Formation PLAXIS 2D ,(Téléchargé).
16. **GERARD PHILIPPONNAT** ingénieur ETP professeur honoraire au centre des Hautes études de la construction directeur technique et de la qualité a solen éditions 2007 fondations et ouvrages en terre.
17. **JEAN FIXOT** construction-aménagement-géotechnique Analyse comparative de la norme NF P 94 282 sur les écrans de soutènement.
18. **MANUEL D'UTILISATION**,K-REA Terrasol 2004-Edition 2006.
19. **MANUEL DE REFERENCE**, Plaxis2D- Version8, (2008).

Référence Bibliographique

20. **ORIANNE JENCK**, (2005) - Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales, modélisation physique et numérique : annexe 1-les règles de similitude -Institut national des sciences appliquées de Lyon, France.
21. **PAUL GALABARU** ingénieur civil des ponts et chaussées professeur a l'école nationale des ponts et chaussées éditions eyrolles 1969 Traité de procédés généraux de construction les fondations et les souterrains.
22. **PHILIPPE MESTAT**, (1997)-Maillage d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique, conseils et recommandations-Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées-Décembre.
23. **PHILIPPE MESTAT, NICOLAÏ DRONIUC, JEAN-PIERRE BERTHELON**, (2004)-Étude de la stabilité d'excavations partiellement soutenues, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées 249, Réf.4442.
24. **PHUONG DUY NGUYEN**, (2003)-Modélisation numérique des soutènements d'excavation – Thèse de doctorat-ENPC.
25. **RANKINE W.J.M.**, On the stability of loose earth, Trans. Roy. Soc. London, Vol. 147, 1857.
26. **RIFAAT I.**, Die Spundwand als Erddruckproblem. Mitteilungen aus dem Institut fur Baustatik,Eidgen, Techn. Hochschule Zurich, 5, 1935, Leipzig und Zurich.
27. **ROWE P.W.**, Anchored sheet-pile walls, Proc. Instn Civ. Engrs, Pt I, Vol. 1, 1952.
28. **ROWE P.W.**, Measurements on model strutted sheet-pile excavations, Comptes-rendus du Ve
29. **SCHMITT P.**, De l'elasticite lineaire au coefficient de reaction : theories, observations et ordres de grandeur, Revue francaise de Geotechnique n°85, 1998.
30. **SCHMITT P.**, Etude experimentale de la sollicitation exercee par le sol sur les ouvrages de soutènement souples, Revue francaise de Geotechnique n°28, 1984.
31. **SCHMITT P.**, Methode empirique d'evaluation du coefficient de reaction du sol vis a vis des ouvrages de soutènement souples, Revue francaise de Geotechnique n°71, 1995.
32. **SETRA**, (1998)-Les ouvrages de soutènements, guide de conception générale,modélisation numérique d'un écran de soutènement autostable- UABT ,2013.