



FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème

**ANALYSE DE L'INFLUENCE DE LA POSITION DES TIRANTS
D'ANCRAGE SUR LE COMPORTEMENT DES PALPLANCHES
DANS DES SOLS SABLEUX**

Domaine : Sciences et Technique

Spécialité :

GENIE CIVIL

OPTION

GEOTECHNIQUE

Par

Nom(s), Prénom(s) des Etudiant (es)

SOLTANI ABDELMOUNAIM

DIRECTEUR DU MEMOIRE Pr A.HACENE CHAOUCHE, GENIE CIVIL, U B M ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT :

EXAMINATEURS :

Pr SBARTAI BADREEDINE

Pr CHELGHOUM NOURDINE

Dr BOUKHATEM GHANIA

Remerciement

*Nous remercions notre Dieu
qui a donné le courage et la volonté de poursuivre nos études, ainsi que
nos parents qui ont sacrifié leur vie pour notre réussite.*

*Nous tenons à adresser nos sincères remerciements et le plus grand
respect à notre promotrice Monsieur **Pr. Abdelmadjid Hacene Chaouche**
pour sa*

*compréhension, sa disponibilité, ses conseils judicieux et toute l'aide
qu'elle nous a apporté.*

*Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury qui ont
accepté d'évaluer notre travail et de nous avoir*

Honorés par leur présence.

*Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la mise-
en oeuvre de ce travail.*

A.Monaim

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail avant tout à
Mes chers parents, qui ont tout sacrifié*

pour mon

*bien et qui ont éclairé ma route par leur
compréhension, leur soutien*

Mes frères

Mes amis et mes collègues d'études ;

*A tous ceux qui ont contribué de près ou
de loin*

pour que ce projet soit possible.

Résumée

Les palplanches métalliques offre un large champ d'application pour la réalisation des ouvrages en Génie Civil. 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-écran Avec les récents développements technologiques des matériaux , il est désormais possible de faire de la palplanche dans presque tous les types de sols, et sous de multiples contraintes de site, d'environnement, de géométrie et de hauteur.

L'objet de cette étude et l'analyse de l'influence des différentes positions du tirant d'ancrage et ses différentes inclinaisons associé à divers types de sols homogènes (sable lâche ,sable dense), en l'occurrence, sur le comportement et le dimensionnement des palplanches en acier. En outre, une étude comparative entre la méthode analytique développée par Rowe et la méthode numérique basée sur la MEF illustrée par le logiciel de calcul Plaxis , dans laquelle on a étudié l'effet de l'interaction sol-structure sur la stabilité des parois. Le sol est homogène et sec, son comportement est décrit par une loi élasto-plastique du type Mohr-Coulomb avec la cohésion du sol $C=0$ et un angle de frottement interne ϕ , la palplanche est modélisée par élément « poutre ». Les simulations sont à exécuter des coefficients réducteurs de l'interface (sol-paroi) pris variables.

L'analyse des résultats se focalise sur la déformée de la paroi, les moments fléchissant, et le dimensionnement des palplanches correspondantes caractérisé par le module de résistance w

***mots-clefs* : Interface, Interaction sol structure, palplanche, Dimensionnement Modélisation numérique, Mohr-coulomb, Plaxis2D**

ABSTRACT

Metal sheet piles offer a wide field of application for the realization of civil engineering works. The methods of sizing retaining walls are currently based on various calculation rules. Numerical methods have the advantage of taking into account more precisely the behavior of the soil and the soil-screen interface. With the recent technological developments of the materials, it is now possible to make sheet pile in almost all types of soil, and under multiple constraints of site, environment, geometry and height.

The purpose of this study and the analysis of the influence of the different positions of the anchor and its different inclinations associated with various types of homogeneous soils (loose sand, dense sand), in this case, on the behavior and the dimensioning of steel sheet piles. In addition, a comparative study between the analytical method developed by Rowe and the numerical method based on the MEF illustrated by the calculation software Plaxis, in which the effect of the soil-structure interaction on the stability of the walls was studied. The soil is homogeneous and dry, its behavior is described by an elasto-plastic law of the Mohr-Coulomb type with the cohesion of the soil $C = 0$ and an internal friction angle φ , the sheet pile is modeled by element "beam". The simulations are to perform reducing coefficients of the interface (soil-wall) taken variables.

The analysis of the results focuses on the deformation of the wall, the bending moments, and the dimensioning of the corresponding sheet piles characterized by the resistance module w

keyword (s): Interface, Interaction ground structure, sheet pile, Dimensioning Numerical modeling, Mohr-coulomb, Plaxis2D

المخلص

قدم أكوام الألواح المعدنية مجالاً واسعاً من التطبيقات لتنفيذ أعمال الهندسة المدنية. تعتمد أساليب تغيير حجم الجدران الاستنادية حالياً على قواعد حسابية مختلفة. الطرق العددية لها ميزة مراعاة سلوك التربة وواجهة شاشة التربة. مع التطورات الأخيرة في مجال المواد ، أصبح من الممكن الآن إنشاء مجموعة كاملة من التربة وتحت قيود متعددة من الموقع والبيئة والهندسة والارتفاع.

الغرض من هذه الدراسة وتحليل تأثير مواقع المرساة المختلفة وميلاتها المختلفة المرتبطة بأنواع مختلفة من التربة المتجانسة (رمل سائب ، رمل كثيف) ، في هذه الحالة ، على سلوك وأبعاد صفائح الفولاذ بطاريات. بالإضافة إلى ذلك ، تم إجراء دراسة مقارنة بين الطريقة التحليلية التي طورها رو والطريقة العددية المعتمدة على MEF الموضحة في برنامج الحساب Plaxis ، والذي تمت فيه دراسة تأثير تفاعل بنية التربة على ثبات الجدران. التربة متجانسة وجافة ، يوصف سلوكها من خلال قانون اللدائن البلاستيكية من نوع موهر كولوم مع تماسك التربة $C = 0$ وزاوية الاحتكاك الداخلي ، ويتم نمذجة كومة ورقة من عنصر "شعاع". عمليات المحاكاة هي إجراء معاملات متناقصة للواجهة (جدار التربة) المتغيرات المتخذة.

يركز تحليل النتائج على تشوه الجدار ولحظات الانحناء وأبعاد البطاريات المقابلة التي تتميز بوحدة المقاومة w

(الكلمات) الرئيسية: واجهة ، هيكل أرضي للتفاعل ، ورقة مكدس ، النمذجة الرقمية للأبعاد ، موهر كولوم ، بلاكسيس
ثنائي الأبعاد

SOMMAIRE

- Dédicace
- Résumé
- Sommaire
- Liste des figures
- Liste des tableau
- Liste des symboles
- Introduction générale

CHAPITRE I

Recherches bibliographique

I-INTRODUCTION GENERALE.....	1
OBJECTIF.....	2
I.1.HISTORIQUE.....	3
I.1.1.Introduction.....	3
I.1.2.L'ère du bois.....	4
I.1.3.Les écrans de palplanches en béton armé et en acier.....	4
I.1.4.Les parois berlinoises et dérivées.....	5
I.1.5.Les techniques utilisant un pré-soutènement à la boue.....	5
I.1.6.Les techniques de mélange en place sol-ciment.....	6
I.1.7.Les systèmes d'appui.....	7
I.1.7.1.Les systèmes traditionnels.....	8
I.2.Composition et caractéristiques des sols.....	9
I.2.1.Composition du sol.....	9
I.2.2.Les caractéristiques mécaniques des sols.....	10
I.2.2.1.Cohésion des sols fins.....	10
I.2.2.2.Frottements au sein des sols grenus.....	10
I.3.Divers type des palplanches.....	11
I.3.1.Introduction.....	11
I.3.2.Définition.....	11
I.3.3.Une idée simple.....	11
I.3.4. Les palplanches plates.....	12
I.3.5. Types de palplanche.....	13
I.3.5.1 la géométrie et la forme.....	13
I.4.Palplanches métalliques.....	16
I.4.1.Définition.....	16
I.4.2.Caractéristiques.....	16
I.4.3.Types de palplanches métalliques.....	17
I.4.4.Application des profilés.....	18

I.4.5. Domaine d'utilisation et d'application Palplanches en acier.....	18
I.5. Mise en œuvre des palplanches.....	21
I.5.1. Battage.....	21
I.5.1.1 Principe du marteau hydraulique.....	21
I.5.1.2. Matériels.....	22
I.5.1.3. Systèmes de guidage.....	22
I.5.1.4. Mât de battage.....	22
I.5.1.5. Guide de battage.....	23
I.5.1.6. Le choix du système de battage.....	23
I.5.2. Vibr-fonçage.....	23
I.5.2.1. Principe.....	24
I.5.2.2. Matériels.....	25
I.5.2.3. Types de Mise en Fiche.....	25
I.5.2.4. Enclenchement d'un rideau de palplanches	25
I.5.2.5. Réaliser l'étanchéité du rideau.....	26
I.5.2.6. Les avantages et les inconvénients	28
I.6. Notion sur les ancrages	28
I.6.1. Les composants d'ancrages	28
I.6.2. Classification des ancrages	29
I.6.2. 1. Selon leur fonction	29
I.6.2. 2. Selon la durée d'utilisation.....	30
I.6.3. la mise en œuvre	31

CHAPITRE II

II.1. Introduction.....	32
II.2. Principe de calcul de rideau de palplanche dans le sol.....	32
II.3. Les méthodes de calcul des écrans de soutènements.....	33
II.3.1. Méthode aux états limites	33
II.3.2. Méthode aux coefficients de réactions.....	34
II.3.3. Méthode des éléments finis.....	34
II.3.4. Etats limites de rupture selon L'Eurocode 3.....	34
II.4. Définition de la poussée et de la butée.....	35
II.4.2. Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres.....	36
II.4.2.1. Choix de l'angle de frottement sol-écran δ	36
II.4.2.2. Influence du frottement.....	37
II.5. Stabilité d'un rideau de palplanche.....	38
II.5.1. la méthode classique.....	38
II.5.1.1. Écrans non ancrés (auto-stables).....	39
II.5.1.2. Ecrans ancrés	40
II.5.1.2.1. Ecrans simplement butés en pied (La méthode de la butée simple).....	40
II.5.1.2.2. Critique des méthodes classiques.....	41
II.5.2. la méthode empirique.....	41
II.5.2.1 La méthode de Rowe ou la méthode du moment réduit de.....	42
II.6. Aperçu de la méthode des éléments finis.....	43
II.6. la méthode des éléments finis	43
II.6.1. Introduction.....	43
II.6.2. Les principes fondamentaux de la méthode la plus courante sont les suivants :.....	43
II.6.3. Le principe des travaux virtuels	44
II.6.4. Fonction de base	45
II.6.5. Choix du maillage	46
II.6.6. Modélisation de système en élément fini	47

II .6 .7. Application aux calculs des ouvrages souterrains	47
II .6 .7. 1. Programmes généraux	48
II .6 .7.2. Fonction d'interpolation pour les éléments triangulaires	49
II .6 .7.3. Intégration numérique des éléments linéaires	49
II .6 . 7.4. Intégration numérique des éléments triangulaires	51
II .6 . 7.5. Calcul de matrice de rigidité d'élément	53
II .7. présentation de l'outil de simulation numérique (plaxis).....	54
II .7.1.introduction.....	54
II .7.2.définition.....	54
II .7. 3.les sous programme du plaxis.....	54
II .7.3.1.Input.....	54
II .7.3.2.Calculs.....	55
II .7.3.3.Résultats.....	55
II .7.3.4Courbes.....	55
II .7.4.les modèles de comportements intègres.....	55
II .7.4.1.Modèle élastique linéaire.....	55
II .7.4.1.Modèle de MOHR-COULOMB.....	56

CHAPITRE III

III.1.Introduction.....	58
III.2. Dimensionnement de la palplanche	58
III.2.1. Rideau de palplanches sans ancrage en terrain sec avec contre-butée	59
III.2.1.1 Cas d'un sable lâche.....	59
III.2.1.2 Cas d'un sable dense	64
III.2.2. Ecrans simplement butés en pied (La méthode de la butée simple) par Rowe	65
III.2.2.1 Cas d'un sable lâche	65
III.2.2.1.1.Sable lâche (palplanche avec ancrage horizontal)	68
III.2.2.1.2 Sable lâche(palplanche avec ancrage incliné)	69
III.2.2.2. cas d'un sable dense	73
III.2.2.2.1 Sable dense avec (palplanche avec ancrage horizontal)	73
III.2.2.2.2 Sable dense (palplanche avec ancrage incliné)	74
III.3.Modlisation avec logiciel plaxis	79
III.3.1Propriétés des matériaux	79
III.3.2.Modélisation numérique	81
III.3.2.1Ancrage horizontal (sable lache)	81
III.3.2.2Ancrage horizontal (sable dense).....	88
III.3.2.3. Ancrage inclinée	96
III.3.4.Comparaison avec étude Analytique	100
CONCLUSION GENERALE.....	101

Liste des symboles

$P(z)$: La pression normal apporté par le sol (kN/m²)

$k(y)$: coefficient de proportionnalité en fonction de la déformée (y)

H : La profondeur (m)

k_a : coefficient de poussée

k_p : coefficient de poussée

E : module d'élasticité de l'acier de la palplanche (N/mm²)

I : moment d'inertie (m⁴)

L : hauteur de rideau de palplanche (m)

f : La fiche de rideau de palplanche (m)

F_a : La force de poussée (kN)

F_b : La force de butée (kN)

Δa : Déplacement coté de poussée (mm)

Δp : Déplacement coté de butée (mm)

T : L'effort d'ancrage (kN)

A : distance entre tête de rideau et la position de l'effort de l'ancrage (m)

M_{max} : moment de flexion maximum (kN.m)

σ_{max} : La contrainte maximum de rideau de palplanche (kN/m²)

σ_a : La contrainte admissible de rideau de palplanche (kN/m²)

σ_e : La limite d'élasticité de rideau de palplanche (kN/m²)

δ_a : l'angle d'inclinaison d'effort de poussée (deg)

δ_p : l'angle d'inclinaison d'effort de butée (deg)

A : Les surfaces d'acier (m²)

ϕ : l'angle de frottement (deg)

ν : Coefficient de Poisson

Ψ : coefficient de dilatation

δ : l'angle d'interaction sol/rideau de palplanche (deg)

K_x : Perméabilité horizontale (m/day)

K_y : Perméabilité verticale (m/day)

τ : Contraintes tangentiel (kN/m²)

f : Fiche de l'écran (m)

F_s : Coefficient de sécurité

C_b : Contre butée (kN)

E : Module d'élasticité

σ admissible acier : Contrainte admissible de l'acier (MPa)

$V(z)$: Moment fléchissant (kN.m)

E_{ref} : Module d'Young (constant) kN/m²

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Contraintes principales (kN/m²)

M_R : Moment réduit de Rowe (kN.m)

I/V ou W : Moment d'inertie (cm⁴/m).

σ_h : Contrainte horizontale des terres

α : Angle d'ancrage (deg)

c_{ref} : La cohésion du sol (kN/m²)

γ_{unsat} : Le poids volumique du sol non saturé (kN/m³)

γ_{sat} : Le poids volumique du sol sature (kN/m³)

d : Epaisseur équivalente (m)

w : Poids (kN/m/m)

EA : Rigidité normale (kN/m)

EI : Rigidité de flexion (kNm²/m)

$L_{spacing}$: Espacement dans le plan Z (m)

R_{inter} : Résistance d'interface

RPA : Règlement parasismique Algérien

PLAXIS 2D : PLAXIS 2 Dimensions

MEF : Méthode des éléments finis

Liste des Figures

CHAPITRE I

Figure I.01 Composition des sols.....	9
Figure I.02 Classification des sols.....	10
Figure I.03a): Schéma de principe du mur de palplanches b) Assemblage des éléments.....	11
Figure I.04 a) Detail d'une serrure b) Exemples de serrures.....	12
Figure I.05 Les palplanches module.....	12
Figure I.06 Palplanche plates.....	12
Figure I.07 palplanches en bois.....	13
Figure I.08 RideauPalplanche en bois.....	14
Figure I.09 Palplanches en PVC.....	14
Figure I.10 palplanche laminés a froid.....	16
Figure I.11 Palplanches laminée à chaux.....	17
Figure I.12 Exemple d'application des profilés.....	18
Figure I.13 Exemple d'un rideau partiellement fiché dans le sol.....	18
Figure I.14 Quai permettant l'accostage de superpétroliers	19
Figure I.15 L'utilisation des palplanches comme batardeaux en rivière en France.....	19
Figure I.16 Terrassement dans le batardeau	19

Figure I.17. Le grand barrage de Mont Saint Michel en France	20
Figure I.18 Chantier d'une reconstruction d'un pont en utilisant des palplanches métalliques	20
Figure I.19 Palplanches laminées à froid.....	21
Figure I.20 Principe de fonctionnement du marteau hydraulique (brochure IHC).....	22
Figure I.21 Chantier de battage.....	23
Figure I.22 Principe mécanique du vibreur.....	24
Figure I.23 Principe de fonctionnement d'un vibreur (brochure ICE).....	24
Figure I.24 Enclencheur automatique.....	26
Figure I.25 Illustration de la réparation des défauts d'étanchement dans les serrures.....	26
Figure I.26 Installation d'un système de drainage.....	27
Figure I.27 Etanchement d'une fouille avec un radier.....	27
Figure I.28 Composants d'un tirant d'ancrage	28
Figure I.29 les différents types d'ancrages	29
Figure I.30 Différents types de taillant	31

CHAPITRE II

Figure II.1 Modèles : a) rideau sans tirant d'ancrage b) rideau ancré dans le sol.....	32
Figure II.2. Palplanche ancrée dans le sol	33
Figure II.3. Rideau de palplanches soumis à une distribution de pression normale $p(z)$	34
Figure II.4. Modes de rupture d'un rideau de palplanche.....	35
Figure II.5 : Cas du mur avec frottement.....	38
Figure II.6 distribution des contraintes sur un mur de soutènement	39
Figure II.7. Rideau ancré en tête simplement buté en pied	40
Figure II.8.: Abaque de Rowe pour déterminer le moment réduit M_R	42
Figure II.9. le principe des éléments finis.....	46

Figure II.10.: Exemple de maillage	47
Figure II.11.: Organigramme des programmes généraux.....	48
Figure II. 12.: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	56
Figure. II.13 : Définition du module à 50% de la rupture	56

CHAPITRE III

Figure III.01.palplanches sans ancrage	59
Figure III.02 . Diagramme des pressions	61
Figure III.03 .Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré.....	61
Figure III.04 palplanches avec ancrage.....	65
Figure III.05 Diagramme des pressions.....	66
Figure III.06Variation du moment maximum en fonction du niveau d'ancrage (sable lâche).....	70
Figure III.07.Variation de niveau d'ancrage en fonction de la fiche et l'abscisse du moment max (sable lâche).....	71
Figure III.08.Evolution de module de résistance W en fonction du niveau d'ancrage (sable lâche).....	71
Figure III.09.variation du Mmax en fonction de l'angle d'inclinaison (sable lâche).....	72
Figure III.10 Variation du moment maximum en fonction du niveau d'ancrage (sable dense).....	72
Figure III.11 Variation de niveau d'ancrage en fonction de la fiche et l'abscisse du Mmax (sable dense).....	75
Figure III.12 Evolution de module de résistance W en fonction du niveau d'ancrage (sable dense).....	76
Figure III.13. Evolution de module de résistance W en fonction du de l'angle d'inclinaison (sable dense).....	76
Figure III.14.variation du Mmax en fonction de l'angle d'inclinaison (sable dense).....	77
Figure III.15.variation du Mmax en fonction de l'angle d'inclinaison (sable dense).....	77
Figure III.16 . Définition de la géométrie d'un ancrage horizontal a la surface du sol (sable lâche)	81
Figure III.17. Maillage de l'excavation d'un ancrage horizontal a la surface du sol (sable lache).....	81
Figure III.18 . Moment fléchissant d'un ancrage horizontal a la surface du sol (sable lache).....	82
Figure III.19 . Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 1m de profondeur (sable lache).....	82
Figure III.20 . Moment fléchissant d'un ancrage horizontal situe a 1m de profondeur (sable lâche).....	83

Figure III.21 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 1m de profondeur (sable lache).....	83
Figure III.22 . Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 2m de profondeur (sable lache).....	84
Figure III.23 . Maillage de l'excavation d'un ancrage situe a 2 m de profondeur (sable lache).....	84
Figure III.24 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 2 m de profondeur (sable lache).....	84
Figure III.25 . Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 3 m de profondeur (sable lache).....	85
Figure III.26 . Maillage de l'excavation d'un ancrage situe a 3m de profondeur (sable lache).	85
Figure III.27 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 3 m de profondeur (sable lache).....	85
Figure III.28 . Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 4 m de profondeur (sable lache).....	86
Figure III.29. Maillage de l'excavation d'un ancrage situe a 4 m de profondeur (sable lache).....	86
Figure III.30 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 4 m de profondeur (sable lache)	87
Figure III.31 variation des moment max en fonction de type de modélisation.....	87
Figure III.32 . Définition de la géométrie d'un ancrage horizontal a la surface du sol (sable dense)	88
Figure III.33 . Maillage de l'excavation d'un ancrage horizontal a la surface du sol (sable dense).....	88
Figure III.34. Moment fléchissant d'un ancrage horizontal a la surface du sol (sable dense).....	89
Figure III.35 . Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 1m de profondeur (sable dense).....	89
Figure III.36 . Maillage de l'excavation d'un ancrage situe a 1m de profondeur (sable dense)	90
Figure III.37 .. Moment fléchissant d'un ancrage situe a 1m de profondeur (sable dense).....	90
Figure III.38 . Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 2m de profondeur (sable dense).....	91
Figure III.39 . Maillage de l'excavation d'un ancrage situe a 2 m de profondeur (sable dense).....	91
Figure III.40 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 2 m de profondeur (sable dense).....	92
Figure III.41 .. Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 3 m de profondeur (sable dense)	92
Figure III.42. Maillage de l'excavation d'un ancrage situe a 3m de profondeur (sable dense).	93
Figure III.43 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 3 m de profondeur (sable dense).....	93
Figure III.45 . Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 4 m de profondeur (sable dense).....	94
Figure III.46 . Maillage de l'excavation d'un ancrage situe a 4 m de profondeur (sable dense).....	94
Figure III.47 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 4 m de profondeur (sable dense)	95
Figure.III.48.variation des moment max en fonction de type de modelisation.....	95
Figure III.49. Définition de la géométrie d'un ancrage incliné ($\alpha=40$) situe a 2m de profondeur (sable lache)..	96
Figure III.50 . Maillage de l'excavation d'un ancrage incliné ($\alpha=40$) situe a 2m de profondeur (sablelache)...	96
Figure III.51. Moment fléchissant d'un ancrage incliné($\alpha=40$) situe a 2m de profondeur (sable lache).....	96
Figure III.52.variation des moment en fonction du type de modelisation.....	97
Figure III.53 . Définition de la géométrie d'un ancrage incliné ($\alpha=40$) situe a 3m de profondeur (sable dense)	
Figure III.54 . Maillage de l'excavation d'un ancrage incliné ($\alpha=40$) situe a 3m de profondeur (sable dense)	98
Figure III.55. Moment fléchissant d'un ancrage incliné($\alpha=40$) situe a 2m de profondeur (sable lache).....	99
Figure III.56.variation des moment en fonction de type de modelisation(ancrage incliné dans un sable dense)..	99

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I.02. Tableau synthétique et comparatif de type de palplanche	15
---	----

CHAPITRE II

Tableau II.1. - Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface du parementure	37
Tableau.II.2. La méthode d'intégration de Newton-cotes	50
Tableau .II.3. La méthode d'intégration de gauss	50

CHAPITRE III

Tableau III.01 caractéristique des sols	58
Tableau III.02 pressions et résultants des forces (sans ancrage).....	60
Tableau III.03. Résultat sable lâche sans ancrage.....	64
Tableaux III.04. Résultat sable dense sans ancrage.....	64
Tableau III.05 pressions et résultantes des forces (avec ancrage).....	65
Tableaux III.06. Exemple choix du profile.....	68
Tableaux III.07. efforts appliquée en fonction du niveau d'ancrage et fiche (sable lâche).....	68
Tableaux III.08. Dimensionnement du palplanche métallique en fonction du niveau d'ancrage	68
Tableaux III.09 Variation du rapport M_r / M_{max} en fonction du niveau d'ancrage (sable lâche).....	69
Tableaux III.10. efforts appliquée en fonction de l'inclinaison de l'ancrage et fiche (sable lâche).....	69
Tableaux III.11. dimensionnement du palplanche métallique en fonction de l'angle d'ancrage.....	70
Tableaux III.12 Variation du rapport M_r / M_{max} en fonction de l'angle d'ancrage (sable lâche).....	70
Tableaux III.13. efforts appliquée en fonction du niveau d'ancrage et fiche (sable dense).....	73
Tableaux III.14 dimensionnement du palplanche métallique en fonction du niveau d'ancrage (sable dense).....	73
Tableaux III.15 variation du rapport M_{max} / M_r en fonction d'ancrage (sable dense)	74
Tableaux III.16. efforts appliquée en fonction du niveau d'ancrage et fiche (sable dense).....	74
Tableaux III.17. dimensionnement du palplanche métallique en fonction du niveau d'ancrage incliné.....	74
(sable dense)	

Tableaux III.18. variation du rapport M_r/M_{max} en fonction d'angle d'inclinaison (sable dense).....	75
Tableau.III.19. Caractéristique des sols	79
Tableau III.20: Propriétés des palplanches.....	80
Tableau III.21: Propriétés des ancrages.....	80
Tableau III.22. Comparaison des valeurs du Moments en fonction de le méthode du calcule.....	100

INTRODUCTION GENERALE :

Le domaine d'utilisation des écrans de soutènement est très large. Si les murs de soutènement de type poids sont bien adoptés au soutènement de remblais, le domaine d'emploi privilégié des écrans de soutènement est le soutènement des excavations, dont ils accompagnent le développement tout au long du vingtième siècle. Le développement et la diversification de la technique des écrans de soutènement, des rideaux de palplanches aux parois moulées, des parois berlinoises aux lutéciennes et parisiennes et aux rideaux de pieux, et celle de la technique associée des appuis, des butons au ancrages précontraints, rendrons possible la construction d'ouvrages enterrés toujours plus nombreux : infrastructure de transport, réseaux divers, soubassements d'immeubles, parkings, souterrains, des murs de quai, etc. (Delattre 2000).

La construction de soutènement lui-même, le creusement de la fouille, l'installation des éléments d'appui et la gestion d'une éventuelle nappe phréatique présente dans le sol ont une influence importante sur l'état de contraintes dans les terrains avoisinants. Les modifications de l'état de contraintes conduisent à des déformations de la structure et du terrain avoisinant, et donc à des déplacements, tant horizontaux que verticaux, de la surface de sol soutenu.

Ce développement de technologie et de leur application a suscité un développement important des méthodes de calcul. En effet, cette forme d'ouvrage nécessite une diversification des schémas de calcul de la poussée des terres car leur cinématique diffère de celle des murs poids, ouvrage de soutènement le plus connus jusqu'alors.

Malgré de nombreux développements conduits jusqu'à ce jour, la précision avec laquelle on est aujourd'hui capable de prédire ces déplacements n'est pas satisfaisante. La raison est liée à la complexité du problème : l'écran de soutènement présente une des formes d'ouvrage les plus complexes de la géotechnique, pour laquelle, non seulement les appuis de la structure sont constitués par le sol, à l'instar des fondations, mais également le chargement est apporté par le sol (Delattre 2001).

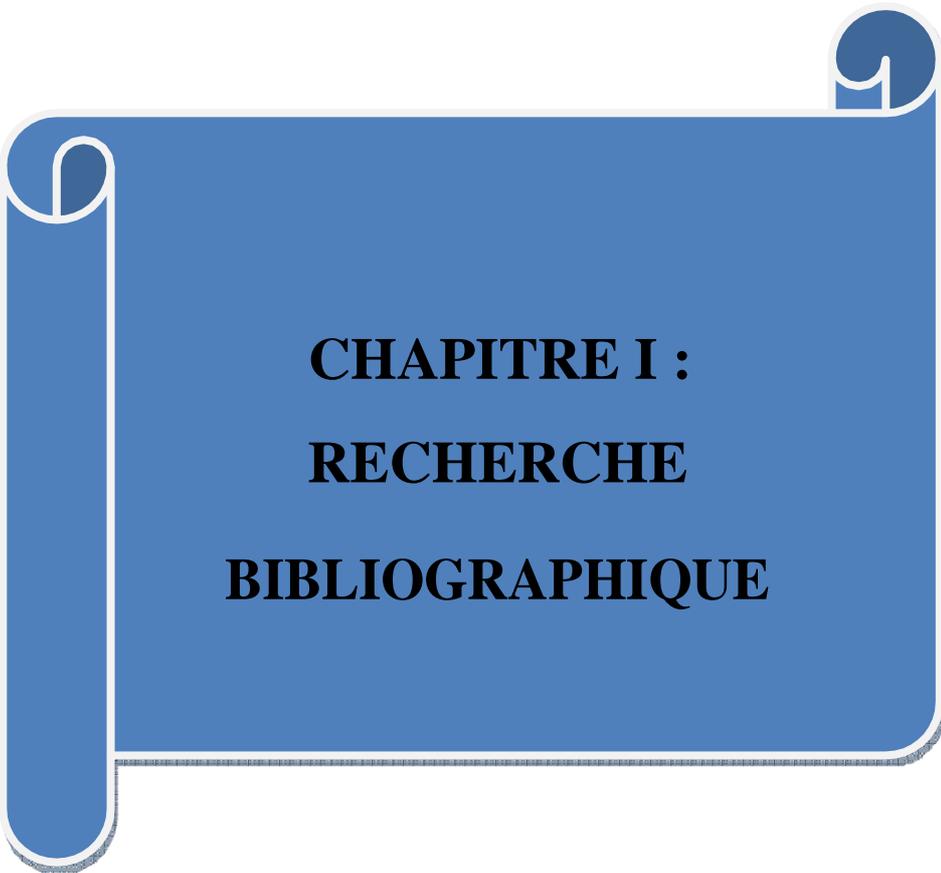
Afin de pouvoir améliorer les méthodes de prévisions, il convient donc d'observer ces structures et leurs alentours. Cette observation, et surtout la comparaison de nombreux cas différents, doit permettre d'établir une classification du comportement des ouvrages qui servira de référence pour les calculs numériques et permettra d'affiner les méthodes de calcul empiriques ou semi empiriques.

La recherche de nouveaux modèles de calcul permettant de rendre compte des distributions de la poussée des terres se heurte aux limites des outils alors disponibles. Ainsi, la résultante des efforts auxquels sont soumis les ouvrages, compte tenu de leur cinématique, pourra être approchée avec des méthodes s'inspirant de celle de Coulomb, mais la répartition de ces efforts restera hors de portée des moyens de calcul. Cette distribution d'efforts donnera lieu à une estimation semi-empirique,

ultérieurement, cette voie semi-empirique sera appliquée à l'évaluation des déformations des soutènements d'excavations et du massif de sol associée.

Objectif :

Le but de ce mémoire est l'étude et l'analyse de l'influence des différentes positions du tirant d'ancrage et ses différentes inclinaisons associé à divers type de sol, en l'occurrence, le sable lâche et le sable dense sur le comportement et le dimensionnement des palplanches en acier. En outre, une étude comparative entre la méthode analytique développée par Rowe et la méthode numérique basée sur la MEF illustrée par le logiciel de calcul Plaxis.



CHAPITRE I :
RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE

I.1.HISTORIQUE:

I.1.1.Introduction :

C'est de la technique la plus commune dans la construction traditionnelle, la maçonnerie, que dérive le procédé de soutènement longtemps le plus utilisé, le mur poids en maçonnerie. Le mur poids en maçonnerie, simple prolongement du mur en maçonnerie, a vraisemblablement été utilisé depuis l'aube de la construction pour le soutènement des remblais et des excavations. Longtemps sans réelle concurrence, cette technique de soutènement s'est développée progressivement jusqu'au X I X e siècle, époque où, après avoir accompagné l'édification des fortifications (de Vauban aux fortifications de Paris, notamment), elle a connu son apogée dans la construction des infrastructures modernes de communication (voies de chemin de fer, routes, canaux, ports, etc.). L'utilisation de produits nouveaux, comme l'acier et le béton, puis de techniques nouvelles de construction va permettre, à partir du début du X X e siècle, d'innover dans le domaine des soutènements. Ainsi, la technique des écrans de soutènements, jusque là réservée à la réalisation de batardeaux ou d'ouvrages de rive, va pouvoir progressivement être améliorée et diversifiée. Son utilisation pourra alors être progressivement étendue à la réalisation de soubassements d'immeubles, de voirie enterrée, parkings souterrains, etc., en relation avec le développement, en parallèle de modèles de calcul adaptés à ces nouveaux ouvrages (Delattre. 1999). Cet article décrit comment ces innovations dans le domaine des écrans de soutènements ainsi que dans le domaine connexe – et indissociable des ancrages, nous ont permis de disposer aujourd'hui d'un ensemble varié de techniques d'écrans de soutènements utilisées dans de nombreux ouvrages de génie civil. Les écrans de soutènements du bois à l'acier et au béton.

I.1.2.L'ère du bois :

La technique des écrans de soutènements, consistant à opposer à la poussée des terres des éléments de structure fichés dans le sol et résistant en flexion, a, dans un premier temps, fait appel à des pieux en bois, juxtaposés les uns aux autres de façon à constituer un écran continu.

Cette technique était, en particulier, utilisée pour la réalisation de batardeaux en rivière constitués de deux rideaux de pieux entre lesquels on disposait un remblai d'argile. La fonction d'étanchéité du batardeau était remplie par le noyau d'argile, tandis que les rideaux de pieux assuraient le confinement de ce noyau. Ces premiers batardeaux, utilisant des pieux plus ou moins bien équarris, devaient présenter une forte sensibilité à l'érosion, l'eau pouvant s'infiltrer entre les pieux et entraîner le sol.

L'évolution naturelle de cette technique a donc consisté à améliorer les joints entre les éléments successifs du soutènement. Les palplanches en bois. s'assemblant les unes aux autres en « grains d'orges »,

Ou bien à l'aide d'un dispositif de rainure et languette, ou encore en faisant appel à un « clameau », se sont ainsi substituées aux pieux en bois initialement utilisés.

Ces palplanches pouvaient être utilisées en batardeau, de façon traditionnelle, en association avec un noyau de terrain, voire seules, lorsque leur étanchéité était suffisante (Frick et Lévy Salvador, 1926, p.230). Elles pouvaient également être utilisées pour le soutènement des terres ou encore pour le coffrage de murs de quai en béton (Aubry. 1908).

I.1.3. Les écrans de palplanches en béton armé et en acier :

La recherche d'éléments de structure plus résistants, tant pour leur mise en place dans le sol, qui s'effectue généralement par battage, que pour leur résistance à la poussée du sol, a conduit les ingénieurs du génie civil à se tourner vers les nouveaux matériaux mis à leur disposition par l'industrie. C'est ainsi que, dès le début du XX^e siècle, des palplanches en béton armé. L'utilisation de ces palplanches en béton et en acier a concerné

Dans un premier temps, des applications relativement marginales de soutènement des terres. L'emploi des palplanches en béton armé ne connaîtra pas de réel développement, à cause du poids de ces structures, de leur fragilité, des difficultés de battage qu'elles présentaient ainsi que des difficultés d'étanchement des joints entre palplanches.

Les palplanches en acier vont par contre connaître un développement important. Initialement. Elles ne différaient pas des profilés métalliques utilisés à d'autres fins et notamment en construction métallique. Il s'agissait de profilés en I ou en U assemblés de sorte à constituer des écrans continus, le raccord étant constitué d'un profil en I dont les ailes avaient préalablement été recourbées. L'utilisation de telles palplanches restera marginale.

Une innovation majeure a été apportée avec l'intégration aux profilés, dès leur formage, de « serrures » permettant de les assembler en rideaux continus en les enclenchant les uns aux autres sans avoir recours à des profilés de raccord. Les premiers profilés possédant de telles serrures apparurent aux États-Unis vers 1910, avec les palplanches plates Lackawanna permettant la réalisation de batardeaux de gabions de palplanches. et en Europe, à la même époque, avec les palplanches à modules à serrures (1914 pour les serrures Larssen - HSP. 1999) pour la réalisation d'écrans travaillant en flexion. Ces nouvelles palplanches seront principalement utilisées, dans un premier temps, pour la construction de batardeaux (Claise, 1921 ; Lahaye 1923), dont elles dérivent plus ou moins directement, avant de se généraliser au soutènement des terres. Par la suite, des aciers de meilleure qualité ont été adoptés et leur utilisation a été optimisée (résistance à la flexion, pénétrabilité). Par ailleurs, l'offre en profilés s'est diversifiée (palplanches, mais aussi caissons de palplanches, tubes, pieux H , etc.), de façon à répondre à la grande variété des besoins. Des développements technologiques connexes ont permis, enfin, d'améliorer le procédé (injection d'étanchement des serrures, protection anticorrosion des aciers, contrôle du non dégrafage des serrures, etc.).

Les techniques de mise en œuvre se sont aussi développées (Pontremoli, 1972 ; Haïun, 1975). Dans le domaine du battage, technique initialement employée pour la mise en place des rideaux de soutènement, les moutons automoteurs, à vapeur (simple puis double effet) puis diesel, se sont d'abord substitués aux moutons relevés par treuils, avant d'être eux-mêmes concurrencés par les moutons hydrauliques.

Le vibrofonçage (Body, 1962), le fonçage direct et la technique des écrans de palplanches au coulis, par ailleurs, constituent de nos jours autant de techniques alternatives de mise en œuvre des palplanches. Enfin, l'association aux techniques de fonçage des techniques de préforage ou de lançage (Mayer et al.. 1985) permet d'améliorer leurs performances et d'élargir leurs domaines d'emploi.

I.1.4. Les parois berlinoises et dérivées:

La technique de la paroi berlinoise fait appel à des éléments de structure verticaux, généralement des profilés métalliques H, mis en place préalablement à l'excavation, entre les ailes desquels on dispose, à l'avancement de l'excavation, des madriers horizontaux ou des plaques en béton de blindage du terrain (Fenoux, 1971). Il s'agit d'une technique ancienne de soutènement d'excavations qui doit son nom au large emploi dont elle a fait l'objet à Berlin. Ainsi, l'article de Spilker (1937), relatant son emploi pour la construction du métro de Berlin qui servira de base à la méthode proposée par Terzaghi (1941) pour le calcul des efforts dans les butons, constitue une référence notable de cette technique.

La nature des matériaux employés, bois et acier, et le fait que, avant la mise en place du blindage, le terrain dégagé par l'excavation ne soit pas soutenu font que la paroi berlinoise est généralement réservée aux soutènements provisoires de terrains hors nappe, relativement résistants et présentant un minimum de cohésion.

Cette technique de soutènement a longtemps été utilisée en association avec des butons mis en place au fur et à mesure de la progression de l'excavation. A partir des années 1960, l'utilisation qui pourra en être faite en association avec les tirants forés et injectés, technique alors en plein développement, pour la réalisation de grandes fouilles libres de tout étai va lui donner un nouvel essor.

Cet essor va donner lieu à la naissance de nombreuses variantes utilisables pour la réalisation d'ouvrages définitifs : parois parisiennes (les profilés métalliques ont été remplacés par des pieux en béton armé et les madriers par un gunitage) et lutétiennes (les pieux sont en béton armé moulé dans le sol) et microberlinoises (ce sont des micropieux qui constituent les éléments de structure verticaux).

I.1.5. Les techniques utilisant un pré-soutènement à la boue:

Les techniques de bétonnage de fouilles soutenues par une boue de bentonite dérivent des techniques de soutènement à la boue des forages, techniques utilisées depuis le début du siècle dans le domaine pétrolier.

Cette approche a d'abord été appliquée pour la réalisation de pieux de fondation. La juxtaposition, en mode sécant ou tangent, voire disjoint, de pieux de fondation ainsi réalisés, a permis, dans un deuxième temps, la réalisation d'écrans d'étanchéité et de soutènements (Veder, 1953).

La technique de la paroi moulée, plus récente, est attribuée à deux ingénieurs italiens. Veder (1952) et Marconi (1953). avec les premières réalisations dans le cadre des travaux du métro de Milan. Elle est apparue comme un perfectionnement, à l'époque, des parois constituées de pieux sécants et de pieux jointifs (Edison Group et al, 1961). Techniques qu'elle a progressivement marginalisées, tout au moins en France. Après des premières réalisations dans les années 1950 (Chadeisson, 1961 ; Edison Group et al., 1961 ; Fehlmann, 1961), l'essor très rapide de ce procédé dans les années 1960 en a fait une technique de premier plan, notamment pour les soutènements des fouilles en milieu urbain (Fenoux, 1971), parkings souterrains, soubassements d'immeubles ou infrastructures de transports souterraines, mais aussi quais portuaires, ouvrages d'assainissement ou soubassements d'ensembles industriels.

Cet essor de la paroi moulée tient à la grande diversité des conditions de site et d'ouvrages auxquels le procédé se prête : conditions géotechniques variées, allant des sols mous aux horizons rocheux, possibilité de réaliser des ouvrages de formes et de dimensions variées jusqu'à des profondeurs très importantes, capacité à intégrer les contraintes du milieu urbain, d'encombrement et de voisinage en particulier, association d'une fonction de portance à la fonction de soutènement.

Ce développement s'est accompagné d'un progrès continu des techniques utilisées. En matière d'excavation, les techniques initiales (Marque. 1971) d'excavation à la benne sur kelly ou à câble sont maintenant souvent associées sur un même matériel. Une telle association d'un kelly court et de câbles a permis, en réunissant les avantages des deux techniques, de gagner en compacité, maniabilité, précision et rapidité des mouvements (Guillaud. 1999).

Complémentaires aux bennes, notamment pour la perforation des terrains résistants, les machines à circulation inverse de la boue ont connu un développement encore plus significatif. Ainsi, au procédé initial associant un matériel de forage en rotation et percussion et la remontée des matériaux de déblai par circulation inverse de la boue (Marque, 1971) ont succédé les hydrohaveuses au cours des années 1970 (hydrofraise, notamment, à partir de 1972, Fenoux, 1982 ; Guillaud, 1999), matériels constamment développés depuis lors.

Ce développement des techniques d'excavation proprement dites a, par ailleurs, été accompagné de celui de nombreux autres aspects de la paroi moulée : développements de systèmes de joints étanches entre panneaux (joint CWS, par exemple, en 1982* - Dupeuble 1985), augmentation des capacités des outils, permettant la réalisation d'ouvrages très importants (Goto et Iguro, 1989 ; Guillaud, 1999), amélioration des systèmes de guidage, de façon à obtenir une meilleure verticalité des panneaux (Tornaghi et Saveri. 1985 ; De Paolietta/., 1989 ; Guillaud, 1999), miniaturisation des équipements (Puller et Puller, 1993 ; Himick et Schwank. 1997 ; Guillaud, 1999), pour travailler dans des sites offrant de faibles dégagements (tunnels ,milieu urbain, par exemple), informatisation des équipements, permettant de disposer de systèmes embarqués d'aide à la conduite de l'excavation, amélioration des formulations des boues et des bétons, etc.

Des variantes de cette technique ont, enfin, été développées : parois préfabriquées, où la paroi n'est plus bétonnée dans la fouille mais constituée de panneaux préfabriqués et juxtaposés dans la fouille (Morlet et Ffurtado, 1971 ; Namy et Fenoux. 1976). Parois moulées précontraintes (Gysi et cil., 1976). où des efforts additionnels de précontrainte permettent d'optimiser le travail du béton armé, et parois au coulis, qui utilisent une coupure en coulis de ciment renforcé par des profilés métalliques régulièrement espacés (Gouvenot, 1989 ; Gould, 1990) ; dans ce dernier cas, les efforts de poussée sont redistribués par effet de voûte

I.1.6. Les techniques de mélange en place sol-ciment :

Les techniques consistant à mélanger le sol en place à un coulis de ciment ont été initialement développées au Japon. La première de ces méthodes consiste à introduire dans le terrain un coulis de ciment au travers de l'axe d'une tarière creuse, ce coulis de ciment se trouvant mélangé au terrain au cours de la rotation de la tarière. La colonne de sol-ciment ainsi réalisée peut alors être renforcée, à l'issue de la remontée de la tarière et avant que le « béton » ainsi constitué n'ait durci, à l'aide d'une cage d'armature traditionnelle.

L'injection au jet à haute pression, « jet-grouting », apparaît comme une variante de cette technique, la déstructuration du terrain et son mélange au coulis de ciment étant réalisés par injection à haute pression du coulis de ciment, de façon radiale, autour d'un trou de forage qui constitue ainsi l'axe d'une colonne de terrain mélangé au coulis de ciment.

La juxtaposition, en mode sécant ou en mode tangent, de telles colonnes de mortier sol-ciment permet la réalisation d'écrans de soutènements. L'usage de ces techniques reste cependant relativement marginal, intéressant principalement des ouvrages spéciaux (reprise en sous-œuvre, par exemple)

I.1.7. Les systèmes d'appui :

I.1.7.1. Les systèmes traditionnels:

Dans le cas général, les appuis des écrans de soutènements sont constitués, d'une part, par le sol dans la partie en fiche de l'écran et, d'autre part, par des ancrages ou des butons dans la partie aérienne.

L'ancrage à des corps-morts est la technique de base pour l'ancrage des ouvrages de soutènement partiellement remblayés. Les ancrages, alors disposés entre deux couches de remblai, sont constitués le plus souvent de tirants métalliques ancrés à un corps-mort ou massif d'ancrage réalisé en arrière du soutènement : blocs de béton préfabriqué, contre-rideau de palplanches ou dalle frottante.

Cette technique d'ancrage intéresse particulièrement les rideaux de palplanches compte tenu de la possibilité qu'offrent ces derniers de réaliser des soutènements en partie remblayés et en partie excavés. ce qu'excluent prioritairement autres techniques d'écran de soutènement. La combinaison de tels rideaux de palplanches et d'ancrages à des corps-morts est ainsi d'un emploi courant pour la réalisation de murs de quai ou de soutènement de berges de rivière ou de canal. L'ouvrage est alors réalisé en rescindant la berge existante, le haut de la berge étant remblayé derrière le soutènement, tandis que son pied peut être dragué pour améliorer les profondeurs. Le soutènement des excavations fait pour sa part traditionnellement intervenir un butonnage. en association avec l'écran proprement dit. Un tel butonnage est alors constitué de profilés mis en place au fur et à mesure de la progression de l'excavation. Ce butonnage, généralement provisoire, permet le maintien de la fouille avant que la structure définitive ne soit construite. Cette construction s'effectue alors en élévation depuis le fond de l'excavation une fois cette dernière complètement réalisée . De tels butons provisoires sont généralement des profilés métalliques, profilés H ou tubes, qui sont enlevés au fur et à mesure de l'édification de la construction. Un butonnage peut également être définitif, dans le cas de voirie enterrée, par exemple : les butons, alors réalisés en béton armé, permettent d'appuyer l'un à l'autre les deux écrans de soutènements qui se font face .forts de poussée sont redistribués par effet de voûte. été apportée par le développement des tirants forés, injectés et précontraints, d'une part, et des méthodes d'excavation « en taupes »**, d'autre part .Les tirants forés, injectés et précontraints sont apparus avec le développement de la précontrainte et de l'injection sous pression***. Ils ont été utilisés pour la première fois lors de la consolidation du barrage de Cheurfas (Drouhin, 1935) ; il s'agissait alors d'appliquer un effort additionnel de compression verticale à ce barrage afin d'éliminer toute traction dans la maçonnerie. Cette technique consiste à sceller le tirant, constitué d'une armature métallique, directement au terrain, à l'intérieur d'un forage réalisé depuis le soutènement .Elle est donc directement concurrente du butonnage, puisque de tels tirants peuvent être réalisés au fur et à mesure de la progression de l'excavation. Les inconvénients du butonnage sont principalement liés à l'encombrement de la fouille qu'ils occasionnent. Cet encombrement complique l'excavation de la fouille, qui doit donc être réalisée entre et sous les butons, mais aussi les opérations de construction qui s'effectuent à partir du fond de fouille. En dépit de ces inconvénients, cette technique reste largement utilisée, notamment lorsque, pour des raisons liées à l'occupation du sous-sol et à la nature des terrains, ou simplement à la nature de l'ouvrage (Broms et al., 1986 ; Zhao et al., 1997), ce dernier ne se prête pas à la réalisation de tirants d'ancrage ou à une construction en taupes. Les tirants forés, injectés et précontraints

Si de nombreuses variantes des systèmes d'appui traditionnels ont progressivement été développées au gré des besoins*, l'innovation majeure dans le domaine vient pour la construction d'ouvrages souterrains en site urbain, du fait de l'optimisation en temps qu'elle permet d'apporter aux chantiers ainsi que de la limitation des perturbations apportées à l'environnement de surface. Ainsi, pour les

bâtiments semi-enterrés. Elle permet de construire les niveaux souterrains avant d'avoir procédé à la totalité de l'excavation, de même qu'elle permet d'élever les niveaux supérieurs sans attendre que les niveaux inférieurs soient réalisés. Pour les ouvrages simplement enterrés (parkings ou voirie enterrés), elle permet de rétablir le fonctionnement normal du milieu urbain en surface sans attendre la fin des travaux. Ces avantages généraux sont toutefois accompagnés d'inconvénients portant sur certaines opérations de chantier. Ainsi, les travaux de terrassement étant réalisés sous les planchers se trouvent compliqués. La réalisation des poteaux profonds est par ailleurs une opération délicate. Ces derniers se trouvant en effet dégagés au fur et à mesure de l'excavation, ils doivent respecter des critères de verticalité sévères, et nécessitent donc des techniques de mise en œuvre appropriées (Massiotet Feidt, 1999).

Ce rapide aperçu des techniques d'écrans de soutènements fait apparaître que, si ce mode de soutènement pouvait être utilisé il y a fort longtemps, notamment pour la construction de batardeaux, c'est au cours du XX^e siècle qu'il a pu se généraliser à l'ensemble des problèmes de soutènements. Les innovations les plus marquantes, ont sans conteste, été l'invention de la serrure permettant d'associer les profilés métalliques.

L'emploi de cette technique pour les soutènements ne s'est réellement développé que dans les années 1960, d'abord comme système provisoire d'ancrage puis comme système d'ancrage définitif. Son essor sera alors très rapide (Habib, 1969, 1978), en relation avec celui de la paroi moulée, en soutènement des grandes excavations urbaines. Cette technique permet en effet de libérer les fouilles de tout l'encombrement que présentaient traditionnellement les systèmes de butonnage.

Les méthodes d'excavation en taupe sont particulièrement bien adaptées à la réalisation de constructions souterraines : voirie et métro enterrés, parkings souterrains ou en sous-sol d'immeubles. Elles consistent à mettre en place le soutènement périmétral de la fouille, généralement une paroi moulée, et à butonner de haut en bas ce soutènement, au fur et à mesure de la progression de l'excavation, à l'aide des éléments de structure de la construction souterraine (généralement les planchers). Ces éléments de structure sont eux-mêmes supportés verticalement, d'une part, par la paroi périmétrale et, d'autre part, par des colonnes fondées sous le niveau final de l'excavation avant réalisation de cette dernière (« poteaux profonds »). La construction souterraine se trouve donc réalisée du haut vers le bas, « top-down » ou « up-down » en anglais. Utilisée à ses débuts lors de la construction du métro de Milan, cette méthode a connu un large développement d'importance croissante ont ainsi pu être construits.

Elle touche également aux différentes catégories de problèmes intéressés. En particulier, ces innovations ont rendu possible, l'utilisation des écrans de soutènements à la construction des ouvrages de rive (quais), puis au soutènement des grandes excavations au sein d'environnements sensibles (excavations en milieu urbain)

I.2. Composition et caractéristiques des sols :

I.2.1. Composition du sol :

Le sol est un matériau triphasique, qui comporte :

- Une phase solide, composée de grains dont l'ensemble constitue le squelette du sol .
- une phase liquide : l'eau remplit partiellement les vides entre les particules solides .
- une phase gazeuse : de l'air (et, bien souvent, de la vapeur d'eau) emplit les vides restants.

Dès lors, le comportement des sols est déterminé par les interactions entre ces différentes phases.

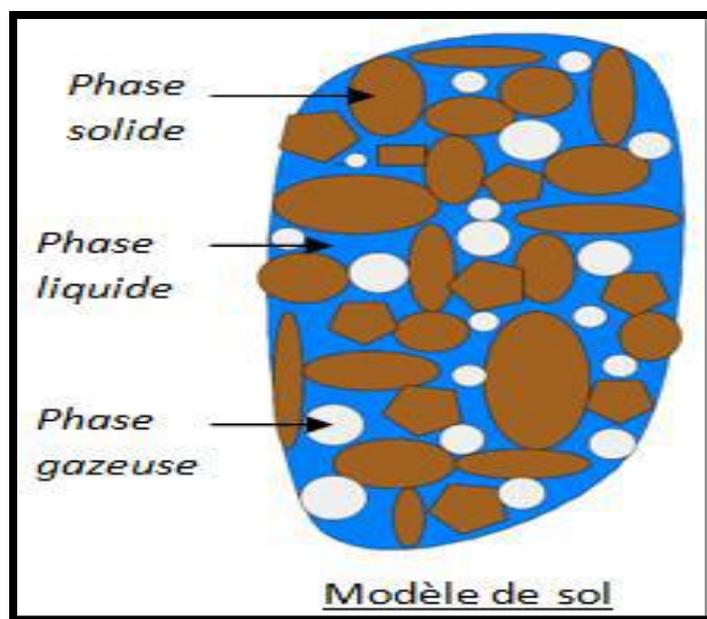


Figure I.01 Composition des sols. [4]

En matière de sols, on distingue deux grandes familles qui diffèrent par leurs comportements mécaniques :

- Le sol grenu, ou pulvérulent, issu de la désagrégation des roches ; le diamètre des grains, de forme arrondie, est généralement supérieur à 20 μm ;
- le sol fin, ou cohérent, issu de l'altération des roches ; les particules, de forme aplatie (feuilles ou paillettes) ont une taille généralement inférieure à 20 μm .

Une classification plus fine, en fonction de la dimension des grains constitutifs du sol, conduit au tableau suivant :

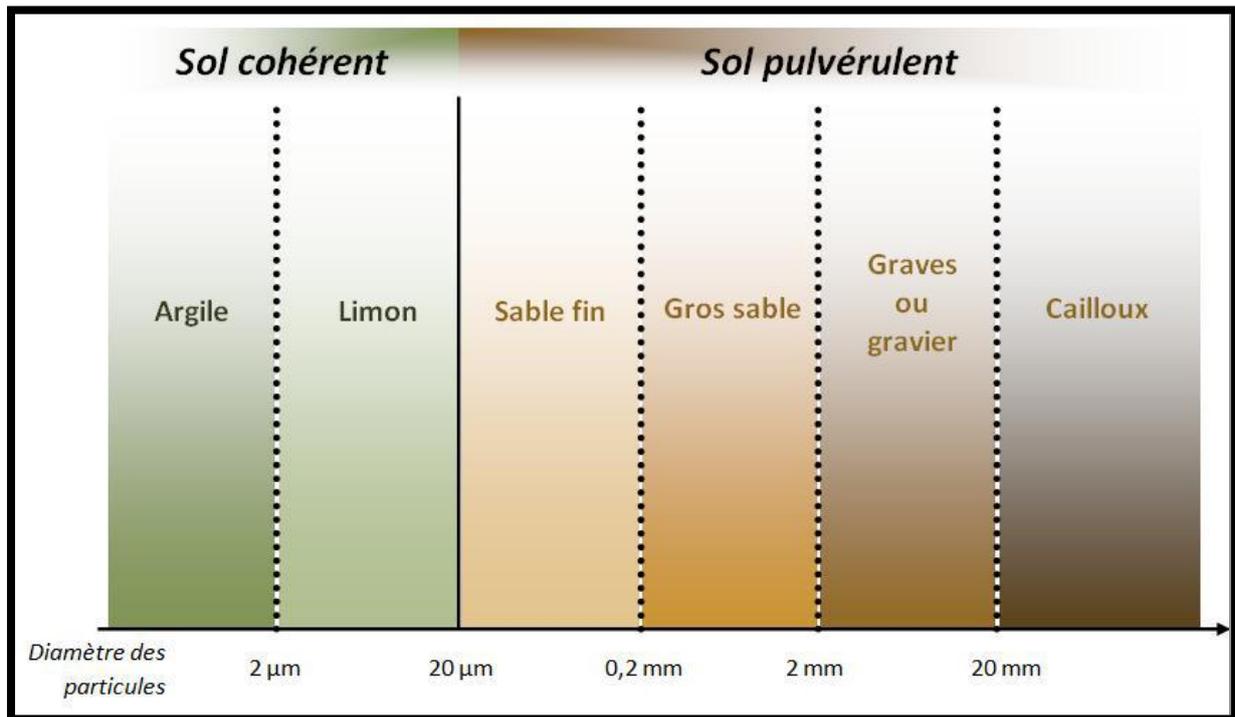


Figure I.02 Classification des sols.

Un sol quelconque est en général constitué d'une fraction grenue et une fraction fine. C'est l'importance du pourcentage des fines qui définit le type de comportement du sol.

I.2.2. Les caractéristiques mécaniques des sols :

I.2.2.1. Cohésion des sols fins :

Les interactions physico-chimiques entre les particules d'un sol fin confèrent à celui-ci une certaine cohésion qui rentre en jeu dès que le sol est sollicité en cisaillement.

Les sols fins sont dits cohérents du fait de cette cohésion c entre les particules.

Cette cohésion est déterminée soit in-situ à l'aide d'un outil appelé scissomètre ou en laboratoire dans un essai à la boîte de Casagrande sur un échantillon représentatif.

I.2.2.2. Frottements au sein des sols grenus :

Le frottement entre les grains d'un sol pulvérulent confère à celui-ci une résistance au cisaillement. Du fait de la nature de ce phénomène, nous comprenons bien que cette résistance dépend aussi bien de la géométrie et de la résistance des grains que de la contrainte de serrage qui règne entre les grains.

Le comportement des sols pulvérulents ne dépend que du squelette solide, et ainsi des frottements inter-granulaires. Cette particularité d'un sol grenu est évaluée par ce qu'on appelle « l'angle de frottement interne », qui caractérise un sol et qu'on note ϕ (cette notion sera abordée plus en détail dans la suite du développement).

L'angle de frottement interne est déterminé en laboratoire dans un essai triaxial sur un échantillon représentatif.

I.3. Divers type des palplanches:

I.3.1. Introduction:

La nécessité de chercher de nouvelles techniques de réalisation des ouvrages et l'augmentation du taux des dégâts des structures sous l'influence de plusieurs paramètres ont poussé les ingénieurs et les chercheurs à utiliser des modes efficaces, utiles et économiques de construction, tels que les palplanches, qui ont trouvé une vaste utilisation dans le domaine du bâtiment et des travaux publics.

I.3.2. Définition:

Une palplanche (composé de pal et planche) est un pieu conçu pour être battu en terre en s'enclenchant aux pieux voisins par l'intermédiaire de nervures latérales appelées serrures. Les palplanches permettent de constituer un mur de soutènement, un batardeau, une palée ou un écran imperméable.

Les rideaux qu'elles constituent sont assimilables à des murs ou des parois supportant la poussée des terres en place, ou des remblais et des dénivelés d'eau.

On distingue les palplanches à module ou à inertie.

I.3.3. Une idée simple:

Imaginons que l'on veuille séparer un massif de sol en deux parties, pour isoler par exemple le lit d'une rivière de la berge (Figure I.03) : un procédé intuitif consiste à venir enfoncer un rideau vertical dans le sol depuis la surface. Comme on ne peut enfoncer la paroi simultanément sur toute sa longueur, celle-ci est découpée en éléments verticaux étroits à la manière de touches de pianos qui vont être mis en place l'un après l'autre comme illustré sur la Figure 1.1 : ces éléments sont appelés des palplanches.



Figure I.03a): Schéma de principe du mur de palplanches b) Assemblage des éléments [1]

Afin d'assurer la solidité de la paroi, un dispositif de solidarisation de chacune avec ses voisines a été conçu. Il s'agit d'une gorge appelée « serrure », présente sur toute la longueur d'une palplanche et dans laquelle vient se glisser la « serrure » de la suivante comme le montre la FigI.03.

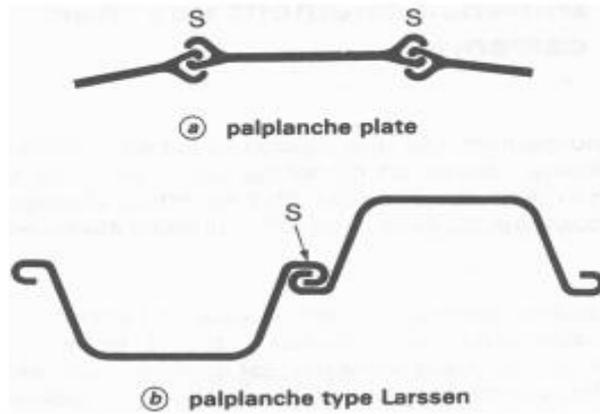
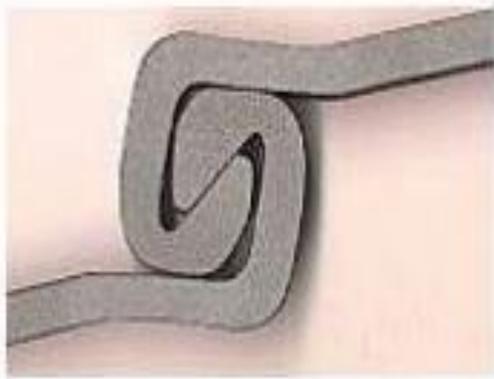


Figure I.04 a) Détail d'une serrure b) Exemples de serrures

I.3.4. Les palplanches plates:

Les premières se comportent comme des poutres verticales, mobilisant la butée au niveau de leur encastrement dans le sol et supportant les poussées dues aux dénivellations de terrain et d'eau (palplanches Larssen).

Les secondes permettent de réaliser des enveloppes cylindriques fermées, contenant des matériaux dont les poussées engendrent des tractions importantes dans les joints, ces derniers sont, de ce fait, conçus pour résister à des efforts.

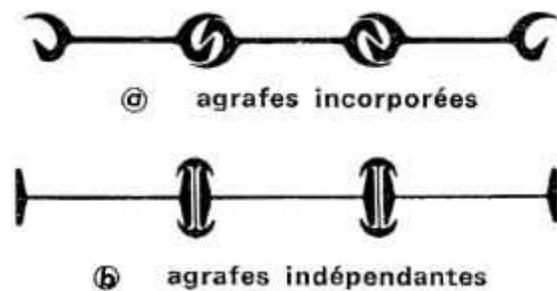
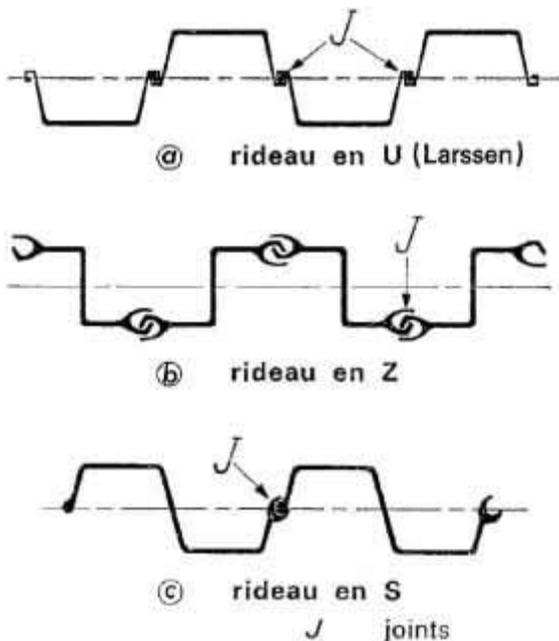


Figure I.05 Les palplanches à module[6]

Figure I.06 Les palplanches plates[6]

I.3.5. Types de palplanche

I.3.5.1 selon la géométrie et la forme :

On trouve : Palplanches en porte à faux Palplanches avec étais ou ancrage

a. Palplanches en porte à faux :

Les palplanches peuvent être construites en plusieurs types de matériaux (acier, aluminium, bois, béton armé, glass en fibre, vinyle, PVC etc.).

Le choix de matériaux dépend des conditions de terrain et d'autres facteurs.

La hauteur des palplanches en porte à faux est limitée entre 3 et 4m.

b. Les palplanches en bois :

A l'origine, les palplanches étaient réalisées en bois, il s'agissait de pieux faits de planches qu'on enfonçait en terre pour former un encaissement dans l'eau (palplanches).

La technique des écrans de soutènement consistant à opposer à la poussée des terres des éléments de structure fichés dans le sol et résistants à la flexion a fait, dans un premier temps, appel à des pieux en bois juxtaposés les uns aux autres de façon à constituer un écran continu.

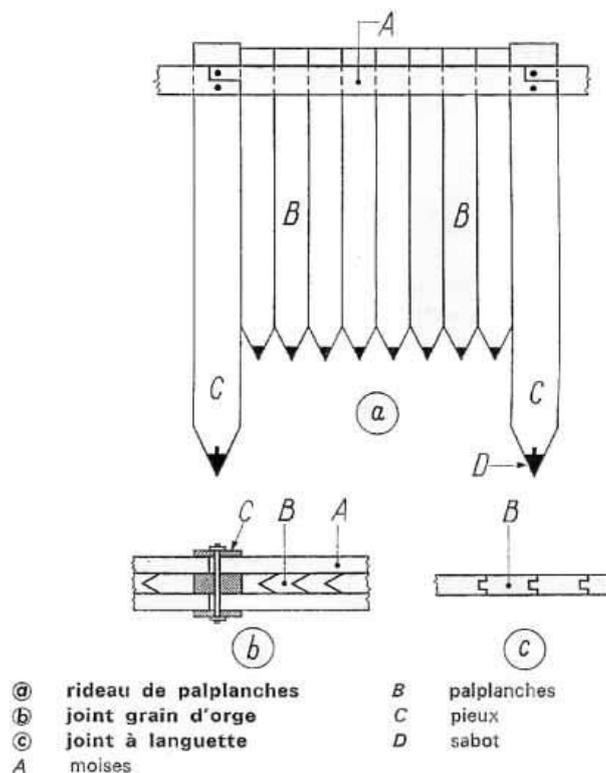


Figure I.07. Palplanche en bois

L'évolution naturelle de cette technique a donc consisté à sophisticationner les joints entre les éléments successifs du soutènement. Les palplanches en bois, s'assemblant les unes aux autres en "grains d'orge" ou bien à l'aide d'un dispositif de rainures et languettes ou encore en faisant appel à un "clameau", se sont ainsi substituées aux pieux en bois initialement utilisés.



Figure I.08. Rideau de palplanches en bois[2]

c. Les palplanches en béton armé

C'est ainsi que, dès le début du XX^e siècle, les palplanches en béton armé ou en acier se sont inspirées des palplanches en bois.

L'emploi des palplanches en béton armé ne connaîtra pas de réel développement, du fait du poids de ces structures, de leur fragilité, des difficultés de battage qu'elles présentaient ainsi que des difficultés d'étanchement des joints entre palplanches.

d. Palplanches PVC

Les palplanches en PVC sont différentes des autres questions matériau et utilisation, En effet, la matière étant inerte, elle ne se dissout donc pas au contact de produits chimiques qui apparaissent souvent. De plus, les matériaux toxiques ne se répandent pas dans le sol ou dans l'eau. L'application du bois dur est de plus en plus impopulaire puisqu'elle menace les forêts tropicales. A cause de ses conservateurs nuisibles, ce bois appliqué devient dangereux pour l'environnement. Ainsi, on utilise de plus en plus des plantations adaptées pour installer des protections de rives naturelles sur des versants peu profonds. Lorsque cette solution n'est pas possible, on utilise des palplanches en PVC. Ces cas sont les suivants : les versants abrupts, la présence de courant fort et une grande profondeur d'eau.



Figure I.09 Palplanche en PVC.

Tableau synthétique et comparatif des types de palplanches

Types	Bois	Béton armé	Acier	PVC	Fibre de verre
Terrains	<ul style="list-style-type: none"> • Sols pulvérulents et argileux 	<ul style="list-style-type: none"> • Sols pulvérulents et argileux 	<ul style="list-style-type: none"> • Schiste, calcaire, argiles et pulvérulents 	<ul style="list-style-type: none"> • Schiste, calcaire, argiles et pulvérulents 	<ul style="list-style-type: none"> • Schiste, calcaire, argiles et pulvérulents
Domaines d'utilisation	<ul style="list-style-type: none"> • Batardeau • Quai d'accostage 	<ul style="list-style-type: none"> • Employé avant l'utilisation des palplanches en acier 	<ul style="list-style-type: none"> • Réalisation d'ouvrage en site aquatique ou en présence d'eau. • Tous types d'ouvrages (batardeau, blindage, murs soutènements, ...) 	<ul style="list-style-type: none"> • Réalisation d'ouvrage en site aquatique ou en présence d'eau. • Principalement quai d'accostage et protection de berge 	<ul style="list-style-type: none"> • Réalisation d'ouvrage en site aquatique ou en présence d'eau. • Principalement quai d'accostage et protection de berge
Profils	<ul style="list-style-type: none"> • Trapézoïdale, Rectangulaire 	<ul style="list-style-type: none"> • Rectangulaire 	<ul style="list-style-type: none"> • U, Z, plat, Mixte, Caisson, HZ 	<ul style="list-style-type: none"> • U, Z, plat. 	<ul style="list-style-type: none"> • U, Z, plat.
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> • Economique • Esthétique • Elasticité • Réparation 	<ul style="list-style-type: none"> • Résistance 	<ul style="list-style-type: none"> • Solidité • Durabilité • Elasticité • Facilité, Rapidité mise en œuvre • 100% recyclable 	<ul style="list-style-type: none"> • Très bonne résistance • Esthétique • Durabilité • 100% recyclable • Résistance à l'environnement 	<ul style="list-style-type: none"> • Haute résistance • Esthétique • Durabilité • 100% recyclable • Résistance à l'environnement
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> • Durabilité • Résistance à l'environnement • Résistance 	<ul style="list-style-type: none"> • Fissuration lors du battage • Faible étanchéité • Poids important • Non réutilisable 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût • Corrosion • Nuisances sonores à la mise en place 	<ul style="list-style-type: none"> • Fluctuation du cours du PVC → augmentation des coûts de production • Nuisances sonores à la mise en place 	<ul style="list-style-type: none"> • Coût. • Nuisances sonores à la mise en place
Longévité	<ul style="list-style-type: none"> • Trentaine d'années sans traitement 	<ul style="list-style-type: none"> • 50 ans 	<ul style="list-style-type: none"> • De 50 à 100 ans en fonction de l'environnement et du traitement anticorrosion. 	<ul style="list-style-type: none"> • +/- 50 ans 	<ul style="list-style-type: none"> • +/- 70 ans
Solutions de traitement	<ul style="list-style-type: none"> • Application préventives ou curatives de substance active 	<ul style="list-style-type: none"> • Béton haute performance 	<ul style="list-style-type: none"> • Contre corrosion (revêtements, protection cathodique, sur épaisseur) 	<ul style="list-style-type: none"> • Aucune connue 	<ul style="list-style-type: none"> • Aucune connue
Principaux fabricants	<ul style="list-style-type: none"> • Aucun spécialisés dans les palplanches 	<ul style="list-style-type: none"> • Aucun 	<ul style="list-style-type: none"> • ArcelorMittal • Larssen • Altifer • Sacilor 	<ul style="list-style-type: none"> • Altifer. 	<ul style="list-style-type: none"> • Altifer, • JIinternational.

I.4. Palplanches métalliques:

Les premières palplanches métalliques sont apparues au début du XXème siècle grâce au développement de la sidérurgie.

I.4.1. Définition:

Une palplanche métallique est une barre d'acier dont la section épouse généralement la forme d'un "U". Que l'on plante dans le sol et qui s'emboîte avec les barres voisines grâce à des nervures latérales. À partir des cloisons étanches ainsi formées, on bâtit des digues, ou encore un mur de soutènement pour conforter une berge naturelle ou un quai.

I.4.2. Caractéristiques :

Le poids au mètre linéaire varie selon le profil, de 20 à plus de 120 Kg et l'épaisseur de 5 à plus de 20 mm (chiffres indicatifs).

La longueur livrée varie de 1 à plus de 30 mètres.

Les principaux types de palplanches métalliques à module en forme de U, Z, caisson et de palplanches plates avec agrafes incorporées ou indépendantes. À quelques nuances de dimensionnement près, tous ces types de palplanches sont produits par les fabricants mondiaux, mais la forme et les performances des joints restent une de leurs principales particularités.



Figure I.10 Palplanches laminées à froid.[8]

Les palplanches profilées à froid présentent quelques avantages:

- Épaisseur constante sur tout le pourtour du profil, 3 à 9mm.
- Grande largeur utile et manutention et le temps d'installation réduit
- Pliage pour réalisation d'angle.
- Application dans les serrures de produits d'étanchéité
- Transmission des efforts tranchants dans l'axe neutre
- Revêtement et traitement anticorrosion

Palplanches plates AS500

Elles sont destinées à la réalisation des cellules cylindriques retenant un massif de remblai. La stabilité des gabions ainsi constitués est assurée par leur poids propre. Les palplanches plates sont principalement utilisées dans le cas de l'horizon rocheux est très proche de la surface ainsi que dans les constructions où l'ancrage est difficile, voire impossible. En fonction des caractéristiques du projet et des particularités de site, elles sont assemblées à des gabions circulaires ou en gabion à des cloisonnées.

Les efforts qui se développent dans les palplanches sont essentiellement des efforts de traction horizontaux, ce qui nécessite des serrures présentant une résistance suffisante pour reprendre l'effort horizontal de l'âme.

I.4.3. Types de palplanches métalliques :

Les palplanches métalliques sont obtenues par laminage à chaud ou profilage à froid : (en U, Z, caisson) ;

▪ Palplanches Laminées à Chaud :

Suivant Norme EN 10248, nuances S240GP à S430GP – longueurs jusqu'à 24 mètres.

Profils U

Type : VL601 à VL 606 – L600 à L607.N – L703 à L755 – L22 à L25 – SP-2W et

SP-3W.

Type : AU14 à AU26 – PU6 à PU32 – GU6N à GU18-400.

Profils Z

Type : AZ12 à AZ50 – H122 à H3806.



Figure I.11. Palplanches laminée à chaud[8]

I.4.4. Application des profilés:

Les profilés en Z et en U sont destinés pour supporter des charges de flexion. Les profilés plats sont utilisés pour supporter des charges de traction. Les profilés en Z et en U peuvent être employés indépendamment ou combinés avec des pieux tubulaires ou des pieux HP pour les cloisons combinées.



Figure I.12 Exemple d'application des profilés

Mais aussi : pieux tubulaires (utilisés en combinaison avec des profilés en Z ou en U dans la cloison combinée. Et les pieux HP, ou pieux de fondation. Egalement possible en combinaison avec des profilés en Z ou en U. Le tableau 1.1

I.4.5. Domaine d'utilisation et d'application Palplanches en acier :

La durée de service est liée d'une part à leur mode de mise en œuvre et, d'autre part, à leurs caractéristiques dimensionnelles et mécaniques, Les palplanches métalliques sont particulièrement bien adaptées en site aquatique et dans les terrains accidentés. Autrement Ils ont employés pour les fouille de fondation (blindage de fouille) tant sur la terre ferme que dans l'eau, les batardeaux ainsi que les constructions souterraines en général même pour renforcer des digues existantes et dans les zones portuaires ou en site urbain. Les palplanches sont utilisés pour la réalisation de constructions de murs de soutènement à savoir murs de quai maritime ou fluvial, travaux portuaires, écluses, estacades de guidage et protections des berges de rivières et de canaux navigables, quais d'accostages. Ils sont utilisés aussi comme coffrage perdu pendant la réalisation des piles du pont, travaux des constructions des barrages, et la déviation d'une route. Les rideaux de palplanches peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs.

- Palplanche en soutènement routier



Figure I.13. Exemple d'un rideau partiellement fiché dans le sol[2]

Quais d'accostage



Figure I.14. Quai permettant l'accostage de superpétroliers

Soutènement des talus

Batardeaux en rivière.



Figure I.15. L'utilisation des palplanches comme batardeaux en rivière en France

Protection des berges en palplanches.

Cas de présence de la nappe.



Figure I.16. Terrassement dans le batardeau

La réhabilitation du barrage.



Figure I.17. Le grand barrage de Mont Saint Michel en France

Reconstruction d'un pont ferroviaire



Figure I.18 Chantier d'une reconstruction d'un pont en utilisant des palplanches métalliques

Palplanches Laminées à Froid :

Suivant Norme EN 10249, nuances S235JR+AR à S355JR+AR et Q235B à MDB420.

Profils U

Type : PU6603 à PU8048.

Type : AU14 à AU26 – PU8R à PU22 – GU6N à GU18-400. Type : WRU-7 à WRU45-750.

Profils Z

Type : PZC13 à PZC 38 – PZ7705 à PZ74412. Type : WRZ12-650 à WRZ54-700.

Type : AZ12 à AZ50.



Figure I.18 Palplanches laminées à froid.[12]

I.5. Mise en œuvre des palplanches:

La mise en œuvre des palplanches verticalement dans le sol se fait généralement par battage, vibrage ou par presse hydraulique

I.5.1. Battage :

I.5.1.1 Principe du marteau hydraulique :

Pour les marteaux hydrauliques, un cycle d'opération débute par la levée de la masse frappante monobloc. La soupape P positionnée sur le circuit de pression est ouverte et la soupape R placée dans le circuit de retour est fermée. Une fois que la course de levage préréglée, en fonction de l'énergie souhaitée, est atteinte alors le fonctionnement des soupapes s'inverse. La masse est alors libérée. Après l'impact, le cycle se répète automatiquement.

La masse frappante est guidée en haut et en bas. Grâce au gaz pressurisé, le marteau peut fonctionner sous toutes les inclinaisons, même horizontalement. A chaque impact, la masse frappante percute une enclume. Elle est la pièce maîtresse, pour le transfert de l'énergie, du casque de battage qui a différentes formes en fonction du type de palplanche à mettre en fiche.

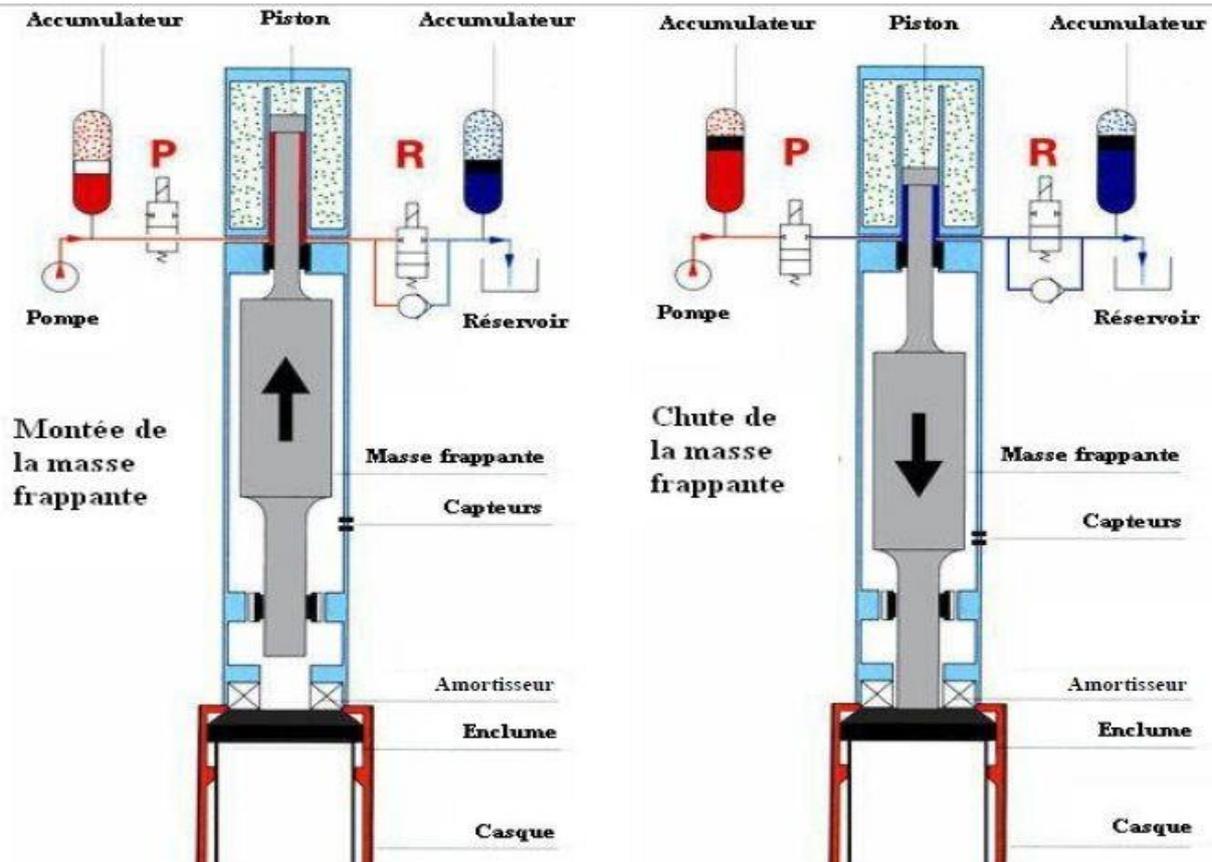


Figure I.20. Principe de fonctionnement du marteau hydraulique (brochure IHC).

I.5.1.2. Matériels

Le fonçage par battage d'un élément rigide dans le sol nécessite l'utilisation d'un mouton et d'un système de guidage.

I.5.1.3. Systèmes de guidage

Le mouton venant se poser sur l'élément à foncer, il est indispensable d'utiliser un système de guidage. Il se fait principalement suivant deux méthodes (le mât de battage ou le guide de battage).

I.5.1.4. Mât de battage

En mode guidé sur mât, le porteur hydraulique (engin de chantier) est équipé d'un mât de guidage sur lequel coulisse le mouton dans un système de rails : le mouton est solidaire du mât. Le positionnement et le contrôle de la verticalité ou de l'inclinaison sont grandement facilités. Ce mode est le plus adapté à la mise en œuvre d'éléments inclinés.

I.5.1.5. Guide de battage :

En mode pendulaire, le mouton est suspendu au câble d'une grue à flèche. Avant de positionner le mouton sur l'élément à battre, il est nécessaire de le maintenir dans un guide de fonçage à la différence de la méthode précédente.

I.5.1.6. Le choix du système de battage :

Le choix du système de battage approprié est essentiel pour foncer convenablement les palplanches et parvenir à la cote souhaitée en toute sécurité. Les différents types de moutons utilisables pour le fonçage par battage sont:

- les moutons à chute libre.
- les moutons diesel.
- les moutons hydrauliques à double effet.
- les moutons à double effet à l'air comprimé et à frappes rapides.



Figure I.20 Chantier de battage.[14]

I.5.2. Vibrofonçage :

I.5.2.1. Principe :

Les vibrations générées par le vibreur puis transmises au sol par l'intermédiaire du profilé permettent l'enfoncement de celui-ci si l'énergie est suffisante pour vaincre la résistance du sol. Le profilé s'enfonce alors sous son propre poids et celui du vibreur avec des vitesses de pénétration pouvant aller jusqu'à plusieurs mètres par minute.

La vibration est générée par des balourds de masse m ou masses excentriques, en nombre pair, tournant à la même vitesse, mais en sens opposés, de sorte que les composantes horizontales (F_h) de la force centrifuge (F_c) s'annulent. La résultante est une force verticale (F_v) d'intensité sinusoïdale.

Actuellement, les masses excentriques sont entraînées par des moteurs hydrauliques, alimentés par une centrale à débit variable. La motorisation hydraulique présente de nombreux avantages tels qu'un bon rapport poids et la puissance, une grande souplesse d'utilisation avec

des performances élevées et des possibilités de réglage de la vitesse de rotation et donc de la fréquence des masses excentrées. Selon le vibreur hydraulique, les masses excentriques tournent à des vitesses comprises entre 1200 et 3000 t/mn, soit des fréquences de 20 à 50Hz.

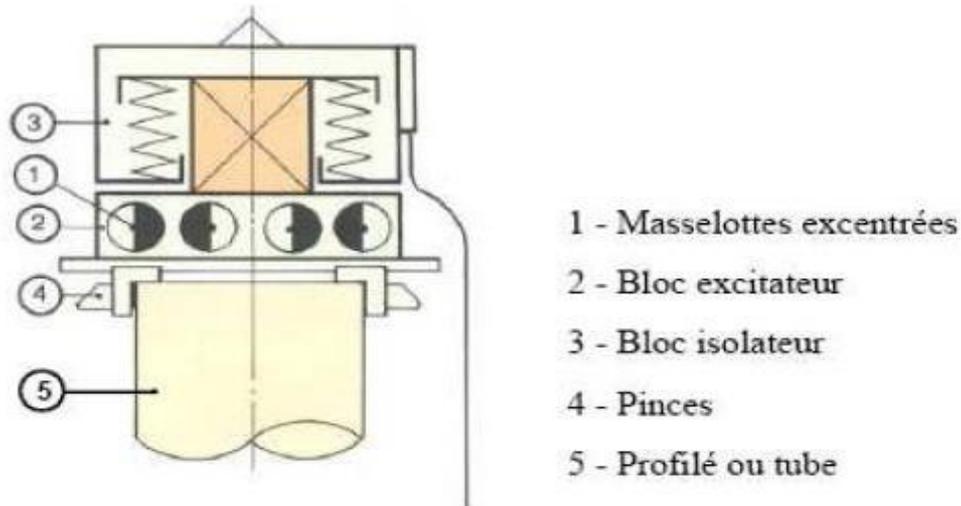


Figure I.21.Principe mécanique du vibreur.

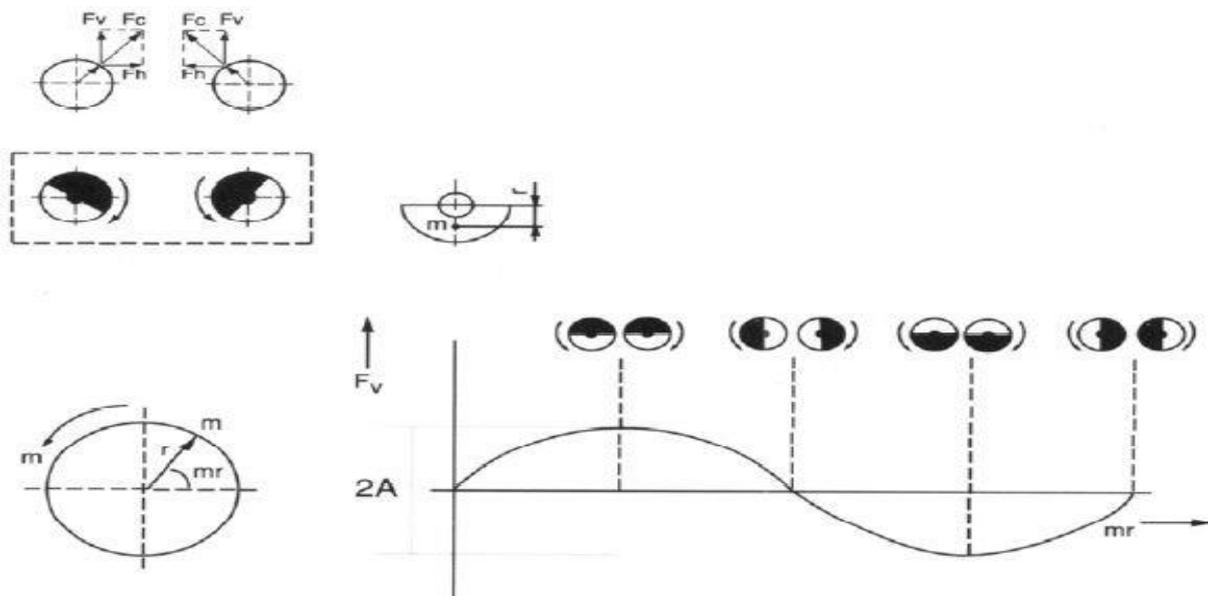


Figure I.23.Principe de fonctionnement d'un vibreur (brochure ICE).

I.5.2.2. Matériels:

-1 ou 2 grues mobiles qui auront pour rôles : manutention des palplanches, guides, mise en place du vibreur sur les palplanches, mise en place des guides et tréteaux pour les palplanches.

- 1 vibreur hydraulique : les vibreurs sont alimentés par un groupe hydraulique, il est constitué d'un boîtier vibrant, d'un étrier de suspension, d'un casque, et d'une masse statique.

Il existe 2 types de vibreur:

Vibreur à moment fixe adapté pour les palplanches et les profilés de grandes dimensions en conditions difficiles.

Vibreur à moment d'excentricité qui fonctionne avec un déphasage des masses excentriques, lors des phases de démarrage et d'arrêt, il peut être piloté par un ordinateur pour permettre de contrôler l'excentricité. Les vibreurs et les marteaux hydrauliques peuvent être utilisés aussi bien en site terrestre, à l'air libre, qu'en site aquatique sous l'eau.

-guides : ils permettent de caler les palplanches avant et pendant leur enfoncement.

I.5.2.3. Types de Mise en Fiche :

-Pelle Mécanique pour sol sableux, terre marécageuse ou vaseuse.

-Vibrofonçage pour sol moyen de type Limon, Sable, Grave.

-Marteau permettant la pénétration dans les sols durs de type Marne.

-Brise Roche avec guide ou palplanche acier jumelé dans des sols difficiles.

I.5.2.4. Enclenchement d'un rideau de palplanches :

Cette opération consiste à enclencher la palplanche à mettre en œuvre, dans la serrure de celle déjà fichée. L'emboîtement a un triple but :

Fournir un guidage au cours de l'enfoncement.

Solidariser les palplanches, afin de réaliser un rideau contenu offrant une résistance plus grande à la flexion.

I.5.2.5. Réaliser l'étanchéité du rideau.

L'enclenchement des profilés présentant des risques importants, notamment de chutes de hauteur et de heurts, il est conseillé d'utiliser un enclencher, système simple pouvant s'adapter sur différents profils par changement de drapeau. Il permet l'enclenchement des palplanches à distance.

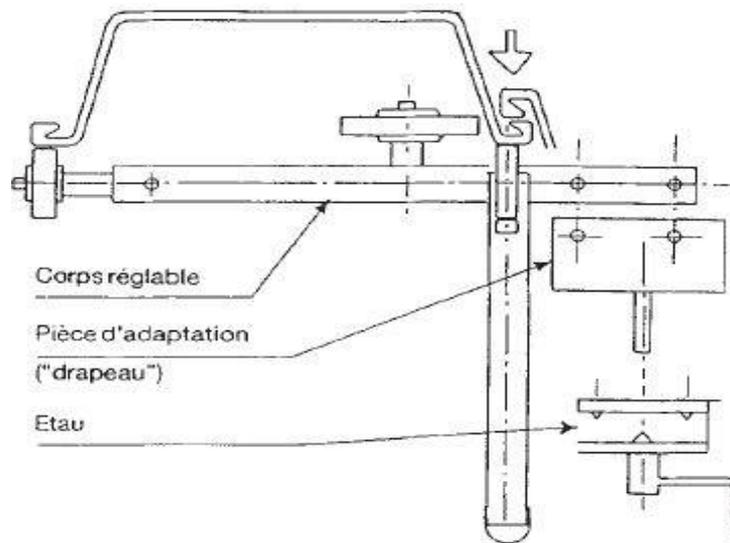


Figure I.24. Enclencheur automatique

Réparation des défauts d'étanchement dans les serrures

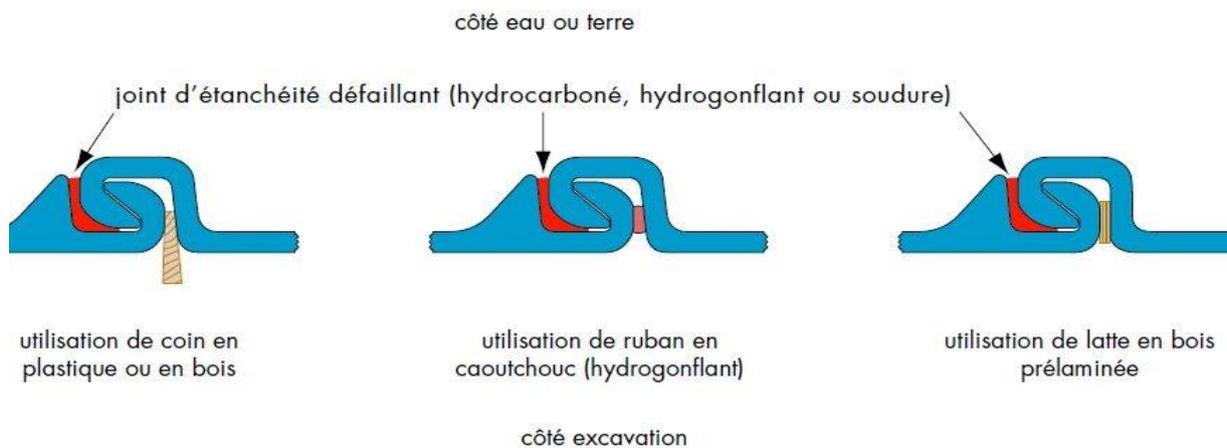


Figure I.25. Illustration de la réparation des défauts d'étanchement dans les serrures.

a. Etanchement par installation d'un système de drainage

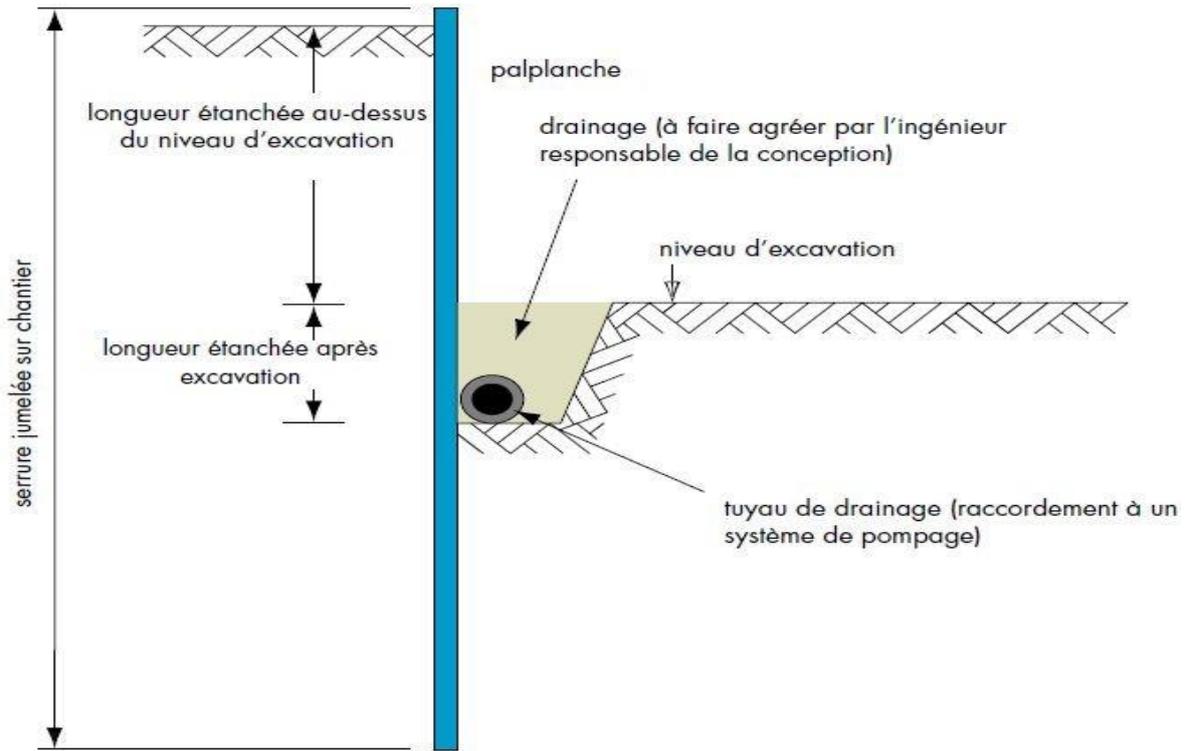


Figure I.26. Installation d'un système de drainage.

B: L'étanchéité avec la dalle de fond.

Dalle de fond (radier)

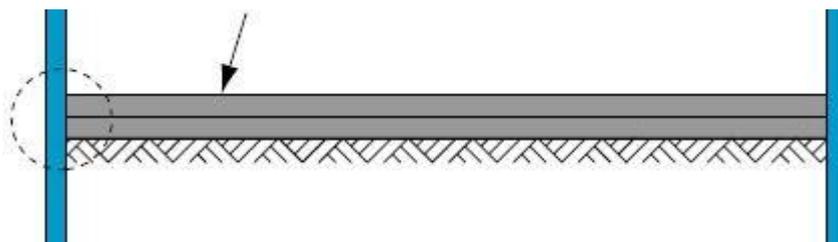


Figure I.27. Etanchement d'une fouille avec un radier.

I.5.2.6. Les avantages et les inconvénients :

d'utilisation des palplanches Les palplanches en acier ont des avantages exceptionnels qui en font l'un des plus importants matériaux de construction à savoir durabilité, solidité, élasticité, pérennité, facilité et rapidité de la mise en œuvre. Contrairement le défaut des rideaux de palplanches métalliques est la corrosion notamment dans les milieux marins, sols de nature agressifs même l'environnement. En outre les défauts dus aux mauvaises conceptions et pre-dimensionnement, mauvaise exécution, exploitation, environnement et autre agression physico-chimique, difficulté d'entretien

I.6. Notion sur les ancrages :

I.6.1. Les composants d'ancrages :

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistante. Il est composé:

1. D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'une plaque d'appui.
2. D'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.
3. 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 (Fig.I.28).

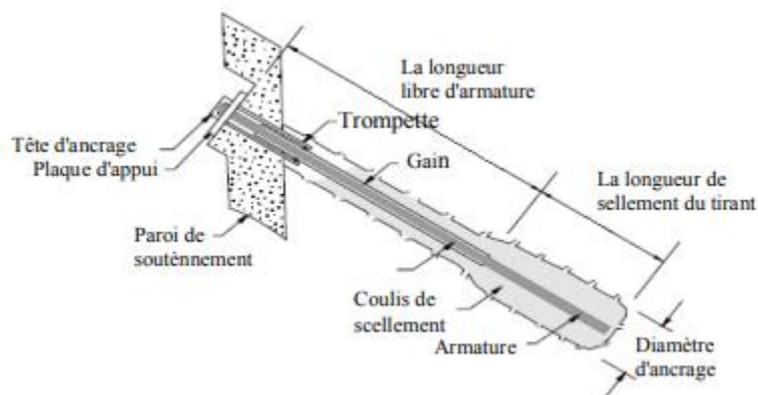


Figure I.28. Composants d'un tirant d'ancrage [11]

La capacité d'un tirant peut varier de quelques tonnes à plus de 1 500 tonnes. La gamme courante va de 20 à 200 tonnes.

Les longueurs totales dépendent des caractéristiques des projets et vont de 10 à plus de 60 mètres. Les longueurs moyennes sont de 15 à 25 mètres. Les armatures utilisées sont généralement identiques ou analogues à celles utilisées pour la précontrainte d'ouvrages d'art.

I.6.2. Classification des ancrages :

I.6.2. 1. Selon leur fonction :

Passif : il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui le sollicitent. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre, est placé généralement

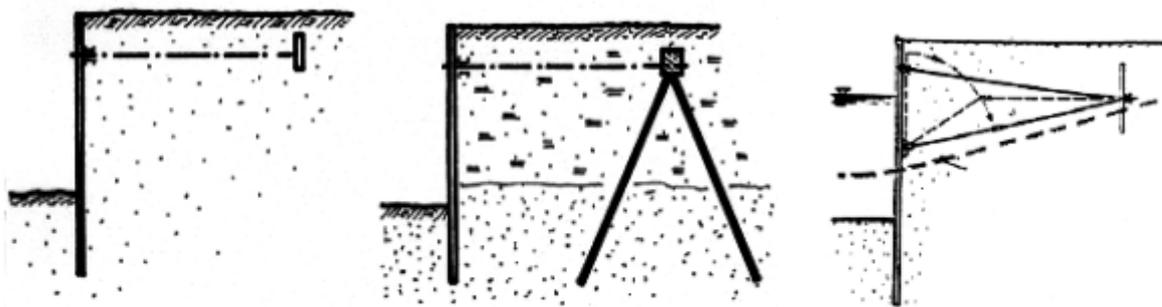
Horizontalement et attaché en arrière à une plaque d'ancrage (Fig.I.29)

Actif : il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations. Le tirant est mis en place avec une légère inclinaison par rapport à l'horizontale

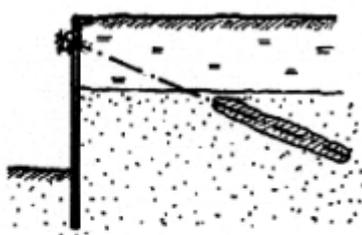
dans un avant trou et son scellement dans le sol est obtenu par injection de suspension de mortier sur une longueur en arrière limitée (Fig.I. 29b).

Il est généralement constituée de câble de précontrainte et mis en tension au moment de son fixation sur le mur. Il impose une force déterminée à l'avance par essais d'arrachement ou par le calcul statique.

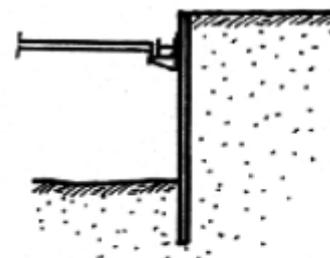
Buton : est un ancrage extérieur entre deux parois (Fig.I.29).



a- Ancrage à tirant passif



b- Ancrage à tirant actif



c- Les Butons

Figure I.29. les différents types d'ancrages .

Les ancrages sont liés par une membrure a fin de solidariser les murs ou les poteaux entre eux pour augmenter la rigidité du mur. Cette membrure se calculé comme une poutre continue reposant sur appuis équidistants supportant une charge uniforme.

I.6.2. 2.Selon la durée d'utilisation :

a) Les Ancrages temporaires :

Les ancrages temporaires servent à la sécurité des "travaux de constructions" pour une durée "maximum" de deux ans, "leur emploi est rapide" et "ilssont particulièrement économiques. Les ancrages à torons se caractérisent essentiellement par leur grande flexibilité "qui permette une facilité d'introduction" même dans un espace très restreint. L'ancrage dans toutes sesformes correspond aux normes DIN 4125 (Allemagne) et de plus, les tirants à torons sont pourvus de certificats "délivrés par des" laboratoires autorisés

b) Les Ancrages permanents :

Les ancrages permanents sont des ancrages à injection "prévus" pour une utilisation continue (supérieure à deux ans) et font donc partie d'un ouvrage permanent. Les différents ancrages permanents se distinguent par leur portée et le type de construction. L'utilisation optimale au niveau technique et économique des trois types dépend des conditions énoncées

I.6.3. la mise en œuvre :

La mise en œuvre d'un tirant se déroule en plusieurs phases :

Phase1. Le forage du trou: diamètre compris entre 100 et 200 mm, toutes inclinaisons envisageables, au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain, la foreuse va exécuter un forage de 5 m de longueur pour placer le tirant avec un taillantspécifique qui existe pour chaque terrain

Phase2. Après nettoyage du forage: substitution du fluide de forage par un produit descellement, généralement un coulis de ciment fortement dosé.

Phase3. Mise en place de l'armature (barre, torons...): La mise en place se fait avec unegrue, un dérouleur, voire à bras d'hommes.

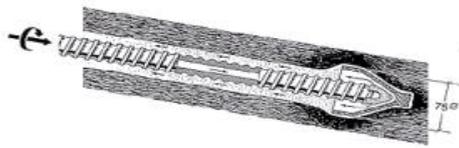
Phase4. L'accrochage du tirant au sol: après prise, le scellement peut être injecté souspression avec un coulis de ciment. Divers systèmes coexistent pour conduire cette injection enfonction du terrain et de l'entreprise. Le procédé le plus courant est celui utilisant un tube à manchettes.

Phase5. Mise en tension du tirant: après un délai de 1 à 7 jours suivant le type de terrain etle produit de scellement utilisé, mise en précontrainte avec un vérin et cachetage de la têtéd'ancrage par un capot.

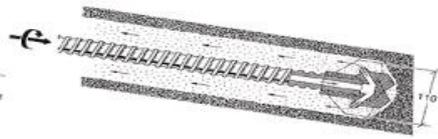
Pour divers types de tirants (ancrages à plaques, à vis, etc.), certaines des opérations ci-dessus n'existent pas ou sont groupées.

L'ordre chronologique de certaines opérations peut être inversé.

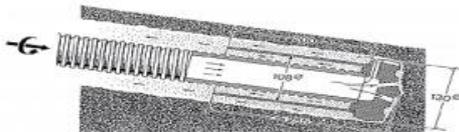
Le choix du taillant dépend des caractéristiques du terrain ainsi que de l'inclinaison et de la longueur des ancrages à réaliser (FigI.30)



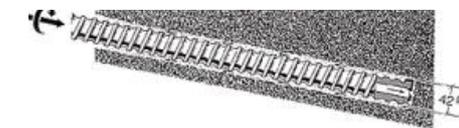
Pointe de sonnette,
vissable, pour sols légers et compressibles, pour sols cohérents à haut niveau d'eau.



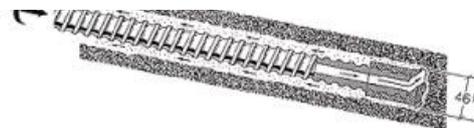
Taillant pour mono-jet clouté à 200 bars,
vissable, avec 2 buses de 2,3 mm, dans la craie et l'argile



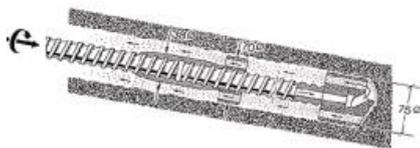
Taillant en croix,
soudé, avec jupe, pour forage en rotation et rotoperçusion



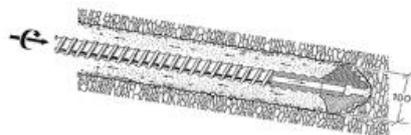
Barre TITAN, à 3 arêtes blindées,
soudées, pour forages courts dans le rocher, pas de couplage possible



Taillant à pointes,
vissable, pour le rocher, revêtement mini. De ciment 10 m



Taillant couronne,
vissable, pour sol et remblais, revêtement mini. De ciment 20 mm
Couplage
avec manchon et centreur pas de couplage



Trilame,
vissable, pour sols cohérents, p.ex. dans les marnes

Figure I.30. Différents types de taillant



CHAPITRE II :
METHODE DU
DIMMENSIONNMENT
DES PALANCHES

II.1 Introduction :

Pour mieux comprendre l'interaction sol-structure et le comportement d'un rideau de palplanche en contact avec le massif du sol ou l'eau, une présentation des figures de rupture éventuelle exigés. Ensuite des méthodes de calcul couramment utilisées pour la stabilité externe. Ces méthodes sont indispensables pour bien illustrer leur fonctionnement ainsi que les notions de poussée et de butée.

II.2 Principe de calcul de rideau de palplanche dans le sol :

Les rideaux plans ont des rôles pour supporter des efforts , comme il est illustré dans la figure(II.1), ces efforts sont :

- La poussée hydrostatique.
- La poussée des terres avec charges fixes ou mobiles sur le terre-plein.
- Les charges verticales directes.

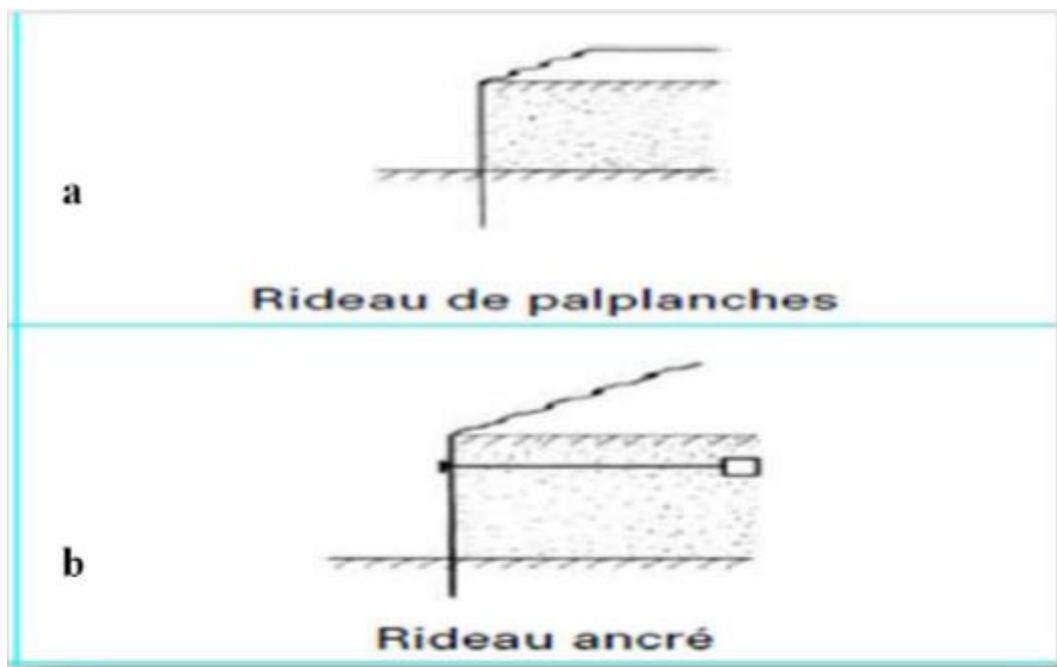


Figure II.1 Modèles : a) rideau sans tirant d'ancrage b) rideau ancré dans le sol

Un rideau travail comme une poutre verticale. L'objectif du calcul est de déterminer la longueur des palplanches, ainsi que de vérifier les déformations et les valeurs maximales des réactions d'attache ou d'appui.

Les forces appliquées au rideau comportent en particulier des poussées et des butées dues au terrain. Ces efforts ne sont connus que pour des équilibres limites de rupture du sol dans certaines conditions.

On peut apercevoir que les méthodes de calcul de stabilité des rideaux de palplanches comportent une marge de sécurité .

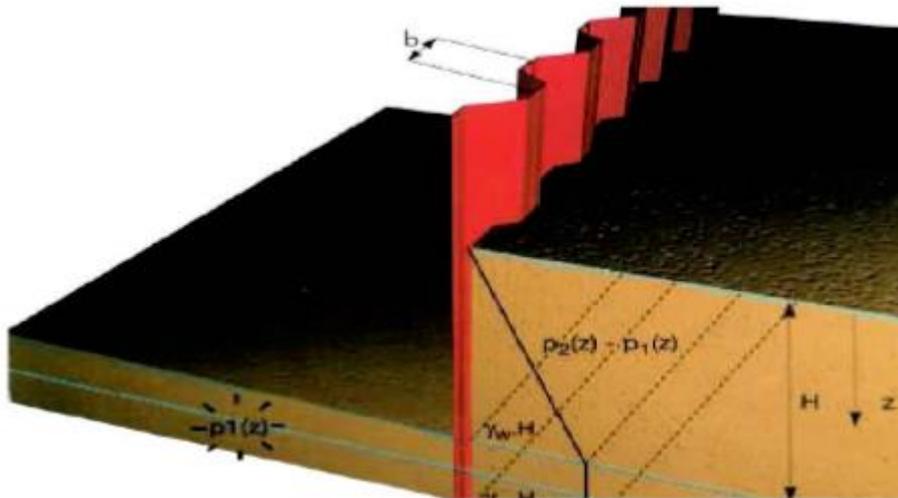


Figure II.2. Palplanche ancrée dans le sol

On distingue deux parties selon la figure (II.2) :

1- Partie soutènement : on a uniquement la poussée du sol :

$$p(z) = k(y) \sigma_z = k(y) \gamma Z \quad (2.1)$$

$k(y)$ coefficient de proportionnalité en fonction de la déformée (y)

2- Partie fiche:

$$p(z) = \gamma (Z-H) - k(-y) \gamma (Z-H) \quad (2.2)$$

k_a (poussée) < $k(y)$ < k_p (butée)

-L'équilibre de la poutre :

E : module d'élasticité de l'acier de la palplanche.

I : moment d'inertie de la palplanche. L'équilibre de la palplanche (poutre) peut s'écrire :

$$EI dy^4/dz^4 + p(z) = 0 \quad (2.3)$$

La résolution de cette équation de 4eme degré donne comme solution $y(z)$; (flexion de la palplanche). La résolution nécessite de connaître la fonction $k(y)$ et les conditions aux limites (f). Ce problème ne peut être résolu que pour approximation successives. Ensuite les méthodes utilisées sont basées sur des hypothèses simplificatrices déduites de l'observation expérimentale. Les méthodes de calcul des écrans de soutènements sont de trois types .

II.3. Les méthodes de calcul des écrans de soutènements

II.3.1 Méthode aux états limites :

Le sol est considéré à l'état d'équilibre limite. Elles ont une solution analytique dans les cas simples sans interaction avec la structure. Elles supposent que la pression normale $p(z)$ apportée par le sol est proportionnelle à la contrainte normale verticale, quant à elle, égale au poids des terres, avec un coefficient K ne dépendant que du déplacement $y(z)$ du rideau au niveau considéré comme il est indiqué dans la figure (II.3) :

$$\text{Pour } z \leq H : P(z) = K(y) \gamma z \quad (2.4)$$

$$\text{Pour } z \geq H : P(z) = K(y) \gamma z - K(-y) \gamma (z-H) \quad (2.5)$$

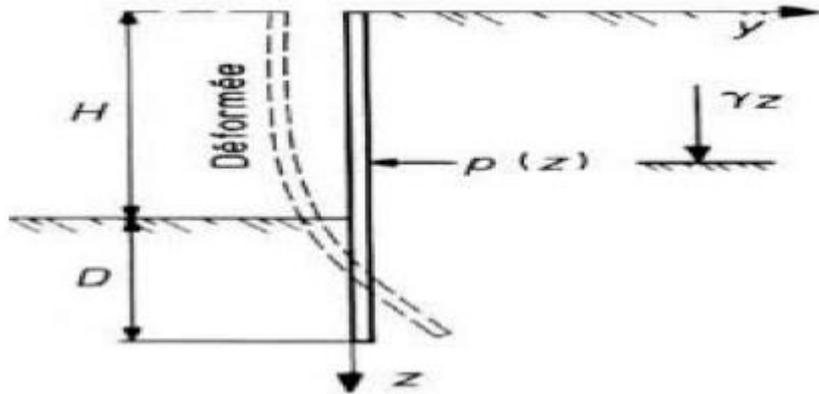


Figure II.3. Rideau de palplanches soumis à une distribution de pression normale $p(z)$. [10]

II.3. 2. Méthode aux coefficients de réactions :

Le sol est modélisé à l'interface du sol et de l'écran par des ressorts et des patins en interaction avec la structure et les tirants ou butons, et cela en utilisation d'un logiciel adéquat.

II.3. 3. Méthode des éléments finis :

Grâce au développement de logiciels de calcul et à la puissance des micros ordinateurs, actuellement cette méthode est en cours d'évolution pour les études courantes destinés aux chercheurs et ingénieurs concernant l'interaction sol structure.

II.3. 4. Etats limites de rupture selon L'Eurocode 3 :

La norme d'Eurocode 3 stipule la vérification d'une liste d'états limites pour la réalisation des écrans de soutènements. La conception du rideau de palplanches se fait en considérant quatre modes majeurs de rupture selon la figure (II.4):

- Le renversement du rideau, celui-ci pivote sous la pression des terres.
- Le glissement d'ensemble, une partie du massif incluant la paroi connaît un large mouvement.
- La destruction de l'ancrage, il peut être arraché ou avoir la tête brisée.
- La rupture de la structure, les palplanches plient et une rotule plastique apparaît.

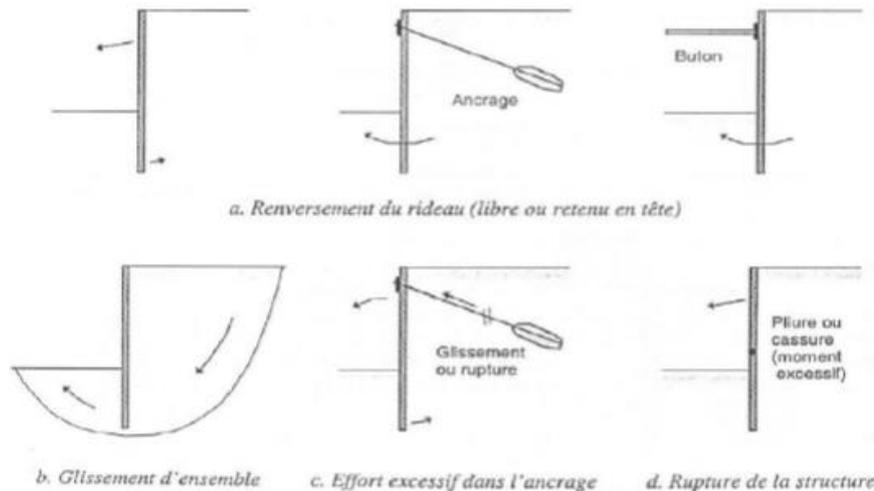


Figure II.4. Modes de rupture d'un rideau de palplanche [10]

II .4. Définition de la poussée et de la butée

Dans le cas d'un rideau de palplanche encastré à la surface d'un massif de sable. Le procédé à un remblayage par dépôt successif de couches horizontales minces d'un côté du mur, tout en appliquant une résultante F_0 du côté opposé de façon à empêcher tout déplacement, on exerce à la fin du remplissage une force F horizontale appelée poussée au repos comme il est illustré dans la figure (II.5). Si on réalise une translation horizontale de l'écran, deux cas sont possibles

Cas 1 : Butée

Le déplacement est imposé vers l'intérieur du remblai à droite, la force F croît jusqu'à une valeur maximale F_p qui correspond à la mobilisation totale de la butée. Les cercles de Mohr représentatifs des états de contraintes sont tous tangents aux courbes intrinsèques, la relation entre les contraintes principales est donnée :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.6)$$

Cas 2 : Poussée

Dans ce cas le déplacement se fait en éloignant du remblai, alors F décroît jusqu'à une valeur F_a inférieure à F_0 et qui traduit l'établissement de l'état de poussée.

On notera en particulier que le déplacement Δ_p nécessaire à la mobilisation totale de l'état de butée est beaucoup plus important que celui Δ_a causant la situation de poussée. Si H est la hauteur hors fiche du mur, on admettra les ordres de grandeur suivants:

$$\Delta_p \approx H / 100 \quad (2.7)$$

$$\Delta_a \approx H / 1000 \quad (2.8)$$

Dans ces deux cas extrêmes, on parle de poussée et butée limites correspondant à la rupture du massif de sol [COST83].

Par définition on appellera état passif ou équilibre limite de butée ce nouvel état, la relation entre les contraintes principales donne :

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.9)$$

II .4.2 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.

II .4. 2.1 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.

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 2-3.

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 $\frac{2}{3}\phi$ est celle à retenir.

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

Tableau II.1. - Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface du parementure

II .4. .2.2Influence 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 -5).

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

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

$$\sigma_h = K_a \sigma_v \cos \delta_a \quad (2.10)$$

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

$$\sigma_h = K_p \sigma_v \cos \delta_p \quad (2.11)$$

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 contre butée.

- 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 $\delta_p = \frac{2}{3} \varphi$. Ceci n'affecte que peu les efforts structurels observés : empiriquement, l'influence du frottement du rideau se révèle donc faible.

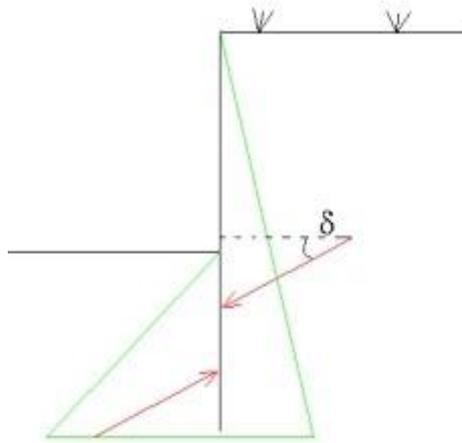


Figure II.5 : Cas du mur avec frottement[15]

II .5 Stabilité d'un rideau de palplanche :

II .5 .1.la méthode classique :

Cette partie traite des travaux réalisés suivant la première méthode décrite précédemment, Cette méthode utilise le critère de rupture et ne tient pas compte de la rigidité propre de rideaux. Cette méthode a l'avantage de simplicité. Par contre l'évaluation des efforts dans les murs de soutènement et en particulier des moments fléchissant maximaux est grossière ; se sont des efforts qui dictent le choix du type de mur. Elle ne peut être utilisée qu'en avant projet ou en petits ouvrages.

II .5 .1.1Écrans non ancrés (auto-stables) :

La stabilité du mur est assurée uniquement par les réactions du sol sur la partie enterrée que l'on appelle la fiche, c'est le cas de la plupart des batardeaux.

La théorie classique considère que le rideau pivote autour d'un axe situé au dessus de son extrémité inférieure (Fig.2.2) .

-à partir du sommet du rideau et jusqu' au voisinage de l'axe de rotation, la distribution des contraintes est de Boussinesq.

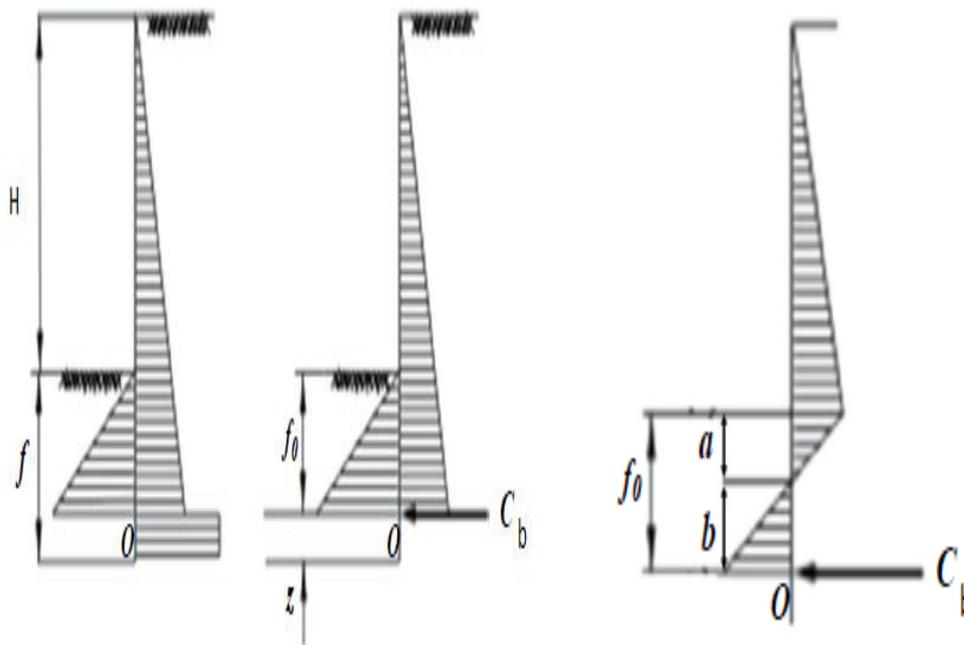
-à partir de l'axe de rotation, la contrainte à droite augmente brusquement du fait de la contre – butée, mais à gauche au contraire elle tend assez vite vers zéro.

-Pour les besoins de calcul on simplifié le schéma comme montré dans la Figure. II.6.(c)



a) Déplacement de l'écran

b) Distribution réel des pressions des terres



c) Distribution simplifiée

d) superposition de la butée et poussée

Figure II.6 distribution des contraintes sur un mur de soutènement

Alors le système est isostatique comportant deux inconnues f_0 et C

-La valeur de f_0 est déterminée en écrivant l'équilibre des moments autour du point O, ce qui donne une équation de troisième degré en f_0 .

-La fiche totale est égale: $f = f_0 + z = f_0 + 0.2f_0$ (la contrebutée est mobilisée sur une hauteur égale à 20% de la hauteur f_0 sur laquelle est mobilisée la butée) donc $f = 1.2f_0$.

-la contrebutée C s'obtient par la différence des forces de butée et de poussée.

-Pour tenir compte d'un coefficient de sécurité par rapport à l'équilibre limite ainsi calculé, on considère que la butée n'est pas totalement mobilisée. ce qui, dans les calculs, conduit à remplacer K_p par K_p / F_{st} que: ($F_{st} = 1.5 - 2$).

-Il est alors possible de déterminer la valeur maximale du moment fléchissant dans l'écran à partir du diagramme des pressions de terres, ainsi le module de résistance à partir de l'expression:

$$W = \frac{M_{max}}{\sigma} \quad (2.12)$$

σ_{adm} : la contrainte admissible dans l'acier

qui permet de choisir le type de palplanche ou l'épaisseur et le ferrailage de la paroi moulée.

II .5 .1.2 Ecrans ancrés :

II .5.1.2.1 Ecrans simplement butés en pied (La méthode de la butée simple) :

Cette méthode est basée sur l'hypothèse que le sol dans la partie inférieure de l'écran est incapable de produire des pressions passives nécessaires pour induire les moments négatifs (contre-butée) (FigII.7)

On suppose que le mur est rigide et aucun point de pivote n'existe au dessous du fond de fouille c.-à-d., aucune résistance passive ne se développe derrière le mur. Les pressions des terres peuvent être calculées d'après la théorie de Coulomb ou d'autres méthode (Rankine, Caquot/Kerisel..), Avec ces hypothèses le calcul devient un problème isostatique comportant 2 inconnues la fiche f et l'effort d'ancrage A . En écrivant que le moment résultant par rapport au point d'ancrage de l'ensemble des forces appliqués est nul, on élimine A et l'on obtient une équation du troisième degré en f .

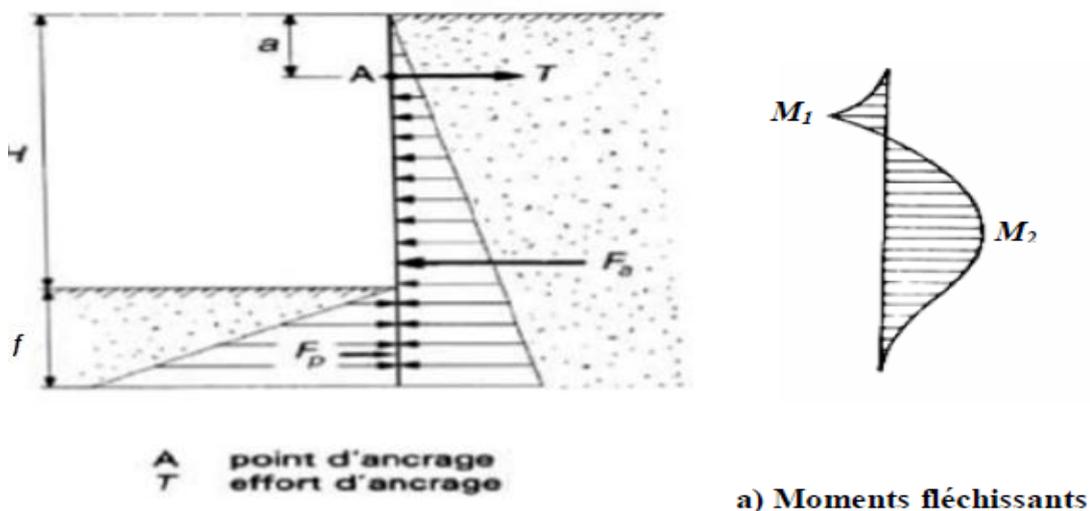


Figure II.7. Rideau ancré en tête simplement buté en pied.[6]

La figure.(II .7) montre que le moment fléchissant maximal se produit le plus souvent vers le bas de la partie libre de la palplanche (moment M_2).

f et l'effort d'ancrage T . L'équilibre statique du rideau fournit les deux équations nécessaires au dimensionnement.

$M \cdot F_p/A - M \cdot F_a/A = 0$: Moment résultant nul au point d'ancrage A

$$F_a \left[\frac{2}{3}(H + f) - a \right] = F_p \left[\frac{2}{3}f + H - a \right] \quad (2.12)$$

Avec :

Fa : force de poussée exercée sur la face amont du rideau

Fp : force de butée sur la face aval, le coefficient $2/3$ étant dû à la répartition triangulaire des pressions

B: Résultante horizontale nulle

$$T = F_a - F_p \quad (2.13)$$

L'équation en moment est un polynôme de 3 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. La La butée du terrain est la seule force qui empêche le rideau de pivoter autour du point d'attache

du tirant d'ancrage. Il est indispensable d'introduire un coefficient de sécurité. Pour cela, on divise par deux les coefficients de butée.

Pour ce qui concerne la méthode de la butée simple, deux variantes ont été utilisées:

-La première consiste à effacer la butée limite qui s'exerce sur la face externe de l'écran, d'un coefficient de sécurité ($F_s=2$) et à retenir pour le dimensionnement les valeurs de la fiche f , du moment fléchissant maximal M_{max} et de la réaction d'appui ainsi obtenues; cette variante n'est applicable en toute rigueur que dans le cas des écrans parfaitement rigides et conduit à une surestimation de M_{max} et de A pour les écrans présentant une certaine souplesse.

-Le seconde consiste à effectuer un calcul à l'état limite sans minoration de la butée limite ($F_s=1$) et à retenir pour le dimensionnement les valeurs du moment fléchissant maximal M_{max} et la réaction d'appui A ainsi obtenues; la sécurité sur la fiche est obtenue en la majorant; ainsi dans le cas des sols purement frottant, la fiche correspondant à l'équilibre limite est multipliée par $\sqrt{2}$.

II .5 .1.2.2.Critique des méthodes classiques :

Dans le traité classique de mécanique de sol, le calcul d'un rideau simplement buté en pied s'accompagne toujours de l'utilisation d'un coefficient de sécurité, ce qui conduit à adopter pour la fiche une valeur bien supérieur à celle qui correspond effectivement à la rupture du rideau par défaut de butée; on peut alors se demander quelle est la signification du moment maximal calculé, puisque ce moment se rapporte à une palplanche travaillant vraisemblablement dans des conditions toutes différentes des conditions réelles, donc le comportement réel du rideau n'a rien à voir avec le comportement théorique.

II .5 .2.la méthode empirique

Plusieurs auteurs ont étudié de façon approfondie, depuis 1943, le comportement des palplanches. Ces études ont permis de mettre au point de nouvelles méthodes de calcul.

La recherche de nouveaux modèles de calcul permettant de rendre compte des distributions de la poussée des terres de rendre compte des distributions de la poussée des terres se heurte aux limites des outils alors disponibles. Ainsi, la résultante des efforts auxquels sont soumis les ouvrages, compte tenu leur cinématique, pourra être approché avec des méthodes s'inspirant de celle de Coulomb, mais la répartition de ces efforts restera hors de portée des moyens de calcul. Cette distribution d'efforts donnera lieu à une estimation semi-empirique. Fondé sur l'observation du comportement d'un grand nombre d'ouvrages. Cette voie semi –empirique sera appliquée à l'évaluation des déformations des soutènements d'excavations et du massif associé.

On donnera ci-dessous quelques indications sur la méthode théoriques de **Rowe**.

II .5 .2.1.La méthode de Rowe ou des moments réduits :

Supposent que le rideau de palplanches est simplement buté en pied, ce qui signifie que les palplanches sont faiblement fichées et qu'il n'y a pas d'encastrement.

La méthode utilise dans un premier temps le calcul très 'classique du rideau ancré simplement buté en pied.

On détermine la fiche de la palplanche en écrivant l'équation d'équilibre des moments par rapport au point d'ancrage A des pressions des terres exercées sur le rideau.

Le dimensionnement du module de la palplanche se fait en recherchant le point d'effort tranchant nul, correspondant au maximum du moment fléchissant.

ROWE propose de dimensionner la palplanche à partir d'un moment M_R inférieur à M_{max} , ceci afin de tenir compte de la flexibilité du rideau.

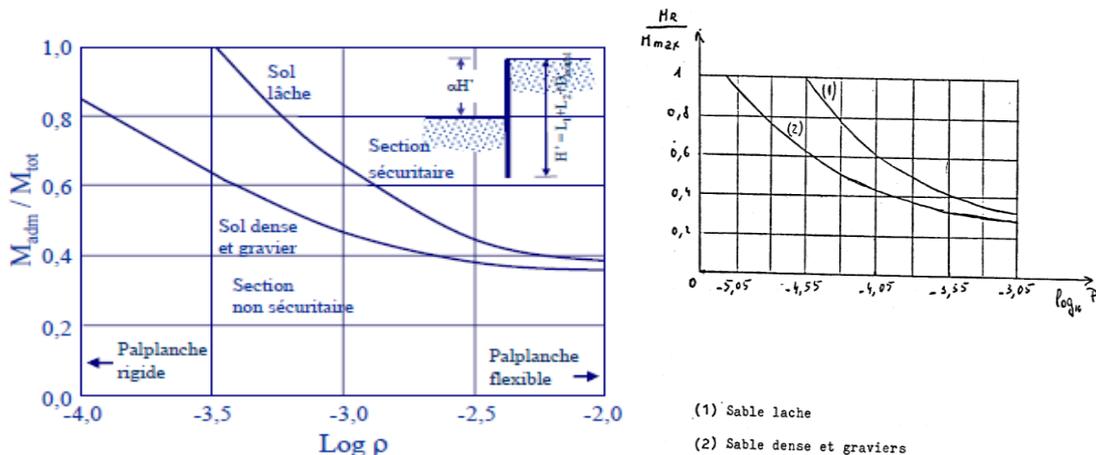
Il se réfère à des essais sur modèle qui lui ont permis d'établir l'abaque Figure(II.8.) donnant le facteur de réduction en fonction de la flexibilité définie par le coefficient :

$$P = \frac{L^4}{EI} \quad (2.14)$$

On procède alors en essayant divers profils correspondant à des inerties I différentes. On adopte en général une contrainte admissible σ_{adm} égale au 2/3 de la limite élastique de l'acier utilisé.

On obtient la relation entre le module m de la palplanche et le moment réduit M_R :

$$W = \frac{I}{V} = \frac{M_R}{\sigma_{adm}} \quad (2.15)$$



Figure(II.8.) Abaque de Rowe pour déterminer le moment réduit M_R [14]

II .6 La methode des elements finis :

II .6 1. Introduction:

La méthode des éléments finis fait partie des outils de mathématiques largement appliquées. Il s'agit de mettre en place, à l'aide des principes hérités de la formulation variationnelle ou formulation faible, un algorithme discret mathématique permettant de rechercher une solution approchée d'une équation aux dérivées partielles (ou EDP).

II .6.2 Les principes fondamentaux de la méthode la plus courante sont les suivants :

- ❖ le milieu est considéré bidimensionnel
- ❖ le milieu contenu est divisé par des lignes imaginaires, qui constituent les frontières entre éléments finis
- ❖ ces éléments sont supposés être reliés entre eux par un nombre fini de points dit points nodaux situés sur leur frontières (ce sont généralement les sommets des éléments et parfois d'autres points sur les faces et les arêtes). Ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à un autre. Les inconnues de base du problème sont les déplacements de ces points nodaux.
 - Une fonction de forme permet de définir d'une manière unique le champ des déplacements à l'intérieur de chaque élément fini en fonction des déplacements de ces points nodaux.
 - Les fonctions de déplacements définissent donc sans ambiguïté l'état de déformation à l'intérieur d'un élément en fonction de déplacements nodaux, et par suite, compte tenu des propriétés rhéologiques du matériau, l'état de contrainte (état de contrainte de l'élément est défini en un ou plusieurs points de l'élément appelés des «points d'intégration »
 - A partir de ces fonction de déplacements et des lois rhéologiques adoptées, on détermine une relation de raideur qui à tout champ de déplacement sur le solide (défini par les composantes du vecteur déplacement $\{U\}$ au niveau des nœuds de la structure ou solide) fait correspondre un champ de sollicitation défini par les composantes du vecteur force $\{F\}$ au niveau des nœud. Cette relation s'écrit :

$$\{F\} = [K'] \{U\}$$

Où :

$[K']$: matrice carrée de la rigidité qui, une fois déterminée permet de résoudre le système linéaire $\{F\} = [K'] \{U\}$ où les inconnues sont les composantes de $\{U\}$ des déplacements nodaux (si l'une des composantes est imposée par les conditions aux limites, elle sera remplacée par la réaction qui en résulte).

Tout chargement se traduit par des vecteurs de forces nodales $\{F\}$ lorsqu'il s'agit d'incrément de charges, les déplacements sont des incréments qui s'ajoutant aux déplacements obtenus lors de l'incrément précédent, il en est de même pour les contraintes.

II .6 .3Le principe des travaux virtuels :

$$W = -\int \{\delta \varepsilon\}^t [H] \{\varepsilon\} dv + \int \{\delta u\}^t \{f_s\} ds + \int \{\delta u\}^t \{f_v\} dv = 0$$

Pour résoudre un problème par la méthode des éléments finis, il existe deux modèles :

Model force= force inconnue

Model déplacement = déplacement inconnues c'est le model le plus utilisés, on peut voir ces étape par la suite :

Etape 1 : le remplacement de la géométrie réelle (initiale) de domaine de volume V par ensemble de sous domaines (prédéfini) a condition de recouvre mieux la géométrie initial de sort ; pas de faille, pas de recouvrement (défaut de maillage).

Etape 2 : la présentation de la géométrie dans chaque sous domaine :

$$\{X_{x,y,z}\} = [N] \cdot \{x_i\}$$

Où:

$X_{x,y,z}$: la position réel de domaine initial de volume V ;

$x_{,y} \text{ et } z$: pour la détermination de la direction de déplacement selon les axes ;

$[N]$: fonction d'interpolation (fonction de forme) ;

x_i : Position de volume V_e de chaque élément ;

Etape3: le remplacement de déplacement réel par le déplacement de chaque élément ;

$$\{U\} = [N] \cdot \{U_e\}$$

Où:

$\{U\}$: déplacement réel;

$[N]$: fonction de forme;

$\{U_e\}$: déplacement de l'élément;

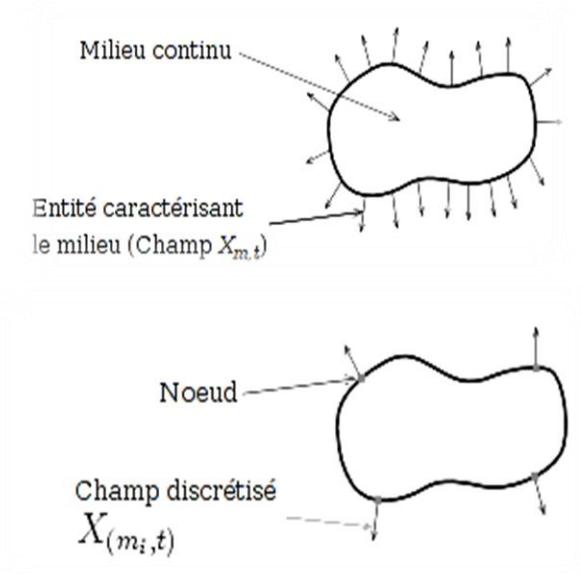
II.6.4. Fonction de base :

La M.E.F consiste à restreindre la connaissance de déplacement U , V et W en chaque point du volume à seulement la connaissance de ces valeurs en nœuds en suite à interpoler entre ces points pour avoir le déplacement en tout point.

La méthode la plus simple est l'emploi des polynômes de Lagrange. Dans cette méthode, les fonctions de base valent 1 à un nœud et 0 à tous les autres. La fonction de forme N est alors la fonction valant 1 au nœud i et 0 sur les autres nœuds et elle est polynomiale sur chaque élément.

On appelle élément, la donnée d'une géométrie (souvent polygonale en 2D, polyédrique en 3D) et des fonctions de base associées à cette géométrie c'est - à - dire pour minimiser l'erreur on doit augmenter le degré de liberté DDL en chaque nœud ou bien augmenter le nombre de nœud.

D'autres solutions peuvent exister pour les fonctions de forme. On cite ici un seul exemple des éléments finis d'Hermite qui ont la particularité d'avoir deux fonctions de base associées à chaque nœud. Dans cette version, la valeur de la solution est ajustée avec la première fonction alors que la deuxième permet d'ajuster la valeur de la dérivée. Ce type de fonctions de base peut avoir un intérêt pour la résolution de certaines équations aux dérivées partielles (par exemple l'équation des plaques en mécanique des milieux continus), même si elle nécessite d'avoir deux fois plus de fonctions pour un maillage donné.

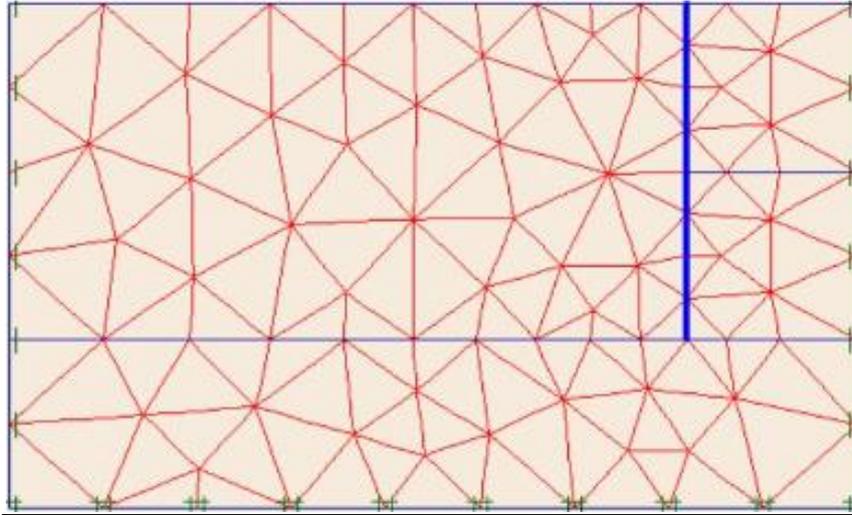


Figure(II.9): Le principe des éléments finis[16]

II .6 .5.Choix du maillage :

La méthode des éléments finis repose sur un découpage de l'espace selon un maillage. D'habitude, l'on choisit un maillage carré ou triangulaire mais rien n'interdit de choisir des maillages plus complexes. Il n'est pas non plus nécessaire que le maillage soit régulier et l'on a tendance à resserrer le maillage près des endroits d'intérêt (par exemple aux endroits où l'on pense que la solution va beaucoup varier). Cependant, il faut veiller à avoir des éléments faiblement distordus (se rapprocher d'un polygone régulier). Plus ce maillage est resserré, plus la solution que l'on obtient par la méthode des éléments finis sera précise et proche de la « vraie » solution de l'équation aux dérivés partielles.

Dans le cas de notre étude on utilis le logiciel Plaxis qui s'articule sur deux types d'éléments, tout deux triangulaire à 6 nœud et 15 nœuds un élément triangulaire. L'élément à 15 nœud est celui qu'on adopté pour notre étude, et ce, pour sa haute performance.



Figure(II.10.): Exemple du maillage

II .6 .6. Modélisation de système en élément fini :

La variation du module de Young avec la profondeur est relativement facile à prendre en compte avec la méthode des éléments finis. Il suffit en pratique de découper le sol en couches horizontales de modules constants et d'épaisseurs croissantes. (La figureII..10) montre le dessin du maillage utilisé qui représente la moitié du milieu semi-infini.

II .6 .7. Application aux calculs des ouvrages souterrains :

La détermination des sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages enterrés telles que les conduites est un problème d'hyperstatique, dont les paramètres suivants peuvent être prise en compte par la MEF à savoir :

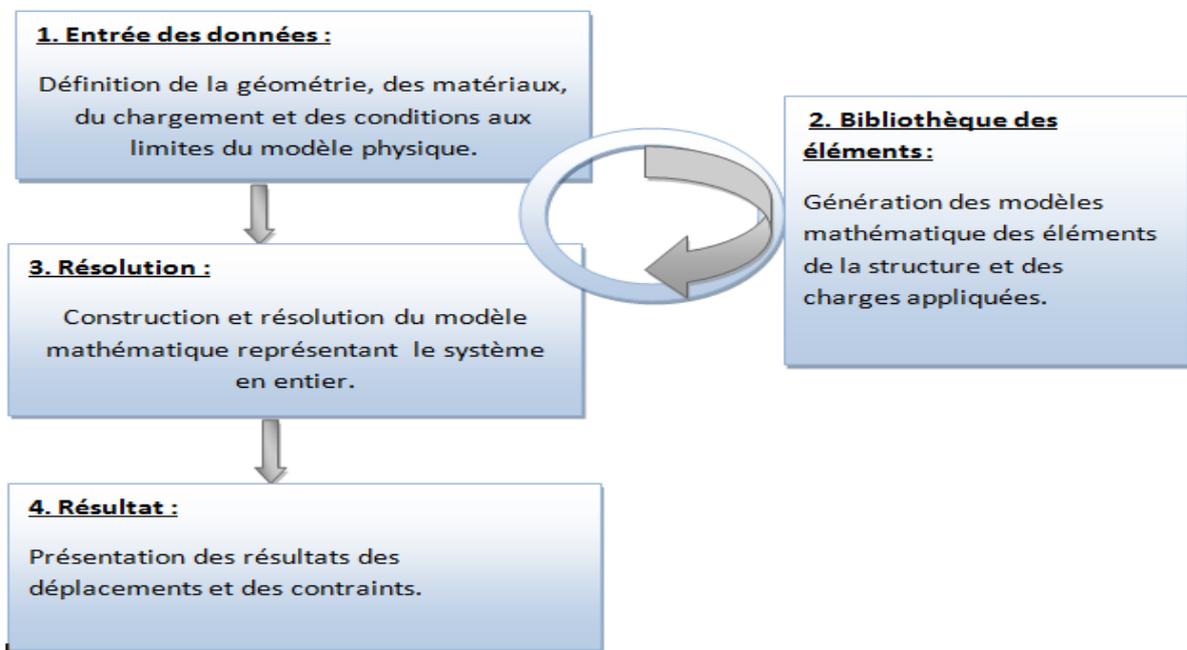
1. La bi-dimensionnalité du problème (état plan de contrainte ou de déformation)
2. Etat d'équilibre naturel du milieu ou état plan de contrainte ou de déformation
3. Géométrie de système sol- structure
4. Propriétés de déformation du terrain, son hétérogénéité éventuelle et son comportement non linéaire.
5. Caractéristique géométrique mécanique et physique de la structure ainsi que la nature du contacte sol-structure.
6. Les techniques de réalisation de solide sol-structure
7. L'historique des phases de construction et d'exécution des travaux.
8. L'évolution dans le temps des pressions exercées par le terrain sur la structure

II .6 .7. 1. Programmes généraux :

Les équations qui réagissent la M.E.F sont sous une forme assez générale pour qu'il soit possible d'écrire un code de calcul unique capable de résoudre tous les problèmes de mécanique de structures et autres.

Les programmes qui visent cet objectif, même à une échelle réduite sont appelés programmes généraux.

Ils sont subdivisés en quatre phases, sous forme d'organigrammes, ces quatre phases sont présentées quasiment dans tous les programmes d'analyse par M.E.F.



Figure(II.11.): Organigramme des programmes généraux

II .6 .7.2. Fonction d'interpolation pour les éléments triangulaires :

Pour les éléments triangulaires, il y a deux coordonnées locales (ξ et η).

Dans l'addition nous employons la coordonnée auxiliaire $\zeta=1-\xi-\eta$. Pour les triangles de 15 nœuds, les fonctions de forme peuvent être écrites comme suit:

$$N_1 = \zeta (4\zeta-1) (4\zeta-2) (4\zeta-3) /6$$

$$N_2 = \xi (4\xi-1) (4\xi-2) (4\xi-3) /6$$

$$N_3 = \eta (4\eta-1) (4\eta-2) (4\eta-3) /6$$

$$N_4 = 4 \zeta \xi (4\zeta-1) (4\xi-1)$$

$$N_5 = 4 \xi \eta (4 \xi -1) (4\eta-1)$$

$$N_6 = 4 \eta \zeta (4 \eta -1) (4\zeta-1)$$

$$N_7 = \zeta \xi (4\zeta-1) (4\zeta-2) *8/3$$

$$N_8 = \xi \zeta (4\xi-1) (4\xi-2) *8/3$$

$$N_9 = 4 \eta \xi (4\xi-1) (4 \xi -2)*8/3$$

$$N_{10} = \xi\eta (4 \eta -1) (4\eta-2)*8/3$$

$$N_{11} = \zeta\eta (4 \eta -1) (4\eta-2)*8/3$$

$$N_{12} = \eta\zeta (4\zeta-1) (4 \zeta -2) *8/3$$

$$N_{13} = 32 \eta \xi \zeta (4 \eta \zeta -1)$$

$$N_{14} = 32 \eta \xi \zeta (4 \xi -1)$$

$$N_{15} = 32 \eta \zeta \xi (4 \eta -1)$$

II .6 .7.3. Intégration numérique des éléments linéaires :

Afin d'obtenir l'intégrale au dessus d'une certaine ligne ou secteur l'intégrale est numériquement estimée comme :

$$\int F(\xi_i) d\xi \approx \sum F(\xi_i) W_i \quad (4 .5)$$

Ou : $F(\xi_i)$ est la valeur de fonction F de forme au point ξ_i et W_i représente le facteur de poids pour le point i , un nombre total k de point d'intégration sont considérés.

Deux méthodes sont fréquemment employées par le logiciel Plaxis, à savoir :

- La méthode d'intégration de Newton-cotes, ou les points ξ_i sont choisis aux nœuds
- La méthode d'intégration de gauss qui considère cinq points d'intégration à l'intérieure de l'élément triangulaire ce qui permet une meilleure précision et une exactitude élevée

Les facteurs de position et de poids pour les deux types d'intégration sont donnés par les tableaux suivantes

Nombre des Nœuds	ξ_i	W_i
1	± 1	1
2	$\pm 1, 0$	1/3, 4/3
3	$\pm 1, \pm 1/3$	1/4, 3/4
4	$\pm 1, \pm 1/2, 0$	7/45, 32/45, 12/45

Tableau.II.2. La méthode d'intégration de Newton-cotes

Nombre des points	ξ_i	W_i
1	0.00000	2
2	$\pm 0,577350\dots(\pm\sqrt{3})$	1
3	$\pm 0,774596\dots(\pm\sqrt{0,6})$ 0,00000	0,55555... (5/9) 0,88888... (8/9)
4	$\pm 0,861136\dots$ $\pm 0,339981\dots$	0,347854... 0,652145
5	$\pm 0,906179$ $\pm 0,538469$ 0,000000	0,236956... 0,478628... 0,56888...

Tableau .II.3. La méthode d'intégration de gauss

L'intégration de newton-cotes peut intégrer exactement des fonctions de polynomial d'un ordre au –dessous du nombre de points considérée. En en ce qui concerne, l'intégration de gauss, la fonction polynomial de degré $2k-1$, peut être intégrée exactement en supposant k points

II .6 . 7.4. Intégration numérique des éléments triangulaires :

Comme pour les éléments linéaires l'intégration pour élément triangulaire est donnée par :

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_i^k \xi_i(\eta_i) W_i$$

Plaxis utilise l'intégration gaussienne pour les éléments triangulaires .en ce qui concerne l'élément triangulaire à 15 nœuds, il comporte 12 point d'intégration.

Afin de calculer les composants cartésiens des déformation a partir déplacements, tels que formulé dans l'équation ($\epsilon = \mathbf{LNv} = \mathbf{Bv}$), sachant que ces dérivés doivent être considérées dans le système globale des axes ($\mathbf{x,y,z}$)

$$\zeta = \mathbf{B}_i \mathbf{v}_i$$

Où :

L : opérateur différentiel

N : fonction de forme

v : valeur nodale du déplacement

B : matrice d'interpolation des déformations

$$B_i = \begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{pmatrix}$$

Dans les éléments, les dérivées sont calculés dans le système de coordonnées locales (ξ, ζ, η).

La relation entre les dérivées locales et globales introduit le jacobian :

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial Ni}{\partial \xi} \\ \frac{\partial Ni}{\partial \eta} \\ \frac{\partial Ni}{\partial \zeta} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{\partial Ni}{\partial \xi} \\ \frac{\partial Ni}{\partial \eta} \\ \frac{\partial Ni}{\partial \zeta} \end{pmatrix} = \mathbf{J} \begin{pmatrix} \frac{\partial Ni}{\partial \xi} \\ \frac{\partial Ni}{\partial \eta} \\ \frac{\partial Ni}{\partial \zeta} \end{pmatrix}$$

Ou inversement

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial Ni}{\partial x} \\ \frac{\partial Ni}{\partial y} \\ \frac{\partial Ni}{\partial z} \end{pmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \begin{pmatrix} \frac{\partial Ni}{\partial \xi} \\ \frac{\partial Ni}{\partial \eta} \\ \frac{\partial Ni}{\partial \zeta} \end{pmatrix}$$

Les dérivés locaux $\frac{\partial Ni}{\partial \xi}$, etc..., peuvent facilement être dérivés des fonctions de forme de l'élément, puisque les fonctions de forme sont formulées dans des coordonnées locales. Les composants du Jacobian sont obtenus à partir des différences dans des coordonnées nodales.

L'inverse du Jacobian \mathbf{J}^{-1} est obtenu en inversant numériquement \mathbf{J} .

Les composantes cartésiennes des déformations peuvent être calculées par sommation de tous les contributions nodales.

$$\begin{pmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \end{pmatrix} = \sum \mathbf{B}_i \begin{pmatrix} u_{x,i} \\ v_{y,i} \\ w_{z,i} \end{pmatrix}$$

Où :

v_i : sont les composants des déplacements dans le $i^{\text{ème}}$ nœud.

Pour une analyse en état plan de déformation, la composante de la déformation dans la direction de l'axe Z est nulle, c'est-à-dire :

$$\epsilon_{zz} = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0.$$

Pour une analyse axisymétrique, les conditions suivantes s'appliquent :

$$\epsilon_{zz} = u_x/r \quad \text{et} \quad \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0 \quad (r = \text{rayon}).$$

II .6 . 7.5. Calcul de matrice de rigidité d'élément :

La matrice de rigidité élémentaire \mathbf{K}^e calculée par intégration :

$$\mathbf{K}^e = \int \mathbf{B}^T \mathbf{D}^e \mathbf{B} \, dv$$

L'intégrale est estimée par l'intégration numérique comme décrite dans la section 5.5.3. En fait, la matrice de rigidité d'élément se compose de sous matrices \mathbf{K}_{ij} , où : i et j sont les nœuds locaux.

Le processus de calcul la matrice de rigidité élémentaire d'élément peut être exprimé par :

$$\mathbf{K}_{ij} = \sum \mathbf{B}_i^t \mathbf{D}^e \mathbf{B}_j \mathbf{W}_k$$

II .7.Presentation de l’outil de simulation numerique :

II .7.1.Introduction :

Le code PLAXIS bidimensionnel de géotechnique a été développé en premier lieu à l’Université Technique de Delft en 1987 pour analyser initialement les digues en sols mous(argileux). Au cours des années, PLAXIS a été étendu à la plupart des autres domaines de l’ingénierie géotechnique, une société nommée PLAXIS b.v. a été créé en 1993. En 1998, la première version de PLAXIS a été publiée pour Windows, elle peut résoudre des différents problèmes comme les fondations superficielles, les soutènements, les remblais et les excavations. Dans le même temps, un calcul noyau pour la version 3D était en cours d’élaboration. Après plusieurs années de développement, le programme PLAXIS 3D Tunnel a été publié en 2001.

II .7.2.Definition :

PLAXIS est un programme d’éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d’applications géotechniques. Il permet d’analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques ,élasto-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.

PLAXIS se compose de **quatre sous-programmes** (Input, Calculations, Output et Curves).

II .7.3.Les sous programme du Plaxis :



II .7.3.1.Input :

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec PLAXIS l’utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l’aide du programme d’entrée des données (Input).

Pour générer un modèle d’éléments finis, l’utilisateur doit créer un modèle géométrique à deux dimensions composé de points, de lignes et d’autres composants. La génération d’un maillage approprié, des propriétés et des conditions aux limites élément par élément est réalisée automatiquement par le générateur de maillage de PLAXIS à partir du modèle géométrique précédemment entré. Les utilisateurs peuvent aussi retoucher le maillage d’éléments finis pour améliorer ses performances. La dernière partie de l’entrée des données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives pour définir l’état initial.

Lorsqu’un modèle géométrique est créé dans le programme Input, il est conseillé de sélectionner les différents éléments selon l’ordre donné dans la seconde barre d’outils (de la gauche vers la droite). En principe, il faut d’abord dessiner les contours géométriques, ajouter les couches de sol, les éléments de structure, les couches à construire, définir les conditions aux limites,

et enfin les chargements. La barre d’outils suit cette logique. Elle est un véritable guide à travers le programme Input ; elle assure que toutes les données à traiter le seront.

II .7.3.2.Calculs



Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués.

Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer.

On opère grâce au programme de calcul (Calculation).

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (Plastic Calculation), une analyse de consolidation (Consolidation Analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-C Reduction) ou un calcul dynamique (Dynamic Calculation).

II .7.3.3.Resultats :



Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis.

II.7.3.4.Courbes



Le programme des courbes (Curves) peut être utilisé pour dessiner des courbes charge ou temps-déplacements, des courbes contraintes-déformations, des chemins de contrainte ou de déformation pour des points choisis dans la géométrie. Ces courbes représentent les évolutions au cours des différentes phases de calcul, et cela donne un aperçu du comportement global et local du sol.

Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire et dépendant du temps et anisotropique.

II .7. 4. Les modeles de comportements integres dans plaxis

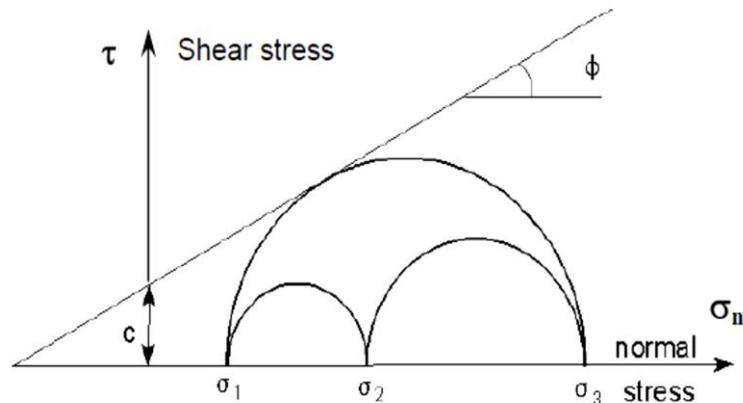
II .7. 4. 1.Modele elastique lineaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young, et le coefficient de Poisson. Ce modèle est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures placées dans le sol.

II .7. 4. 2. Modele de MOHR-COULOMB :

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres

. Les deux premiers sont E (module de Young) et ν (coefficient de poisson) (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et Φ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. 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(II. 12.): Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb[12]

a) Le module de Young E :

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. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (**Figure II.8**).

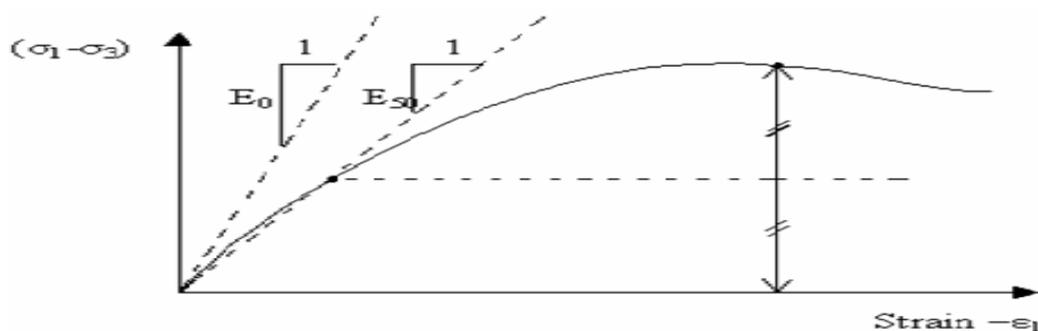


Fig. II.13 : Définition du module à 50% de la rupture.[12]

b) Le coefficient de poisson ν :

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 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 cette valeur soit utilisable.

c) L'angle de frottement ϕ :

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 45° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 45° est compatible avec les angles de frottement Φ_{cv} (à volume constant, au palier).

d) La cohésion c :

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 $\Phi_u=0$, 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. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en KPa/m).

e) L'angle de dilatance Ψ :

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté (Ψ); c'est le paramètre le moins courant.

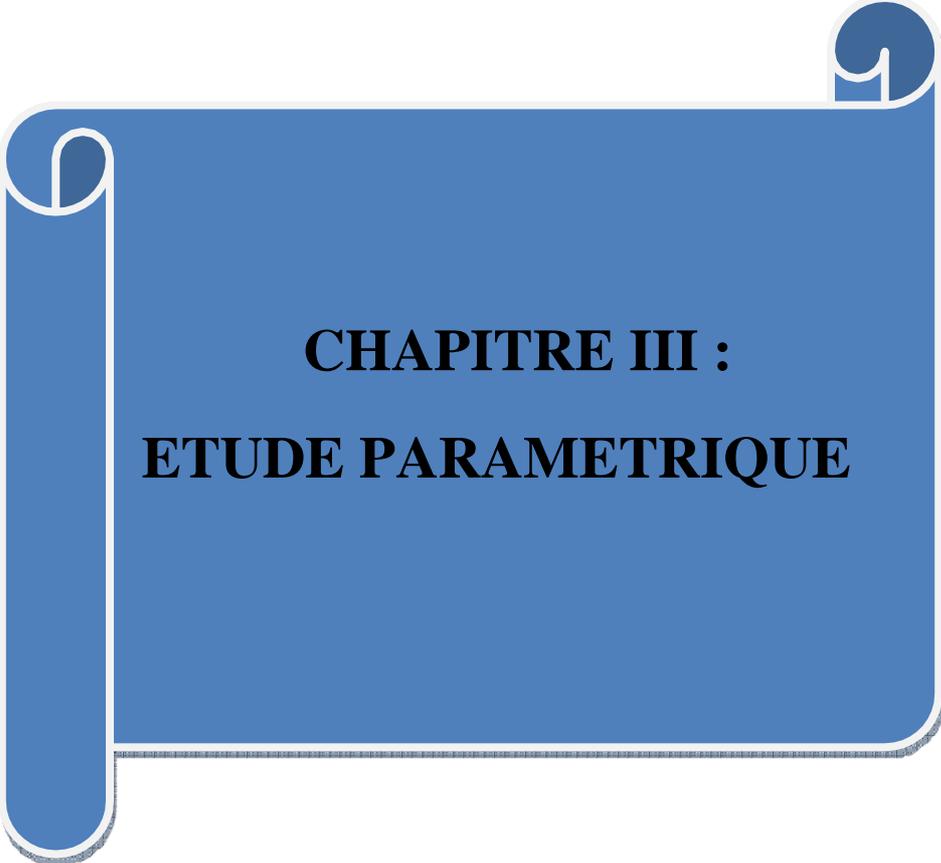
Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \phi - 30^\circ$$

$$\Psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ$$

Les cas où correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfactions statiques). La valeur 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.



CHAPITRE III :
ETUDE PARAMETRIQUE

III.1.Introduction:

Dans toute étude géotechnique, la 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 pour, simuler numériquement l'influence de la position des tirants d'ancrage sur le comportement des palplanches dans des sols sableux .

III.2. Dimensionnement de la palplanche :

La base du calcul d'un rideau de palplanches fait appel à des notions de poussées et butées. Les calculs peuvent être traités par méthode analytique ou graphique suivant les méthodes classiques de la loi de Coulomb ou de la méthode de Rowe.

a. Propriétés mécanique du sol :

Paramètre	Nom	Couche de sable (lâche)	Couche de sable (dense)	Unité
Modèle du matériau	Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement du matériau	Type	Drainé	Drainé	-
Poids volumique "non saturé"	γ_{unsat}	17	17.5	kN/m ³
Poids volumique "saturé"	γ_{sat}	20	20	kN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	1,0	1,0	m/day
Perméabilité vertical	K_y	1,0	1,0	m/day
Module d'Young (constant)	Eref	40000	60000	kN/m ²
Coefficient de Poisson	N	0,3	0,3	-
Cohésion (constant)	Cref	1,0	1,0	kN/m ²
Angle de frottement	Φ	32	33	°
Angle de dilatance	Ψ	2,0	2,0	°
Résistance d'interface	Rinter	0,67	0,67	-

Tableau III.01 caractéristique des sols

***Les étapes de resolution :**

-Phase01: Etude des palplanches sans ancrages (sable lâche + sable dense)

-Phase02: Etude des palplanches avec ancrages différentes position d'ancrage (sable lâche + sable dense) $e = 0 \text{ m}, 1 \text{ m}, 2 \text{ m}, 3 \text{ m}, 4 \text{ m}$

-Phase03: D'après les résultats de la 2ème phase on adopte la meilleur position on appliqué un ancrage incliné avec angle $\alpha = 40^\circ$ a la position d'ancrage la plus favorable.

III.2.1. Rideau de palplanches sans ancrage en terrain sec avec contre-butée :

III.2.1.1 Cas d'un sable lâche :

* on a un sol homogène constitué une couche de sable (lâche)

On réalise un pré-dimensionnement d'une palplanche dans un massif de sol (sans cohésion). L'excavation sera réalisée jusqu'à 10 m de profondeur (Figure III.01). On admettra un frottement du sol sur l'écran $\delta = 3/2$. On propose de faire les calculs avec un coefficient de sécurité sur le coefficient de butée K_p égale 1,5 .

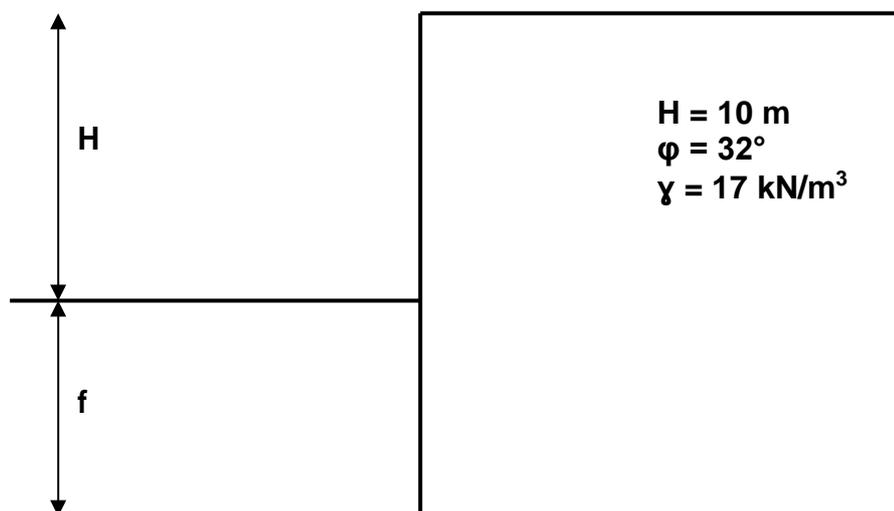


Figure III.01 palplanches sans ancrage

Coefficient des poussées / butées :

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 3.255$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 0.30$$

On a :

$$\delta_a = 2/3 \varphi ; \quad \delta_p = 0 ; \quad F_s = 1.5$$

Donc :

$$K_{a_{\text{proj}}} = k_a \cos(2/3 \varphi) = 0.26$$

$$K_{p_{\text{sec}}} = k_p / F_s = 2.17$$

On prend :

$$K_a = 0.26 ; \quad K_p = 2.17$$

Le diagramme des contraintes supportées par la palplanche et les résultants le cas suivant:

		σ_h (kPa)	F (resultants) (kN)
A	$K_a=0.26$	0	0
O	$K_a=0.26$	$K_a \times \gamma \times (H+f^*) \times \cos \delta_a$	$F_a = (1/2) \times K_a \times \gamma \times (H+f^*)^2 \times \cos \delta_a$ appliquée à $(1/3) \times (H+f^*)$ à partir de O
B'	$K_p=2.17$	0	0
O'	$K_p=2.17$	$K_p \times \gamma \times (f^*) \times \cos \delta_p$	$F_p = (1/2) \times K_p \times \gamma \times (f^*)^2$ appliquée à $(1/3) \times (f^*)$ à partir de O'

Tableau III.02 pressions et résultants des forces (sans ancrage)

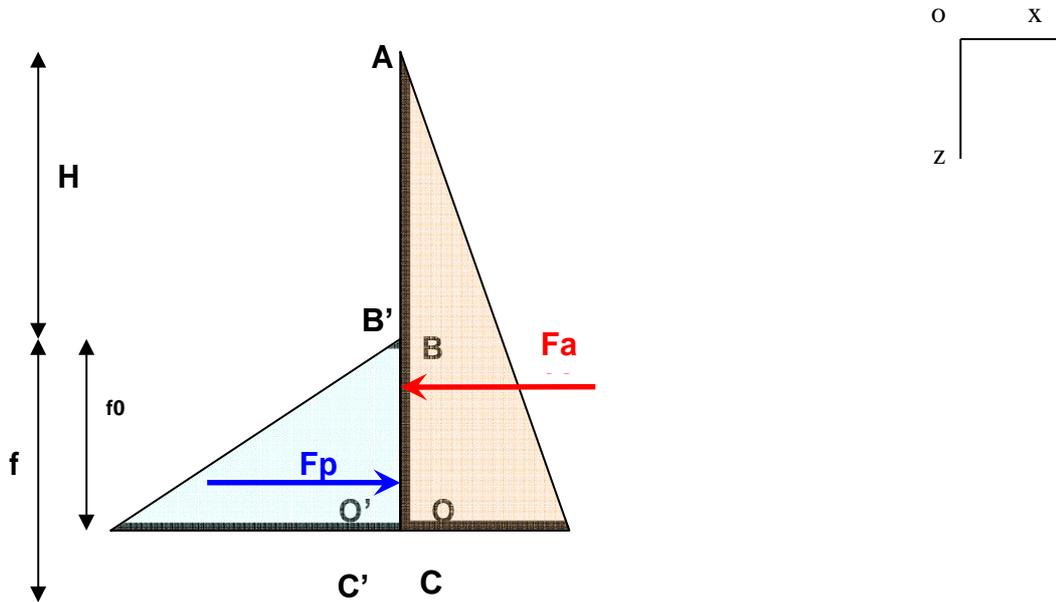


Figure III.02 Diagramme des pressions .

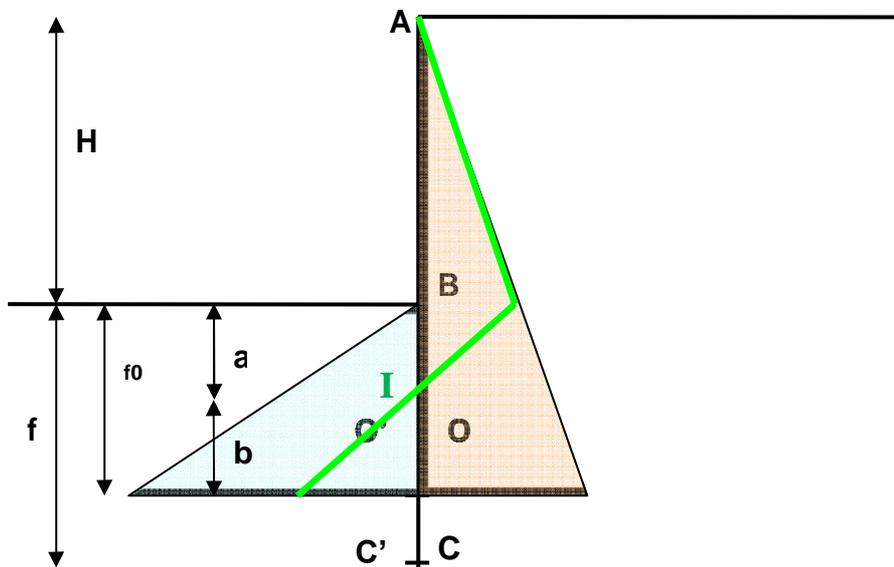


Figure III.03 - Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré

Détermination de **a** au point **I** on a:

$K_a \times \gamma \times H + K_a \times \gamma \times t = K_p \times \gamma \times t$ On trouve donc

$$a = 1.36 \text{ m}$$

Détermination de "b":

Moment de la poussée F_a par rapport à O :

$$\begin{aligned} M_{F_a/O} &= F_a \times (1/3) \times (H + a) \\ &= (1/2) \times K_a \times \gamma \times (H + f_0)^2 \times (1/3) \times (H + a) \end{aligned}$$

Moment de la butée F_p par rapport à O :

$$\begin{aligned} M_{F_p/O} &= F_p \times (1/3) \times f_0 \\ &= (1/2) \times K_p \times \gamma \times (f_0)^2 \times (1/3) \times f_0 \end{aligned}$$

En O : $M_{F_a/O} = M_{F_p/O}$

Qui a pour solution réelle $f_0 = 9.28 \text{ m}$

D'où :

$$b = f_0 - a = 9.28 - 1.36 = 7.92 \text{ m}$$

La fiche totale :

$$\begin{aligned} f &= f_0 + 0.2 \times b \\ &= 9.28 + 0.2 \times 7.92 \end{aligned}$$

$$f = 10.87 \text{ m}$$

La contre-butée mobilisée sous le point O ;

$$F_a = (1/2) \times K_a \times \gamma \times (H + f_0)^2 = 764.97 \text{ kN}$$

$$F_p = (1/2) \times K_p \times \gamma \times (f_0)^2 = 1589.14 \text{ kN}$$

D'où :

$$C_b = F_p - F_a$$

$$C_b = 1589.14 - 764.97 = 824.16 \text{ kN}$$

Le moment fléchissant maximum le long du rideau ;

$$\text{Entre } H = 10 \text{ m} < z < H + f_0 = 19.28 \text{ m}$$

Effort tranchant :

$$V(z) = [-K_a \times \gamma \times z \times z / 2] - [-K_p \times \gamma \times (z - H) \times (z - H) / 2]$$

$$V(z) = 0 \text{ pour } z = 15.29 \text{ m}$$

Donc le moment sera maximum pour $z = 15.29 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$M(z) = [-K_a \times \gamma \times z \times z \times z / 3] - [-K_p \times \gamma \times (z - H) \times (z - H) / 2 \times (z - H) / 3]$$

$$M_{\max}(z=15.29) = -1723.09 \text{ kN.m}$$

Le module de la palplanche:

$$\sigma_{\text{admissible acier}} = 2/3 \times \sigma_e = 2/3 \times 430 = 286.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{admissible acier}} > M_{\max} / (I/V)$$

D'où :

$$(I/V)_{\min} = M_{\max} / \sigma_{\text{admissible acier}}$$

$$= 1723.09 / 286.66$$

$$= 0.00601 \text{ m}^3 \text{ par m linéaire}$$

$$(I/V)_{\min} = 6010.90 \text{ cm}^3 \text{ par m linéaire}$$

Ce module est fort.

- Nous sommes alors amenés à envisager un ancrage.

H(m)	e(m)	f(m)	Z(m)	Fa(KN)	Fp (KN)	γ
10	/	10.87	15.29	764.97	1589.14	17

Tableau III.03.Résultat sable lâche sans ancrage

III.2.1.2 Cas d'un sable dense :

$M_{max} = -2053 \text{ kN.m}$

$(I/V)_{min} = M_{max} / \sigma_{admissible \text{ acier.}}$

$= 7116.6 \text{ cm}^3 \text{ par m linéaire}$

Ce module est fort.

- Nous sommes alors amenés à envisager un ancrage

Pour le sable dense on refaire les mêmes calculs

on trouve :

Pour : $\gamma = 17.5$ $\alpha = 33$ $K_a = 0.29$ $K_p = 2.26$

H(m)	e(m)	f(m)	Z(m)	Fa(KN)	Fp(KN)	γ
10	/	11.37	15.58	917.27	1862.45	17.5

Tableaux III.04.Résultat sable dense sans ancrage

III.2.2. Ecrans simplement butés en pied (La méthode de la butée simple) par Rowe :

II.2.2.1 Cas d'un sable lâche :

On réalise un pré-dimensionnement d'une palplanche dans un massif de sol (sans cohésion). L'excavation sera réalisée jusqu'à 10 m de profondeur (figure ci-dessous). On admettra un frottement du sol sur l'écran $\delta=2/3$. On propose de faire les calculs . considérer un coefficient de sécurité sur le coefficient de butée K_p égale 1,5 .

Exemple de calcul :

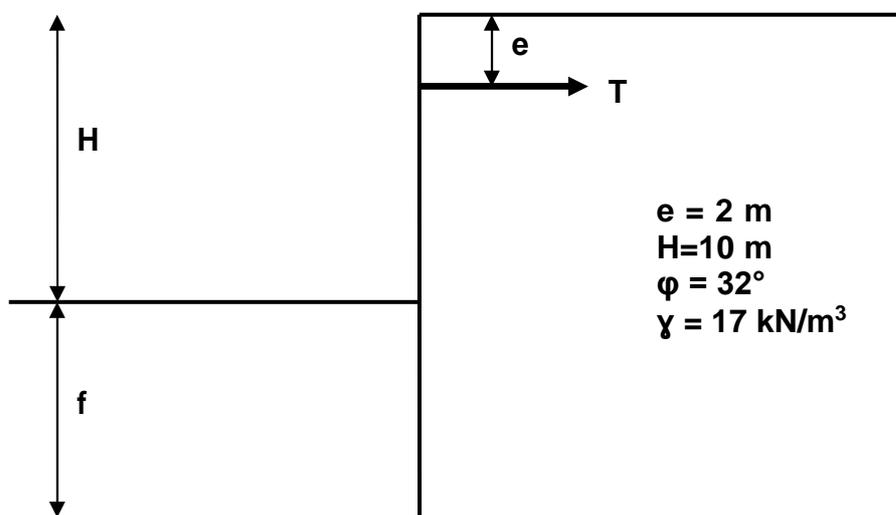


Figure III.04 palplanches avec ancrage

Le diagramme des contraintes supportées par la palplanche et les résultantes :

$$K_a = 0.26$$

$$K_{P_{sec}} = k_p / FS = 2.17$$

		σ_h (kPa)	F (résultante) (kN)
A	$K_a=0.26$	0	0
C	$K_a=0.26$	$K_a \times \gamma \times (H+f) \times \cos \delta a$	$F_a = (1/2) \times K_a \times \gamma \times (H+f)^2 \times \cos \delta a$ appliquée à $(1/3) \times (H+f)$ à partir de C
B'	$K_p=2.17$	0	0
C'	$K_p=2.17$	$K_p \times \gamma \times f \times \cos \delta p$	$F_p = (1/2) \times K_p \times \gamma \times (f)^2 \times \cos \delta p$ appliquée à $(1/3) \times f$ à partir de C'

Tableau III.05 pressions et résultants des forces (avec ancrage).

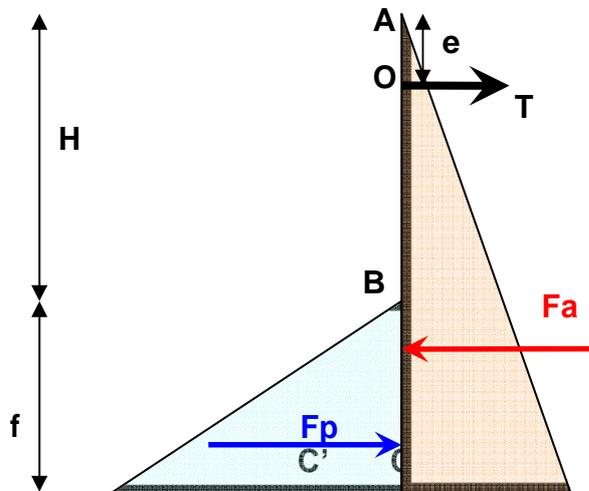


Figure III.05 Diagramme des pressions

La longueur minimale de la fiche :

Calcul du moment autour du point O pour déterminer f :

Moment de la poussée Fa par rapport à O :

$$M_{Fa/O} = Fa \times \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times (H+f) - e \right]$$

$$= \left(\frac{1}{2} \right) \times Ka \times \gamma \times (H+f)^2 \times \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times (H+f) - e \right]$$

Moment de la butée Fp par rapport à O :

$$M_{Fp/O} = Fp \times \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times f + H - e \right]$$

$$= \left(\frac{1}{2} \right) \times Kp \times \gamma \times (f)^2 \times \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times f + H - e \right]$$

Equation des moments extérieurs par rapport au point d'application de l'appui O :

$$M_{Fp/O} - M_{Fa/O} = 0$$

D'où

$$\left(\frac{1}{2} \right) \times Kp \times \gamma \times (f)^2 \times \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times f + H - e \right] - \left(\frac{1}{2} \right) \times Ka \times \gamma \times (H+f)^2 \times \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times (H+f) - e \right] = 0$$

Ou encore en développant :

$$\text{Qui a pour solution réelle : } f = 3.82 \text{ m}$$

La force T dans le buton à l'appui O ;

On écrit l'équilibre des forces horizontales :

$$T + F_p = F_a$$

D'où

$$T + (1/2) \times K_p \times \gamma \times (f)^2 - (1/2) \times K_a \times \gamma \times (H+f) = 0$$

$$T = 124.156 \text{ kN par m linéaire de rideau}$$

Le moment fléchissant maximum le long du rideau ;

Entre $e < z < H$

Effort tranchant :

$$V(z) = T - [K_a \times \gamma \times z \times z / 2]$$

$$V(z) = 0 \text{ pour } z = 7.49 \text{ m}$$

Donc le moment sera maximum pour $z = 7.49 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$M(z) = T \times (z-e) - [K_a \times \gamma \times z \times z / 2 \times z / 3]$$

$$M_{\max}(z=7.495) = 372.08 \text{ kN.m}$$

Le module de la palplanche.

$$\sigma_{\text{admissible acier}} = 2/3 \times \sigma_e = 2/3 \times 430 = 286.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{admissible acier}} > M_{\max} / (I/V)$$

$$D'où (I/V)_{\min} = M_{\max} / \sigma_{\text{admissible acier}}$$

$$= 372.08 / 286.66$$

$$= 0.0012 \text{ m}^3 \text{ par m linéaire } (I/V)_{\min} = 1297.98 \text{ cm}^3/\text{ml}$$

En prend un profilé avec $W > W_{\text{calcul}}$

Longueur total du palplanche :

$$L = (1 + f/H) \times H = (1 + 3.8159/10) \times 10 = 13.8159 \text{ m}$$

Moment réduit :

On determine la flexibilité du Rideau par :

$$P = L^4 / EI = (13.8159)^4 / 21000 \times I$$

Exemple : une valeur de I correspond a $W > (I/V)_{\min}$ (d'après le tableau des profile)

Pour e=2 :

Profile	I	W	P	PLOG10P	Mr/Mmax
PAZ4670	22756	1302	7.62433 E-05	-4.12	0.66

Tableaux III.06. Exemple choix du profile

III.2.2.1.1.Sable lâche (palplanche avec ancrage horizontal) :

H(m)	e(m)	f(m)	Z(m)	Fa(KN)	Fp (KN)	y	T (KN/ml)
10	0	4.02	6.936	404.44	298.123	17	106.31
10	1	3.92	7.19	399.15	284.64	17	114.51
10	2	3.81	7.49	392.73	268.57	17	124.15
10	3	3.67	7.83	384.72	249.01	17	135.71
10	4	3.48	8.23	374.34	224.46	17	149.87

Tableaux III.07. efforts appliquée en fonction du niveau d'ancrage et fiche (sable lâche)

- On constate que l'effort d'ancrage T augmente en fonction de l'augmentation de la profondeur de la position de l'ancrage.

Profile	e (m)	I(cm ⁴ /m)	W(cm ³ /m)	P	LOGP
PAZ 5670	0	39954	1770	4.601E-05	-4,33
PAZ 5660	1	34340	1525	5.22E-05	-4,28
PAZ 4670	2	22756	1302	7.62 E-05	-4.11
PAZ 4570	3	16318	1069	0.000102031	-3.99
PAZ 4470	4	11535	846	0.000136653	-3.86

**Tableaux III.08. Dimensionnement d'une palplanche métallique en fonction du niveau d'ancrage
(sable lâche)**

- On remarque que le module de résistance de la palplanche diminue en fonction de l'augmentation de la profondeur et de l'effort T d'ancrage.
- Donc, d'un point de vue économique il est préférable d'adopter une palplanche de module de résistance bas avec un ancrage fort.

e (m)	Mmax(KN.m)	Mr(KN.m)	Mr/Mmax
0	491,62	393,29	0.8
1	435,00	339,30	0.78
2	372,08	245,57	0.66
3	301,85	181,11	0,6
4	223,32	116,13	0.52

Tableaux III.09 Variation du rapport Mr/ M_{max} en fonction du niveau d'ancrage (sable lâche)

- Le moment réduit de Rowe diminue chaque fois le niveau d'ancrage est augmenté en profondeur.

III.2.2.1.2 Sable lâche (palplanche avec ancrage incliné) :

H(m)	α (°)	e (m)	T (KN/ml)
10	10	2	122.26
	20		116.66
	30		107.51
	40		95.10

Tableaux III.10. efforts appliquée en fonction de l'inclinaison de l'ancrage et fiche (sable lâche)

- On constate que l'effort d'ancrage T diminue en fonction de l'augmentation de l'angle d'inclinaison de l'ancrage.

Profile	α (°)	e (m)	I (cm ⁴ /m)	W(cm ³ /m)	P	LOGP
PAZ 548	10	2	22546	1277	7.76E-05	-4,11
AZ 12-770	20		21430	1245	8.10E-05	-4,09
PAZ4560	30		14444	1063	0.000108743	- 3.97
PAZ4550	40		12056	801	0.000146871	-3.83

Tableaux III.11. dimensionnement du palplanche métallique en fonction de l'angle d'ancrage (sable lâche)

- On remarque que le module de résistance de la palplanche diminue en fonction de l'augmentation de l'angle d'inclinaison et de l'effort T d'ancrage.
- Donc, d'un point de vue économique il est préférable d'adopter une palplanche de module de résistance bas avec un ancrage incliné très fort.

α (°)	e (m)	Mmax(KN.m)	Mr(KN.m)	Mr/Mmax
10	2	361.22	234.79	0.65
20		331.33	205.42	0.62
30		284.89	165.23	0.58
40		225.67	115.09	0,51

Tableaux III.12 Variation du rapport Mr/ Mmax en fonction de l'angle d'ancrage (sable lâche)

- Le moment réduit de Rowe diminue avec l'augmentation de l'angle du frottement.

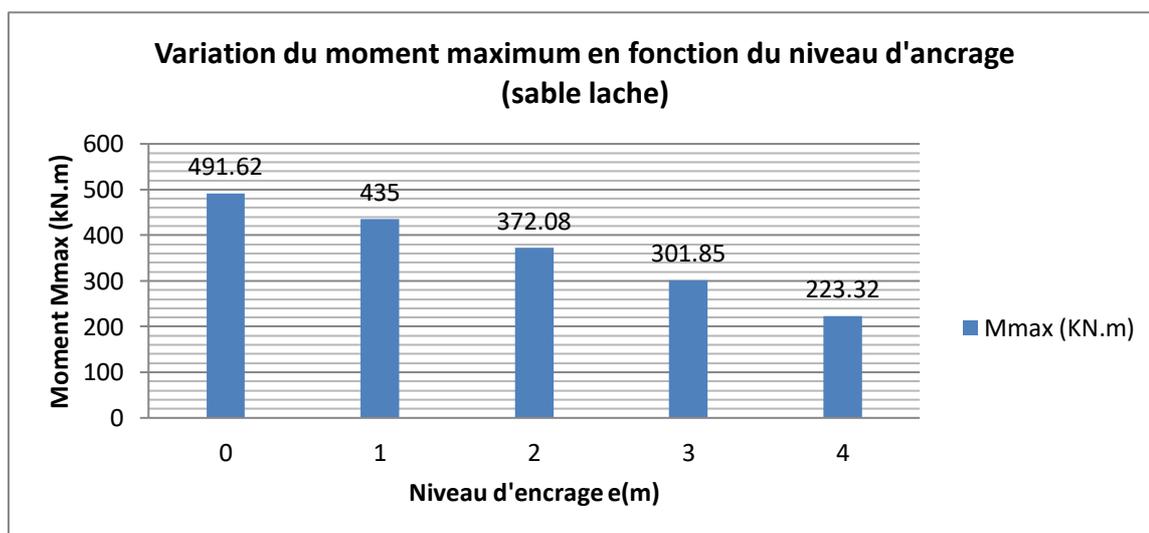


Figure III.06

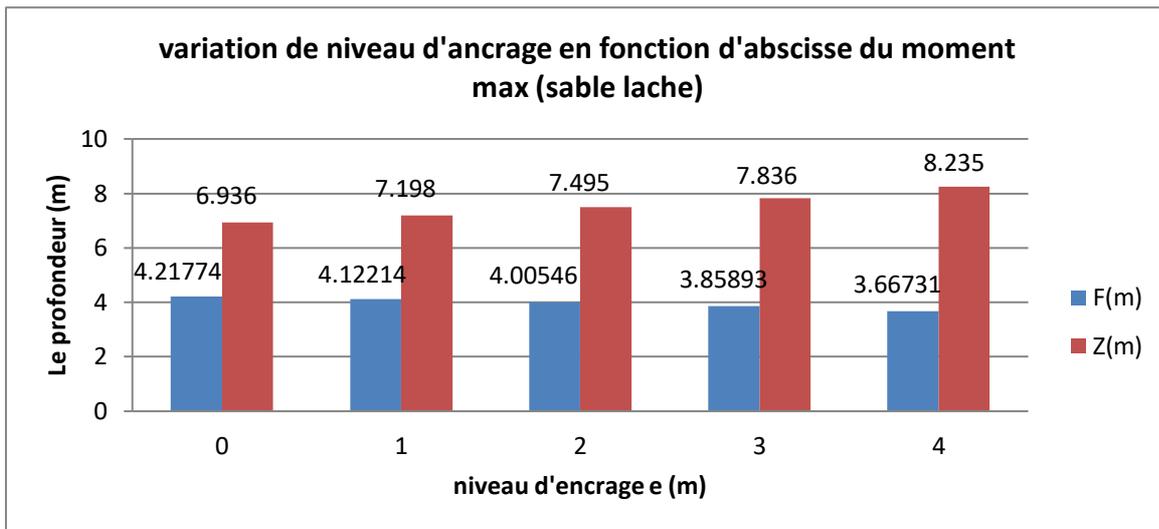


Figure III.07.

- La hauteur Z qui correspond a la position du M_{max} diminue avec l'augmentation de la fiche du palplanche.

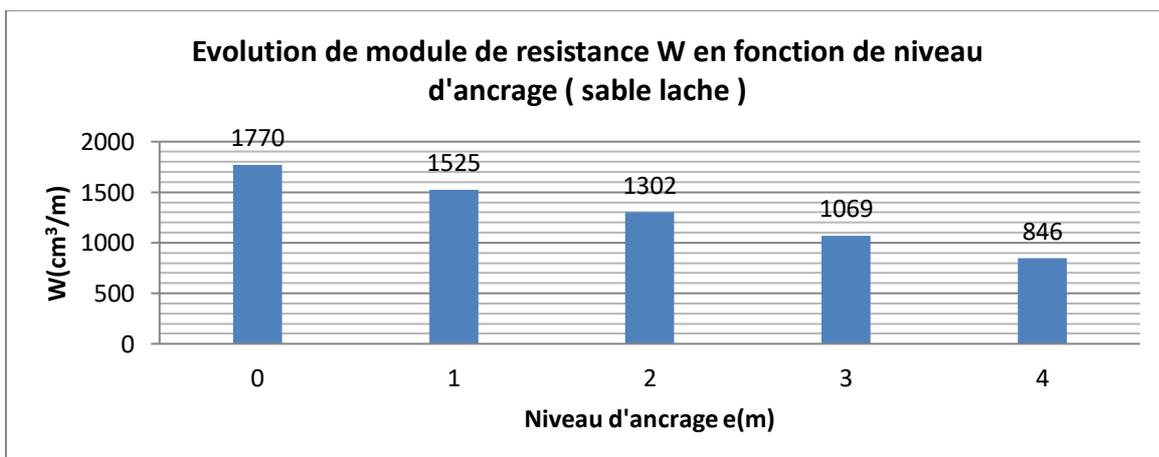


Figure III.08.

- le module du d résistance de la palplanche diminue en fonction de l'augmentation de la profondeur d'ancrage.

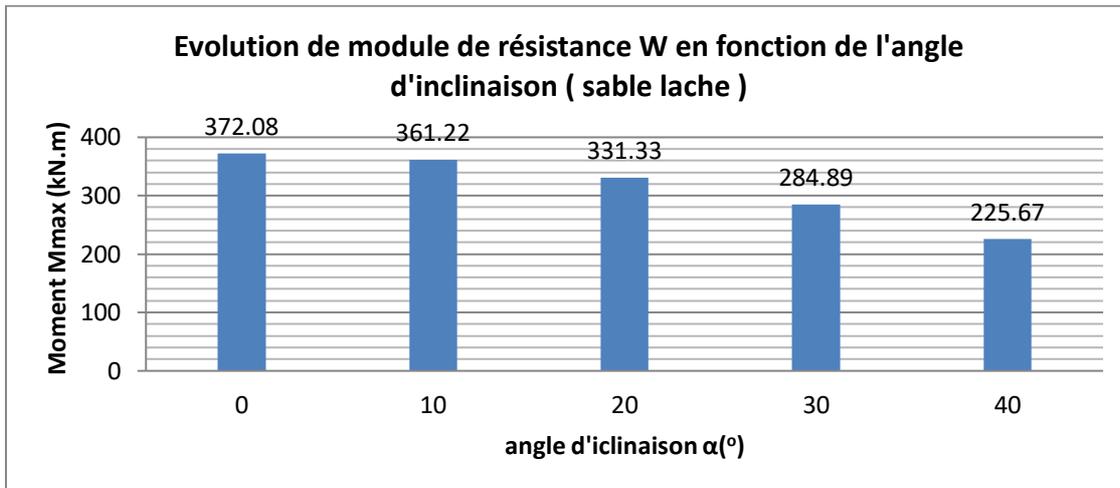


Figure III.09.

- le moment max diminue avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison d'ancrage .

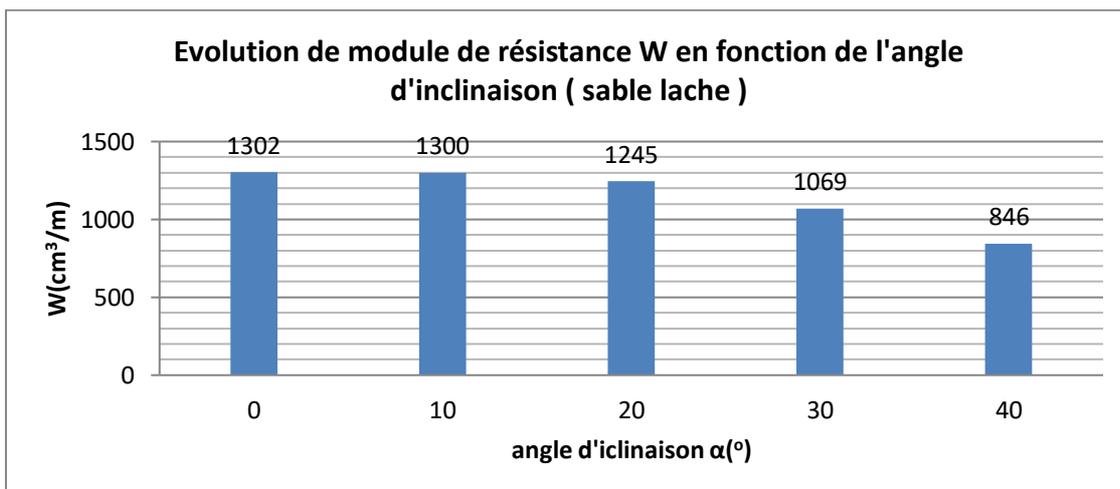


Figure III.10.

- le module de résistance de la palplanche diminue en fonction de l'augmentation de l'angle d'inclinaison de l'ancrage.

III.2.2.2.SABLE DENSE :

III.2.2.2.1 Sable dense (palplanche avec ancrage horizontal) :

<i>H(m)</i>	<i>e(m)</i>	<i>f(m)</i>	<i>Z(m)</i>	<i>Fa(KN)</i>	<i>Fp (KN)</i>	<i>γ</i>	<i>T (KN/ml)</i>
10	0	4.21	7.96	475.49	351.78	17.5	123.71
10	1	4.12	8.25	469.12	336.01	17.5	133.10
10	2	4.00	7.53	461.40	317.26	17.5	144.13
10	3	3.85	8.97	451.79	294.47	17.5	157.32
10	4	3.66	9.42	439.39	265.95	17.5	173.43

Tableaux III.13. efforts appliquée en fonction du niveau d’ancrage et fiche (sable dense)

- On constate que l’effort d’ancrage T augmente en fonction de l’augmentation de la profondeur de la position de l’ancrage

<i>Profile</i>	<i>e (m)</i>	<i>I(cm⁴/m)</i>	<i>W(cm³/m)</i>	<i>P</i>	<i>LOGP</i>
PAZ 55100	0	41060	2000	4.73-05	-4.32
PAZ 5670	1	39954	1770	4.74-05	-4.32
PAZ 54100	2	27850	1570	6.57-05	-4.18
PAZ 5560	3	25074	1333	7.01E-05	-4.15
PAZ 4470	4	11535	846	0.000144044	-3.84

Tableaux III.14 dimensionnent du palplanche métallique en fonction du niveau d’ancrage (sable dense)

- On marque que le module de résistance de la palplanche diminue en fonction de l’augmentation de la profondeur et de l’effort T d’ancrage.
- Donc, d’un point de vue économique il est préférable d’adopter une palplanche de module de résistance bas avec un ancrage fort.

e (m)	Mmax(KN.m)	Mr(KN.m)	Mr/Mmax
0	558,11	279.05	0.5
1	489,75	244.87	0.5
2	435,95	196.17	0.45
3	342,39	150.65	0.44
4	213,67	74.78	0.35

Tableaux III.15 variation du rapport Mmax/Mr en fonction d'ancrage (sable dense)

- Le moment réduit de Rowe diminue chaque fois le niveau d'ancrage est augmenté en profondeur.

III.2.2.2.2 Sable dense (palplanche avec ancrage incliné) :

H(m)	α (°)	e (m)	γ	T (KN/ml)
10	10	3	17.5	133.64
	20			127.52
	30			117.52
	40			103.95

Tableaux III.16. efforts appliquée en fonction du niveau d'ancrage et fiche (sable dense)

- On constate que l'effort d'ancrage T diminue en fonction de l'augmentation de l'angle d'inclinaison de l'ancrage.

Profile	α (°)	e (m)	I(cm ⁴ /m)	W(cm ³ /m)	P	LOGP
PAZ -5560	10	3	22360	1233	7.76E-05	-4,087
PAZ -5470	20		21430	1123	8.09E-05	-4,082
PAZ- 4560	30		15955	922	0.000108743	- 3.92
PAZ- 4460	40		11813	730	0.000146871	-3.85

Tableaux III.17. dimensionnement du palplanche métallique en fonction du niveau d'ancrage incliné (sable dense)

- On remarque que le module de résistance de la palplanche diminue en fonction de l'augmentation de l'angle d'inclinaison et de l'effort T d'ancrage.
- Donc, d'un point de vue économique il est préférable d'adopter une palplanche de module de résistance bas avec un ancrage incliné très fort.

α (°)	e (m)	Mmax(KN.m)	Mr(KN.m)	Mr/Mmax
10	3	299.17	140.53	0.47
20		258.87	121.66	0.47
30		223.92	98.52	0.44
40		194.60	79.78	0,41

Tableaux III.18. variation du rapport Mr/Mmax en fonction d'angle d'inclinaison (sable dense)

- Le moment réduit de Rowe diminue avec l'augmentation de l'angle du frottement.

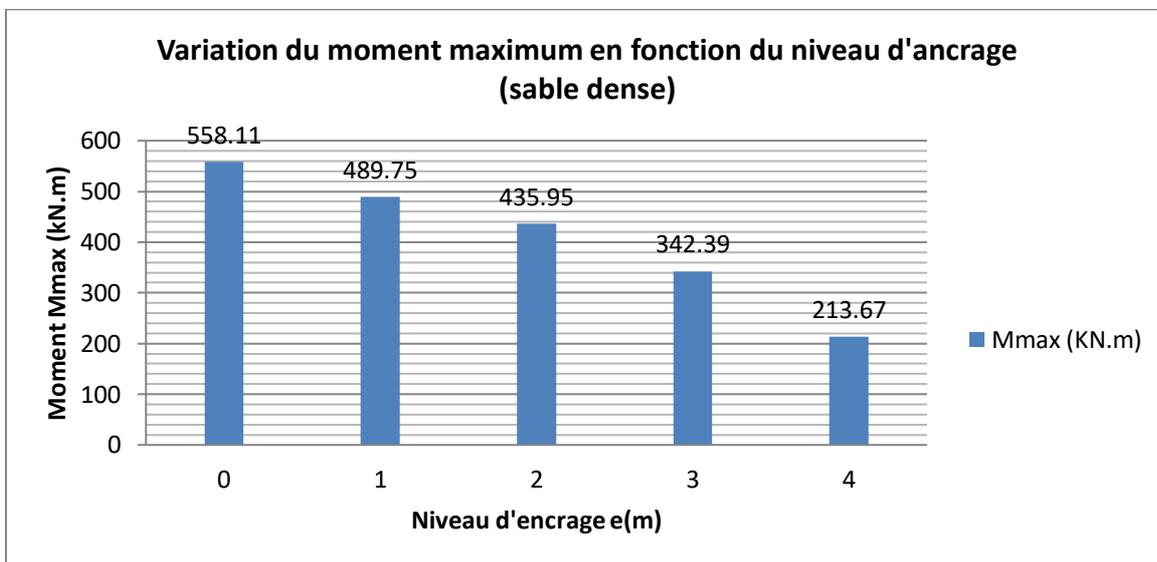


Figure III.11

- le moment maximum diminue en fonction de l'augmentation de la profondeur d'ancrage .

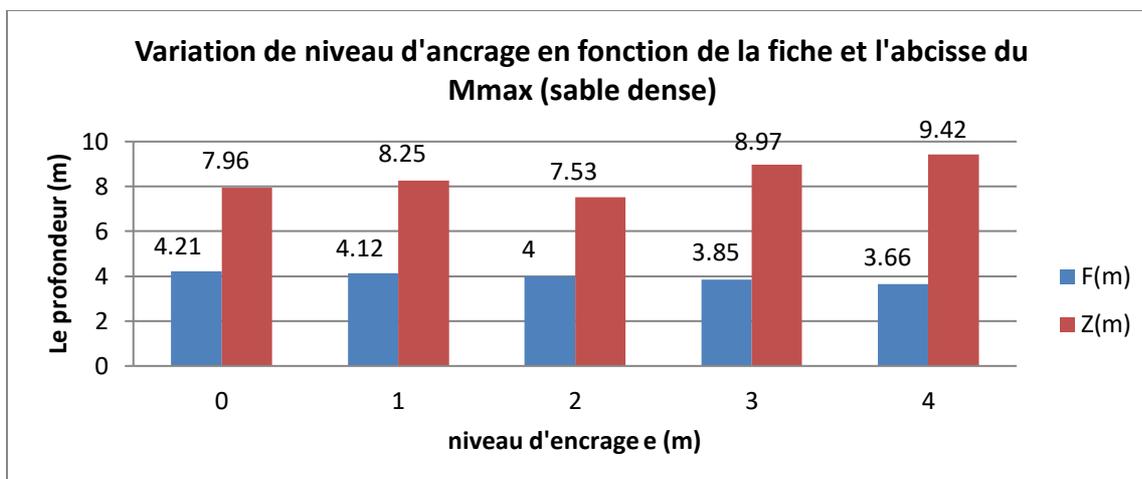


Figure III.12

- La hauteur Z qui correspond a la position du Mmax diminue avec l'augmentation de la fiche du palplanche.

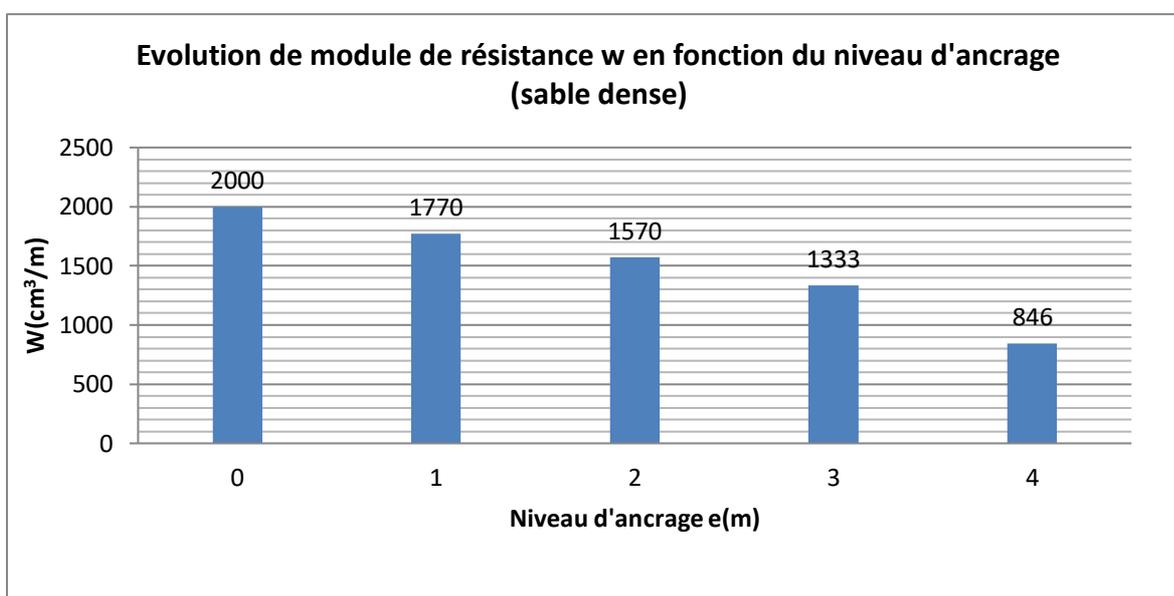


Figure III.13

- le module de résistance de la palplanche diminue en fonction de l'augmentation de la profondeur d'ancrage.

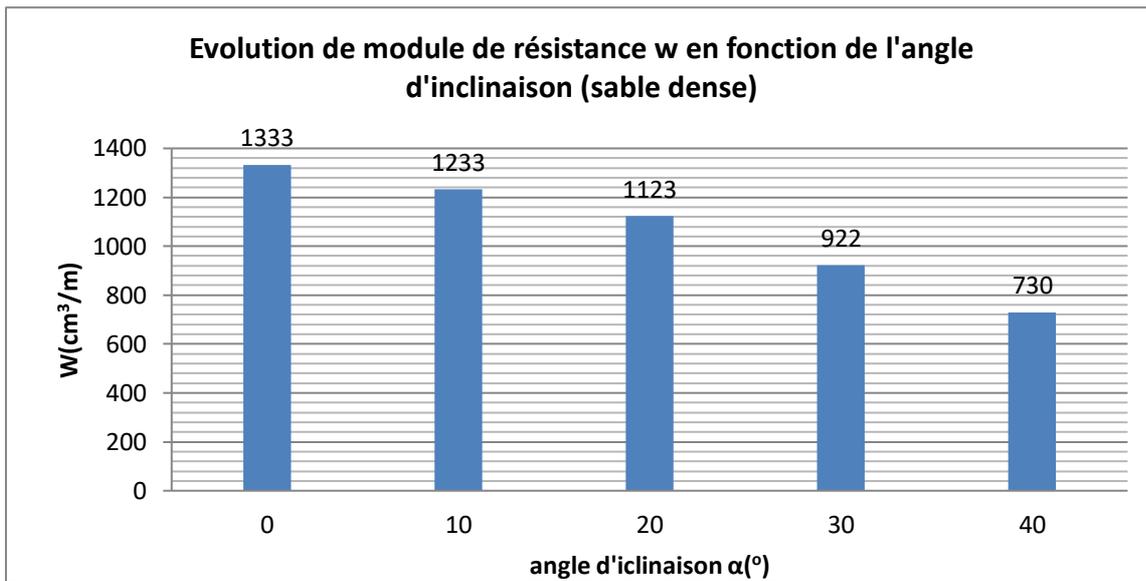


Figure III.14.

- le module de résistance de la palplanche diminue avec l'augmentation de l'angle de l'inclinaison de l'ancrage.

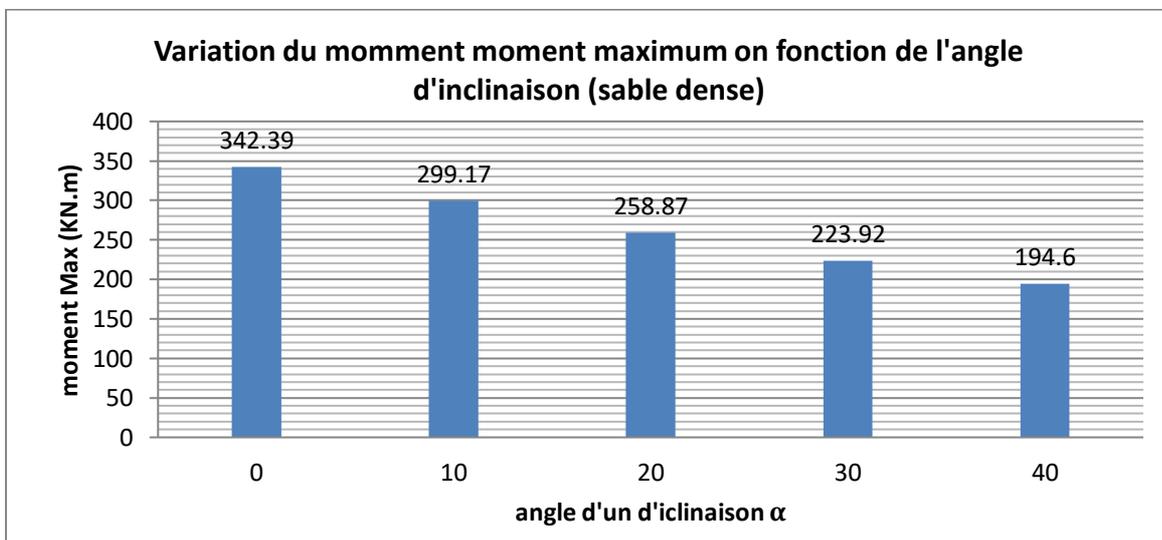


Figure III.15.

- Le moment maximum M_{max} diminue avec l'augmentation de l'angle du frottement.

CONCLUSION :

- On constate que l'effort d'ancrage T augmente en fonction de l'augmentation de la profondeur de la position de l'ancrage.
- On constate que l'effort d'ancrage T diminue en fonction de l'augmentation de l'angle d'inclinaison de l'ancrage.
- On remarque que le module de résistance de la palplanche diminue en fonction de l'augmentation de la profondeur et de l'effort T d'ancrage.
- le module de résistance de la palplanche diminue en fonction de l'augmentation de la profondeur d'ancrage.
- le module de résistance de la palplanche diminue en fonction de l'augmentation de l'angle d'inclinaison de l'ancrage.
- le moment maximum diminue en fonction de l'augmentation de la profondeur d'ancrage .
- le moment max diminue avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison d'ancrage .
- Le moment réduit de Rowe diminue chaque fois le niveau d'ancrage est augmenté en profondeur.
- Le moment réduit de Rowe diminue avec l'augmentation de l'angle du frottement.
- La hauteur Z qui correspond à la position du M_{max} diminue avec l'augmentation de la fiche de la palplanche.
- d'un point de vue économique il est préférable d'adopter une palplanche de module de résistance bas avec un ancrage fort.

- Les moments et par conséquent le module de résistance w sont plus fiables en sable dense, toutefois si on a affaire à un sable lâche, il est impératif de le consolider pour diminuer les moments et w .

III.3. MODLISATION AVEC LOGECIEL PLAXIS :

Objectif :

Utiliser du modèle de comportement drainé et simuler numériquement le comportement d'une palplanche métallique en sol renforcé par tirants d'ancrage.

Etapes du résolution :

-1ère cas : modéliser palplanche simplement butés en pied avec ancrage horizontal a différent position des tirants d'ancrage dans un sol sableux (sable lâche) .

-2ème cas : modéliser palplanche simplement butés en pied avec ancrage horizontal a différent position des tirants d'ancrage dans un sol sableux (sable dense) .

-3ème cas : modéliser palplanche simplement butés en pied avec ancrage inclinée a 2 m de la surface du sol avec angle d'inclinaison $\alpha=40^0$ dans un sol sableux (sable lâche) .

-4ème cas : modéliser palplanche simplement butés en pied avec ancrage inclinée a 3 m de la surface du sol avec angle d'inclinaison $\alpha=40^0$ dans un sol sableux (sable dense) .

III.3.1 Propriétés des matériaux :

a) Propriétés des sols :

Paramètre	Nom	Couche de sable (lache)	Couche de sable (dense)	Unité
Modèle du matériau	Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement du matériau	Type	Drainé	Drainé	-
Poids volumique "non saturé"	Γ_{unsat}	17	17.5	kN/m ³
Poids volumique "saturé"	γ_{sat}	20	20	kN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	1,0	1,0	m/day
Perméabilité vertical	K_y	1,0	1,0	m/day
Module d'Young (constant)	E_{ref}	40000	60000	kN/m ²
Coefficient de Poisson	N	0,3	0,3	-
Cohésion (constant)	C_{ref}	1,0	1,0	kN/m ²
Angle de frottement	Φ	32	33	°
Angle de dilatance	Ψ	2,0	2,0	°
Résistance d'interface	R_{inter}	0,67	0,67	-

Tableau.III.19. Caractéristique des sols

b) Propriétés des Palplanches :

	e (m)	Type de comportement	EA (kN/m) (rigidité normale) 10^7	EI (kNm ² /m) (rigidité de flexion) 10^7	d (Epaisseur Equivalet) (m)
Cas 01	0	Elastique	2,45	3,82	4.32
	1		2,11	3,28	4.33
	2		2,21	2,17	3.43
	3		2,03	1,56	3.03
	4		1,90	1,10	2.36
Cas 02	0		3,14	3,92	3.87
	1		2,45	3,82	4.33
	2		2,89	2,66	3.31
	3		1,90	2,40	3.89
	4		1,90	1,10	2.64
Cas 03	2		1.45	2.21	2.80
Cas 04	3		1.38	1.75	3.07

Tableau III.20: Propriétés des palplanches

b) Propriétés des ancrages :

	e (m)	Type de comportement	EA (kN/m) (rigidité normale) 10^4	L_s (m) Espacement
Cas 01	0	Elastique	7,64	1.00
	1		8,22	1.00
	2		8,92	1.00
	3		9,75	1.00
	4		1,08	1.00
Cas 02	0		8,89	1.00
	1		9,56	1.00
	2		1,04	1.00
	3		1,13	1.00
	4		1,25	1.00
Cas 03	2		7,64	1.00
Cas 04	3		8,22	1.00

Tableau III.21: Propriétés des ancrages.

III.3.2. Modélisation numérique :

III.3.2.1 Ancrage horizontal (sable lâche) :

a) a la surface du sol :

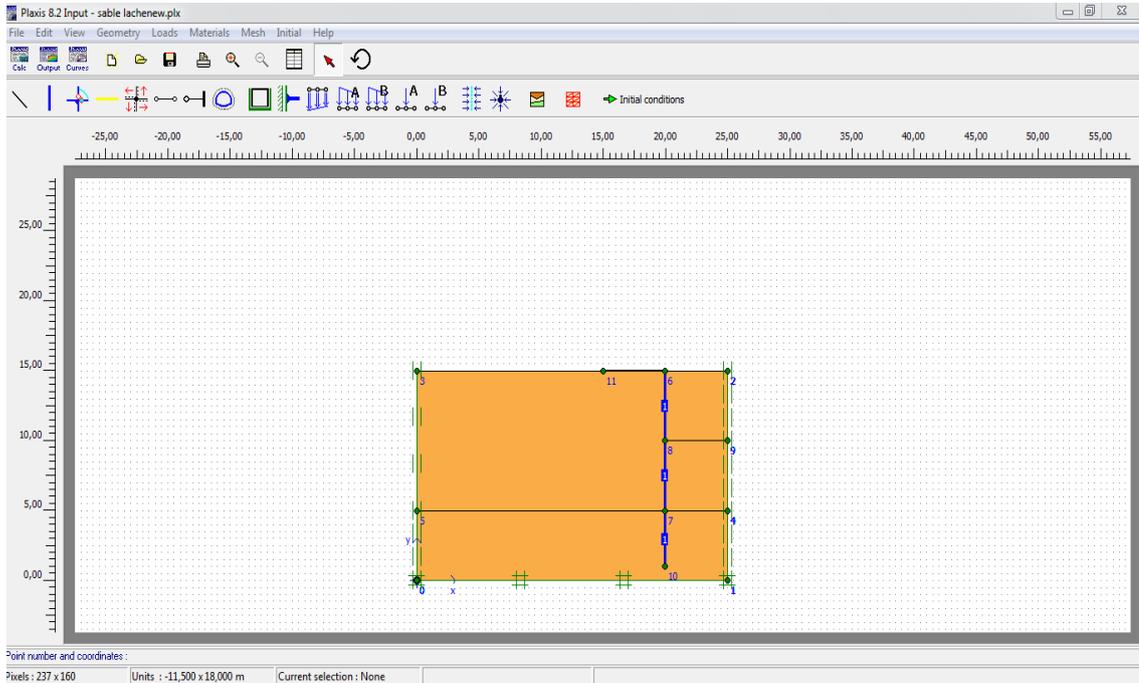


Figure III.16 . Définition de la géométrie d'un ancrage horizontal a la surface du sol (sable lâche)

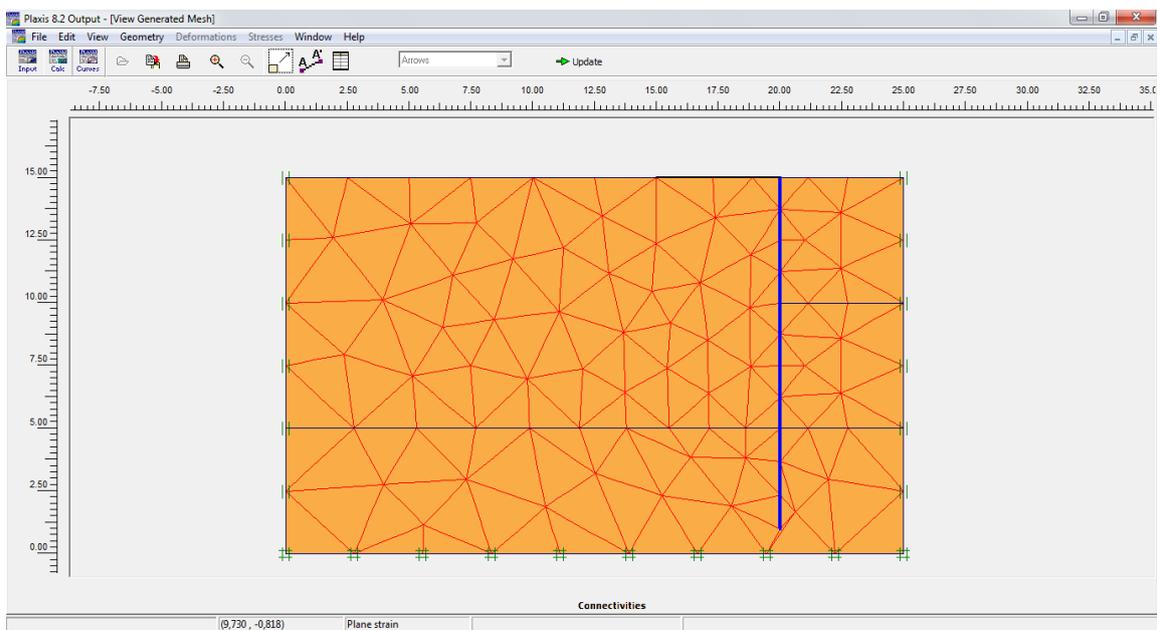


Figure III.17. Maillage de l'excavation d'un ancrage horizontal a la surface du sol (sable lâche)

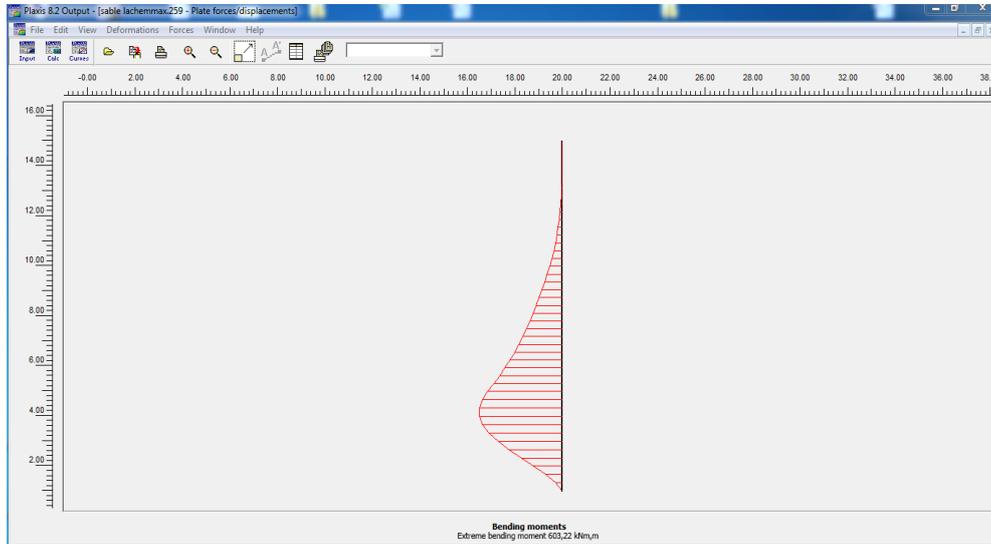


Figure III.18 . Moment fléchissant d'un ancrage horizontal a la surface du sol (sable lache).

b) a 1 mètre de profondeur :

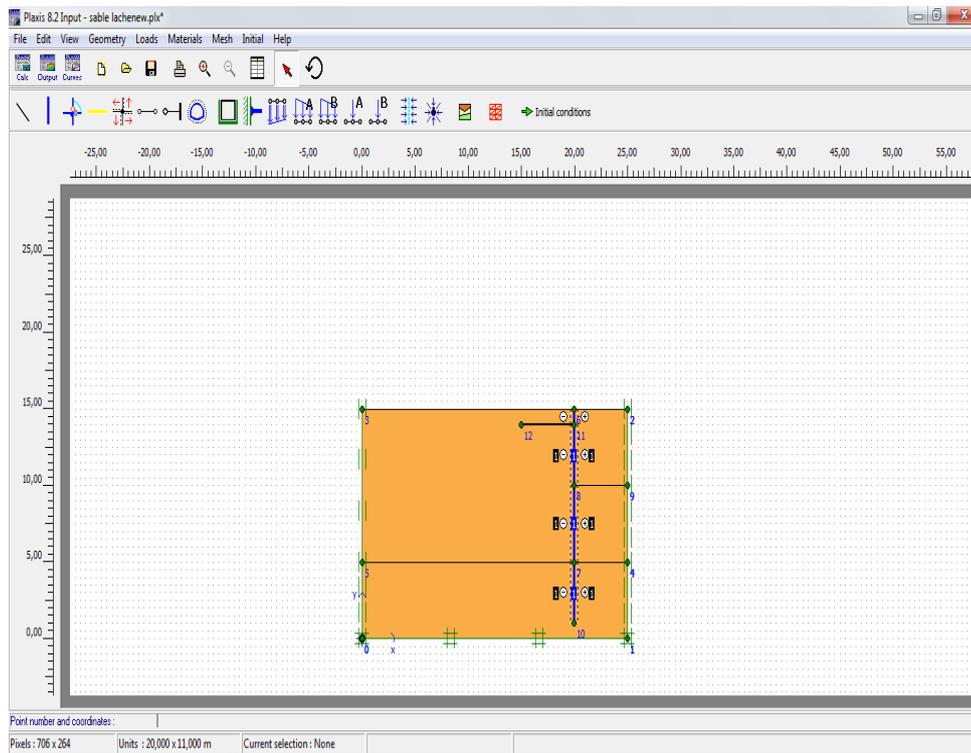


Figure III.19 . Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 1m de profondeur (sable lache)

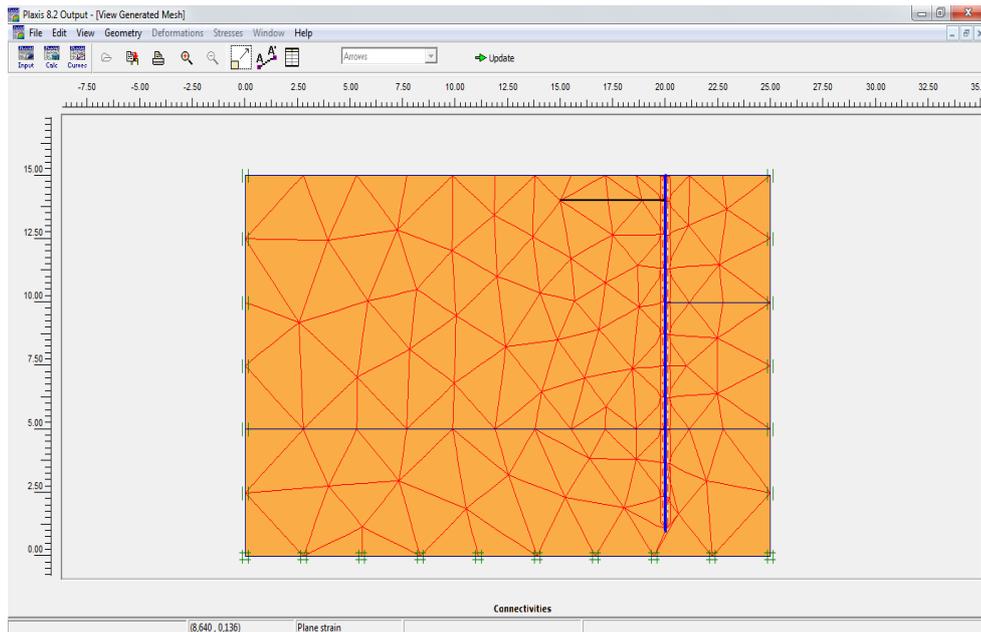


Figure III.20 . Moment fléchissant d'un ancrage horizontal situe a 1m de profondeur (sable lâche).

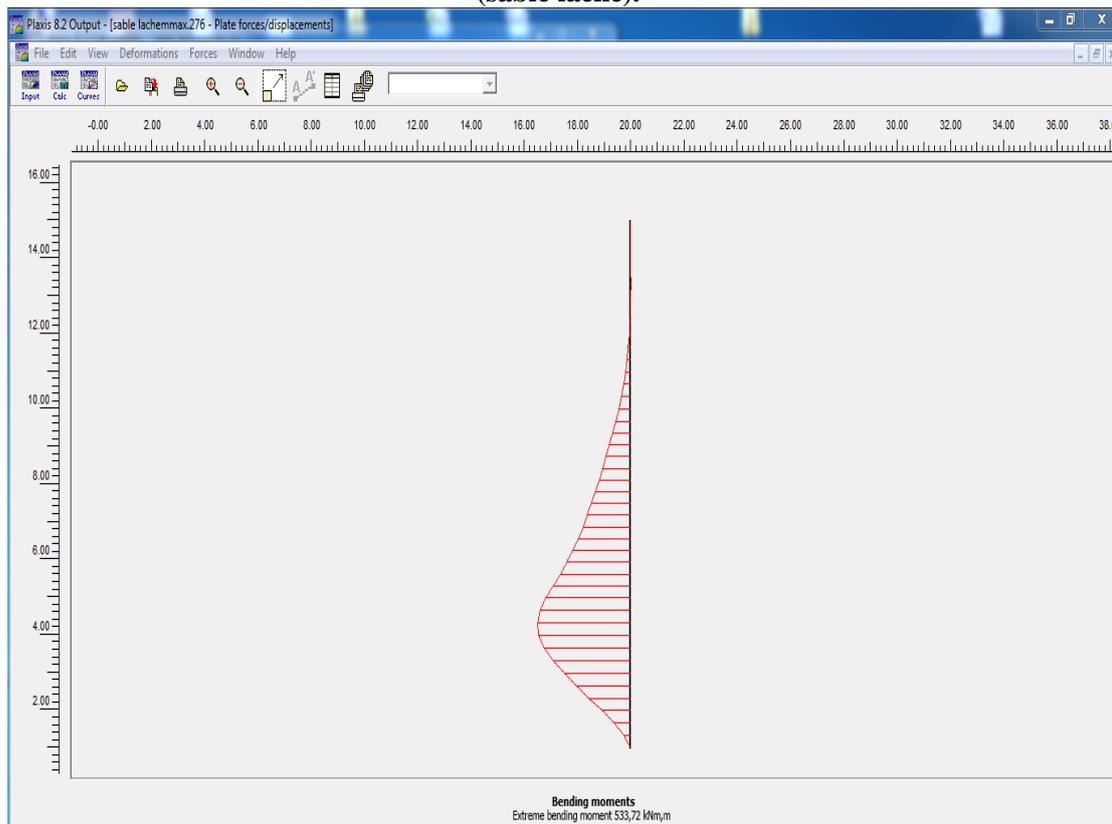


Figure III.21 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 1m de profondeur (sable lâche)

c) a 2m de profondeur :

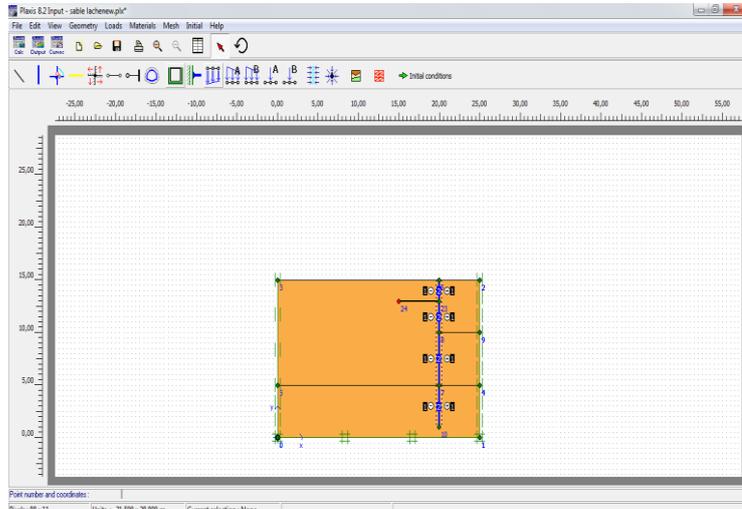


Figure III.22 . Définition de la géométrie d'un ancrage situé a 2m de profondeur (sable lache)

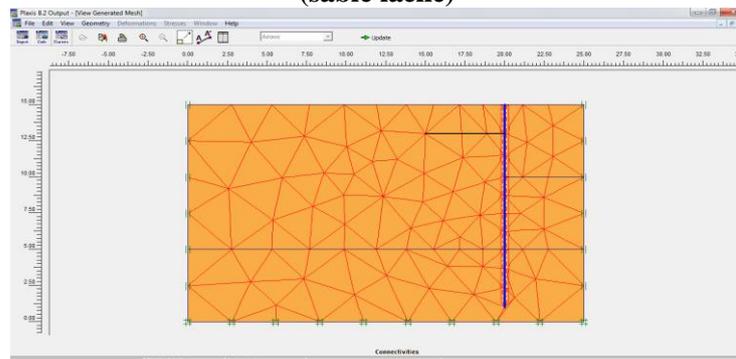


Figure III.23 . Maillage de l'excavation d'un ancrage situé a 2 m de profondeur (sable lache)

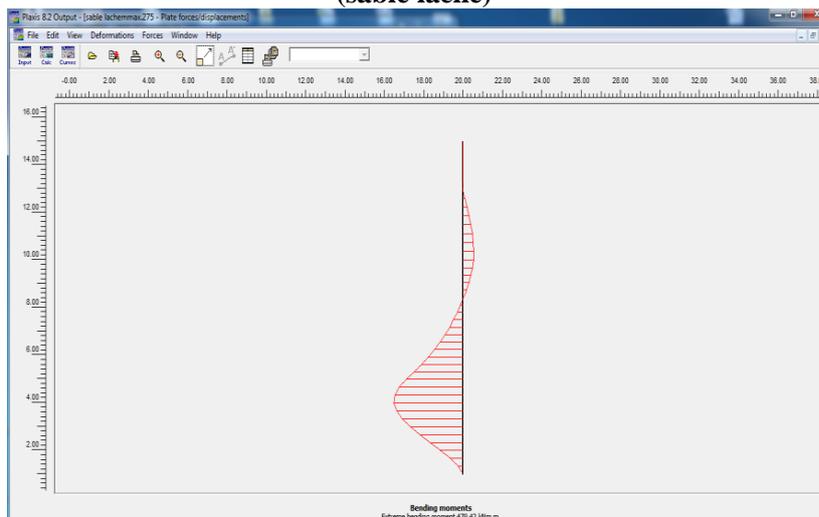


Figure III.24 . Moment fléchissant d'un ancrage situé a 2 m de profondeur (sable lache)

c) a 3 mètres de profondeur :

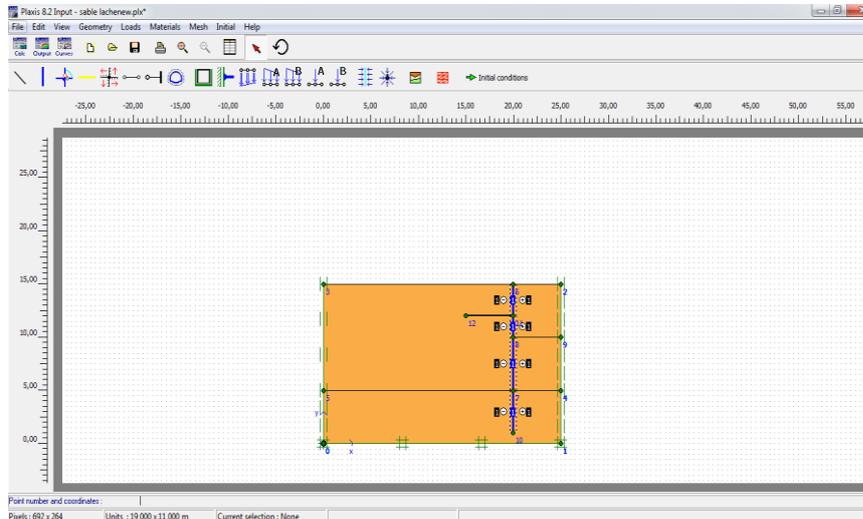


Figure III.25 . Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 3 m de profondeur (sable lache)

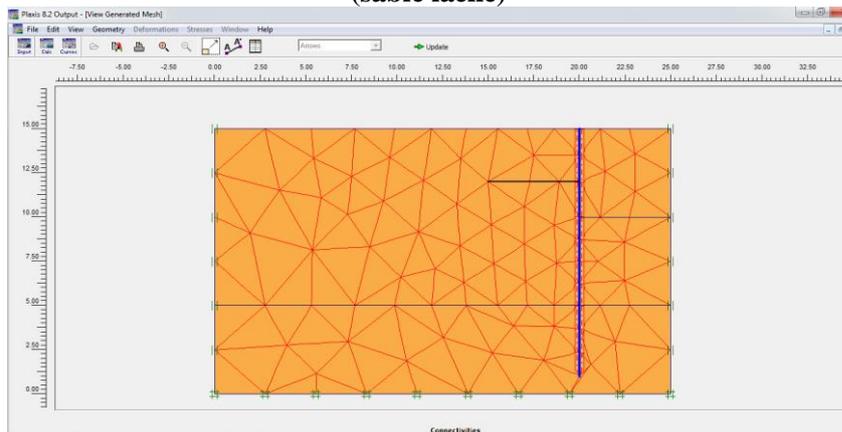


Figure III.26 . Maillage de l'excavation d'un ancrage situe a 3m de profondeur (sable lache).

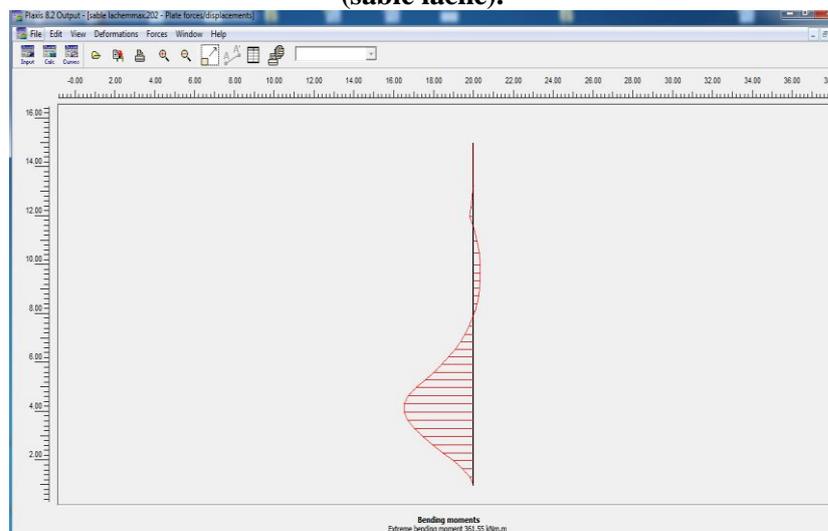


Figure III.27 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 3 m de profondeur (sable lache).

e) a 4 mètres de profondeur :

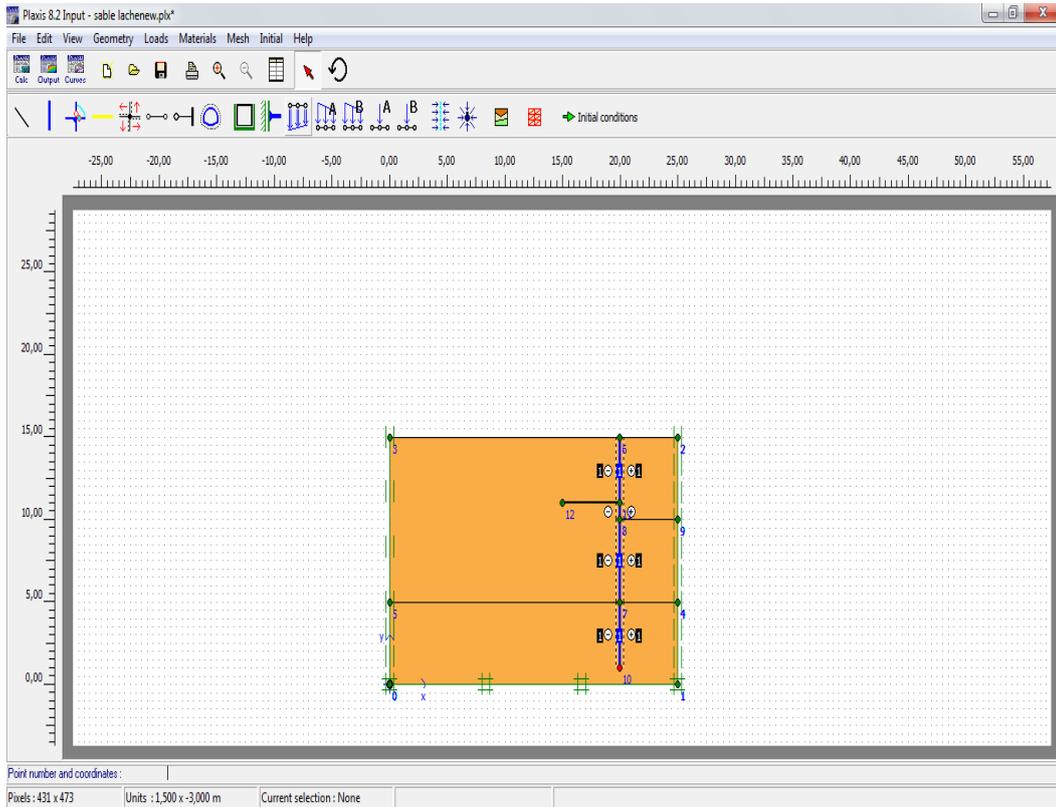


Figure III.28 . Définition de la géométrie d'un ancrage situé a 4 m de profondeur (sable lache).

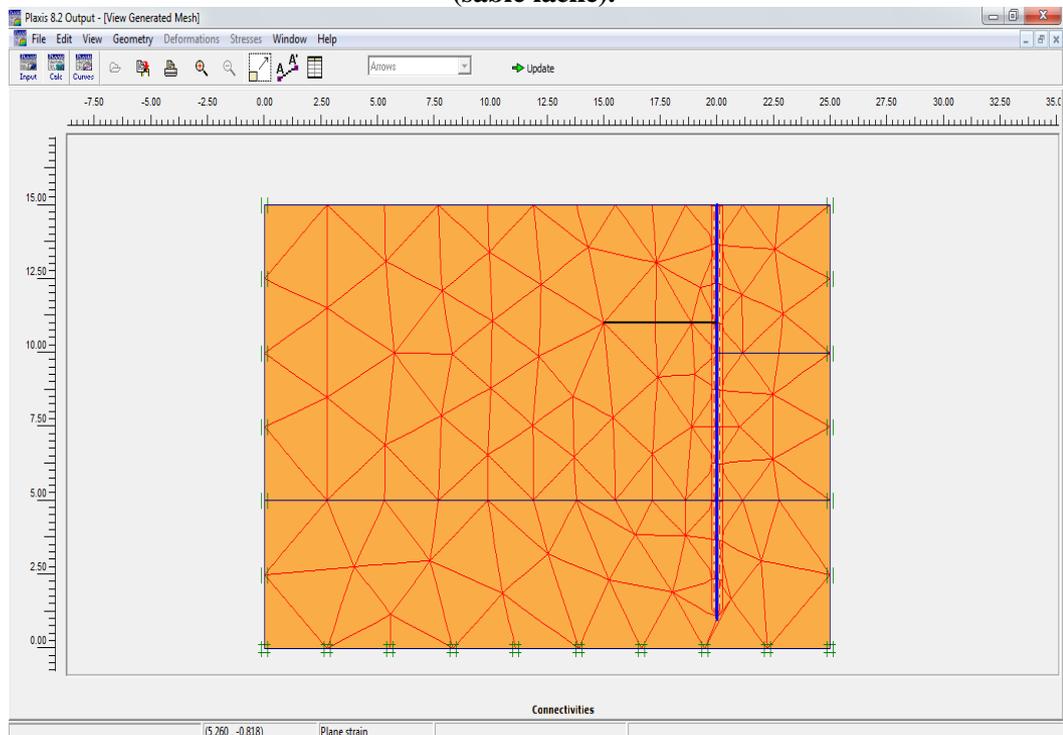


Figure III.29. Maillage de l'excavation d'un ancrage situé a 4 m de profondeur (sable lache)

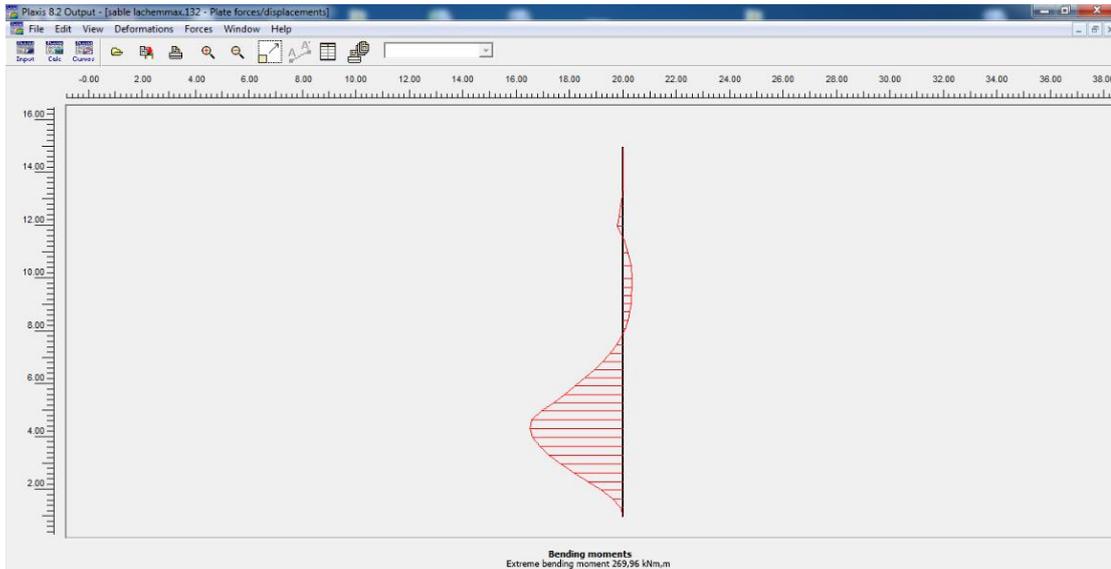


Figure III.30 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 4 m de profondeur (sable lache) .

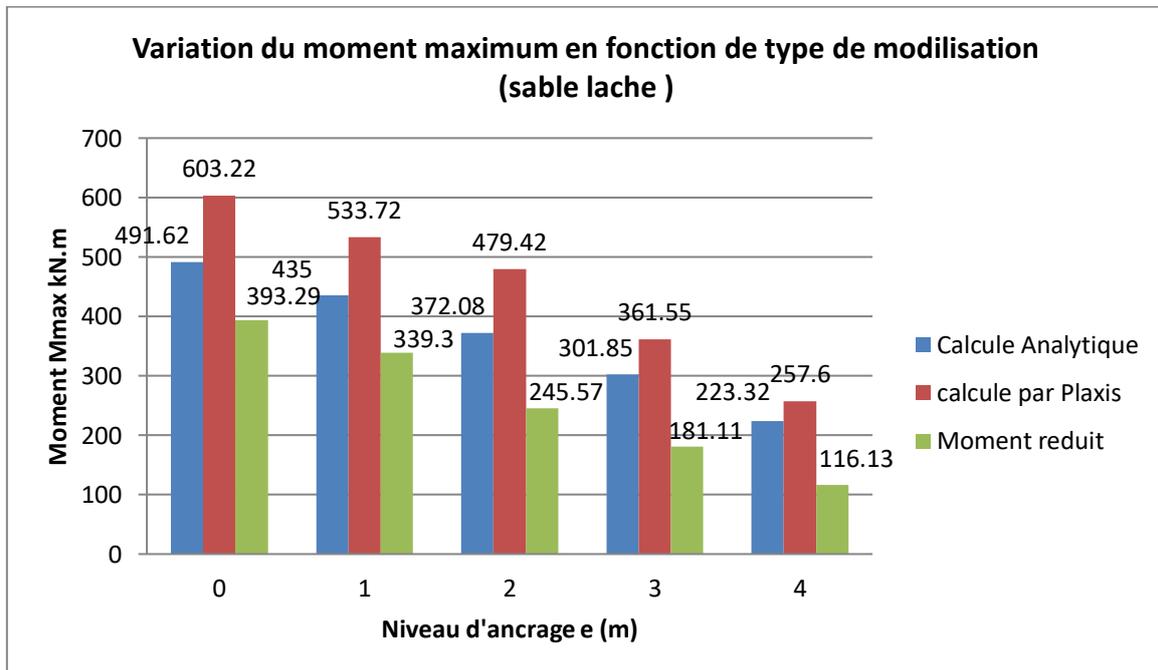


Figure III.31

- On marque que les valeurs calculées par Logiciel Plaxis sont plus grandes que celles calculées par la méthode analytique.(Rowe)

III.3.2.1 Ancrage horizontal (sable dense) :

a) a la surface du sol :

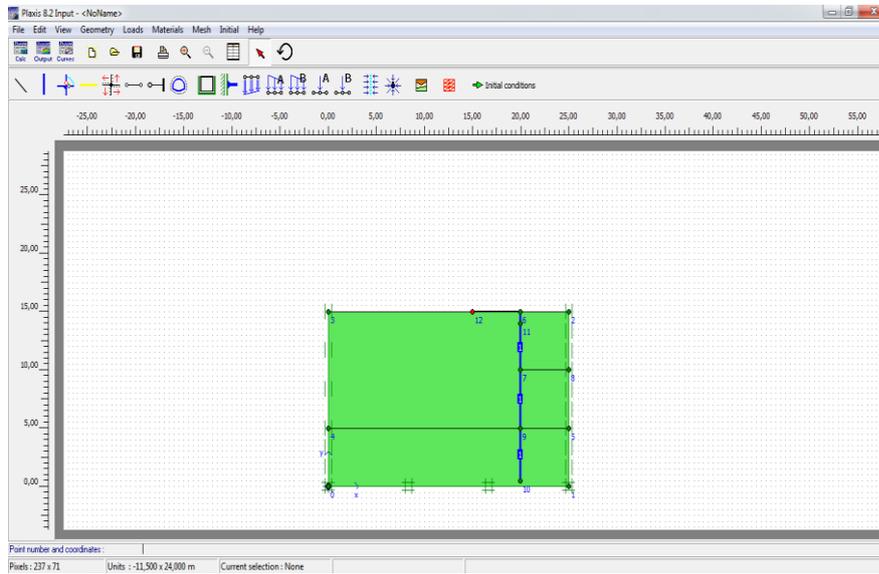


Figure III.32 . Définition de la géométrie d'un ancrage horizontal a la surface du sol (sable dense)

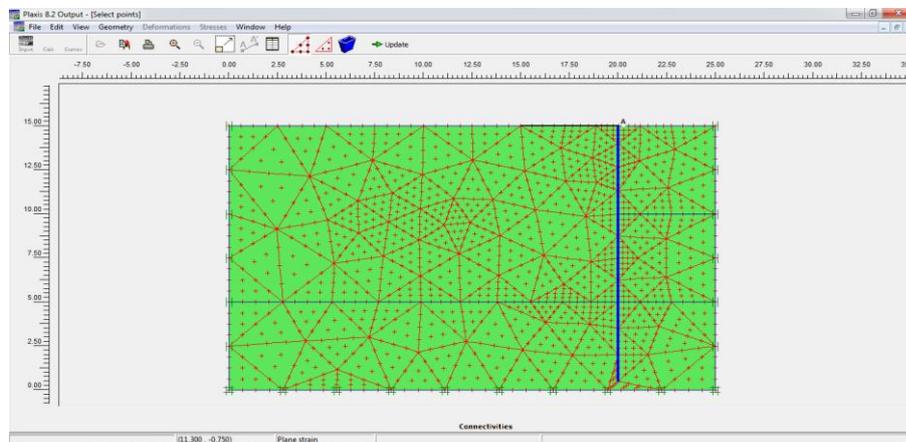


Figure III.33 . Maillage de l'excavation d'un ancrage horizontal a la surface du sol (sable dense)

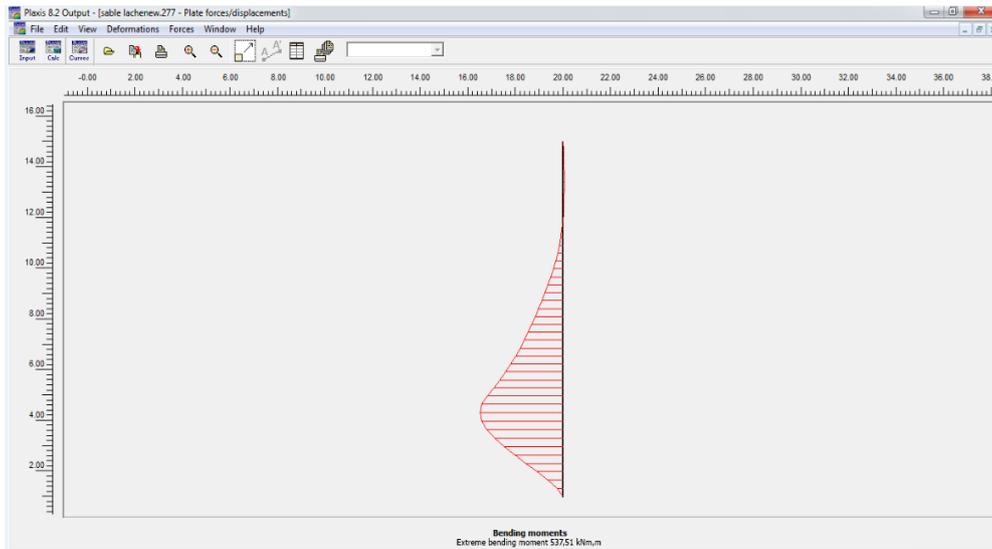


Figure III.34. Moment fléchissant d'un ancrage horizontal a la surface du sol (sable dense).

a) a 1 mètre de profondeur :

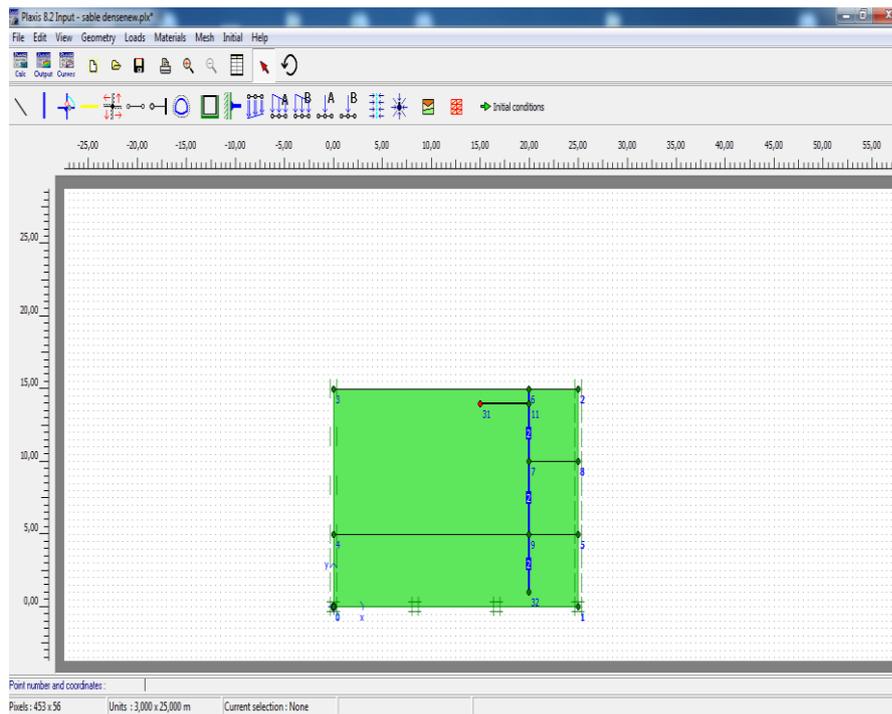


Figure III.35 . Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 1m de profondeur (sable dense)

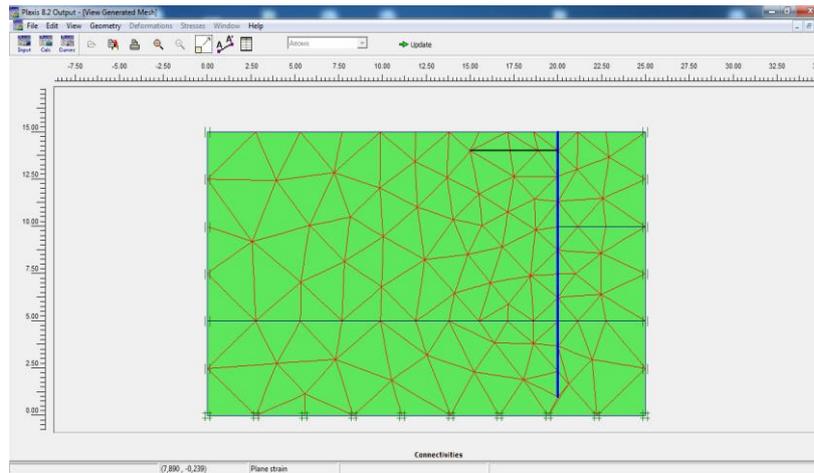


Figure III.36 . Maillage de l'excavation d'un ancrage situe a 1m de profondeur (sable dense)

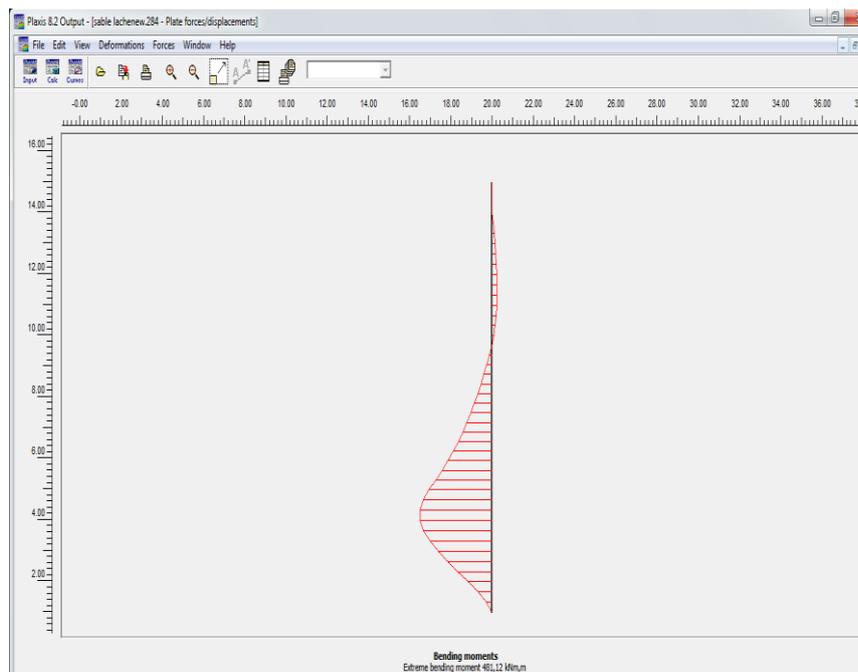


Figure III.37 .. Moment fléchissant d'un ancrage situe a 1m de profondeur (sable dense)

b) a 2 mètres de profondeur :

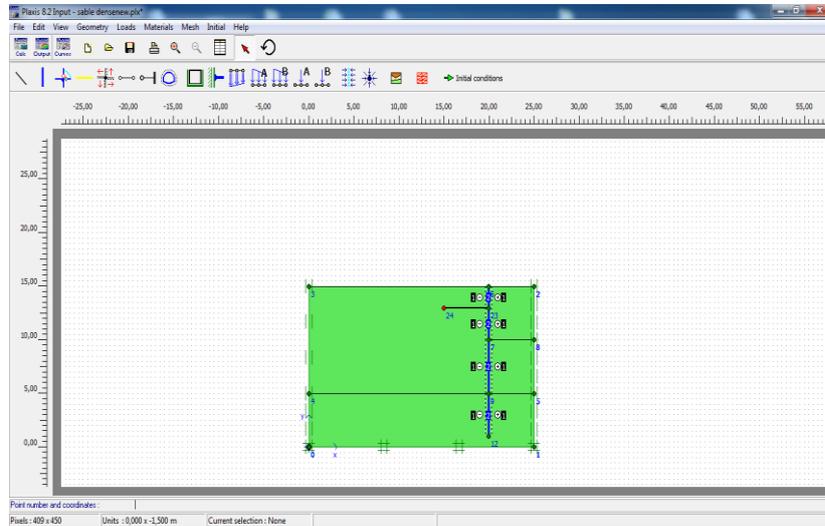


Figure III.38 . Définition de la géométrie d'un ancrage situé a 2m de profondeur (sable dense)

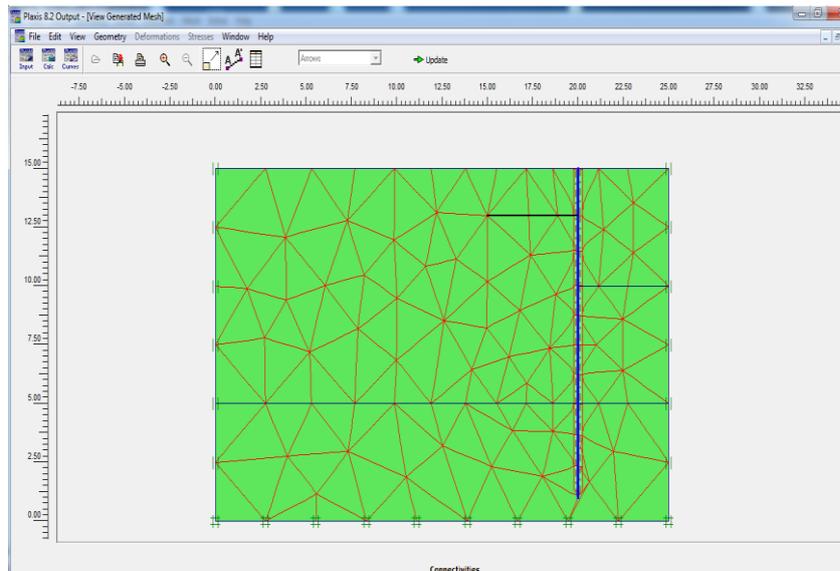


Figure III.39 . Maillage de l'excavation d'un ancrage situé a 2 m de profondeur (sable dense)

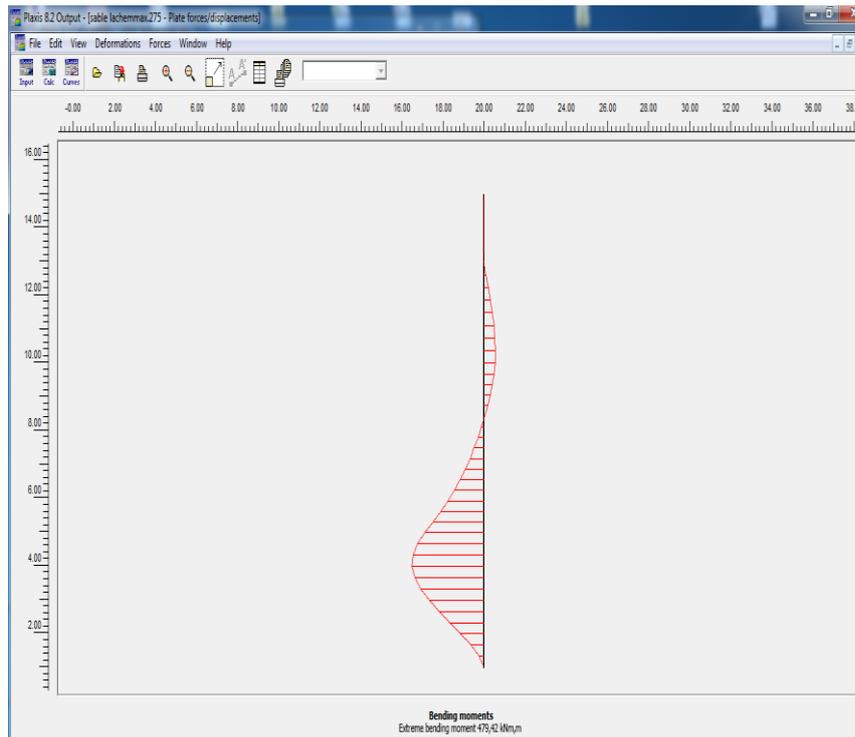


Figure III.40 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 2 m de profondeur (sable dense)

c) a 3 mètres de profondeur :

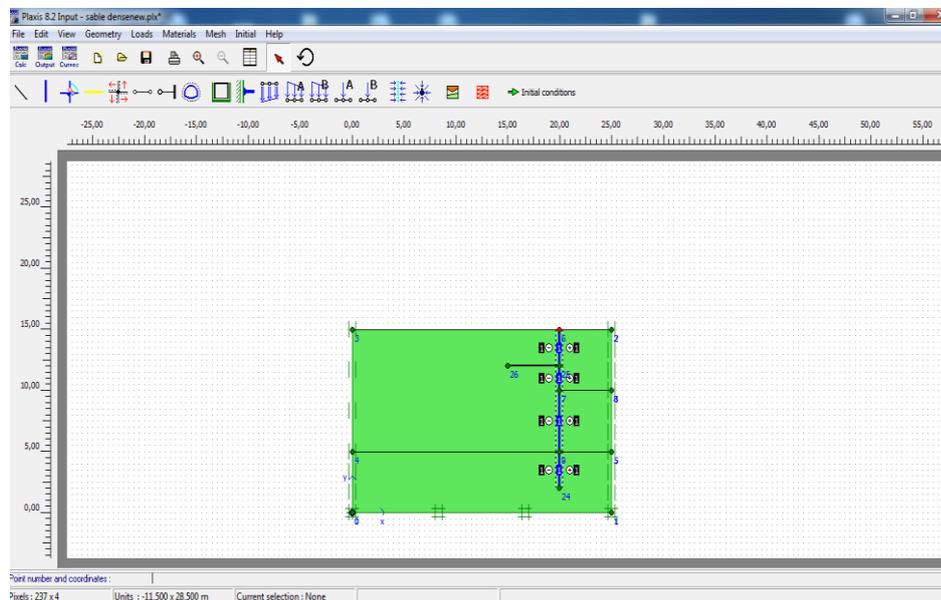


Figure III.41 .. Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 3 m de profondeur (sable dense)

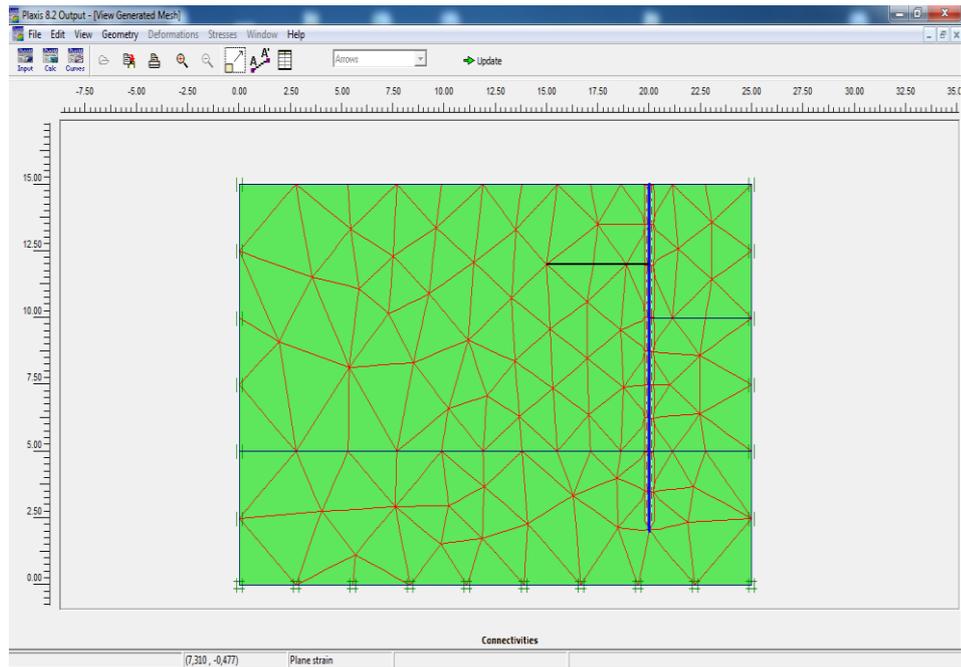


Figure III.42. Maillage de l'excavation d'un ancrage situe a 3m de profondeur (sable dense).

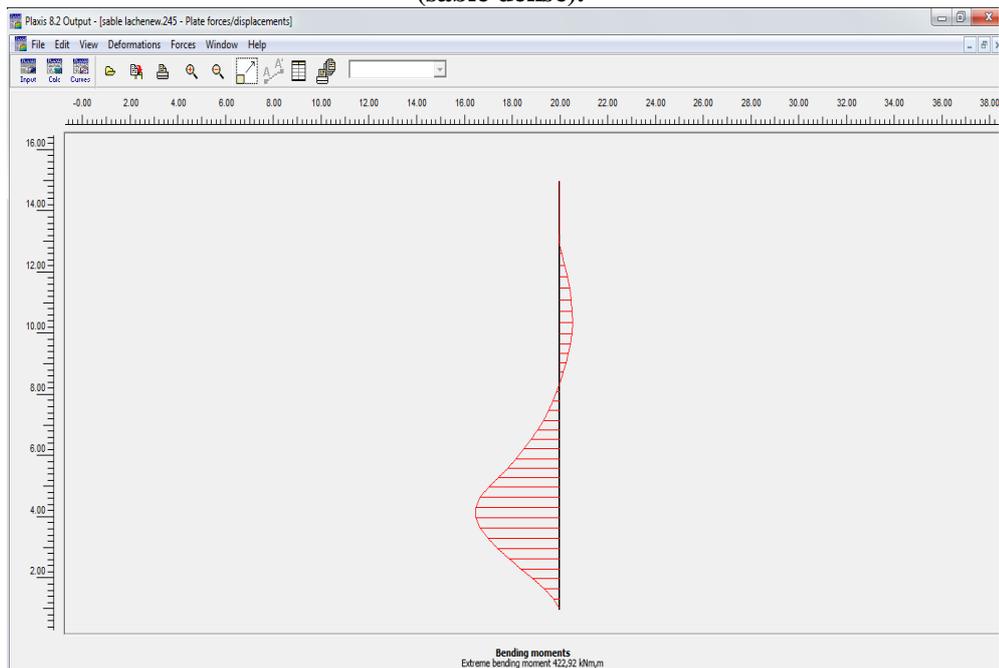


Figure III.43 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 3 m de profondeur (sable dense)

d) a 4mètres de profondeur :

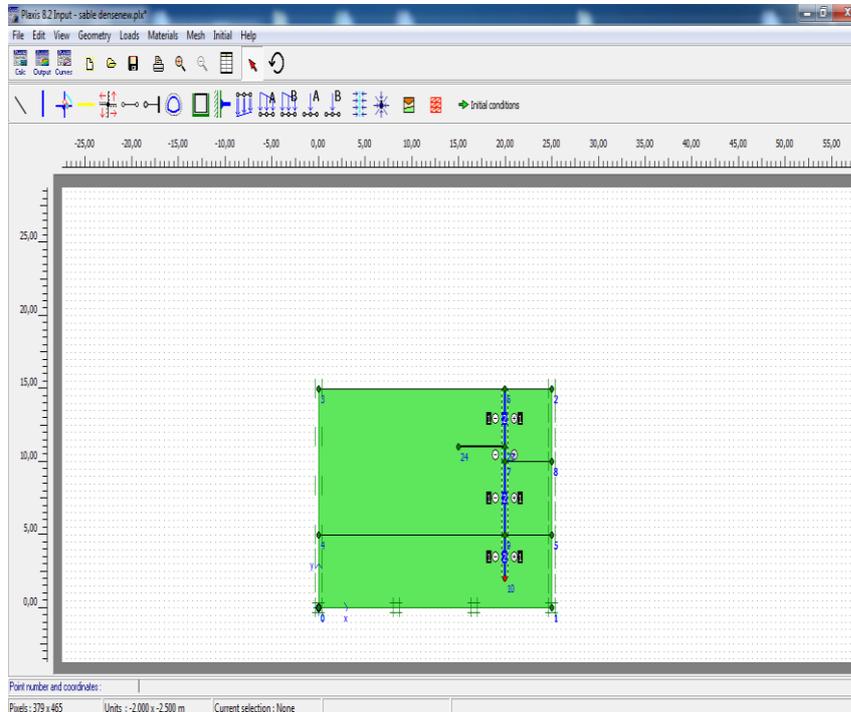


Figure III.45 . Définition de la géométrie d'un ancrage situe a 4 m de profondeur (sable dense).

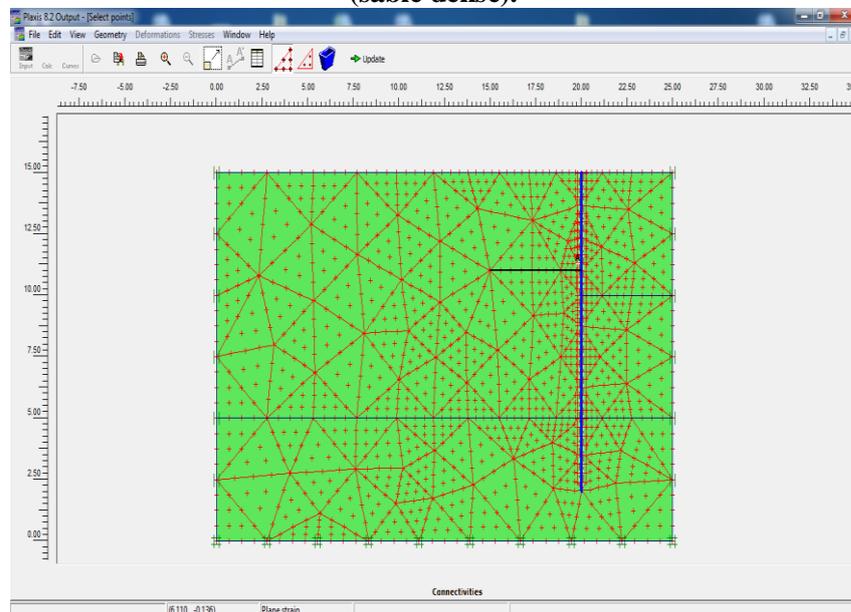


Figure III.46 . Maillage de l'excavation d'un ancrage situe a 4 m de profondeur (sable dense)

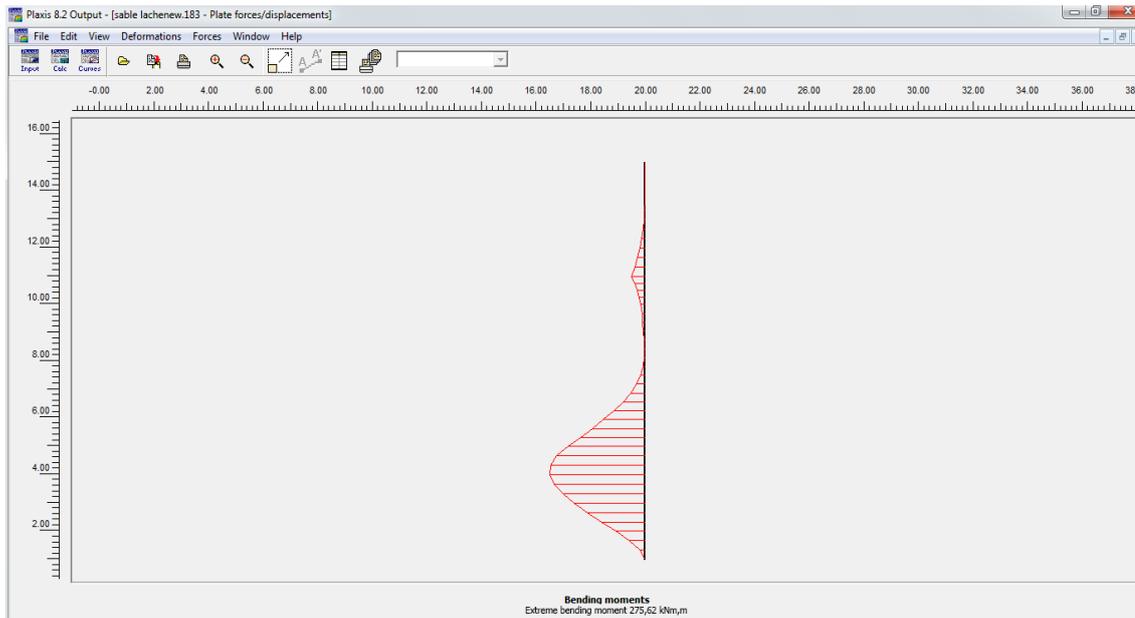


Figure III.47 . Moment fléchissant d'un ancrage situe a 4 m de profondeur (sable dense) .

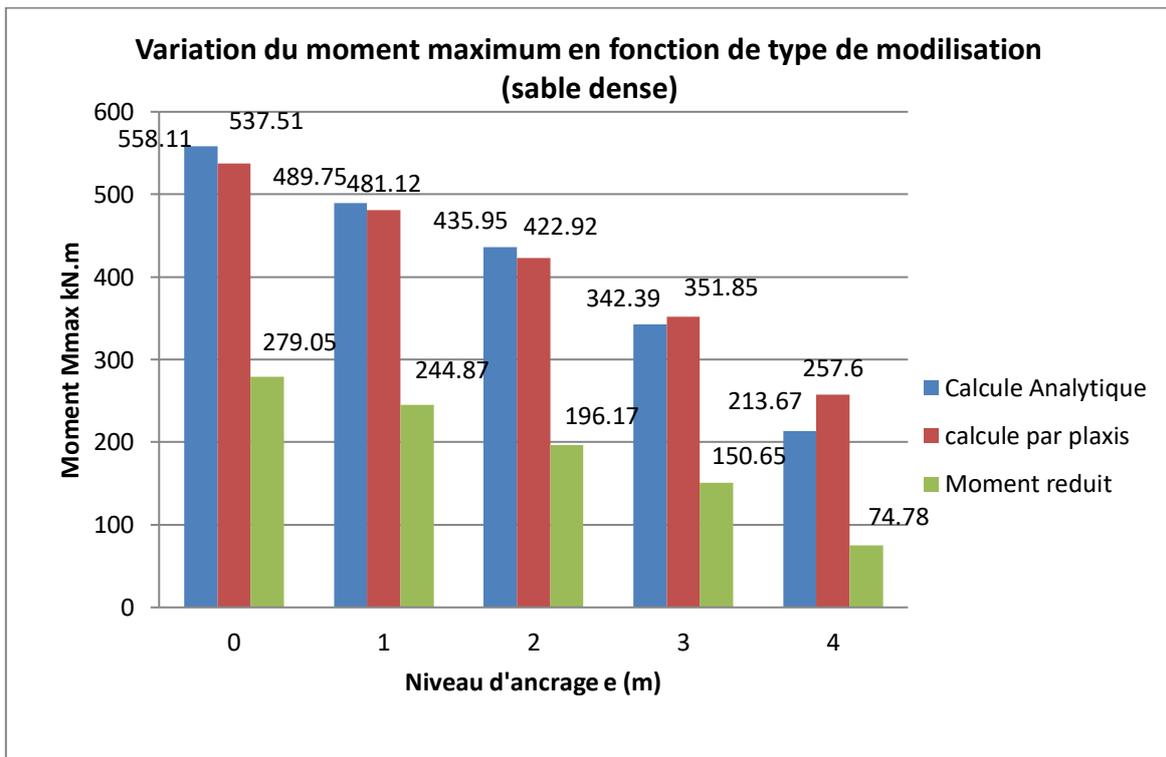


Figure.48.

- On remarque que les valeurs calculées par Logiciel Plaxis sont plus grandes que celles calculées par la méthode analytique.(Rowe)

III.3.2.2. Ancrage inclinée :

a) inclinée a 2 mètre de profondeur :

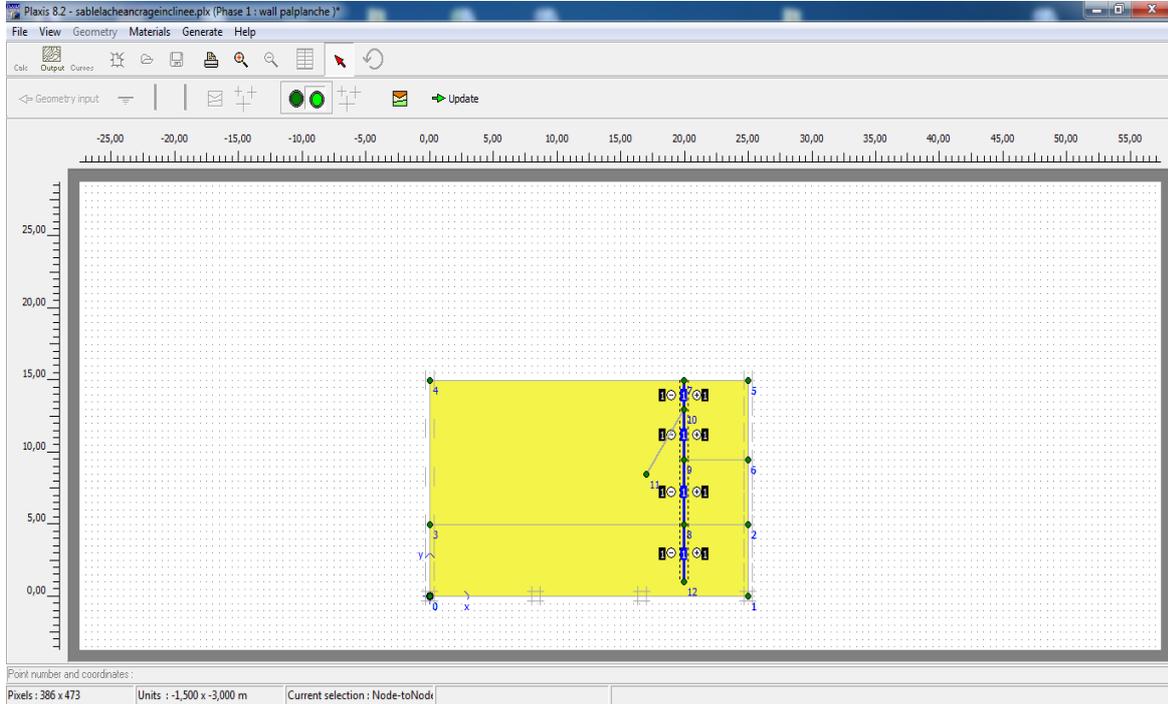


Figure III.49. Définition de la géométrie d'un ancrage incliné ($\alpha=40$) situé a 2m de profondeur (sable lâche)

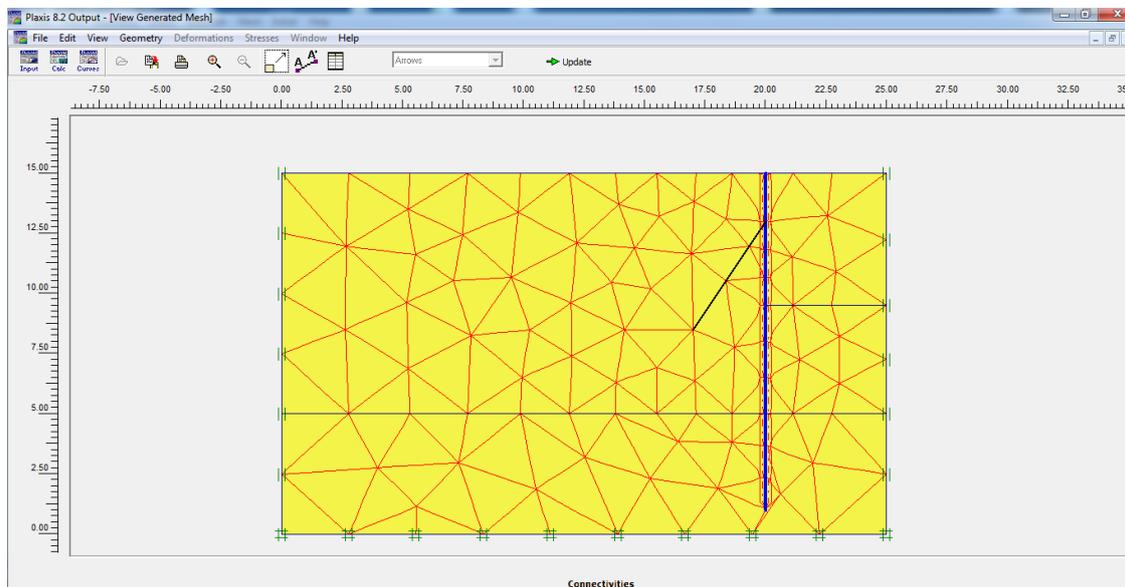


Figure III.50 . Maillage de l'excavation d'un ancrage incliné ($\alpha=40$) situé a 2m de profondeur (sable lâche)

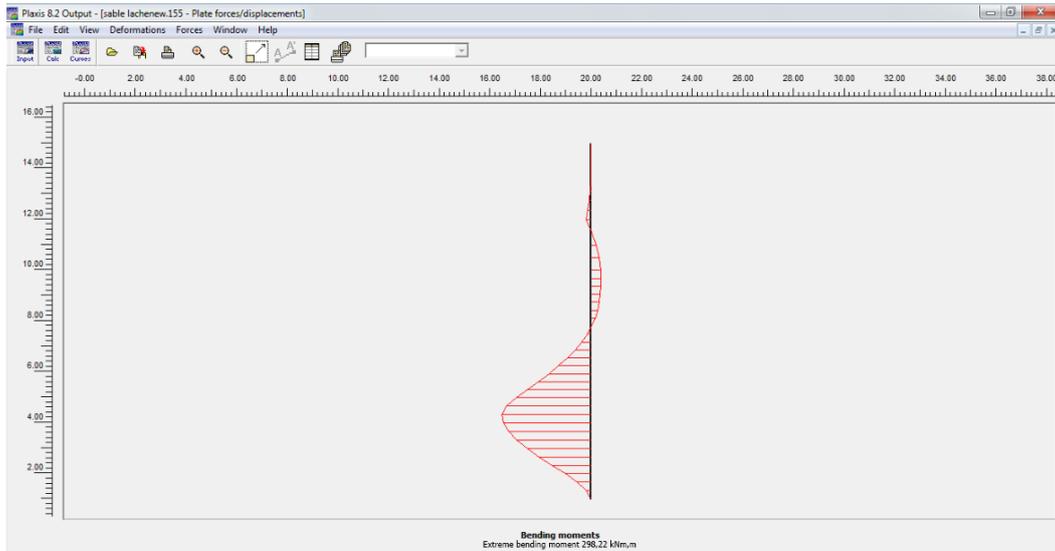


Figure III.51. Moment fléchissant d'un ancrage incliné($\alpha=40^\circ$) situé a 2m de profondeur (sable lache)

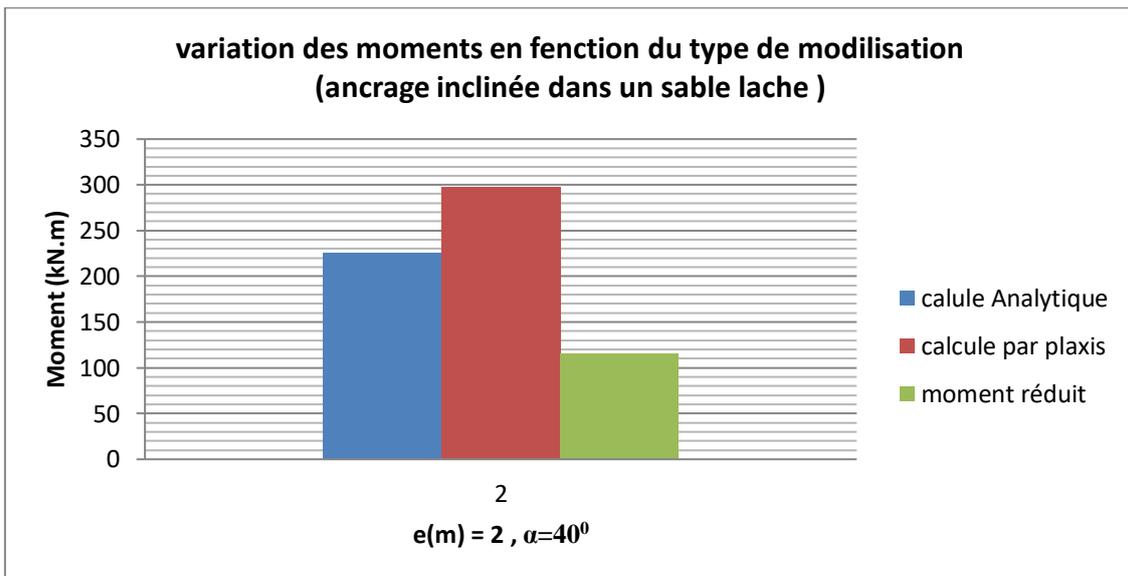


Figure III.52

- On marque que les valeurs calculées par Logiciel Plaxis sont plus grandes que celles calculées par la méthode analytique.(Rowe)

b) inclinée a 3 mètre de profondeur : (sable dense)

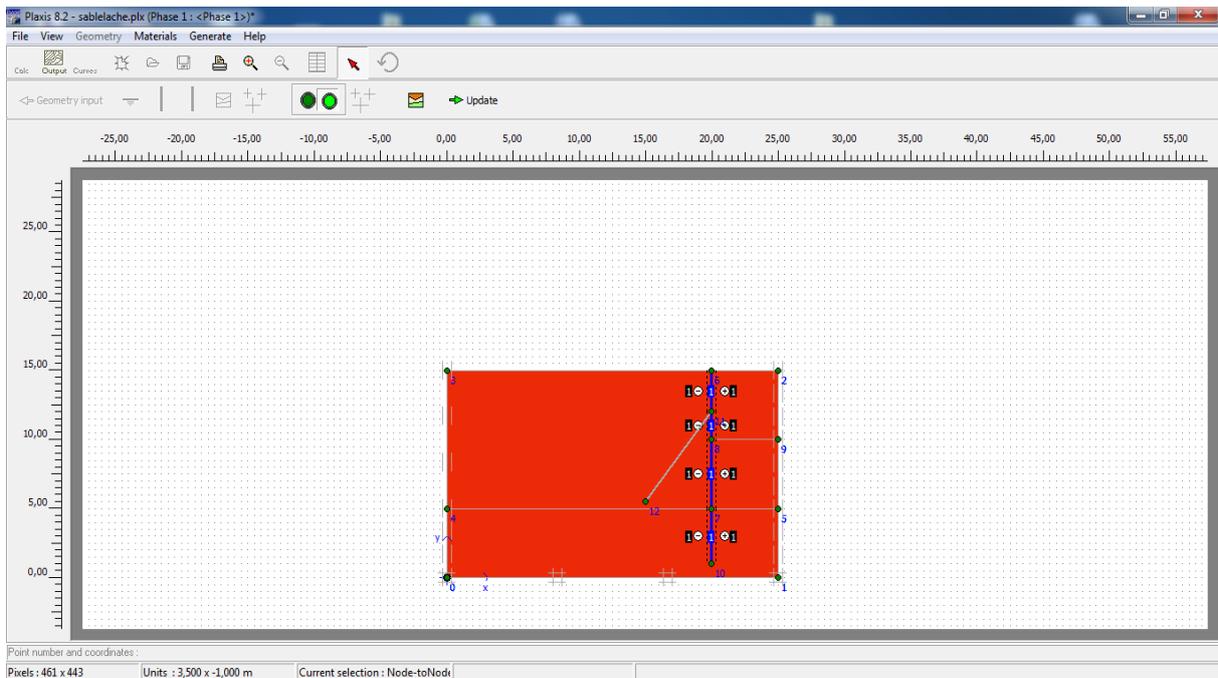


Figure III.53 . Définition de la géométrie d'un ancrage incliné ($\alpha=40$) situé a 3m de profondeur (sable dense)

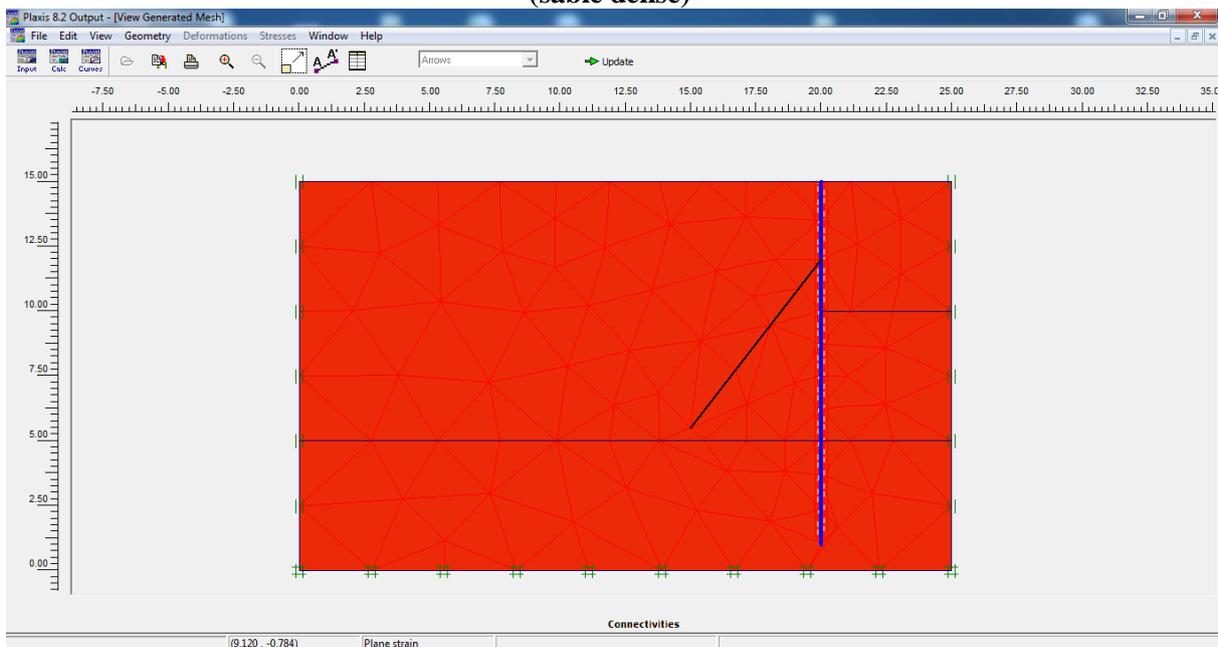


Figure III.54 . Maillage de l'excavation d'un ancrage incliné ($\alpha=40$) situé a 3m de profondeur (sable dense)

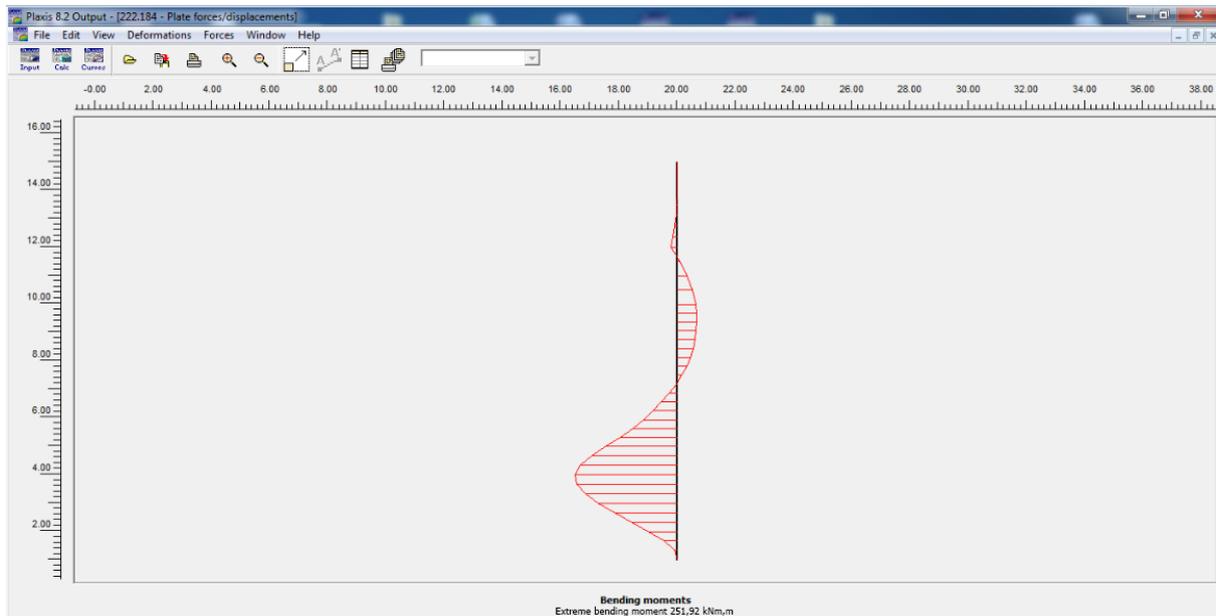


Figure III.55. Moment fléchissant d'un ancrage incliné($\alpha=40^\circ$) situe a 2m de profondeur (sable lache)

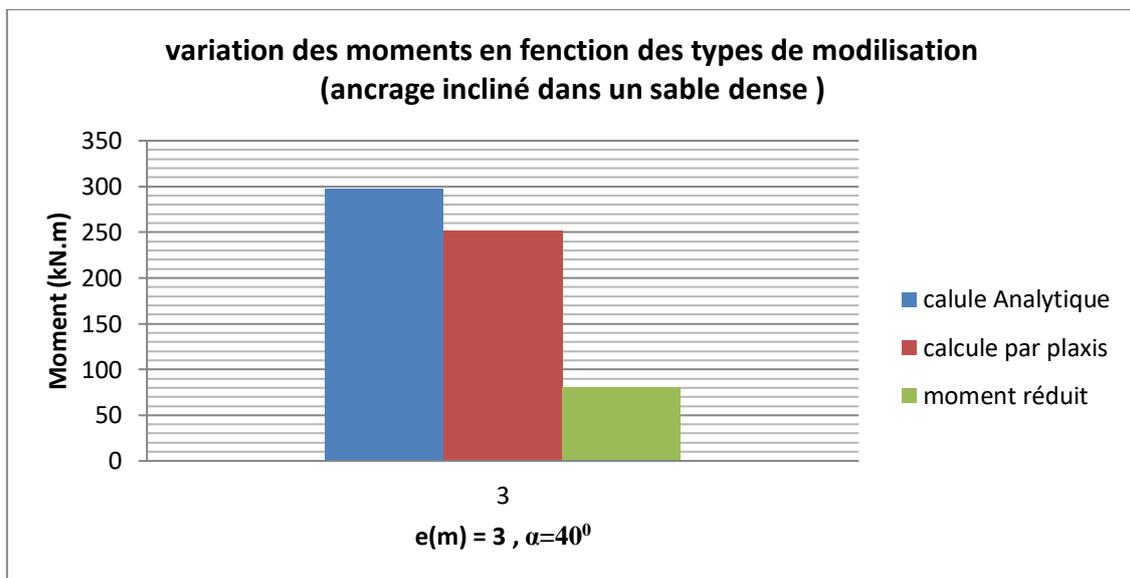


Figure III.56

- On marque que les valeurs calculées par Logiciel Plaxis sont plus grandes que celles calculées par la méthode analytique.(Rowe)

III.3.4. Comparaison avec étude Analytique :

III.3.4.1. Moment max (Mmax) :

	e (m)	Mmax (kN.m) Par Plaxis	Mmax (kN.m) Analytique	Mr/Mmax	Moment Réduit de Rowe
Cas 01 (Sable lâche)	0	603,22	491,62	0.8	393,29
	1	533,72	435,00	0.78	339,30
	2	479,42	372,08	0.66	245,57
	3	361,55	301,85	0,6	181,11
	4	257,6	223,32	0.52	116,13
Cas 02 (Sable dense)	0	537,51	558,11	0.5	279.05
	1	481,12	489,75	0.5	244.87
	2	422,92	435,95	0.45	196.17
	3	351,85	342,39	0.44	150.65
	4	257,6	213,67	0.35	74.78
Cas 03	2	298,22	225.67	0.51	115.09
Cas 04	3	251,92	194.60	0.41	79.78

**Tableau III.28. Comparaison des valeurs du Moments en fonction
de le méthode du calcule**

CONCLUSION GENERAL :

A L'issue de ce travail certains conclusions s'imposent a savoir :

- les résultats analytiques impliquent un sous dimensionnement par cette méthode Rowe.

Les résultats par MEF sont plus fiables que les résultats analytiques par diverses raison à savoir :

- désertisation de la structure par la MEF tend vers une solution exact.
- Les paramètre des sol considérer par la MEF sont plus avancés que les paramètre de la méthode analytique (Rowe) tel que (c, ϕ, ψ, v).
- La loi de comportement de Mohr-coulomb (loi elastoplastique).
- Elément d'interface sol-structure symbole (R_{int}) pris en considération par la MEF.
- Construction par étape pris en considération par la MEF.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1- Centre d'études techniques maritimes et fluviales «calcul des rideaux de palplanche ancré par les méthodes de rowe et blum». 2 BOULEVARD GAMBETTA-BP88830 COMPEGNE CEDEX.

2- Bensaker roumaissa, bellili sabrina « Analyse de l'influence des palplanches sur la stabilité d'un talus » badji mokhtar Annaba

3- Hadj abderrahmane saida «etude d'un rideau de palplanche avec le sol de fondation pour les ouvrages portuaire» université mouloud maamri TIZI-OUZOU.

4- Catalogue ARCELOR METAL [PDF]

5-LCPC:(Techniques et Méthodes des laboratoires des ponts et chaussées). (2003). ouvrages de soutènement recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des rideaux de palplanches métalliques

6- Delattre Luc, (2004)- Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement : III. La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées 252-253, Réf.4529-PP.95-117.

7- Chogueur Aissa: << Modélisation numérique d'un écran de soutènement cas de l'interaction écran-fondation >>, mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de magister, 02/06/2013.

8- Lahmadi Azzeddine: << étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : tunnel-batiment-excavation >>, université de M'sila 28/06/2006.

9- H.JOSSEAUME ingénieur ENSM attaché de recherche département des sols et fondation

france <<Méthode de calcul des rideaux de palplanche>>