

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

**Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et de la
technologie**

**Département de : Génie Civil Et Hydraulique
Spécialité : Travaux Publics
Option : Voies Et Ouvrages D'art**

Présenté par : SAIDI Mohamed Larbi

Thème : ANALYSE DE LA STABILITE DES PAROIS MOULEES

Sous la direction de : Pr. BELABED Lazhar

Juin 2022

REMERCIEMENT

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

En premier lieu je tiens à remercier notre Dieu « Allah » Qui nous donne la vie ; et à notre

Prophète Mohamed صلى الله عليه وسلم

Je tiens, au terme de ce travail, à présenter mes vifs remerciements à mon encadreur Mr : Belabed Lazhar qui m'a beaucoup guidé à concrétiser ce projet, par ses aides et leurs orientations efficaces et positifs.

Et aux membres du jury, pour avoir accepté d'évaluer ce modeste travail.

Ma gratitude s'adresse également à tous les enseignants pour l'aide qu'ils m'ont prodigué durant les six ans, ainsi qu'à tous les enseignants du département Génie civil.



DEDICACE

D'abord, Je dédie ce modeste travail qui traduit mes efforts de mon parcours à qui m'ont donné la vie ; m'ont offert tous les conditions de bien vivre ainsi de bien apprendre et qui m'ont aidé, encouragé et soutenu dans les moments difficiles ; « mes parents »,

Ma mère qui a allumé mon chemin par son amour et prières ;

Mon père qui est la source des plus forts soutiens.

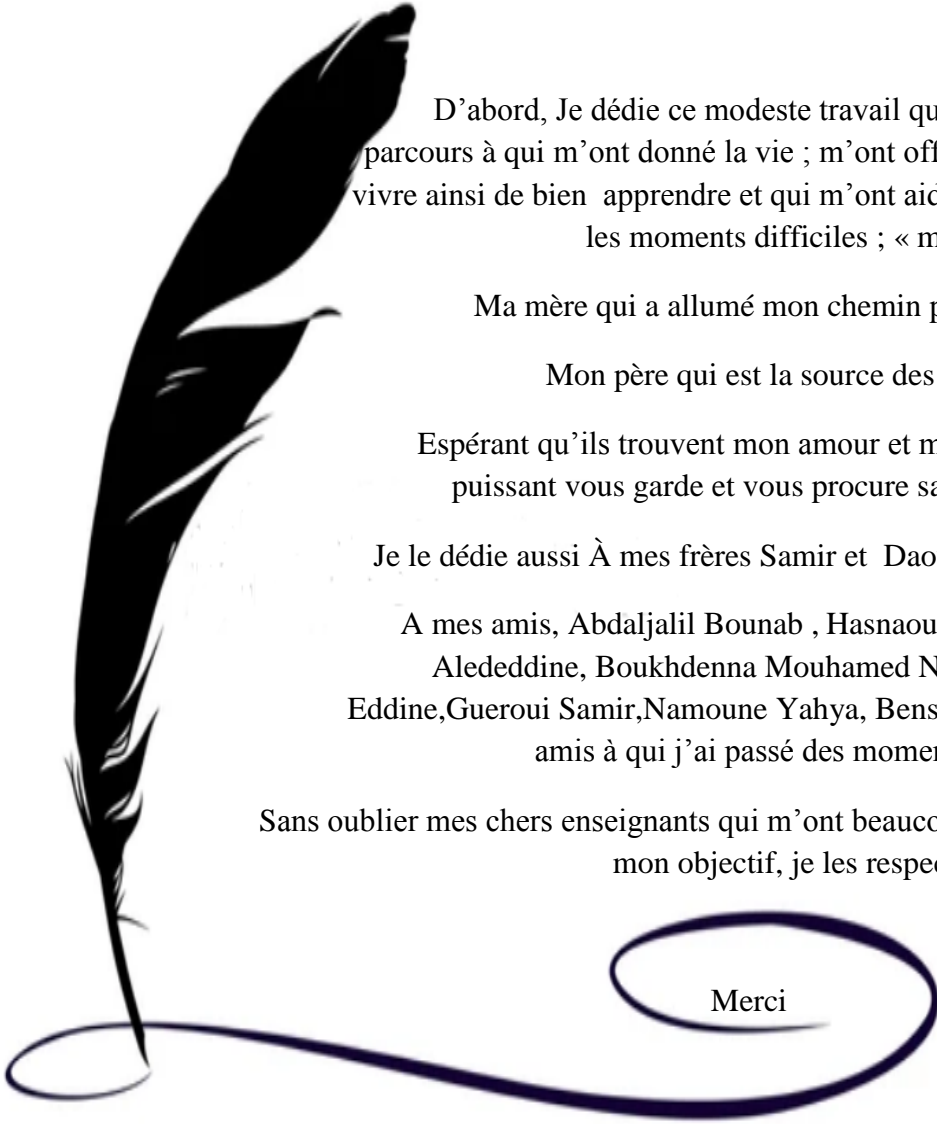
Espérant qu'ils trouvent mon amour et mes respects, et que dieux tout puissant vous garde et vous procure santé bonheur et longue vie.

Je le dédie aussi À mes frères Samir et Daoud ma frangine Hadil;

A mes amis, Abdaljalil Bounab , Hasnaoui Khair Eddine , Boumaaza Alededdine, Boukhenna Mouhamed Nour Alislam, Alama Seif Eddine, Gueroui Samir, Namoune Yahya, Bensaid Smain, Manele et à tous les amis à qui j'ai passé des moments inoubliables ;

Sans oublier mes chers enseignants qui m'ont beaucoup aidé et guidé pour atteindre mon objectif, je les respecte.

Merci



RESUME

Les ouvrages de soutènement ont une large gamme d'applications. Ils peuvent être utilisés pour une variété de projets, y compris les fondations de bâtiments, les stationnements souterrains, les infrastructures enterrées et les murs de trottoir. Ces structures sont destinées à empêcher la terre de s'effondrer. Ce type de support doit être conçu conformément aux exigences de sécurité appropriées afin de pouvoir résister et jouer son rôle.

Ce travail de recherche traite le calcul des différents types d'ouvrages de soutènement et se concentre sur la conception, réalisation et calcul des parois moulées selon la méthode classique de calcul des écrans de soutènements.

Des applications numériques détaillées avec calcul des pressions des terres, des fiches d'encastrement, d'efforts tranchants et moments ont été effectuées.

Mots clés : écran de soutènement, paroi moulée, calcul à la rupture, poussée, butée.

ABSTRACT

Retaining structures have a wide range of applications. They can be used for a variety of projects including building foundations, underground parking lots, buried infrastructure and sidewalk walls. These structures are meant to prevent the earth from collapsing. This type of support must be designed in accordance with the appropriate safety requirements in order to be able to resist and play its role.

This research work deals with the calculation of the different types of retaining structures and focuses on the design, construction and calculation of diaphragm walls according to the classic method of calculating retaining walls.

Detailed numerical applications with calculation of earth pressures, embedding sheets, shear forces and moments have been carried out.

Key Words : retaining wall, diaphragm wall , failure design, actif earth pressure,passif earth pressure.

ملخص

الهيكل الاستنادية لها مجموعة واسعة من التطبيقات. يمكن استخدامها في مجموعة متنوعة من المشاريع بما في ذلك أساسات المباني ومواقف السيارات تحت الأرض والبنية التحتية المدفونة وجدران الأرصفة. تهدف هذه الهياكل إلى منع الأرض من الانهيار. يجب تصميم هذا النوع من الدعم وفقاً لمتطلبات السلامة المناسبة حتى يتمكن من المقاومة ولعب دور.

يتعامل هذا البحث مع حساب الأنواع المختلفة للهياكل الاستنادية ويركز على تصميم وبناء وحساب جدران الحجاب الحاجز وفقاً للطريقة الكلاسيكية لحساب الجدران الاستنادية

تم تنفيذ التطبيقات العددية التفصيلية مع حساب ضغط الأرض، وصفائح التضمين، وقوى القص والعزم.

الكلمات المفتاحية: جدار الدعم ، جدار الحجاب الحاجز ، حساب الانهيار ، الدفع ، الدعامة

SOMMAIRE

- Remerciement	
- Dédicace	
- Résumé	
- Abstract	
- ملخص	
- Liste des figures	
- Liste des tableaux	
- Notations et abréviations	
- INTRODUCTION GENERALE.....	1
1. CHAPITRE I : INTRODUCTION SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT	2
1.1 GENERALITES	2
1.1.1 LES MURS-POIDS	2
1.1.2 LES ECRANS DE SOUTÈNEMENT	2
1.2 LES PAROIS MOULÈES.....	3
1.3 LES PAROIS DE PIEUX TANGENTS	4
1.4 LES PAROIS DE PIEUX SECANTS	5
1.5 LES PAROIS BERLINOISES.....	6
1.6 LES PAROIS PARISIENNES	7
1.7 LES PAROIS LUTECIENNES.....	7
1.8 LES PAROIS EN PALPLANCHES METALLIQUES	8
1.9 MURS EN SOL CLOUE.....	9
1.10 LES PAROIS EN SOILMIX.....	10
1.11 PAROI EN JET-GROUTING	11
2 CHAPITRE II : PAROIS MOULEES	12
2.1 INTRODUCTION	12
2.2 CONCEPTION ET REALISATION DES PAROIS MOULEES	13
2.2.1 METHODES DE FORAGE.....	15
2.2.2 LES OUTILS DE FORAGE	17
2.2.3 LA BENTONITE	18
2.2.4 LES CAGES D'ARMATURES	19
2.2.4.1 ENROBAGE.....	19
2.2.4.2 CARACTERISTIQUES DE LA CAGE D'ARMATURE	20
2.2.4.3 L'ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES.....	21
2.2.4.4 ACIERS LONGITUDINAUX.....	21

2.2.5	LE BETONNAGE.....	22
2.2.6	LES JOINTS ENTRE PANNEAUX.....	24
2.2.6.1	PORTE JOINT CWS (PALPLANCHES).....	24
2.2.6.2	JOINT EN REMORDU.....	25
2.2.6.3	JOINT MIXTE.....	26
2.2.7	EXEMPLES DE CHANTIERS DE REALISATION DES PAROIS MOULEES.....	27
2.2.8	PAROIS MOULÉES PRÉFABRIQUÉES.....	28
2.2.9	DOMAINE D'APPLICATION.....	30
2.3	COMPORTEMENT MÉCANIQUE D'UNE TRANCHÉE.....	30
2.4	METHODE DE CALCUL DU TASSEMENT.....	33
2.5	PATHOLOGIES DES PAROIS MOULEES.....	36
3	CHAPITRE III : METHODE CLASSIQUE DE CALCUL DES ECRANS DE SOUTENEMENTS.....	38
3.1	INTRODUCTION.....	38
3.2	THEORIES DE CALCUL DES PRESSIONS DES TERRES.....	39
3.2.1	THEORIE DE COULOMB.....	39
3.2.2	THEORIE DE RANKINE.....	40
3.2.3	THEORIE DE BOUSSINESQ.....	40
3.3	LE CONCEPT DE POUSSEE ET DE BUTEE.....	40
3.3.1	ETAT DES SOLS AU REPOS.....	41
3.3.2	TERRAINS EN BUTEE.....	42
3.3.3	TERRAINS EN POUSSEE.....	43
3.4	METHODES EMPIRIQUES.....	44
3.4.1	LA METHODE DE TSCHEBOTARIOFF.....	44
3.4.2	METHODE DE ROWE.....	46
3.4.3	APPROCHE ALLEMANDE.....	46
3.5	METHODES DE LA BUTEE SIMPLE.....	48
3.5.1	PAROI SANS ANCRAGE AVEC CONTREBUTEE.....	49
3.5.2	PAROI AVEC UN ANCRAGE SANS CONTREBUTEE.....	50
3.6	LES ANCRAGES.....	52
3.6.1	LES TIRANTS.....	53
3.6.1.1	ACTIF.....	54
3.6.1.2	PASSIF.....	55
3.6.2	LES BUTONS.....	56
4	CHAPITRE IV : APPLICATIONS.....	58

4.1	APPLICATION I : CALCUL DE LA FICHE D'UNE PAROI MOULEE SIMPLEMENT ANCRE	58
4.1.1	LES COEFFICIENTS DE POUSSEE ET BUTEE PAR COUCHE	58
4.1.2	LES CONTRAINTES DE POUSSEE ET BUTEE	59
4.1.3	CALCUL DES FORCES, BRAS DE LEVIER ET LE MOMENT PAR RAPPORT A L'ANCRAGE..	61
4.1.4	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANT ET LES MOMENTS FLECHISSANT.....	62
4.1.5	DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT	67
4.1.6	DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT	67
4.2	APPLICATION II : CALCULER LA FICHE NECESSAIRE A LA STABILITE DE PAROI MOULEE AVEC H= 4, 6 ET 7M	68
4.2.1	CALCUL DES COEFFICIENTS DE POUSSEE ET BUTEE k_a et K_p	68
4.2.2	CALCUL DE f_0	69
4.2.3	CALCUL DE LA CONTREBUTEE	69
4.2.4	CALCUL DES Z ET DES FICHES.....	70
-	CONCLUSION ET PERSPECTIVES.....	71

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Ouvrages de soutènement.....	2
Figure I.2 : Réalisation de parois moulées.....	3
Figure I.3 : Les parois de pieux tangents.....	4
Figure I.4 : Schéma de procédure l'exécution des parois de pieux sécants.....	5
Figure I.5 : Paroi berlinoise.....	6
Figure I.6 : Parois parisiennes.....	7
Figure I.7 : Parois lutéciennes.	8
Figure I.8 : Parois palplanches.....	8
Figure I.9 : Phase de réalisation d'une paroi clouée.....	9
Figure I.10 : Les parois en soilmix.....	10
Figure I.11 : Paroi en jet-grouting.....	11

CHAPITRE II

Figure II.1 : Schéma de réalisation d'une paroi moulée en béton.....	13
Figure II.2 : Schéma des étapes de réalisation d'une paroi moulée.....	14
Figure II.3 : Forages.....	14
Figure II.4 : Mise en place des murettes guides, Excavation du 1 ^{er} panneau.....	16
Figure II.5 : Muret-guide en béton.....	16
Figure II.6 : murets-guides circulaires.....	16
Figure II.7: Curage et Dessablage.....	17
Figure II.8 : Bennes preneuses.....	17
Figure II.9 : Cutter.....	18
Figure II.10 : Mise en place des joints, des cages d'armatures et des colonnes de bétonnage.....	19

Figure II.11 : Cages d'armatures d'une paroi moulée.....	19
Figure II.12 : rouleaux et cales d'enrobage liaisonnées à la cage d'armature.....	20
Figure II.13 : des aciers transversaux.....	20
Figure II.14 : les manchons.....	21
Figure II.15 : Cage d'armature.....	21
Figure II.16 : Réglage de la cage sur les murets-guides.....	22
Figure II.17 : Bétonnage.....	22
Figure II.18 : Deux tubes-plongeurs et pompage boue.....	23
Figure II.19 : Bétonnage avec deux tubes plongeurs.....	23
Figure II.20: Porte joint coffrage Water-Stop.....	24
Figure II.21: Extraction d'une palplanche.....	24
Figure II.22 : Extraction d'une Joint en remordu.....	25
Figure II.23 : Équerres en FV.....	25
Figure II.24 : Tubes Ecopals.....	25
Figure II.25 : Joint mixte.....	26
Figure II.26 : (Photos : Chantiers de France N° 322, 1999).....	27
Figure II.27: (Photos: Deep Foundations Institute Journal, Vol. 1, No. 1, November 2007, pp.: 19-27).....	28
Figure II.28. Vue des piédroits formés des parois préfabriquées dans le tunnel SNCF gare du Nord-Roissy (France).....	28
Figure II.29. Principe de réalisation d'une paroi en béton préfabriqué.....	29
Figure II.30. Différentes formes d'une barrette.....	30
Figure II.31. Schéma d'une tranchée de paroi moulée.....	31
Figure II.32. Superposition des courbes de réaction frontale et tangentielle.....	35
Figure II.33. Schéma de réaction latérale d'une barrette.....	35
Figure II.34 : Défaut d'étanchéité des joints entre les panneaux de paroi moulée.....	36
Figure II.35 : L'écroulement du terrain lors de l'excavation de paroi moulée.....	36

CHAPITRE III

Figure III.1 : L'équilibre Rankine-Boussinesq.....	40
Figure III.2 : Principe de la poussée et de la butée.....	41
Figure III.3 : Distributions de pressions trouvées à l'issue de différentes procédures de construction [d'après Tschebotarioff et Brown, 1948].....	44
Figure III.4 : Schéma de calcul de Tschebotarioff.....	45
Figure III.5 : Réduction du moment fléchissant maximal en fonction de la rigidité de la paroi.....	46
Figure III.6 : Répartition approchée de la poussée en fonction de la Position et du nombre d'ancrages sur parois moulées.....	47
Figure III.7 : Représentation des diagrammes poussée-butée des méthodes de la butée simple et du rideau encastré.....	48
Figure III.8 : La mise en place de tirant d'ancrage.....	53
Figure III.9 : Exemple d'un tirant dont l'armature est scellée directement dans le terrain.....	54
Figure III.10 : Tirant d'ancrage passif.....	55
Figure III.11 : Des butons hydrauliques.....	56
Figure III.12 : Butonnage provisoire d'une tranchée couverte, et dispositif de la zone d'appui.....	57

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Paroi moulée et tirant d'ancrage.....	58
Figure IV.2 : Paroi moulée.....	68

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1 : Avantages et inconvénients des parois moulées.....	3
Tableau I.2 : Avantages et inconvénients des parois de pieux tangents.....	4
Tableau I.3 : Avantages et inconvénients des parois de pieux sécants.....	5
Tableau I.4: Avantages et inconvénients des parois berlinoises.....	6
Tableau I.5 : Avantages et inconvénients des parois parisiennes.....	7
Tableau I.6. : Avantages et inconvénients des parois lutéciennes.....	8
Tableau I.7 : Avantages et inconvénients des parois de palplanches.....	9
Tableau I.8 : Avantages et inconvénients des parois clouées.....	10
Tableau I.9 : Avantages et inconvénients des parois en Soilmix.....	11
Tableau I.10 : Avantages et inconvénients des parois en Jet-grouting.....	11

CHAPITRE II :

Tableau II.1. Caractéristiques physiques typiques d'une bentonite.....	18
Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des Joints en remordu.....	26
Tableau II.3 : Avantages et inconvénients des Joints mixte.....	26

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1 : Valeurs des forces, de leur bras de levier et du moment par rapport à l'ancrage.....	61
Tableau IV.2 : les valeurs de f_0	69
Tableau IV.3 : les valeurs de f_0 et les valeurs de C.....	69
Tableau IV.4 : les valeurs de f_0 , C, z et la fiche.....	70

NOTATIONS ET ABREVIATIONS

Z: Profondeur.

Z_c: Profondeur limite.

P'_a: Pression limite de poussée du sol.

U: Pression interstitielle de l'eau.

U_b: Pression hydrostatique de la boue.

E: Module de déformation élastique du sol.

a: Longueur de la barrette.

ρ: Rayon moyen de la barrette.

K₀: Coefficient des terres au repos.

K_p: Coefficient de butée des terres.

K_a: Coefficient de poussée des terres.

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

φ: Angle de frottement interne.

Q_p: La force de butée passive résultante.

Q_a: La force de poussée active résultante.

C: Cohésion.

γ: Poids volumique du sol.

γ_w: Poids volumique de l'eau.

γ': Poids volumique du sol déjaugé.

INTRODUCTION GENERALE

Il est généralement connu que lorsqu'on envisage des excavations profondes soutenues par des parois moulées, il est essentiel d'évaluer les impacts du processus de construction. Les fouilles profondes en milieu métropolitain nécessitent le déploiement de structures de soutènement pour sauvegarder les structures existantes dans la région environnante. Bien que ces structures soient souvent employées en génie civil, leur calcul et leur taille sont complexes en raison des interactions cruciales entre le sol, le mur et les bâtiments voisins.

Pourquoi une paroi moulée ?

Le choix des parois moulées n'est pas tant un avantage qu'une exigence. En réalité, une autre option pour construire en dessous du niveau normal du sol aurait été de creuser sur une surface beaucoup plus grande, puis de construire le mur extérieur. Cependant, ce scénario n'est pas envisageable pour une construction en site urbain car il n'y a pas assez d'espace pour se développer en périphérie de l'ouvrage. La seule option sera d'utiliser des parois moulées comme remède.

Il est prévu de construire le mur d'enceinte du futur bâtiment avant de commencer les travaux de terrassement. Le sol sera alors soutenu par ce mur : La paroi moulée fonctionne sur ce concept. En conséquence, avec l'accord de mon directeur de mémoire, nous avons choisi le thème suivant pour ce type de construction : "Analyse de la stabilité des parois moulées".

Notre travail sera effectué conformément à la stratégie suivante.

- Introduction générale.
- Chapitre I : Introduction sur les murs de soutènement.
- Chapitre II : Parois moulées.
- Chapitre III : méthode classique de calcul des écrans de soutènements.
- Chapitre IV : Applications.
- Conclusion.

1. CHAPITRE I : INTRODUCTION SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT

1.1 GENERALITES

Le mur de soutènement est destiné à réduire le volume pour retenir le terrain situé au sommet de la structure. Que ce soit pour soutenir un pont, lorsque la terre est mise en place derrière un mur, ou pour soutenir une excavation, lorsque la terre est excavée, les besoins sont nombreux : pour la protection contre les éboulements ou les glissements de terrain, en bordure de route ou de berge, les fondations d'un ouvrage ou les bases de bâtiments (Figure I.1). [1]

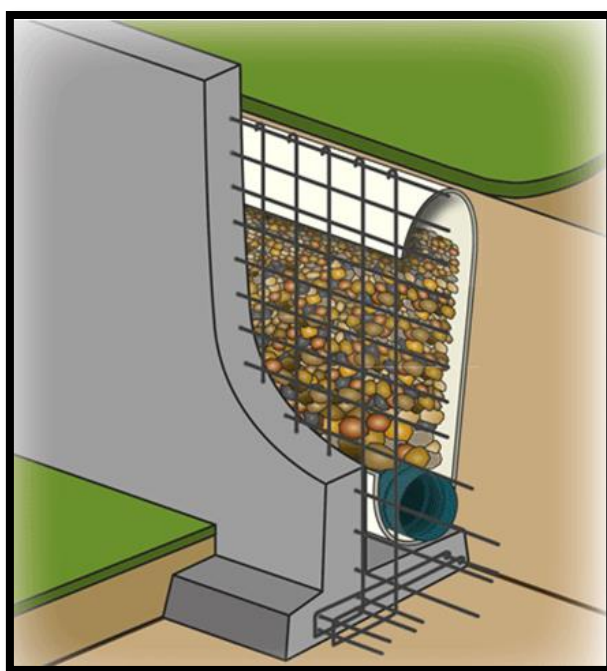


Figure I.1 : Ouvrages de soutènement.

Il existe deux grandes catégories des murs de soutènement :

1.1.1 LES MURS-POIDS .

Les murs en maçonnerie, en béton et béton armé, les murs en terre armée, paroi clouéeetc. ces murs reprennent la poussée par leur poids.

1.1.2 LES ECRANS DE SOUTÈNEMENT

Les parois en palplanches métalliques, les parois moulées, les parois Berlinoises,.....etc. Ces murs reprennent la poussée par leur encastrement dans le sol et/ou éventuellement par les ancres (tirants, butons).

1.2 LES PAROIS MOULÉES

Une paroi moulée est un écran en béton armé coulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de renforcement et de bétonnage est obtenue avec un fluide de forage appelé boue. La boue est faite avec de la bentonite. Il forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé gâteau qui lui permet de ne pas percoler dans le sol et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'effondrement des parois. De la boue à base de polymères peut également être utilisée (Figure I.2).

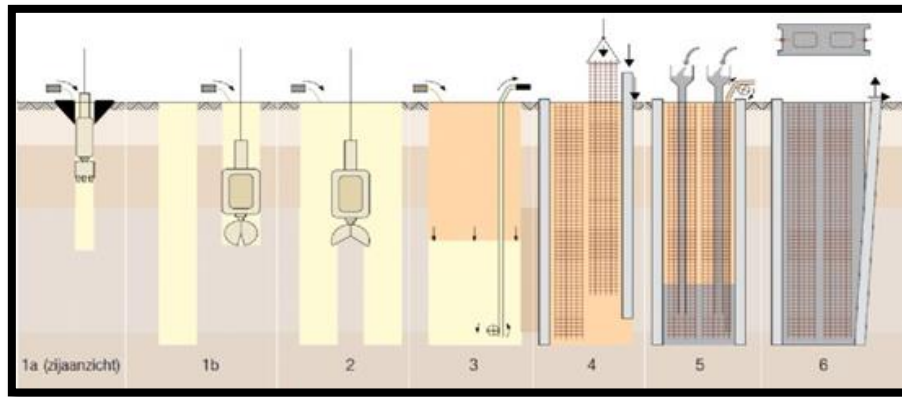


Figure I.2 : Réalisation de parois moulées.

Les parois moulées ont généralement une épaisseur comprise entre 0,40 et 1,20 m, voire 1,50 m. La largeur d'un panneau est généralement comprise entre 3 et 10 m. Les parois moulées peuvent atteindre une profondeur de 50 m, voire plus avec des engins adaptés.

Le bouchon de paroi moulée peut monter jusqu'à 50 % de la profondeur de l'excavation. Cependant, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tiges/barres d'ancrage. Celles-ci sont nécessaires pour une hauteur d'excavation supérieure à 5 m. [2]

Avantages	Inconvénients
Grandes profondeurs	Évacuation de la boue de forage
Peu de nuisances	Pas adapté pour des géométries complexes
Peu de problèmes de corrosion	Importante installation de chantier
Peut être réalisé à proximité d'un existant	Coût élevé
Peut être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif	
Tolérances correctes	
Peut être réalisé en présence de nappe	
Étanchéité	
Adapté à tous types de sols	

Tableau I.1 : Avantages et inconvénients des parois moulées.

1.3 LES PAROIS DE PIEUX TANGENTS

La paroi de pieux tangents est un élément de fondation et de soutènement basé sur un rideau de pieux. Ceux-ci sont tangents ou quasi-tangents, c'est-à-dire qu'ils sont contigus.

Les pieux ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ces pieux peuvent atteindre une hauteur de soutènement de l'ordre de 8 m (Figure I.3).

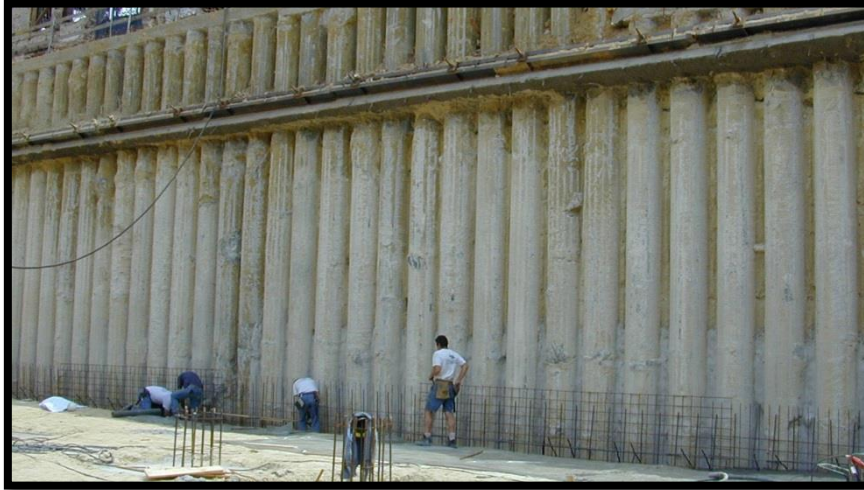


Figure I.3 : Les parois de pieux tangents.

La fiche de la paroi de pieux peut atteindre une profondeur de 20 mètres. Cette valeur dépend cependant des propriétés du sol existant et de la présence ou non de tiges/entretoises d'ancrage. Dès qu'une hauteur d'excavation d'environ 4 m est atteinte, elles sont nécessaires.

Le but de ce type de paroi est d'agir comme un mur de soutènement. Ils pourront cependant supporter de futures charges verticales. Ces murs, en revanche, ne sont pas conçus pour offrir une étanchéité.

Une fois l'excavation terminée, une paroi en béton, tel que du béton projeté sur la paroi de pieux, peut être construite pour sceller une paroi de pieux sécants. [2]

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Paroi non étanche
Peut être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif	Défauts de verticalité
Peut être réalisé à proximité d'un existant	
Peu de nuisances	
Peut être réalisé en présence de nappe	
Adapté à tous types de sols	

Tableau I.2 : Avantages et inconvénients des parois de pieux tangents.

1.4 LES PAROIS DE PIEUX SECANTS

Les parois de pieux sécants est un rideau de pieux qui sert de fondation et d'élément de soutènement. Celles-ci sont sécantes, c'est-à-dire qu'elles se croisent pour former un écran continu en béton armé.

Le diamètre des pieux des parois des pieux tangents est typiquement compris entre 0,50 et 1,50 m. Ces pieux ont une hauteur de soutènement d'environ 12 m. Le bouchon de paroi moulée peut atteindre des profondeurs allant jusqu'à 20 m. Cette valeur dépend cependant des propriétés du sol in situ ainsi que de l'existence ou non de tiges/entretoises d'ancrage. Ceux-ci sont nécessaires une fois qu'une hauteur d'excavation d'environ 4 m a été atteinte (Figure I.4). [2]

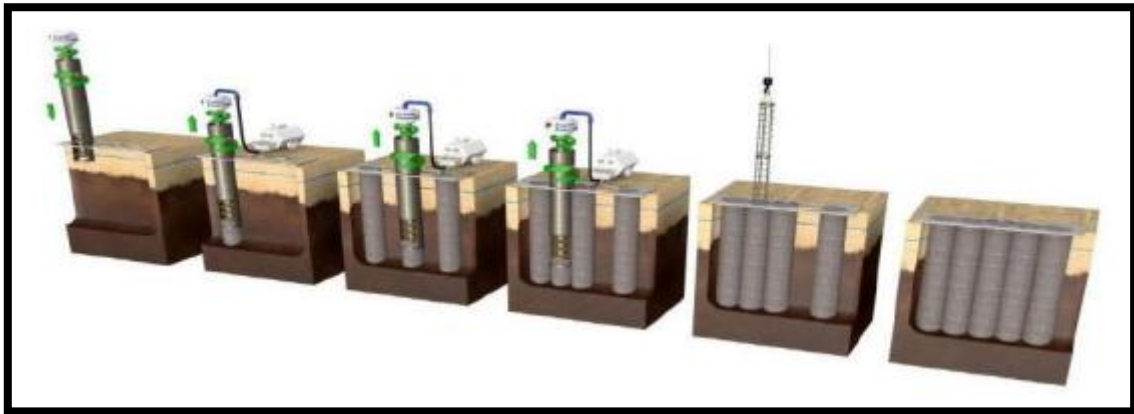


Figure I.4 : Schéma de procédure l'exécution des parois de pieux sécants.

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Défauts de verticalité
Peut être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif	
Peut être réalisé à proximité d'un existant	
Peu de nuisances	
Peut être réalisé en présence de nappe	
Adapté à tous types de sols	
Etanchéité	

Tableau I.3 : Avantages et inconvénients des parois de pieux sécants.

1.5 LES PAROIS BERLINOISES

Les parois berlinoises est un écran de soutènement composé de profilés verticaux disjoints mis en œuvre avant le début de l'excavation et d'éléments de blindage, liaisonnés aux poteaux et destinés à leur transmettre les efforts de poussée des terres (Figure I.5).



Figure I.5 : Paroi berlinoise.

Les profilés verticaux les plus fréquemment utilisés sont les profilés en H et les couples de profilés en U. Les éléments de blindage peuvent être des madriers en bois, des plaques métalliques, des parois gunitées, ou encore des plaques de béton préfabriquées.

Les sections verticales sont généralement espacées de 1 à 3 mètres. Dans les cas les plus courants, la hauteur de ces profilés est d'environ 200 mm, et une distance d'écart allant jusqu'à 2 m est généralement adoptée entre deux lits de domestiques. L'épaisseur des planches varie de 5 à 15 cm et la hauteur est comprise entre 13 et 18 cm. L'épaisseur des dalles de béton préfabriqué est généralement comprise entre 4 et 6 cm, et la hauteur est généralement jusqu'à 1 mètre.

Généralement, on utilise ce genre de parois pour des soutènements dont la hauteur ne dépasse pas 8 m. La profondeur des poteaux peut toutefois descendre jusque 15 m.

Les parois berlinoises sont des parois dont le seul rôle est de garantir une fonction de soutènement. Elles ne sont pas adaptées pour reprendre les charges verticales d'une construction future ou pour assurer une fonction d'étanchéité. Elles sont donc généralement utilisées sur des chantiers sans présence d'eau. [2]

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Impossible en présence de nappe
Vitesse d'exécution	Profondeur limitée
Peut être réalisé à proximité d'un existant	Paroi non étanche
Peu de nuisances	Nécessité d'ancrages dès faible profondeur
Bon marché	Corrosion si ouvrage définitif
Inadapté aux sols non cohérents à court terme	

Tableau I.4: Avantages et inconvénients des parois berlinoises.

1.6 LES PAROIS PARISIENNES

La paroi parisienne est une forme d'ouvrage de soutènement composé de matériaux assurant une résistance verticale, tels que des pieux ou des profilés métalliques avec blindage en béton projeté faiblement armé (Figure I.6). [3]



Figure I.6 : Parois parisiennes.

Les caractéristiques des parois parisiennes sont sensiblement les mêmes que celles des parois berlinoises. [2]

La construction en béton de parois parisiennes, en revanche, les rend plus robustes que leurs homologues berlinois. Cela leur permet de supporter un sol soumis à une charge plus importante sans se déformer excessivement, ce qui est un avantage non négligeable en milieu urbain.

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Impossible en présence de nappe
Vitesse d'exécution	Profondeur limitée
Peut être réalisé à proximité d'un existant	Nécessité d'ancrages dès faible profondeur
Peu de nuisances	Inadapté aux sols non cohérents à court terme
Bon marché	

Tableau I.5 : Avantages et inconvénients des parois parisiennes.

1.7 LES PAROIS LUTECIENNES

Cette approche, comme les deux précédentes, relève de la catégorie des parois dites composites.

Les parois lutéciennes, comme les fortifications parisiennes, sont entièrement composés de béton armé. Les parties verticales des parois lutéciennes, quant à elles, sont des pieux forés en béton armé (Figure I.7).



Figure I.7 : Parois lutéciennes.

Les parois lutéciennes, en revanche, peuvent permettre des hauteurs de soutènement plus importantes, jusqu'à une quinzaine de mètres dans le meilleur des cas.

Les mêmes considérations qui s'appliquent aux parois parisiennes s'appliquent également aux parois lutéciennes.

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Impossible en présence de nappe
Vitesse d'exécution	Nécessité d'ancrages dès faible profondeur
Peut être réalisé à proximité d'un existant	Inadapté aux sols non cohérents à court terme
Peu de nuisances	
Bon marché	

Tableau I.6. : Avantages et inconvénients des parois lutéciennes.

1.8 LES PAROIS EN PALPLANCHES METALLIQUES

Les palplanches sont des sections métalliques droites qui s'imbriquent les unes dans les autres.

Une fois enterrés, ils forment un rideau continu qui peut servir d'écran de soutènement et d'étanchéité (Figure I.8).



Figure I.8 : Parois palplanches.

Chapitre I : Introduction Sur Les Murs De Soutènements

Les profilés en acier fabriqués à partir de tôles laminées à chaud ou à froid sont appelés palplanches.

Ils peuvent avoir plusieurs profils : Les types les plus courants sont les profils Z, les profils U et les profils Oméga (variantes des profils U), cependant il existe de nombreux modèles complémentaires comme les palplanches plates. Il est également possible de construire des murs composites à partir de pièces métalliques creuses telles que des tubes ou des boîtes, ou de renforcer le mur de palplanches traditionnel avec des profilés en H. Les palplanches ont une épaisseur d'acier allant de 3 à 20 mm, une largeur allant de 0,40 à 0,75 m et une longueur allant jusqu'à 30 m.

La taille des palplanches est limitée par les dimensions des laminoirs ; néanmoins, de plus grandes dimensions sont réalisables.

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Impossible en présence de sol dur
Vitesse d'exécution	Nuisances
Palplanches susceptibles de réemploi	Corrosion si ouvrage définitif
Etanchéité	Importante installation de chantier
Coût relativement élevé	
Impossible à proximité d'existants	

Tableau I.7 : Avantages et inconvénients des parois de palplanches.

1.9 MURS EN SOL CLOUE

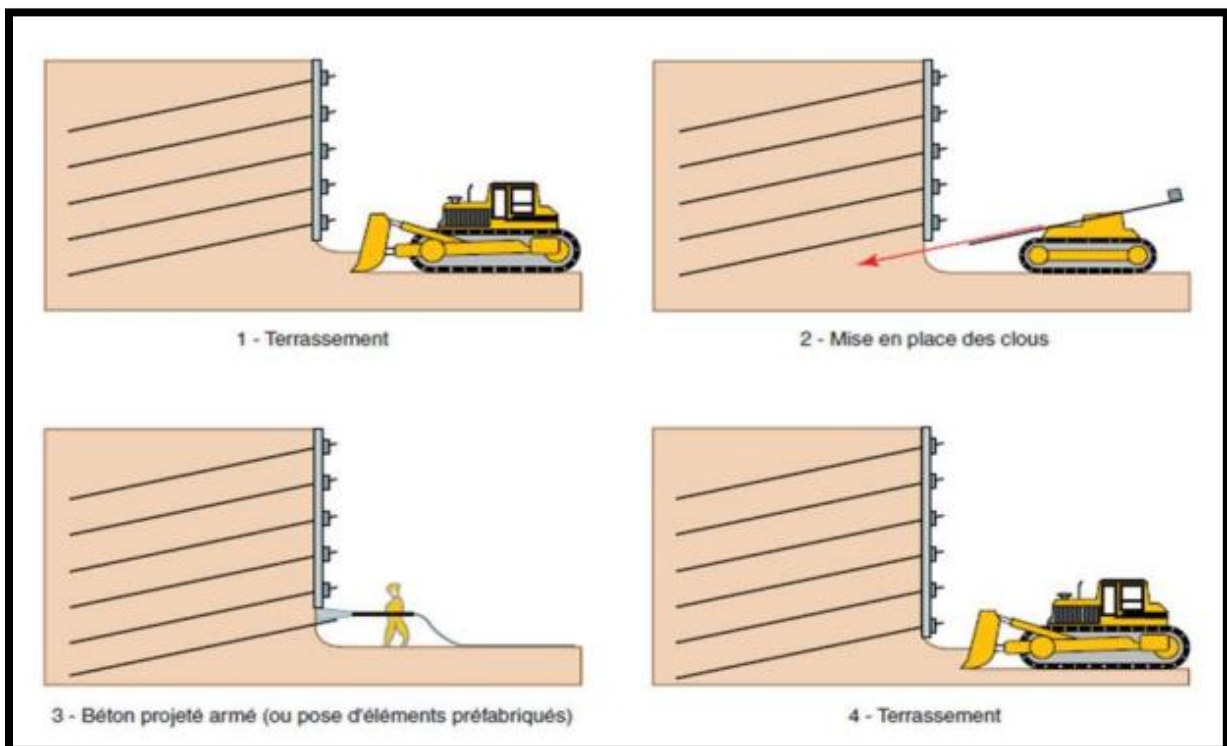


Figure I.9 : Phase de réalisation d'une paroi clouée.

Chapitre I : Introduction Sur Les Murs De Soutènements

Les barres d'acier (clous) sont scellées dans des trous de forage quasi horizontaux précédemment creusés dans le sol avec du coulis ou du mortier de ciment. Un treillis métallique soudé est fixé à la face de l'excavation et renforcé au niveau des clous. Le béton projeté est ensuite utilisé pour créer un voile de béton d'une épaisseur typique de 15 à 20 cm. Le creusement se fait de haut en bas, en une succession de phases équivalentes à quelques mètres de hauteur. En l'absence d'eau, cette approche polyvalente et économique offre un support temporaire pour les excavations dans tous les types de terrain (Figure I.9). [4]

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Impossible en présence de nappe phréatique
Vitesse d'exécution	Nécessite un sol cohérent à court terme
Bon marché	Corrosion si ouvrage définitif
Étanchéité	
Possible en site exigu	
Peut être réalisé à proximité d'un existant	
Aucune nuisance	

Tableau I.8 : Avantages et inconvénients des parois clouées.

1.10 LES PAROIS EN SOILMIX



Figure I.10 : Les parois en soilmix.

Les parois en soilmix sont des murs en béton de sol qui sont créés en mélangeant le sol en place avec un coulis de ciment à l'aide de dispositifs qui désintègrent le sol en place et injectent le coulis. Ils peuvent prendre la forme d'un rideau de colonne ou d'un mur composé de plusieurs panneaux voisins. Pour les applications humides, les colonnes des murs Soilmix ont typiquement un diamètre de 0,20 à 0,40 m (voire plus). Les diamètres des colonnes sont plus importants pour l'approche de réalisation par voie sèche, allant de 0,60 à 0,80. L'épaisseur des panneaux muraux de Soilmix varie d'environ 0,50 à 1,20 m (Figure I.10).

Avantages	Inconvénients
Aucune nuisance	Impossible en présence de nappe phréatique
Peut être réalisé à proximité d'un existant	Coût élevé
Possible avec tous types de sol	
Etanchéité	
Vitesse d'exécution	
Peut être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif	

Tableau I.9 : Avantages et inconvénients des parois en Soilmix.

1.11 PAROI EN JET-GROUTING

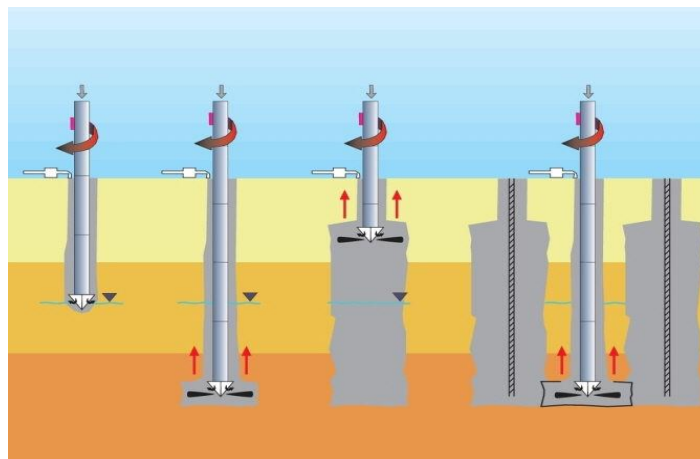


Figure I.11 : Paroi en jet-grouting.

Les parois en Jet-grouting sont des parois en béton de sol, c'est-à dire qu'elles résultent d'un mélange du sol en place et d'un coulis de ciment au moyen d'une injection sous haute pression qui déstructure le sol et permet ainsi d'effectuer le mélange (Figure I.11). [2]

Avantages	Inconvénients
Aucune nuisance	Coût élevé
Peut être réalisé à proximité d'un existant	
Possible avec tous types de sol	
Etanchéité	
Possibilité de reprise en sous-œuvre	
Possible en site exigu	
Adapté à tous types de géométries	
Possible en présence de nappe phréatique	
Peut être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif	

Tableau I.10 : Avantages et inconvénients des parois en Jet-grouting.

2 CHAPITRE II : PAROIS MOULEES

2.1 INRODUCTION

La paroi moulée est un écran de soutènement souple constitué de panneaux verticaux pouvant atteindre quelques dizaines de mètres de hauteur et généralement composés de béton (armé ou non).

Contrairement aux murs de soutènement rigides, qui dépendent de leur propre poids pour leur stabilité, les parois moulées reposent sur le sol ou l'ancrage pour le support.

La particularité d'une paroi moulée est qu'il se réalise au sein du sol, qui lui sert de moule, sans aucun besoin de coffrage ou blindage. A l'aide de machines conçues pour une telle technique, on réalise une excavation, on la remplit par le béton, ensuite on procède au terrassement de la fouille après prise du béton. Dans des terrains présentant un risque d'éboulement, tels que les sols pulvérulents et les sols fins mous, le forage s'effectue en présence d'une boue de bentonite. La paroi est des fois scellée par des nappes de tirants d'ancrage sur sa hauteur afin de renforcer le soutènement. Le procédé de réalisation, d'origine italienne, a été breveté en 1952 par le professeur Veder [6].

La paroi moulée peut être utilisée comme mur porteur et comme partie de soutènement permanente de la construction.

La paroi moulée est particulièrement adaptée à de telles situations en cas d'excavations profondes ou massives, ou en terrain escarpé impénétrable par des parois de palplanches. Les parkings souterrains, les silos enterrés, les enveloppes de sous-sol de bâtiment et les murs de métro ou de tunnel sont tous des exemples d'utilisation.

Outre la fonction soutènement, la paroi moulée peut être conçue en tant qu'écran d'étanchéité, ce qui est le cas par exemple des voiles d'étanchéité sous un barrage, ou les écrans d'anticon tamination des nappes phréatiques par les déchets liquides.

Enfin, la paroi moulée peut être conçue en tant qu'élément de fondation profonde, pouvant recevoir des efforts périphériques importants de la structure, appelé barrette [7].

Ce chapitre il présente sommairement les procédés courants de réalisation d'une paroi moulée, et les méthodes de calcul propres au dimensionnement d'une paroi.

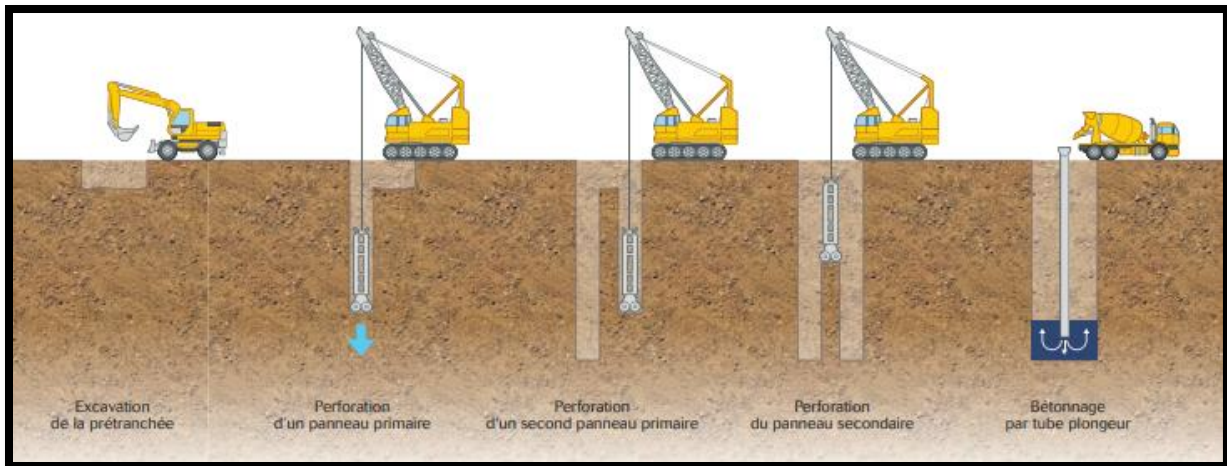


Figure II.1 : Schéma de réalisation d'une paroi moulée en béton.

2.2 CONCEPTION ET REALISATION DES PAROIS MOULEES

Le comportement d'une paroi moulée diffère de celui d'un mur-rideau de diverses manières, notamment par le fait qu'une paroi moulée est érigée sans repousser le sol lors de la conduite ou de la vibration, alors qu'un rideau sollicite le sol en le repoussant. De plus, une cloison peut atteindre des profondeurs énormes qui ne sont limitées que par la capacité des équipements d'exécution, mais la hauteur d'un rideau est limitée par sa déflexion, ce qui nécessite l'installation de nombreuses couches de tirants à différentes profondeurs.

Cependant, de tels écarts n'interdisent pas que les deux types de murs soient qualifiés de constructions souples fonctionnant par encastrement ou ancrage, et soient utilisés en pratique, comme on le verra.

Les trois fonctions principales d'une paroi doivent être prises en compte lors de sa conception : soutènement, étanchéité et la fondation profonde.

En dénudant l'un des côtés des murs et en exposant l'autre aux poussées du sol, on peut créer une paroi moulée comme mur de soutènement. Le mur est sécurisé par des tirants placés dans des lits à différents niveaux si le bouchon est insuffisant pour reprendre les efforts de butée.

Les panneaux ou parois utilisés ont couramment une épaisseur de 0.5 à 1.5 m, une longueur de 8 à 10 m et une hauteur entre 10 à 20 m, bien qu'il existe des valeurs exceptionnellement atteintes dans certains projets, comme c'est le cas du barrage de Villita au Mexique, où la hauteur des parois a atteint 90 m [6].

La première étape est la construction d'une murette-guide. Elle est constituée de deux murettes en béton armé de 30 cm de hauteur et permet (Figure II.2):

- de matérialiser l'ouvrage à exécuter et d'en définir avec précision le tracé,
- de guider l'outil de forage,
- d'assurer une réserve de boue de forage,
- de caler les cages d'armatures.

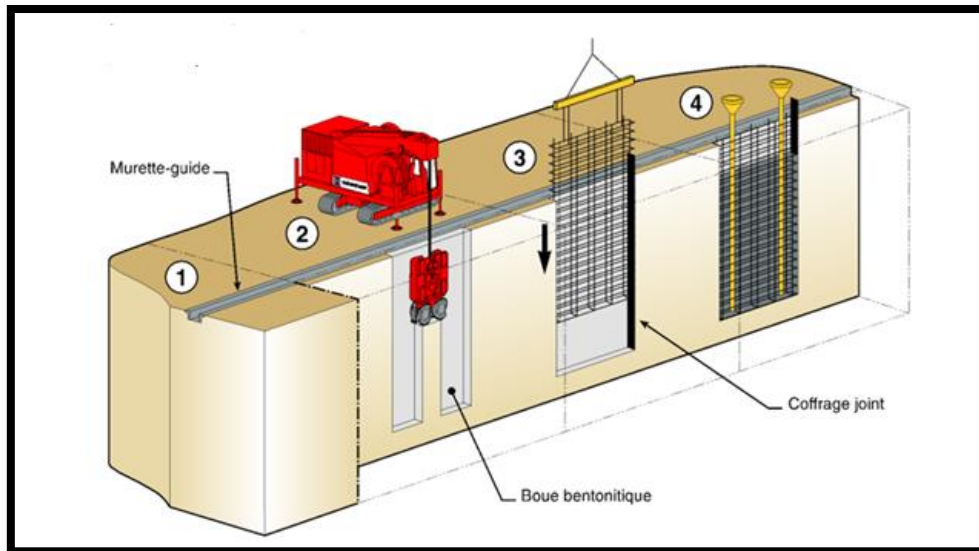


Figure II.2 : Schéma des étapes de réalisation d'une paroi moulée [2].

- 1) Réalisation de la murette-guide.
- 2) Panneau en cours d'excavation.
- 3) Mise en place des armatures.
- 4) Bétonnage du panneau.

Une paroi moulée ou une tranchée est réalisée par forage avec une benne preneuse (voir Figure II.3) dans les terrains meubles, ou hydrofraise (cutter) dans un sol escarpé ou rocheux, ce qui donne des fosses rectangulaires.

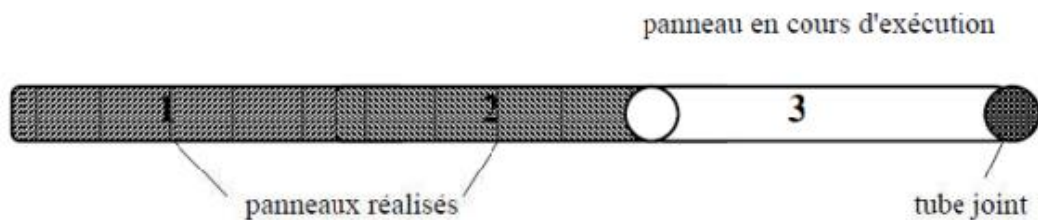


Figure II.3 : Forages.

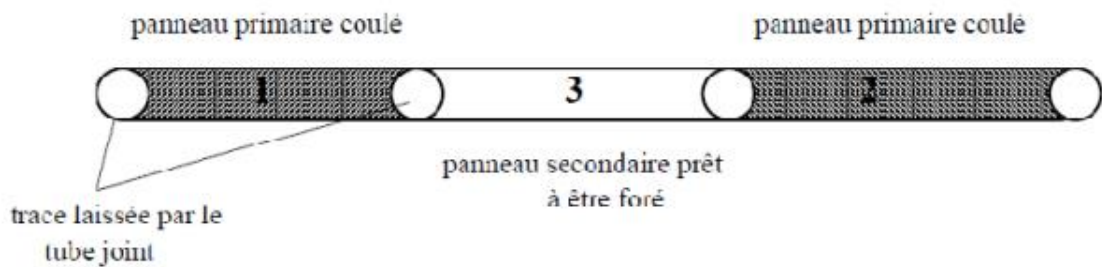
2.2.1 METHODES DE FORAGE

Le forage est réalisé par panneaux de longueur limitée, en tenant compte de la cohésion du terrain en place et des contraintes extérieures au voisinage de la paroi (mur mitoyen, surcharges, ...). Il se fait soit en continu ou soit par panneaux alternés (méthode des panneaux primaires et secondaires) [32].

➤ Forage en continu :



➤ Forage par panneaux alternés :



Suivant la méthode en continu, un seul tube joint suffit à l'extrémité de chaque panneau foré, tandis que suivant la méthode en alterné, deux tubes joints sont nécessaires dans chaque panneau primaire foré. Le tube joint peut être remplacé par un profilé spécial comportant un dispositif de maintien du joint water-stop [32]

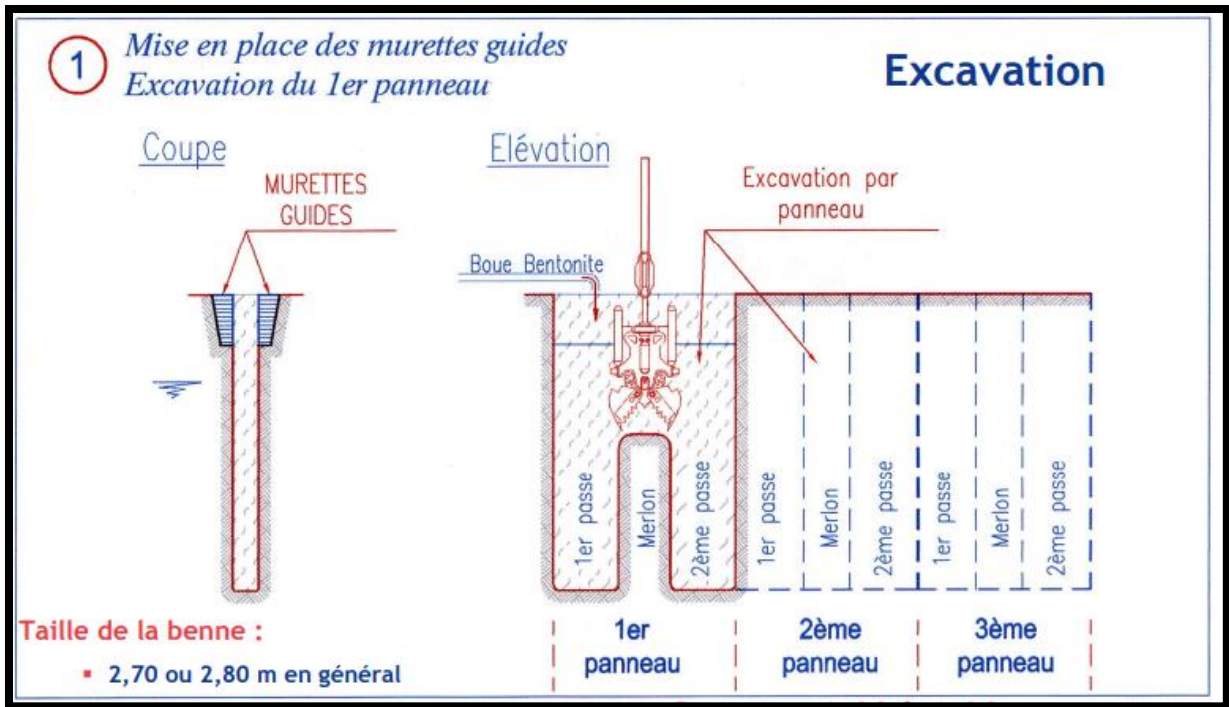


Figure II.4 : Mise en place des murettes guides, Excavation du 1^{er} panneau.



Figure II.5 : murets-guides circulaires.

Figure II.6 : Muret-guide en béton.

Le volume de la tranchée est constamment rempli de boue de forage pour maintenir la stabilité des parois et constitué d'eau mélangée à de la bentonite à une concentration de 4 à 6 %. La stabilité des parois est assurée par l'équilibre des forces de poussée de la terre grâce à la poussée hydrostatique de la boue. (Figure II.7).

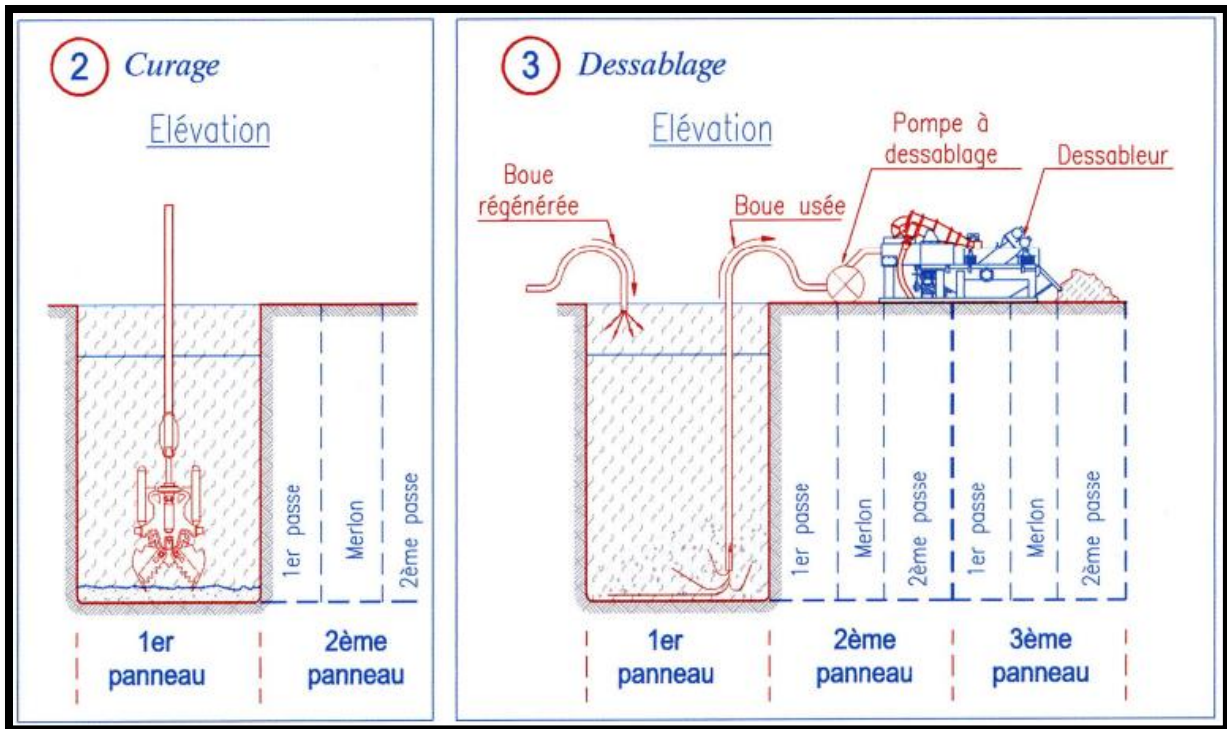


Figure II.7: Curage et Dessablage.

2.2.2 LES OUTILS DE FORAGE

On utilise généralement 2 types d'outils de forage :

- benne preneuse [33];



Figure II.8 : Bennes preneuses [4].

- **hydrofraise** (auss appelé cutter – permet de forer dans les roches de résistances inférieures à 200 MPa) [33].



Figure II.9 : Cutter [4].

2.2.3 LA BENTONITE

La bentonite est une argile colloïdale montmorillonite qui gonfle significativement en présence d'eau mais le fait de manière réversible. Il a la caractéristique de la thixotropie, ce qui signifie qu'au repos, il prend la forme d'un gel très visqueux qui nécessite beaucoup de force pour se déplacer. Une fois le mouvement amorcé, la viscosité diminue et la vitesse croît. Une fois laissée au repos après agitation, cette boue se transforme de nouveau en gel [7]. Le tableau 2.1 résume les propriétés typiques d'une boue de bentonite.

Limite liquidité (%)	500
Limite de plasticité (%)	50
Indice de plasticité(%)	450
Surface spécifique (m ² /g)	100
Poids volumique initial (kN/m ³)	10.3-10.5
Potentiel de gonflement (Augmentation relative du volume)	1000-1500%
Porosité (%)	85
Indice des vides	5.0

Tableau II.1. Caractéristiques physiques typiques d'une bentonite [6], [7].

- Après mise en place de la boue de bentonite, l'armature est placée dans les tranchées (Figure II.10).

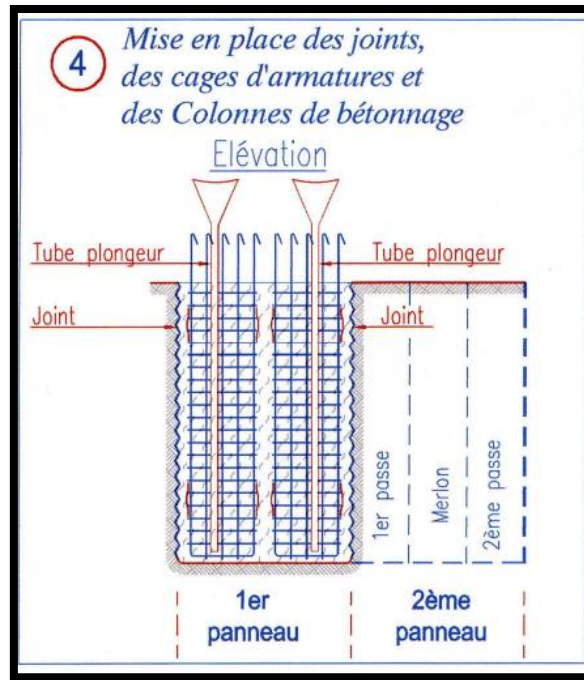


Figure II.10 : Mise en place des joints, des cages d'armatures et des colonnes de bétonnage.

2.2.4 LES CAGES D'ARMATURES



Figure II.11 : Cages d'armatures d'une paroi moulée.

2.2.4.1 ENROBAGE

Pour assurer la durabilité, on respectera un enrobage minimal de 75 mm (éventuellement réduit à 60 mm pour les sols non agressifs ou ouvrages provisoires). Cet enrobage est obtenu

par utilisation de centreurs non métalliques (patins ou rouleaux - sortes de cales d'enrobage liaisonnées à la cage d'armature (Figure II.12). On en disposera au moins 1 tous les 5 m² de surface de cage).



Figure II.12 : rouleaux et cales d'enrobage liaisonnées à la cage d'armature.

2.2.4.2 CARACTERISTIQUES DE LA CAGE D'ARMATURE

La cage d'armature comporte les éléments suivants :

- des aciers longitudinaux (verticaux) ;
- des aciers transversaux (cadres, étriers, étriers ...) (Figure II.13) ;

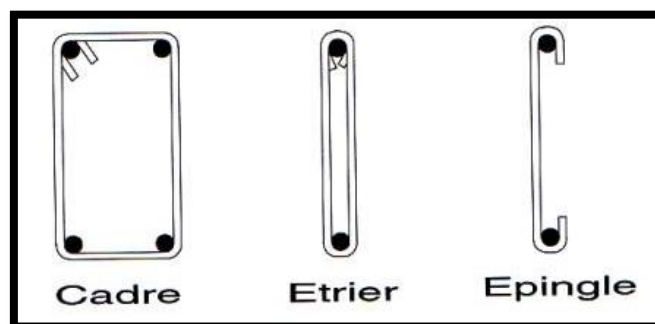


Figure II.13 : des aciers transversaux.

- des barres de suspension (pour la manutention et le maintien du panneau lors du coulage);
- éventuellement des armatures d'attente et de renfort lors de tirants ou butons ;
- des tubes pour essais.

✚ Elle doit être suffisamment rigide pour permettre la manutention.

Il peut y avoir une ou plusieurs cages par panneau. Les cadres peuvent être discontinus horizontalement. Dans le cas d'aboutage vertical de cages, le recouvrement doit être respecté. L'assemblage peut aussi se faire par manchons (Figure II.14).



Figure II.14 : les manchons.

2.2.4.3 L'ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES

Les armatures s'arrêtent au droit des panneaux. Cependant, l'espace entre les cages d'armature doit être inférieur à 200 mm (Figure II.15).

2.2.4.4 ACIERS LONGITUDINAUX

Les barres longitudinales utilisées ont un diamètre supérieur ou égal à 12 mm et doivent être en nombre supérieur à 3 par mètre de parement. Pour faciliter le passage de la colonne de bétonnage, elles doivent permettre le passage d'un élément de 200 mm de diamètre (attention à l'utilisation de métaux spéciaux qui peuvent provoquer une agglomération de boue de forage autour par le principe électrostatique).

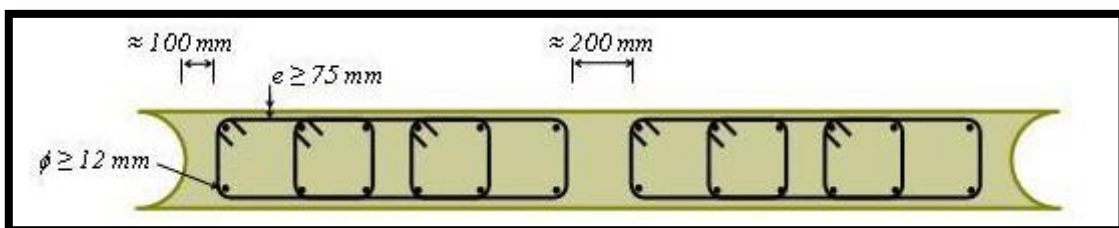


Figure II.15 : Cage d'armature.



Figure II.16 : Réglage de la cage sur les murets-guides.

2.2.5 LE BETONNAGE

Le bétonnage est ensuite effectué à l'aide d'un tube plongeur (Figure II.17). La jonction entre panneaux adjacents peut se faire. Les dimensions des panneaux dépendent de la cadence d'alimentation en béton et de la durée de prise du béton. La durée de coulage courante est de 8 à 10 heures, avec utilisation courante de retardateurs de prise du béton, ce qui permet de confectionner des panneaux de 8 à 10 m de longueur [8].

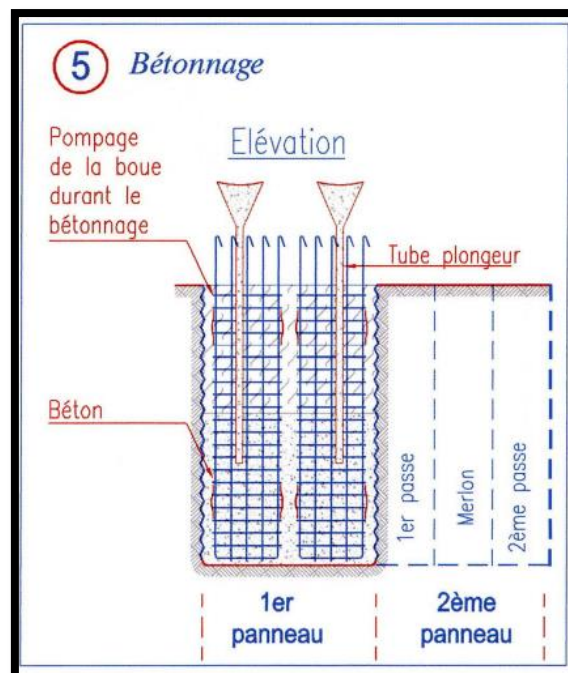


Figure II.17 : Bétonnage.

Chapitre II : Parois Moulées

Au fur et à mesure du coulage du béton, celui-ci descend en fond de fouille alors que la boue de bentonite s'évacue vers la surface, et canalisée pour être recyclée (Figure II.18). En tête du forage en surface, stagne un mélange du béton et de la bentonite qu'il faut éliminer par recépage jusqu'à atteindre le béton de bonne qualité [6].

Le béton utilisé doit avoir un dosage minimal de 350 kg en ciment par mètre cube de béton, un rapport eau/ciment inférieur à 0.6, et une ouvrabilité pendant toute la durée du coulage, avec éventuellement utilisation des retardateurs de prise (figure II.19) [8].



Figure II.18 : Deux tubes-plongeurs
et pompage boue.



Figure II.19 : Bétonnage avec deux
tubes plongeurs.

La paroi est autoportante dans le cas d'une excavation peu profonde, ce qui permet de la réaliser en une seule phase. Si l'excavation est profonde et étroite, le mur est érigé par étapes, avec des étais ou des entretoises installés à chaque étape pour couvrir l'excavation à mesure que la profondeur de l'excavation augmente. Enfin, si l'excavation est profonde mais pas trop large, les étais ou jambes de force sont remplacés par des tiges d'ancrage.

2.2.6 LES JOINTS ENTRE PANNEAUX

Les joints sont des points de connexion délicats entre les panneaux et sont couramment introduits pour assurer la continuité hydraulique en l'absence de capacité de charge. La technologie des coffrages à joints ne cesse de s'améliorer. Le moment de la construction de la structure et les connaissances de l'entreprise qui a assuré la construction peuvent fournir des informations utiles sur le type d'étanchéité. Les principaux types qui ont été ou sont encore utilisés sont énumérés ci-dessous. La technologie actuelle est limitée à deux ou trois procédés.

2.2.6.1 PORTE JOINT CWS (PALPLANCHES)

La paroi moulée est constituée de plusieurs panneaux. Le joint PVC WATERSTOP (Figure II.20) est utilisé en position verticale pour assurer l'étanchéité entre deux panneaux adjacents. Il est placé sur des palplanches pour maintenir le joint Water stop en place pendant l'installation, avant le bétonnage du panneau [33].



Figure II.20: Porte joint coffrage Water-Stop.



Figure II.21: Extraction d'une palplanche.

2.2.6.2 JOINT EN REMORDU

➤ Principe:

1. Réalisation des panneaux primaires;
2. Panneaux de fermeture en remordu;
3. Poursuite du cycle habituel (Figure II.22) [34].

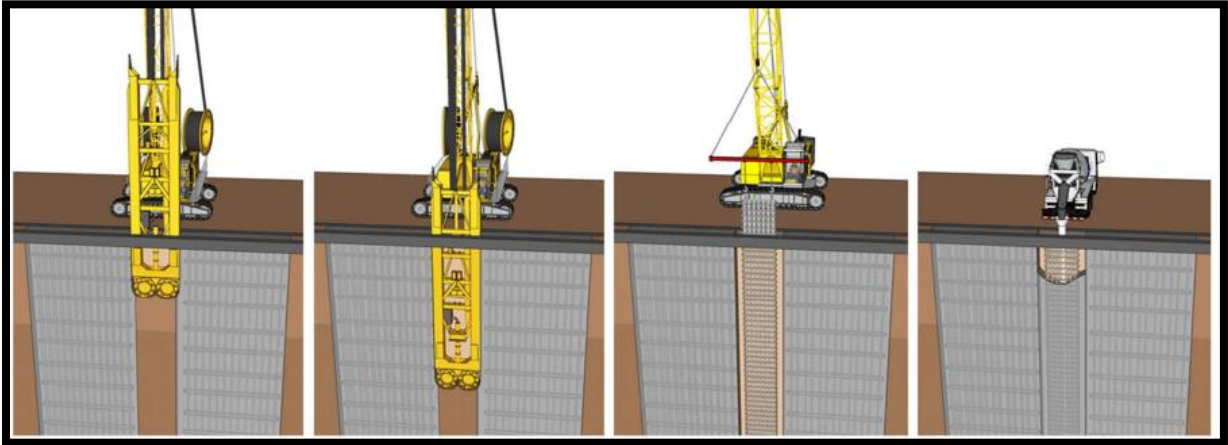


Figure II.22 : Extraction d'une Joint en remordu.

➤ Principe détaillé :

- Panneaux primaires (2,8m à 7m) ;
- Épaisseur du remordu (20 cm environ) [34].

➤ Dispositions constructives :

Pour les panneaux primaires Cage largeur réduite plus centrés (Figure II.23) et (Figure II.24).

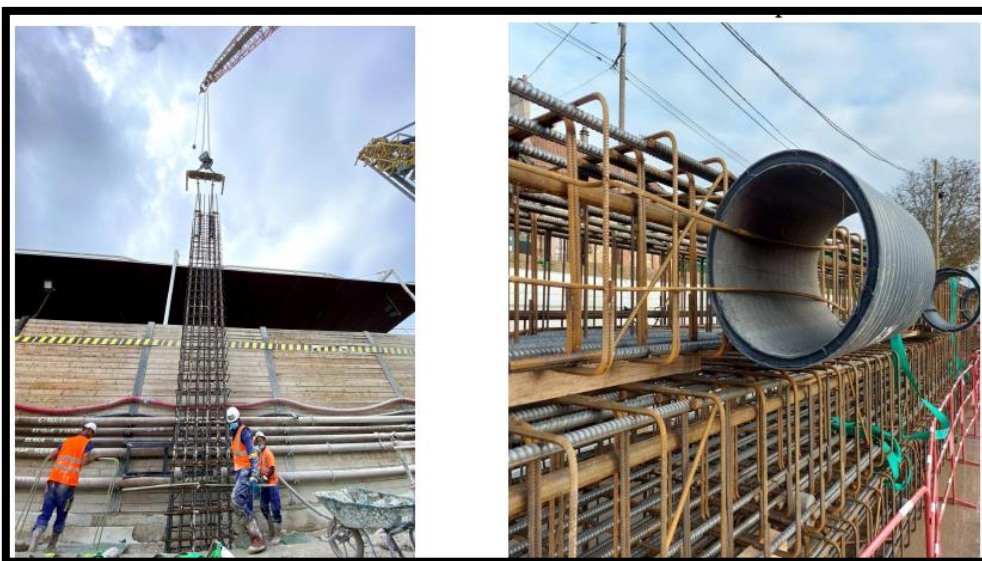


Figure II.23 : Équerres en FV.

Figure II.24 : Tubes Ecopals.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Suppression possible d'un atelier de benne. • Pas de risque lié au décoffrage des portes joints CWS. • Permet la réalisation de parois très profondes (jusqu'à 100 m et plus) 	<ul style="list-style-type: none"> • maîtrise du temps de prise vis-à-vis de l'ordonnancement pour remordre le béton • Pollution de la boue liée au ciment présent dans le béton remordu. • Mobilise le Cutter sur la quasi-totalité du panneau de fermeture • Demande des dispositions sur les cages d'armatures

Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des Joints en remordu.

2.2.6.3 JOINT MIXTE

Tirer profit des deux techniques (CWS + remordu). Réalisation des panneaux primaires (équipés de joint WS sur la hauteur forable à la benne Panneau de fermeture en remordu) (Figure II.25) [34].

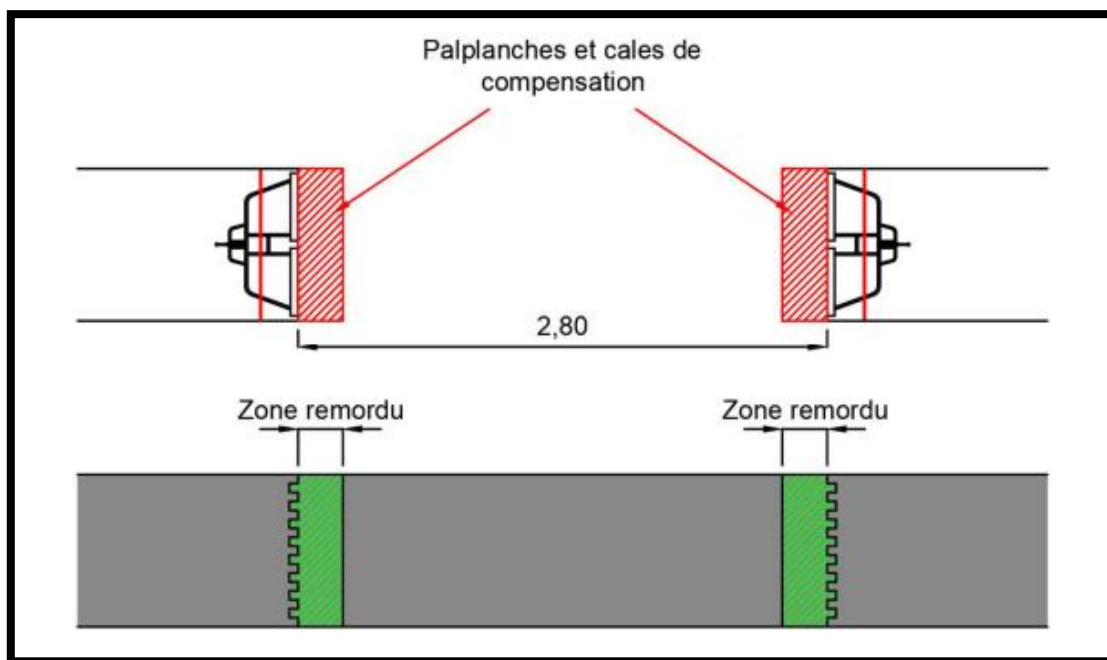


Figure II.25 : Joint mixte.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Évite les difficultés de décoffrage à grande profondeur • Évite la monopolisation de l'atelier cutter pour un remordu toute hauteur 	<ul style="list-style-type: none"> • Peut nécessiter une benne de dimension inférieure à 2,8m. • Transition benne cutter < 20/30 m.

Tableau II.3 : Avantages et inconvénients des Joints mixte.

Il n'y a pas de bonne ou de mauvaise solution. La solution doit tenir compte des éléments suivants :

- Caractéristiques structurelles : forme structurelle, diamètre, profondeur.
- Emplacement : par exemple, petit.
- Contexte géologique : horizon sécant. L'étanchéité entre les deux panneaux est garantie par un contact béton/béton au niveau du joint. Les joints ne sont pas toujours équipés de joints water stop (sauf CWS...).

2.2.7 EXEMPLES DE CHANTIERS DE REALISATION DES PAROIS MOULEES

Les figures (II.26) et (II.27) montrent des exemples instructifs de construction de parois moulées.

Chantier de réalisation d'une paroi moulée circulaire (Figure 2.26), épaisse de 0.82 m, ayant un périmètre de 66 m à Amponville (France), pour le soutènement des terres sableuses et remblais sur une profondeur de 27 m, dans le cadre du projet d'extraction des terres polluées au chlorophénol. Les travaux devaient être menés sous une tente dépressurisée.

La photo ci-dessous illustre l'opération de forage des 13 panneaux, d'une longueur unitaire variant entre 3 et 7 m, à l'aide d'une benne à câbles manutentionnée par une grue. La stabilité de la tranchée est assurée par la boue de bentonite [30].



Figure II.26 : (Photos : Chantiers de France N° 322, 1999) [30].

Réalisation des parois moulées dans le cadre du projet de liaison des villes Den Haag et Rotterdam (Pays Bas) par une ligne ferroviaire (Figure II.27), traversant un tunnel long de 3 km environ et profond de 21.5 m par rapport au terrain naturel (voir schéma). Le sol comporte une couche superficielle de sable, une autre de tourbe mélangée à l'argile molle, le tout surmontant un horizon sableux ensuite une couche pratiquement imperméable de sable

consolidé formant un substratum, horizon dans lequel le mur en paroi doit s'ancrer à une profondeur de 41 m. Les parois sont épaisses de 1.2 m [30].

Photo ci-dessous: pose et centrage de la cage d'armature avant le bétonnage.

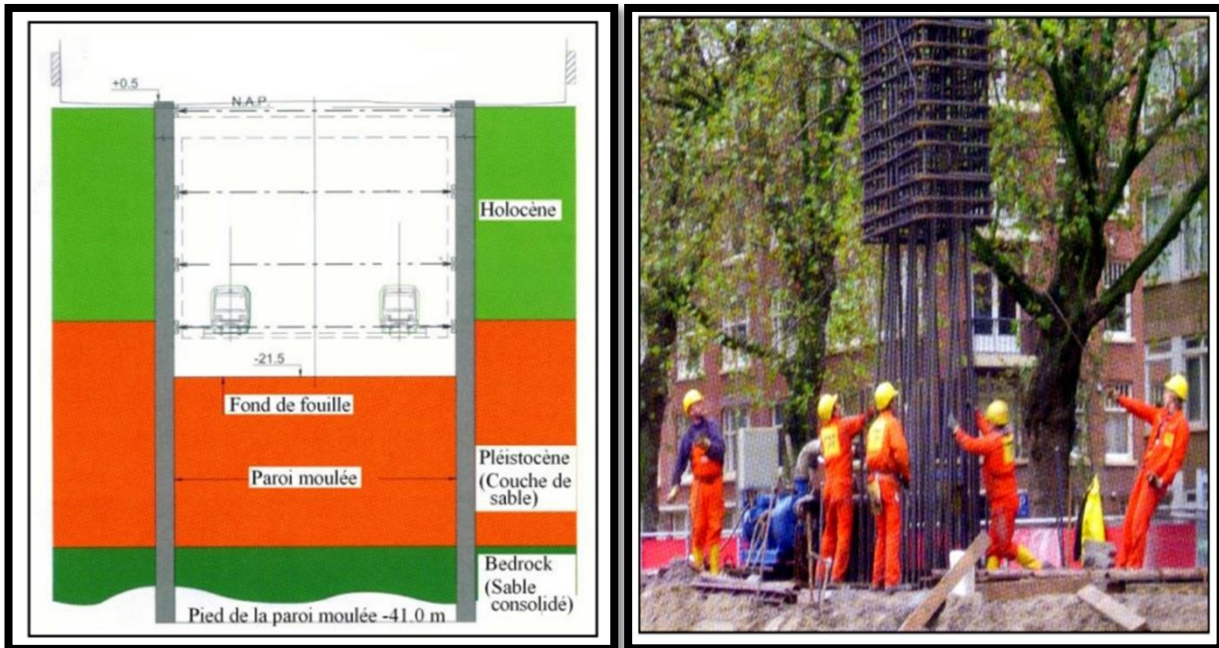


Figure II.27: (Photos: Deep Foundations Institute Journal, Vol. 1, No. 1, November 2007, pp: 19-27) [30].

2.2.8 PAROIS MOULÉES PRÉFABRIQUÉES

En plus des avantages d'une paroi moulée, celle en béton préfabriqué offre une façade attrayante, un matériau de meilleure qualité et l'utilise comme une construction permanente, comme les murs latéraux d'un métro ou d'une ligne souterraine (figure II.28).



Figure II.28. Vue des piédroits formés des parois préfabriquées dans le tunnel SNCF gare du Nord-Roissy (France) [6].

Une tranchée est creusée avec le même matériau que les parois moulées, la paroi préfabriquée est mise en place et elle est maintenue en suspension jusqu'à ce que le coulis prenne, remplissant l'espace entre la paroi et la partie préfabriquée (figure II.29).

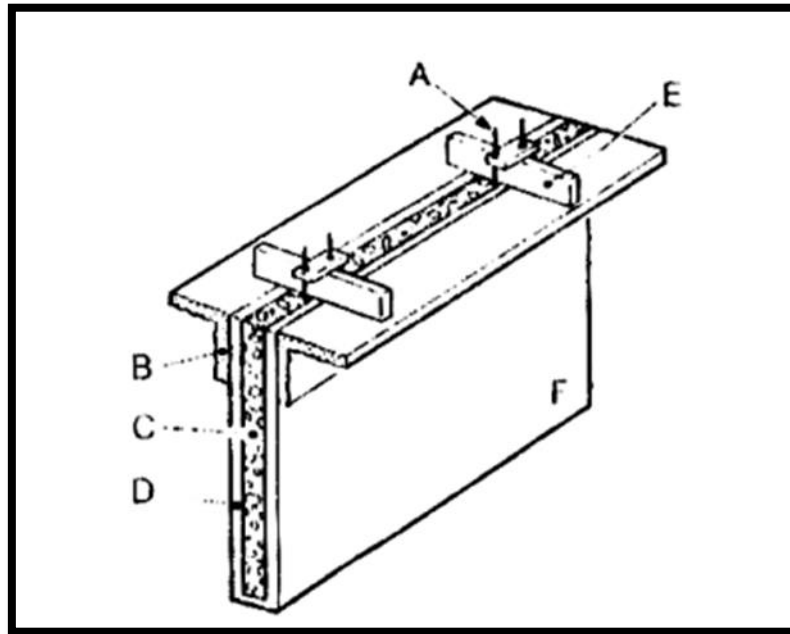


Figure II.29. Principe de réalisation d'une paroi en béton préfabriqué [9].

- A. système de réglage.
- B. murettes guides.
- C. élément préfabriqué.
- D. mélange de scellement.
- E. pièce de sustentation.
- F. flanc de la tranchée.

Le coulis utilisé peut être un coulis de ciment remplaçant la boue bentonitique, soit un mélange boue-ciment remplissant la double fonction de boue de forage et de coulis de scellement de l'élément du béton dans la paroi [9].

Ce type de mur est définitivement enfoui dans le sol, et est réalisé à une certaine distance de l'ouvrage. Citons à titre d'exemple les batardeaux, les enceintes provisoires de barrages, les voiles d'étanchéité à travers les digues et sous les barrages, les enceintes étanches pour la réalisation des fouilles et d'ouvrages sous la nappe sans rabattement de la nappe, et les écrans d'anticonatamination des nappes phréatiques par les déchets liquides [6], [7].

A la lumière des recherches récentes, on admet que la paroi moulée peut assurer la fonction d'une fondation profonde, c'est-à-dire la transmission des efforts périphériques provenant par exemple des murs porteurs de l'ouvrage au sol avoisinant. Une telle paroi, souvent appelée barrette, s'obtient par combinaison de différents éléments en paroi moulée, aboutissant aux diverses formes, schématisées à (la figure II.30) [30].

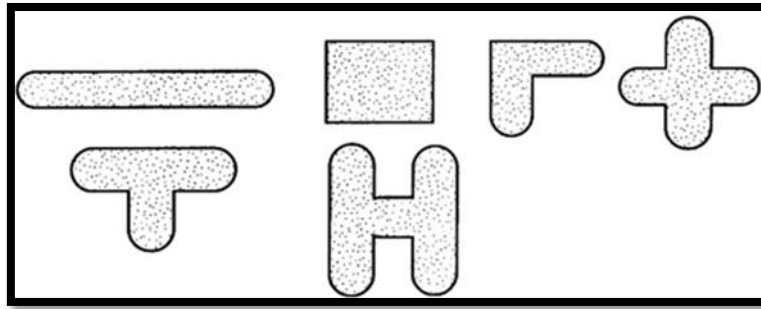


Figure II.30. Différentes formes d'une barrette.

2.2.9 DOMAINE D'APPLICATION

La paroi moulée est parfaitement adaptée à la présence d'eau dans le sol. La totalité de l'écran est exécutée avant l'excavation, ce qui simplifie beaucoup le terrassement. L'écran constitué en béton armé peut avoir un usage provisoire ou permanent ; dans ce dernier cas, il est intégré à l'ouvrage définitif. Du fait de sa forte inertie, une paroi moulée est beaucoup moins déformable qu'une paroi berlinoise ou qu'un rideau de palplanches, ce qui est primordial lors de l'exécution d'un écran en site urbain (tunnels, parkings souterrains). [2]

Une paroi moulée, en plus de son rôle de soutènement, peut assurer des fonctions :

- de fondation,
- d'étanchéité.

2.3 COMPORTEMENT MÉCANIQUE D'UNE TRANCHÉE

En dépit de l'utilisation systématique de la boue bentonitique dans les tranchées de paroi moulée, une interprétation satisfaisante de son effet mécanique sur la stabilité des faces de la tranchée n'a paradoxalement pas été donnée jusqu'à ce jour. Mais on sait que la boue pénètre dans les vides du sol sur les deux faces et forme une couche épaisse très imperméable appelée cake, contribuant à réduire considérablement la perméabilité du sol et à augmenter sa cohésion [7].

Comme le schématise (la figure II.31), considérons une tranchée longue de L , remplie d'une boue de bentonite ayant un poids volumique γ_b et située à une profondeur z_1 par rapport au terrain naturel, dans un sol pulvérulent caractérisé par un angle de frottement interne φ . A une profondeur z , en considérant un équilibre de limite de poussée, sur les faces de la tranchée s'exercent [30]:

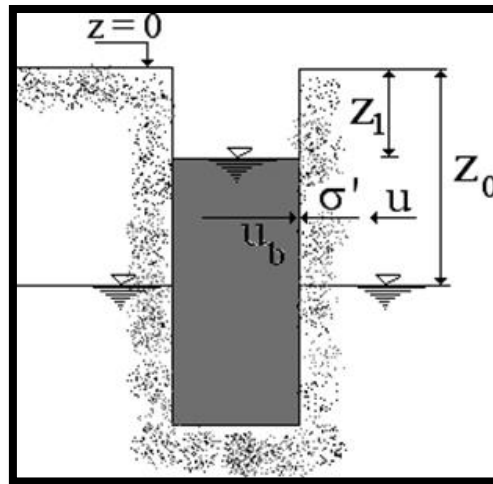


Figure II.31. Schéma d'une tranchée de paroi moulée [30].

- La pression limite de poussée du sol :

$$P_a' = \sigma_h' = K_a[\gamma z_0 + \gamma'(z - z_0)]$$

- La pression interstitielle de l'eau :

$$U = \gamma_w (z - z_0)$$

- La pression hydrostatique de la boue :

$$U_b = \gamma_b (z - z_1)$$

- La stabilité de la tranchée se traduit par l'inégalité :

$$\sigma_h' \leq u_b - u$$

Autrement dit, la tranchée ne doit pas dépasser une profondeur limite z_c , telle que :

$$z \leq z_c = \frac{[\gamma_w - k_a(\gamma - \gamma')]z_0 - \gamma_b z_1}{k_a \gamma' + \gamma_w - \gamma_b}$$

Cette équation indique que si la nappe phréatique et la vase sont toutes les deux en surface ($z_1 = z_0 = 0$), aucun équilibre n'est atteignable.

On supposer que :

La profondeur limite d'une tranchée de paroi moulée dans un sol sableux lâche caractérisé par un angle de frottement de 35° . (Figure II.31).

Un poids volumique sec $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$.

Un coefficient de poussée de Rankine $K_a = 0,26$.

Remplie d'une boue ayant un poids volumique $\gamma_b = 15,7 \text{ kN/m}^3$ ($z_1 = 0$).

En cas d'une nappe à $z_0=1$ m.

$$\gamma' = 9,7 \text{ kN/m}^3.$$

$$Z_c = \frac{[10 - 0,26(17 - 9,7)]}{0,26 \times 10,7 + 15 - 10,3} = 2,04 \text{ m}$$

On suppose également que le sol est plutôt sec, la profondeur limite, en cas d'une boue à 1 m de la surface, n'est que de :

$$Z_c = \frac{\gamma_b z_1}{-k_a \gamma_d + \gamma_b} = 1,4 \text{ m}$$

Cette équation démontre que la pression de poussée augmente avec la profondeur.

$$P_a' = \gamma L \frac{\text{tg}^2\left(\frac{\pi - \varphi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\sin 2\varphi} \left[1 - \exp\left(-\frac{z}{L} \sin 2\varphi\right) \right]$$

Dans un sol purement cohésif ($\varphi=0$) et saturé, l'exigence de stabilité définie par l'équation $\sigma_h' = u_b - u$ conduit dans le sol et les pressions de poussée des boues de forage à s'écrire comme suit :

➤ La pression limite effective de poussée du sol :

$$P_a = P_a' + u = K_a \gamma' z - 2C_u + u$$

➤ La pression interstitielle de l'eau :

$$u = \gamma_w z$$

➤ La pression hydrostatique de la boue :

$$u_b = \gamma_b z$$

L'équilibre des efforts à une profondeur limite z_c , aboutit à :

$$\frac{1}{2} K_a \gamma' z_c^2 - 2C_u z_c + \frac{1}{2} \gamma_w z_c^2 = \frac{1}{2} \gamma_b z_c^2$$

On obtient ainsi la profondeur limite : [10]

$$Z_c = \frac{4C_u}{k_a - (\gamma_b - \gamma_w)}$$

En considérant un équilibre limite de Rankine ($K_a=1$), on retrouve :

$$Z_c = \frac{4C_u}{\gamma_{sat} - \gamma_b}$$

$$Z_c = \frac{NC_u}{k_0 \gamma' - (\gamma_b - \gamma_w)}$$

$N=4(1+B/L)$ est dit Facteur de stabilité de la tranchée [11].

Sauf indication contraire, le coefficient des pressions des terres peut être pris égal à 1.

Exemple

Considérons une tranchée verticale de 0,5 m de large et 10 m de long creusée dans un sol argileux saturé avec une cohésion non drainée de 20 kPa et une densité saturée de 20 kN/m³. La profondeur limite z_c en l'absence de boue de forage est de $4 \times 20 / 20 = 4$ m, cependant avec la présence de boue de bentonite de densité 10,3 kN/m³, l'équation z_c donne $N = 4,2$ et $z_c = 8,7$ m.

2.4 METHODE DE CALCUL DU TASSEMENT

Cassan (1978) a présenté une méthode de calcul du tassement en tête de la barrette, à la base de la théorie de transfert de charges.

$$B_0 = \frac{E}{L\phi(m)}$$

E est le module de déformation élastique du sol, estimé à partir du module pressiométrique E_M par Ménard.

$$E = \frac{E_M}{\alpha}$$

La fonction Φ est donnée dans le cas courant d'une barrette ayant une hauteur $H > L/5$ par l'expression suivante [25]:

$$\phi(m) = 1 + \text{Log}_{10}(m) = 1 + \text{Log}_{10} 2 \frac{H}{L}$$

m Est un facteur géométrique représentant au facteur 2 près l'élancement de la barrette.*

Le paramètre R_0 est déduit de la formule du tassement d'une semelle rectangulaire dans la cadre de la méthode pressiométrique, en notant respectivement par v_p et q_p le tassement et la pression verticale en pointe de la barrette, et par B_0 une dimension de référence égale à 0.6m [30] :

$$V_p = \frac{4}{18E_m} (q_p - \sigma_{v0}) B_0' [\gamma_d \frac{B}{B_0'}]^\alpha + \frac{\alpha}{9E_m} (q_p - \sigma_{v0}') \lambda_s B$$

On a:

$$R_0 = \frac{q_p - \sigma_{v0}}{v_p} B$$

La combinaison des deux équations précédentes donne la formule R_0 indiquant qu'il s'agit d'un module de réaction :

$$R_0 = \frac{9E_M}{\alpha\lambda_s + 2\frac{B_0'}{B}\left(\lambda_d\frac{B}{B_0'}\right)}$$

L'équation du tassement d'un pieu dans un sol homogène étant valable ici, son intégration donne le tassement v_0 en tête de la barrette :

$$v_0 = \frac{Q}{L} \frac{1 + \frac{R_0 \tanh(aD)}{aBE_p}}{R_0 + aBE_p \tanh(aD)}$$

Q/L est la charge verticale répartie (kN/m) en tête sur la longueur de la barrette et a est un paramètre ayant la dimension inverse d'une longueur, est donné, en fonction du rayon moyen ρ de la barrette, par [30] :

$$a = \sqrt{\frac{B_0}{\rho E_p}}$$

$$\rho = \frac{B}{2\left(1 + \frac{B}{L}\right)}$$

En cas d'un chargement horizontal par des efforts en tête de la barrette, il est possible de déterminer son déplacement et les efforts internes dus à la flexion, par le biais de la méthode des courbes P-Y [31].

La forme rectangulaire de la barrette, fait que la réaction horizontale globale P du sol à une profondeur donnée, au déplacement horizontal u à cette même profondeur, est due d'une part aux efforts de frottement latéral horizontal s s'exerçant sur la partie du périmètre parallèle au sens du déplacement u , et d'autre part aux pressions frontales s s'exerçant sur la plus grande largeur de l'élément perpendiculairement au sens de u [31].

La longueur L_s de calcul des frottements latéraux horizontaux est égale à la longueur de la barrette diminuée de sa largeur, soit [25]:

$$L_s = L - B$$

$$P = P_1 + P_2$$

Ainsi, en cas d'un chargement de longue durée, la résistance latérale de la barrette est égale à $BP_f + 2q_s L_s$, B étant la largeur de la barrette [30].

L'ensemble de la courbe de réponse, comme le montre la (figure II.33), est tri linéaire, avec des pentes initiales K_1 et K_2 calculées en superposant les portions initiales des courbes frontale et tangentielle.

Une fois les courbes P-Y construites, le recours à un logiciel de calcul à partir des courbes PY permet une analyse performante en déplacements latéraux de la barrette. On obtient à partir des logiciels courants de calcul les résultats en termes d'efforts internes et les déplacements résultants.

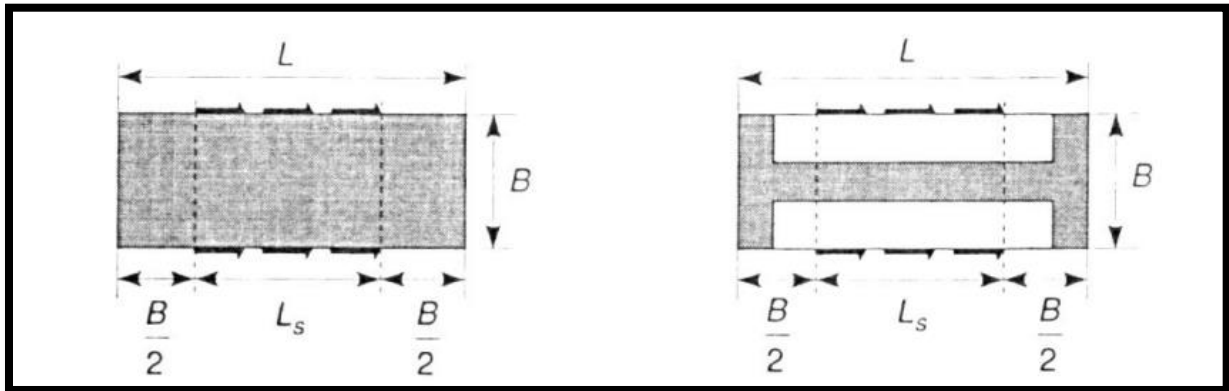


Figure II.32. Superposition des courbes de réaction frontale et tangentielle [10]

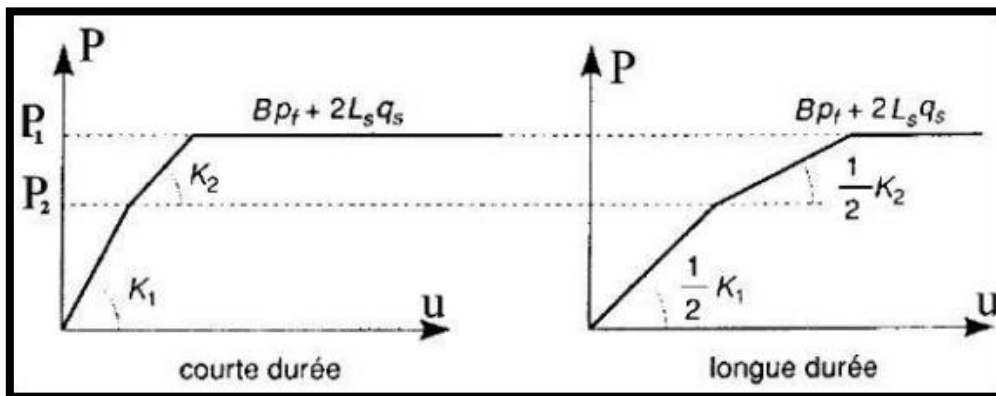


Figure II.33. Schéma de réaction latérale d'une barrette.

2.5 PATHOLOGIES DES PAROIS MOULEES

Les difficultés et incidents rencontrés dans l'exécution des parois moulées dans le sol, deviennent de plus en plus rares à mesure que cette technique se répand. C'est actuellement un procédé sûr, permettant des excavations profondes sous la nappe phréatique. Les désordres observés sont essentiellement, soit l'éboulement du terrain lors de l'excavation (Figure II.35), soit un défaut d'étanchéité des joints entre les panneaux (Figure II.34) [6].



Figure II.34 : Défaut d'étanchéité des joints entre les panneaux de paroi moulée.



Figure II.35 : L'éboulement du terrain lors de l'excavation de paroi moulée.

Pour réduire significativement les éboulements, il est nécessaire de surélever les murettes-guides, ce qui permet de remonter le niveau de la boue.

L'obligation d'exécuter la paroi par panneaux bétonnés, entraîne la réalisation, entre chaque panneau, d'un joint. On se contente souvent de la simple adhérence du béton frais sur le béton précédent [6], Et comme nous l'avons dit au-dessus, il y a des Défaut. Pour remédier à ces défauts dans l'exécution de la paroi, Les éléments préfabriqués sont descendus dans un coulis auto-durcisseur de Bentonite-Ciment qui Remplit la tranchée exécutée. Outre la qualité d'exécution de la paroi cette méthode permet de réduire les épaisseurs, ce qui est particulièrement intéressant dans les zones urbaines, elle donne un parement intérieur fini supprimant toute nécessité de piquage et de ragréage.

3 CHAPITRE III : METHODE CLASSIQUE DE CALCUL DES ECRANS DE SOUTENEMENTS

3.1 INTRODUCTION

Le comportement d'une paroi est en réalité extrêmement complexe, puisqu'il découle de l'interaction sol-mur-structure et dépend donc de pléthore d'aspects. De plus, le dimensionnement d'une paroi est dépendant de la fonction remplie par le mur et doit tenir compte des nombreuses étapes de manifestation.

Il n'y a pas de règle mathématique précise pour le mur comme support, comme pour les fondations ou les ancrages. Néanmoins, l'Eurocode-7 dispose de règles de dimensionnement et définit les états limites et les actions de contraintes en catégorisant les ouvrages de soutènement en trois grandes catégories :

- Les murs-poids qui fonctionnent principalement par le poids.
- Les écrans de soutènement qui comprennent entre autres, les rideaux de palplanches et les parois moulées.
- Les murs composites qui combinent des éléments des deux premières catégories.

A titre de rappel, les états limites relatifs aux écrans de soutènement sont définis par l'Eurocode-7, comme suit [12] :

1. instabilité d'ensemble,
2. rupture d'un élément de la structure tel qu'un mur ou un écran, un ancrage, un étai ou un bouton, ou rupture de la liaison entre de tels éléments,
3. rupture combinée dans le terrain et dans les éléments de structure,
4. rupture par soulèvement hydraulique et érosion régressive,
- 5) mouvements de l'ouvrage de soutènement susceptibles de provoquer la ruine ou d'affecter l'aspect ou l'efficacité de l'utilisation de l'ouvrage, des ouvrages voisins ou des services qui en dépendent,
- 6) fuites inacceptables à travers ou par-dessous le mur ou l'écran,
- 7) transport inacceptable de particules de sol à travers ou par-dessous le mur ou l'écran,
- 8) modifications inacceptables de l'écoulement de l'eau souterraine,
- 9) rupture par rotation ou translation de l'écran ou de certaines de ses parties,
- 10) rupture par défaut d'équilibre vertical, ce qui nécessite de vérifier la capacité portante du sol sous les charges verticales appliquée au rideau.

Dans le cadre de la fonction soutènement, une paroi se calcule avec les méthodes suivant :

- Méthodes de la théorie de poussée/butée des écrans,
- Méthodes de la théorie au module de réaction,
- méthode des éléments finis.

Les modèles de calcul décrits par l'Eurocode 7-1 (2004), par exemple, sont des modèles analytiques, semi-empiriques ou numériques. S'il n'existe aucun modèle mathématique fiable pour une certaine condition limite, des tests de charge ou la technique d'observation peuvent être utilisés. La technique de choix dépend ensuite entièrement de l'utilisateur.

Delattre (2001) classe les méthodes de calcul des murs de soutènement en cinq familles :

- les méthodes dites « classiques ». faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres.
- la méthode du coefficient de réaction, prenant en compte une certaine interaction sol-structure.
- la méthode des éléments finis, développée à partir des années 1970.
- les méthodes empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages.
- les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité. [17].

Cette section traite du travail effectué en utilisant la première approche décrite ci-dessus. Cette technique utilise les critères de rupture et ne tient pas compte de la rigidité particulière des rideaux. Cette stratégie a l'avantage d'être simple. D'autre part, l'évaluation des efforts dans les murs de soutènement, en particulier les moments de flexion maximaux, est approximative, ce sont les efforts qui régissent le type de mur. Il ne peut être utilisé que pour des travaux préliminaires ou minuscules [30].

3.2 THEORIES DE CALCUL DES PRESSIONS DES TERRES

- Il existe différentes théories pour calculer la poussée et la butée sur les écrans de soutènement.

Les plus connues sont :

3.2.1 THEORIE DE COULOMB

Le sol est apparenté à un bloc qui glisse sur une surface.

L'équilibre des forces en jeu (poids, réaction et frottement à la base du bloc, inclinaison de la force sur la paroi) permet de déterminer les forces de poussées et butées [19].

L'approche entière ne sera pas expliquée ici, bien qu'elle produise des résultats satisfaisants dans des sols homogènes et de frottant.

3.2.2 THEORIE DE RANKINE

L'ensemble de massif est considéré comme dans l'équilibre plastique, et la condition équilibrée est reconnue pour tous les emplacements placés à la même profondeur. On pense que les lignes coulissantes sont droites. Lorsque les parois du mur sont suffisantes, le sol peut entrer dans un équilibre de poussée active si elle participe au mouvement du mur et à la butée passive s'il est résisté (Figure III.1).

3.2.3 THEORIE DE BOUSSINESQ

Boussinesq (1882) a amélioré la théorie de Rankine en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement G sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran [20]. (Figure III.1).

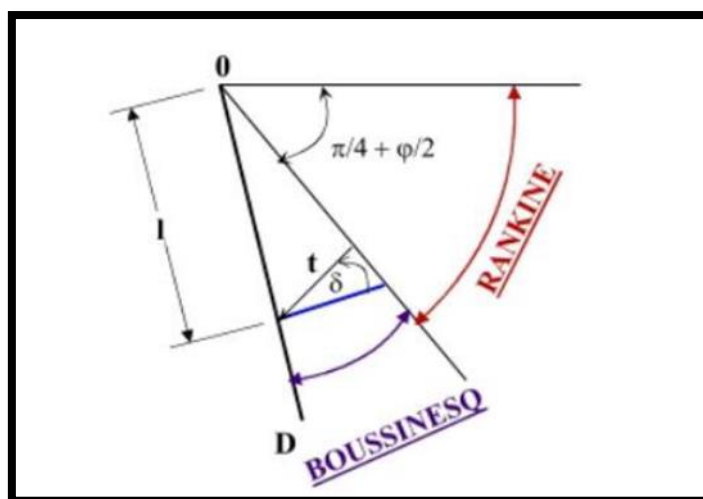


Figure III.1 : L'équilibre Rankine-Boussinesq.

3.3 LE CONCEPT DE POUSSEE ET DE BUTEE

Considérez un écran mince vertical lisse dans un tas de sable. Au repos, il est par définition, sensible à la poussée (Figure III.2).

Un équilibre limite dit de butée (ou passif) est obtenu en supprimant le semi-massif gauche et en faisant glisser l'écran parallèlement à lui-même vers la droite.

En le déplaçant vers la gauche, il se produit un équilibre de poussée (ou actif). La figure 1 représente la force horizontale F à appliquer à cet écran pour le déplacer d'une longueur ε [15].

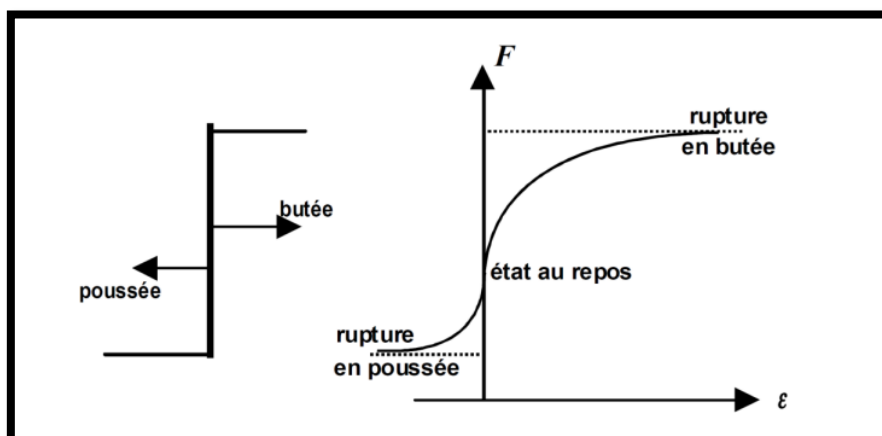


Figure III.2 : Principe de la poussée et de la butée.

Dans les parois moulées le déplacement est très minimum ceci nous donne un état de contrainte entre un état de repos et état de poussée d'une part, l'autre part la butée aussi ne sera pas mobilisée comme dans les autres types de soutènement. On aura une butée légèrement proche de l'état de repos

3.3.1 ETAT DES SOLS AU REPOS

A la profondeur Z sous un remblai indéfini :

- La contrainte effective verticale (sur une facette horizontale) est

$$\sigma'_v = \gamma' \cdot z$$

- La contrainte horizontale sur une facette verticale), s'il n'y a pas déplacement latérales :

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 Étant, par définition, le coefficient des terres au repos [26].

EXEMPLES

- Pour un sable $K_0 = 1 - \sin \varphi$.
- Pour les argiles molles et les vases $K_0 = 1$.
- Pour les argiles normalement consolidées $K_0 \approx 0.5$ [27].

3.3.2 TERRAINS EN BUTEE

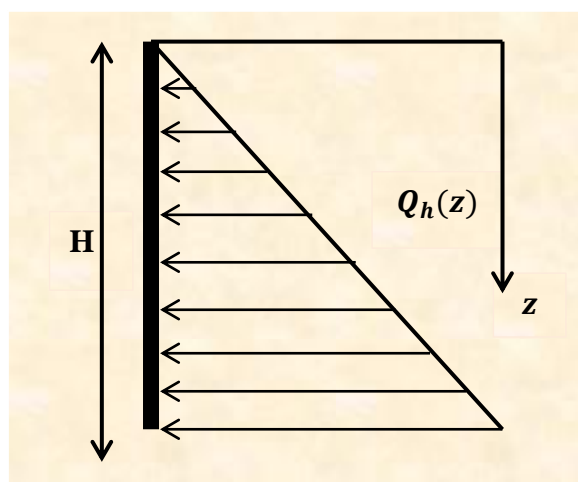
L'action des terres en rupture par butée sur une paroi est une contrainte qui est notée σ_h . Cette contrainte croit avec la profondeur, elle dépend de la contrainte verticale, et d'une caractéristique du sol qui est l'angle de frottement interne noté φ . [18] :

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_p \quad \text{Avec} \quad K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

K_p : Coefficient de butée des terres, état passif

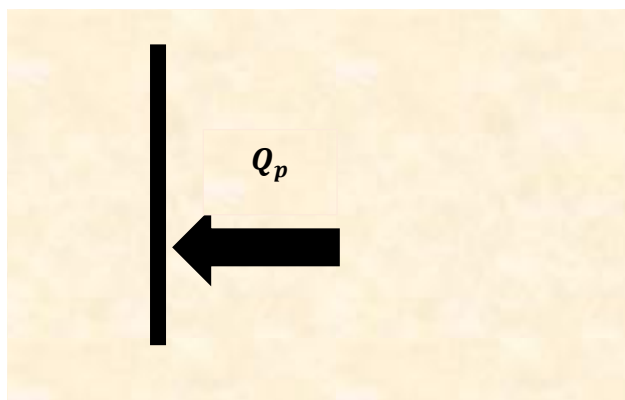
Une contrainte horizontale de: $\sigma_h(z) = \gamma \cdot z \cdot K_p$

Est appliquée derrière un écran vertical de hauteur H, un terrain de poids volumique γ et un angle de frottement interne de φ .



La force de butée passive résultante désignée Q_p , est égale à:

$$Q_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_p$$



3.3.3 TERRAINS EN POUSSEE

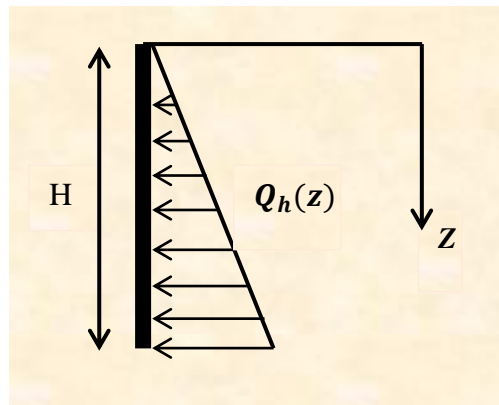
Nous avons, comme nous l'avons dit en les terrains en butée.

$$\sigma_h = \sigma_v \times K_a \quad \text{Avec} \quad K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

K_a : Coefficient de poussée des terres, état actif.

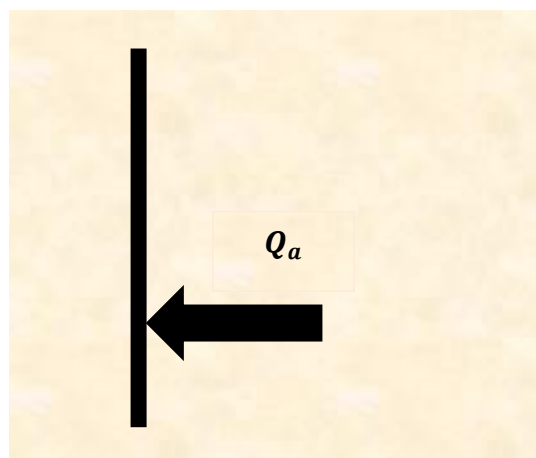
Une contrainte horizontale de : $\sigma_h = \gamma \times z \times K_a$

Est utilisé derrière un écran vertical avec une hauteur de H, un terrain de poids de volume γ et un angle de frottement interne φ .



La force de poussée active résultante désignée Q_a , est égale à:

$$Q_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 K_a$$



3.4 METHODES EMPIRIQUES

Plusieurs auteurs ont étudié en profondeur, depuis 1943, le comportement des écrans. Ces études ont permis de développer de nouvelles méthodes de calcul.

La recherche de nouveaux modèles de calcul pour tenir compte des distributions de la poussée des terres se heurte aux limites des outils disponibles à l'époque.

Basé sur un grand nombre de comportements d'ouvrages observés. Les déformations des soutènements d'excavations et du massif d'accompagnement seront évaluées par cette méthode semi-empirique.

Nous fournissons ci-dessous quelques conseils sur la méthode empirique de Tschebotarioff ainsi que sur les méthodes plus théoriques de Rowe.

3.4.1 LA METHODE DE TSCHEBOTARIOFF

Entre 1941 et 1949, les travaux de Tschebotarioff consistent principalement en des essais menés sur des modèles réduits d'écrans de soutènement.

Ces essais ont porté sur des écrans flexibles qui étaient collés sur plus de 30 % de toute leur hauteur dans du sable modérément dense à dense et soutenus au sommet par un mécanisme de support.

Les principaux résultats portent, d'une part, sur la répartition des pressions exercées sur l'écran par les terres soutenues et, d'autre part, sur la répartition des pressions en fiche de l'écran, pour différentes étapes de remblayage ou d'excavation du soutènement (Figure III.3).

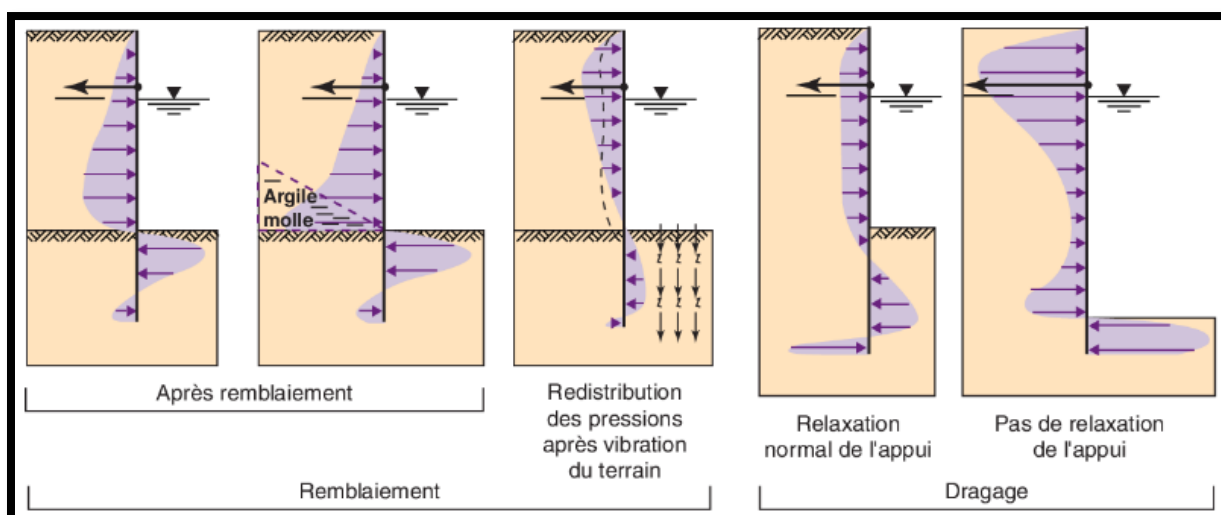


Figure III.3 : Distributions de pressions trouvées à l'issue de différentes procédures de construction [d'après Tschebotarioff et Brown, 1948] [28].

CHAPITRE III : Méthode Classique De Calcul Des Ecrans De Soutènements

Qualitativement, pour les longueurs de fiche testées par Tschebotariouff, on observe un encastrement de l'écran dans le sol provoqué par une forte mobilisation de la butée en partie haute de fiche et une contre-butée en partie basse, et les valeurs atteintes sont proches de la pression des terres au repos.

Cet encastrement se traduit par un point de moment fléchissant nul coïncidant avec le plan de lit de l'excavation. Ce dernier résultat a poussé Tschebotariouff à proposer une nouvelle méthode de redimensionnement des écrans souples ancrés en tête et encastres dans du sable, basée sur le principe :

- d'une fiche égale à 30 % de la hauteur totale.
- et d'une articulation de l'écran au niveau du fond de la fouille [29].

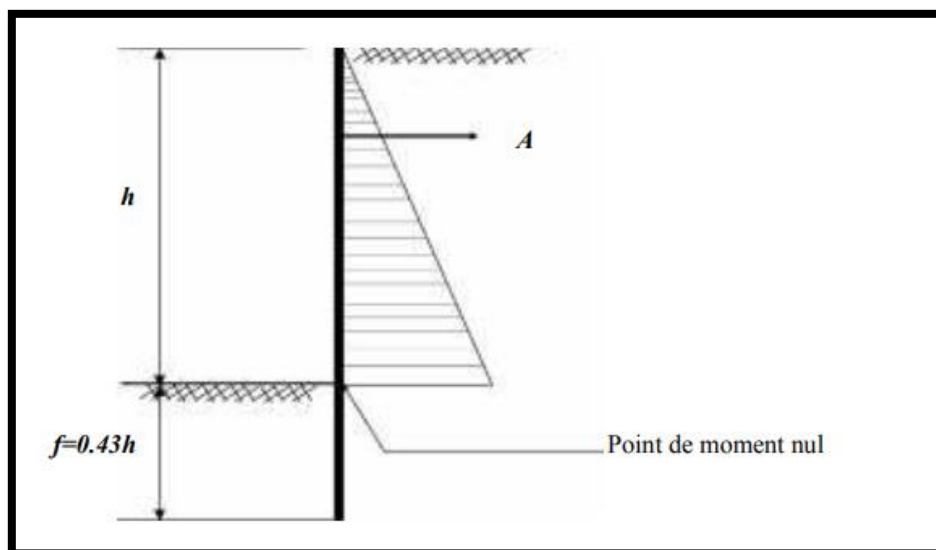


Figure III.4 : Schéma de calcul de Tschebotariouff [29].

Pour un écran battu dans un milieu graveleux et derrière lequel on remblaie ensuite avec un matériau également graveleux, Tschebotariouff propose la méthode de calcul suivante schématisée sur (la figure III.4).

On adopte d'abord une fiche $f = 0,43 H$ qui doit donner, d'après les résultats des essais de Princeton, un coefficient de sécurité de l'ordre de 2 par rapport à la rupture d'ensemble.

Tschebotariouff recommande d'adopter un coefficient de poussée K_a' .

$$K_a' = K_a \left(1 - 0.3 \frac{t}{H} \right)$$

t Représente la distance entre la tête de l'écran et l'ancrage.

3.4.2 METHODE DE ROWE

Lorsque l'on désire aborder l'étude du comportement normal des parois moulées sous un angle plus théorique, la principale difficulté réside dans la détermination des contraintes appliquées au l'écran, et plus exactement dans la détermination mathématique de la relation qui lie la déformation de l'écrans et la distribution des contraintes si tant est que cette relation existe alors que le sol est en état d'équilibre surabondant [16].

Rowe (1952) a tenté d'étudier plus en détail ce phénomène en réalisant une série d'essais sur maquettes utilisant des matériaux de différentes densités relatives (gravier, sable, cendre, copeaux de bois).

Ceci le conduit à évoquer des réductions supplémentaires des sollicitations dues à la mobilisation de butée dans le sol au-dessus du niveau d'ancrage. à la mobilisation d'une force de cisaillement en pied d'ouvrage et à l'influence de l'ancrage, de la fiche et de la flexibilité de l'écran sur les efforts verticaux appliqués à l'écran [29].

La (figure III.5). Montre la variation du moment fléchissant maximal en fonction du logarithme de $\frac{K_e}{r}$ pour les valeurs les plus utiles de α .

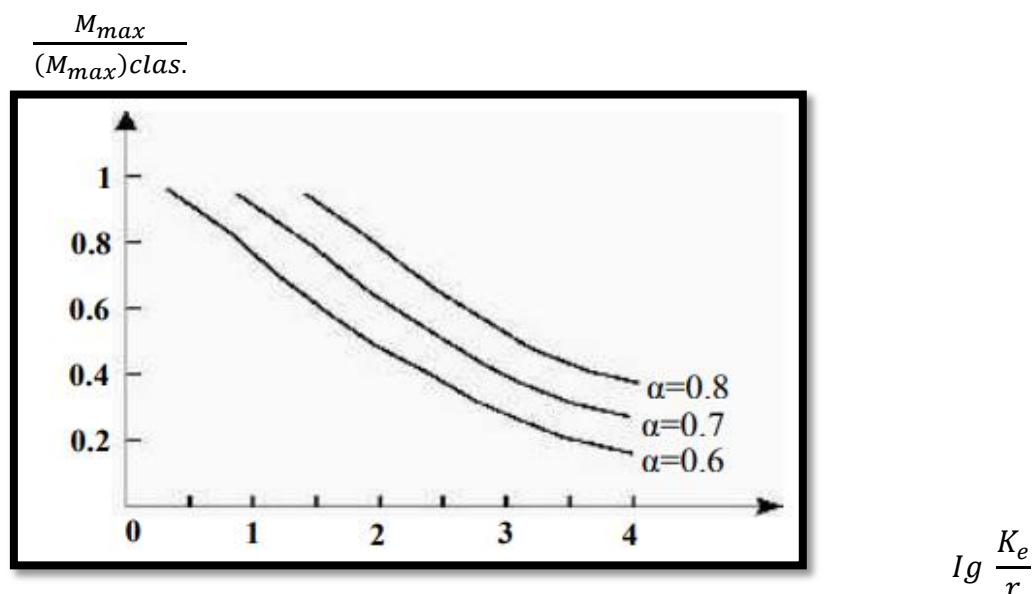


Figure III.5 : Réduction du moment fléchissant maximal en fonction de la rigidité de la paroi [16].

3.4.3 APPROCHE ALLEMANDE

L'approche allemande recommande la redistribution de la poussée des terres selon le type de soutènement et les conditions d'appui. Les figures suivantes (figure III.6) montrent la redistribution de la poussée pour des parois moulées ou des parois de pieux forées. La poussée est fortement influencée par la présence, le nombre et la disposition des ancrages.

CHAPITRE III : Méthode Classique De Calcul Des Ecrans De Soutènements

Ces derniers empêchent l'écran de se déplacer de façon à ce qu'une zone de poussée puisse se mobiliser et le diagramme des poussées n'est plus triangulaire [29].

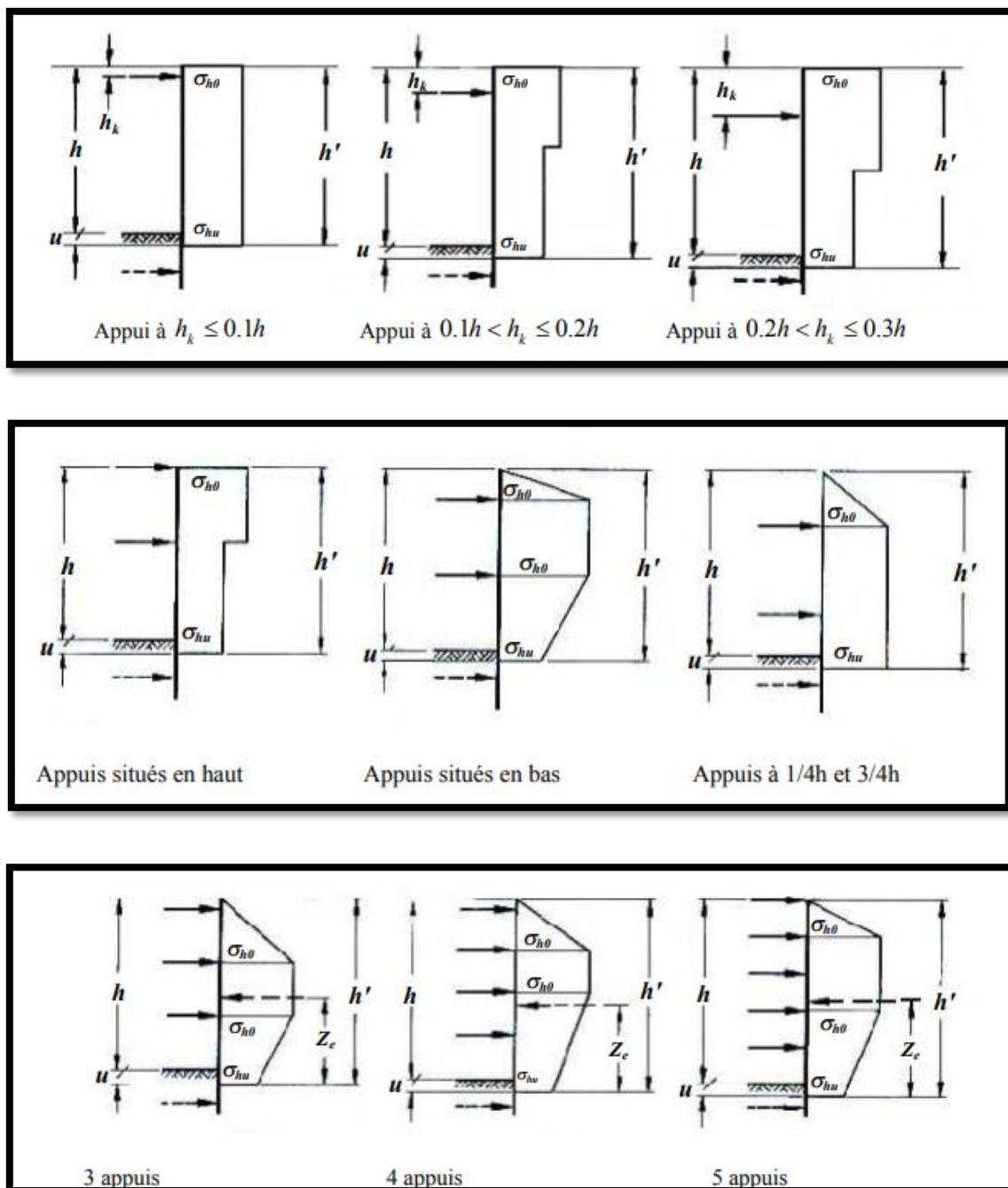


Figure III.6 : Répartition approchée de la poussée en fonction de la Position et du nombre d'ancrages sur parois moulées [29].

3.5 METHODES DE LA BUTEE SIMPLE

Dans cette méthode, on suppose que la fiche est suffisamment faible et l'écran suffisamment rigide pour ne pas solliciter de contrebutée en pied, uniquement une butée maximale en aval.

Une première fiche f' est obtenue en faisant l'équilibre en moment par rapport au point d'ancrage, ce qui permet d'obtenir une équation au troisième degré. L'effort dans le tirant F_T est obtenu par équilibre avec les efforts de poussée F_T et de butée F_P : $F_T = F_a - F_P$.

La fiche ainsi calculée correspond à un coefficient de sécurité de F prendre une sécurité sur la butée, il est conseillé de choisir une fiche réelle $f = f' \cdot \sqrt{2}$ Pour un rideau battu dans du sol pulvérulent, et $f = 2 \cdot f'$ dans un sol purement cohérent.

Si le rideau est plus flexible, une contrebutée peut apparaître, il faut alors utiliser la méthode du rideau encastré (Figure III.7) [19].

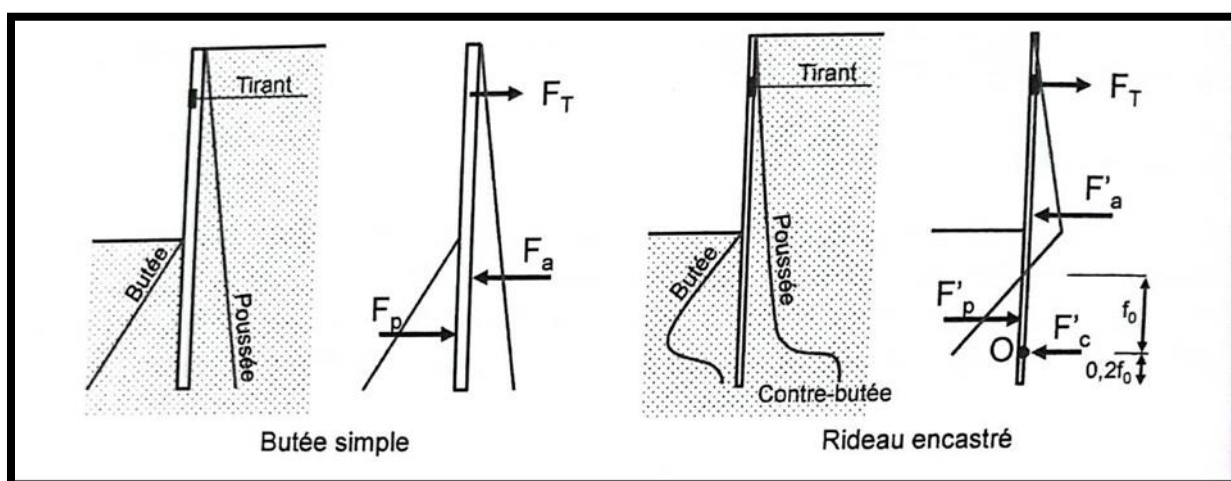
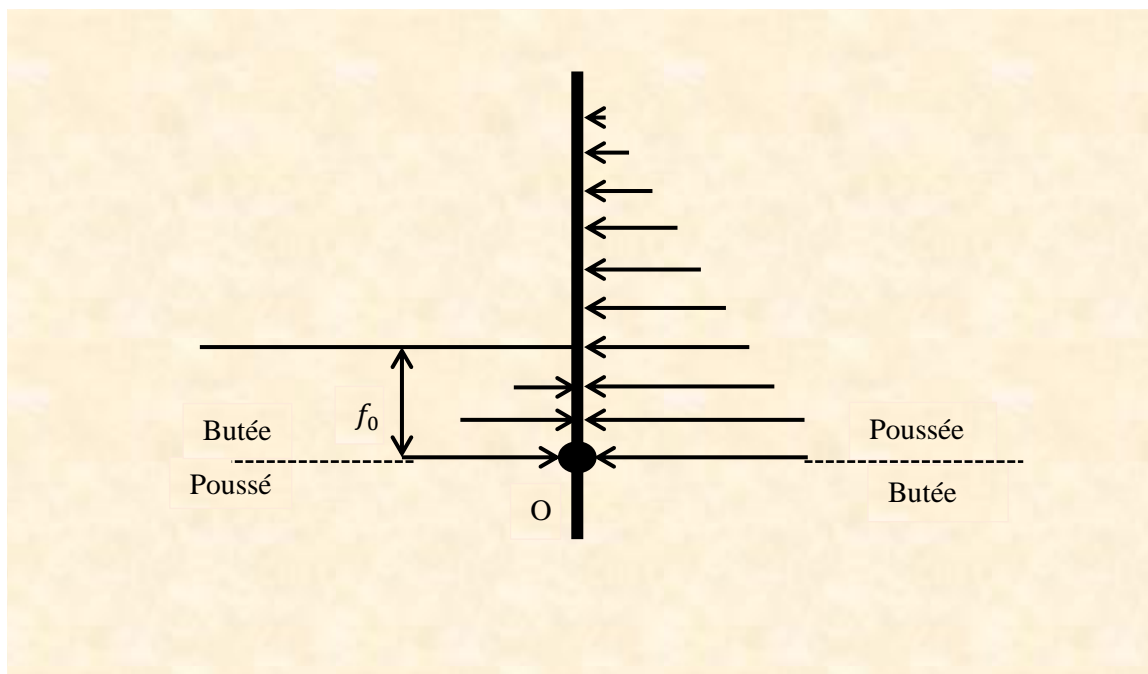


Figure III.7 : Représentation des diagrammes poussée-butée des méthodes de la butée simple et du rideau encastré.

3.5.1 PAROI SANS ANCRAGE AVEC CONTREBUTEE



On considère le point O comme un point de rotation de position inconnue. En ce point on admet qu'il y a inversion de poussée-butée des terres le long du rideau.

On écrit d'abord que la somme des moments par rapport à O est nulle [18].

$$\sum M_{/O} = 0$$

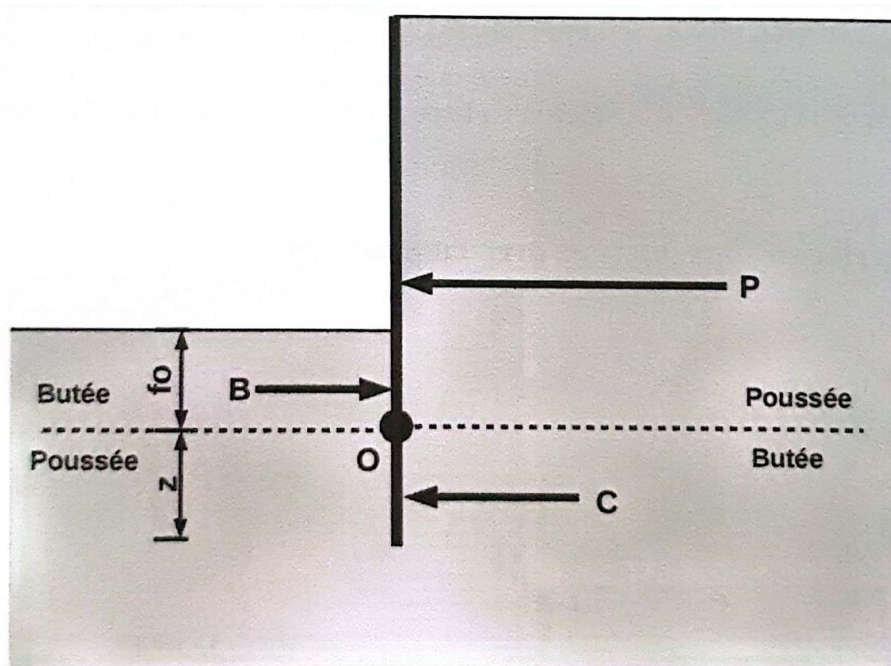
Ceci introduit une équation du troisième degré avec f_0 , comme inconnue. Une des racines de cette équation donne la valeur correcte de f_0 .

Nous écrivons ensuite que la somme des efforts horizontaux est nulle [18].

$$\vec{B} + \vec{C} + \vec{P} = 0$$

- \vec{P} : résultante du diagramme de poussée au-dessus du point O
- \vec{B} : résultante du diagramme de butée au-dessus du point O
- \vec{C} : contrebutée nécessaire pour équilibrer en force horizontale la paroi, \vec{C} est mobilisable en dessous du point O

Cela permet de calculer la force de contre-butée C par mètre linéaire d'ouvrage.



La sur profondeur z nécessaire pour mobiliser cette contrebutée C sous le point O est alors retenue.

La fiche à construire est alors égale à la somme de f_0 et de z [18].

N.B. Dans la plupart des cas, $z = 0,2.f_0$ peut être conservé sans effectuer une estimation précise de la profondeur supplémentaire.

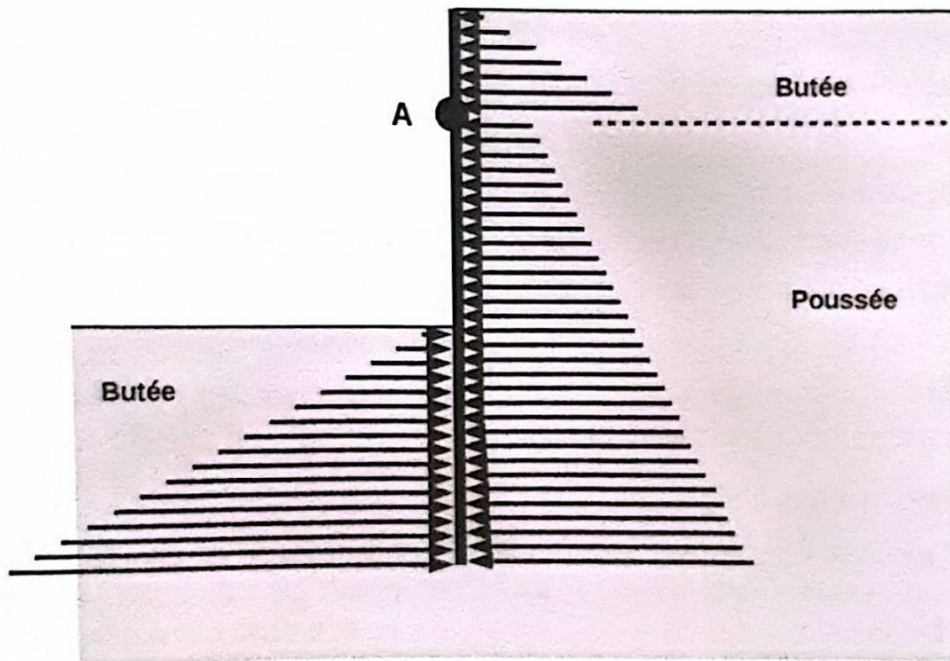
Une fois la géométrie du rideau définie, il faut construction une paroi qui résistera aux efforts produits par le sol. Une simple flexion sollicite La paroi moulée. Il est modélisé comme une poutre verticale sur laquelle des diagrammes d'effort tranchant et de moment de flexion peuvent être calculés. On calcule M_{max} , le moment fléchissant maximal, et on écrit :

$$f_y \geq \frac{M_{Max}}{I/v} \quad \text{D'où} \quad I/v = \frac{M_{Max}}{f_y}$$

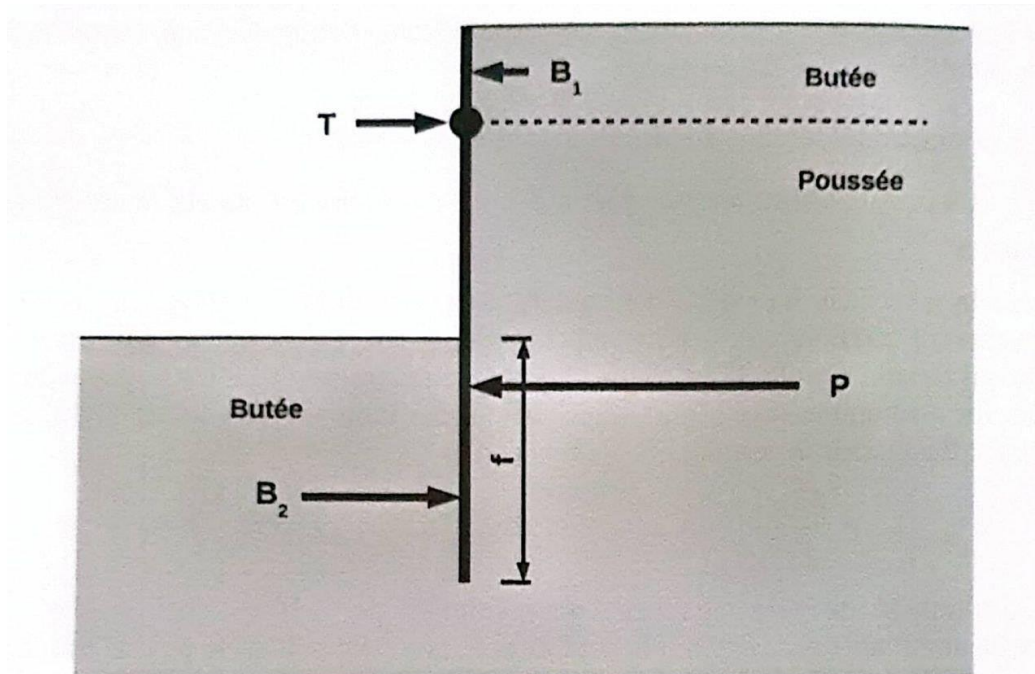
3.5.2 PAROI AVEC UN ANCRAGE SANS CONTREBUTEE

Le point fixe dans le cas des rideaux ancrés est le point d'ancrage noté A, et la somme des moments par rapport à A doit être nulle.

$$\sum M_A = 0$$



Il en résulte une équation du troisième degré avec f désignant l'inconnu. La bonne valeur de f est l'une des racines de cette équation.



La somme des forces horizontales doit être nulle pour qu'il y ait équilibre.

$$\vec{T} + \vec{B}_1 + \vec{B}_2 + \vec{P} = 0$$

- \vec{P} : Résultante du diagramme de poussée.
- \vec{B}_1 : Résultante du diagramme de butée au-dessus du point A.
- \vec{B}_2 : Résultante du diagramme de butée à gauche.
- \vec{T} : Effort dans le tirant nécessaire pour équilibrer en force horizontale le rideau Ceci nous permet de déterminer l'intensité de l'action de l'ancrage T par mètre linéaire d'ouvrage qui constitue un appui.

Une fois que la géométrie du rideau a été calculée, une paroi qui résistera aux forces du sol doit être sélectionnée. Une simple flexion sollicite la paroi moulée. Il est modélisé comme une poutre verticale sur laquelle des diagrammes d'effort tranchant et de moment de flexion peuvent être calculés. On calcule M_{max} , le moment fléchissant maximal, et on écrit :

$$f_y \geq \frac{M_{Max}}{I/v} \quad \text{D'où} \quad I/v = \frac{M_{Max}}{f_y}$$

Enfin il est nécessaire de dimensionner le tirant pour qu'il puisse opposer une force au moins égale à T chaque mètre linéaire de rideau [18].

3.6 LES ANCRAGES

Les ancrages peuvent avoir une influence majeure sur la stabilité d'un ouvrage, et les stratégies pour les réaliser varient fortement, compte tenu de la diversité des ouvrages, des efforts à fournir de l'environnement géotechnique, des conditions d'accès, etc.

Ils représentent des dispositifs actifs ou passifs destinés à reprendre des efforts transversaux résultant essentiellement des poussées du sol et de l'eau sur la paroi moulée et des efforts d'amarrage ; ces dispositifs ne peuvent que reprendre des efforts de traction [24].

Il y a presque toujours deux pièces à une ancre.

1. l'ancrage proprement dit qui transmet au sol résistant les efforts à reprendre ; cette action n'est possible que si l'ancrage est situé à une distance suffisante de l'ouvrage à retenir afin d'éviter l'interaction entre les prismes de butée du rideau d'ancrage, et de poussée de la paroi [24].
2. un dispositif de liaison entre cet ancrage proprement dit et l'ouvrage, fréquemment appelé "longueur libre" de l'ancrage [24].

Il existe deux types d'ancrage.

- Les tirants.
- Les butons.

3.6.1 LES TIRANTS

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre des forces de traction à une couche de sol résistante en poussant la structure à ancrer. Si la durée d'utilisation d'un projet est inférieure à deux ans, il est considéré comme provisoire (Figure III.8).

Le type d'ancrage choisi est déterminé en fonction de la durée et de la nature de l'utilisation, trois grands types peuvent être distingués

- Les ancrages temporaires avec une protection limitée contre la corrosion ayant une durée de service de 2 ans maximum.
- Les ancrages extractibles munis d'un dispositif permettant de retirer les câbles sur leur longueur libre après utilisations.
- Les ancrages permanents isolés électriquement assurant une protection contre la corrosion des câbles de précontrainte sur le long terme ou dans des milieux particulièrement agressifs. Il est également possible d'y installer différents types de têtes pour la surveillance de l'évolution de leur comportement dans le temps (contrôlable-réglable avec cellule de mesures de charges) [21].

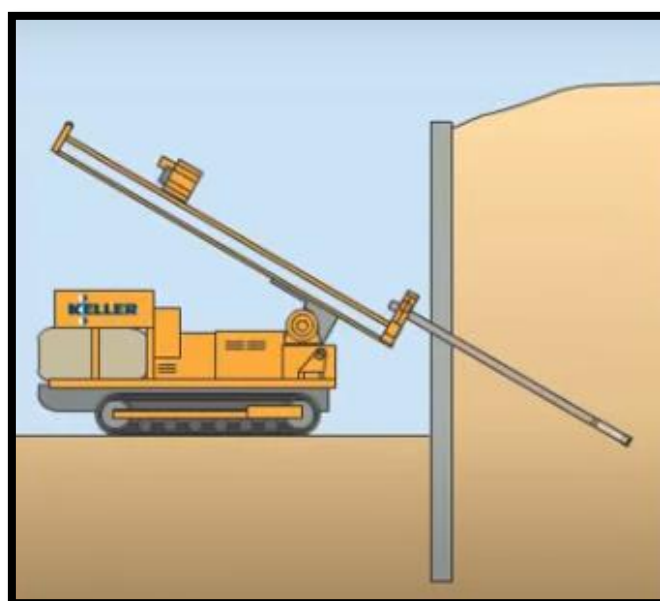


Figure III.8 : La mise en place de tirant d'ancrage.

- ✚ Il existe des tirants passifs (plaques, rideaux) et actifs (précontraints).

3.6.1.1 ACTIF

Les ancrages actifs ou précontraints qui sont mis en tension de manière contrôlée à l'aide d'un dispositif adapté, et qui prennent réaction sur l'ouvrage lui-même (Figure III.9) [24].

Généralement le tirant se compose :

D'une tête d'ancrage qui transmet les efforts de traction provenant de l'ouvrage à l'armature du tirant (par l'intermédiaire d'un système d'appui, permettant de jouer sur l'inclinaison),

D'une partie libre (non scellée) qui n'adhère pas au terrain et qui permet la mise en tension,

D'une partie scellée dans le bon sol, qui transmet les efforts du tirant au terrain par l'intermédiaire d'un coulis de ciment.

L'armature est généralement une barre ou des câbles suivant les efforts parfois supérieurs à 100 tonnes.

Le tirant travaille uniquement en traction.

Le matériel nécessaire à l'exécution de tirant est similaire à celui des micropieux avec une cinématique plus évoluée.

Mise en tension par vérin afin de limiter les déformations de l'ouvrage [23].

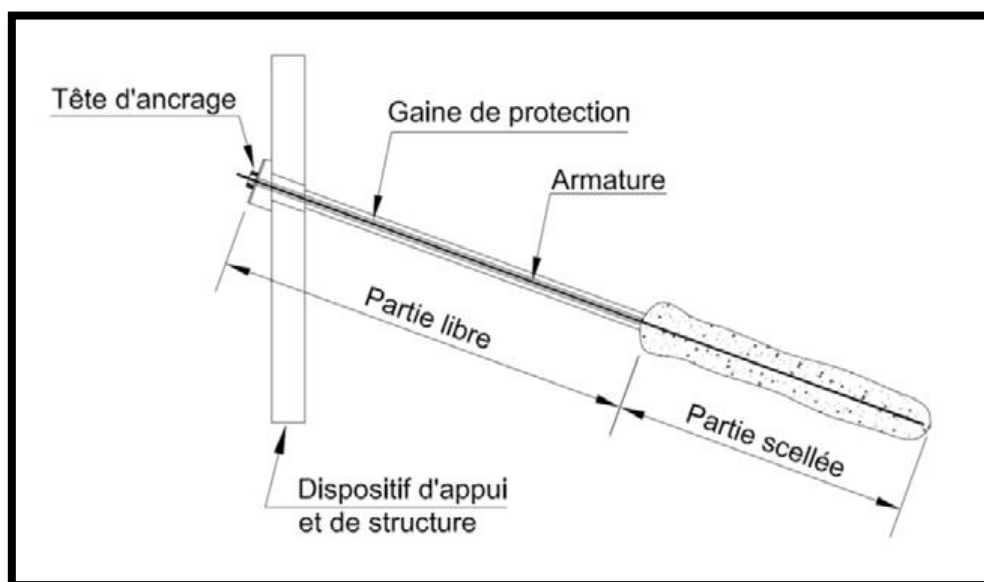


Figure III.9 : Exemple d'un tirant dont l'armature est scellée directement dans le terrain.

3.6.1.2 PASSIF

Les ancrages passifs qui sont mis en tension par l'ouvrage lui-même au fur et à mesure que les charges leurs sont appliquées (Figure III.10) [24].

Nous mettons en place des tirants (généralement en technique autoforante) qui se composent d'éléments coordonnés garantissant un ancrage parfait.

Les armatures sont raboutées à l'aide de manchons de raccordement assurant la continuité géométrique et mécanique de celles-ci.

Le forage est réalisé par rotation et/ou roto percussion à l'aide d'un outil dés agrégateur (taillant en croix à usage unique) vissé à l'extrémité du tirant.

En technique autoforante, les tirants sont creux et le trou est utilisé comme canal d'injection du coulis destiné au scellement de la barre au terrain.

Les chaises d'appuis et les écrous seront mis en place conformément aux règles en vigueur.

Le serrage définitif se fera au bout de 3 à 4 jours (temps de séchage du coulis) et ceci par serrage à l'angle avec une clé spéciale.

La partie des barres dépassant de l'écrou est ensuite coupée [23].

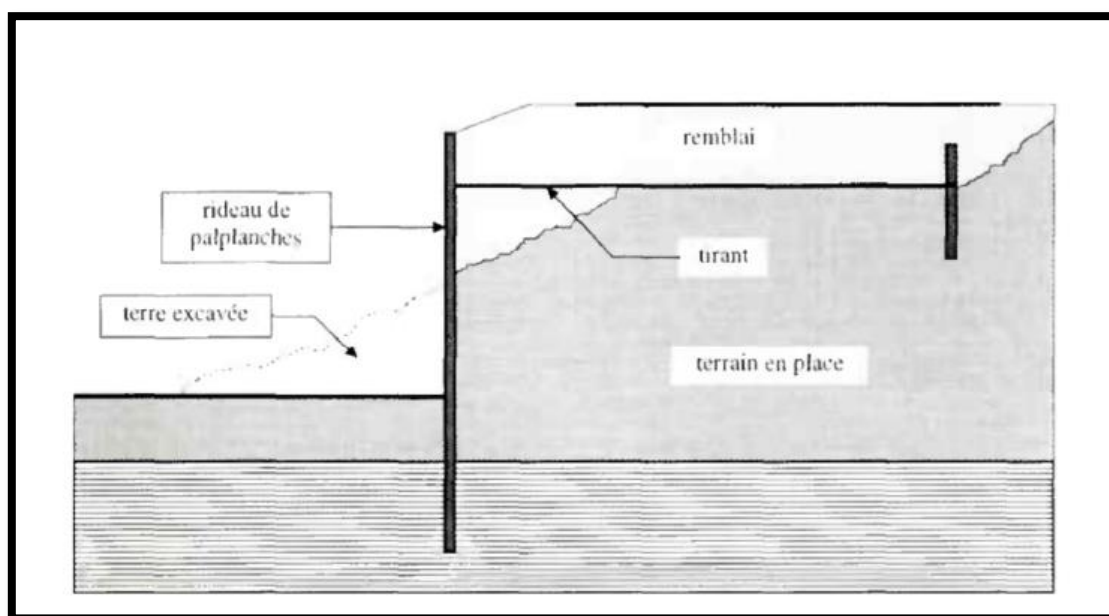


Figure III.10 : Tirant d'ancrage passif.*

3.6.2 LES BUTONS

Les butons sont des composants de compression utilisés dans les excavations profondes pour fournir un support in situ temporaire aux murs de soutènement (Figure III.11).



Figure III.11 : Des butons hydrauliques.

Les butons sont surtout des poutres en acier de différentes sections ou des tuyaux, ils sont rarement utilisés en béton armé. Les butons s'étendent généralement sur la largeur de l'excavation et sont nécessaires en cas des excavations avec des supports verticales très larges [25].

Les défis de contreventement se traduisent par le risque de flambement des contreventements sous l'effet des efforts de compression (réaction d'appui de l'écran et augmentations de température) et de flexion (effet de leur propre poids) qui leur sont imposés. Ces dispositions sont très souvent des mesures de contreventement par appuis profonds, ou de suspension par des câbles métalliques ancrés dans une poutre de chaînage réalisée en tête d'écran.

Plusieurs éléments influencent la conception des jambes de force, notamment l'ordre d'excavation, le positionnement des supports et leurs rigidités, ainsi que la rigidité du mur. Des entretoises en acier doivent être utilisées si la largeur de l'excavation a une portée importante. Si la profondeur de l'excavation est équivalente à la largeur, le béton armé peut être une option

CHAPITRE III : Méthode Classique De Calcul Des Ecrans De Soutènements

L'espacement horizontal et vertical entre les butons est lié aux activités de construction, donc il est préférable de garder entre eux un espacement aussi large que possible. L'espacement courant est de 4 m à 5 m. La géométrie du système dépend de la taille et de la forme des travaux d'excavation. La (figure III.12) montre quelques exemples de distribution des butons [25].



Figure III.12 : Butonnage provisoire d'une tranchée couverte, et dispositif de la zone d'appui.

4 CHAPITRE IV : APPLICATIONS

4.1 APPLICATION I : CALCUL DE LA FICHE D'UNE PAROI MOULEE SIMPLEMENT ANCRE

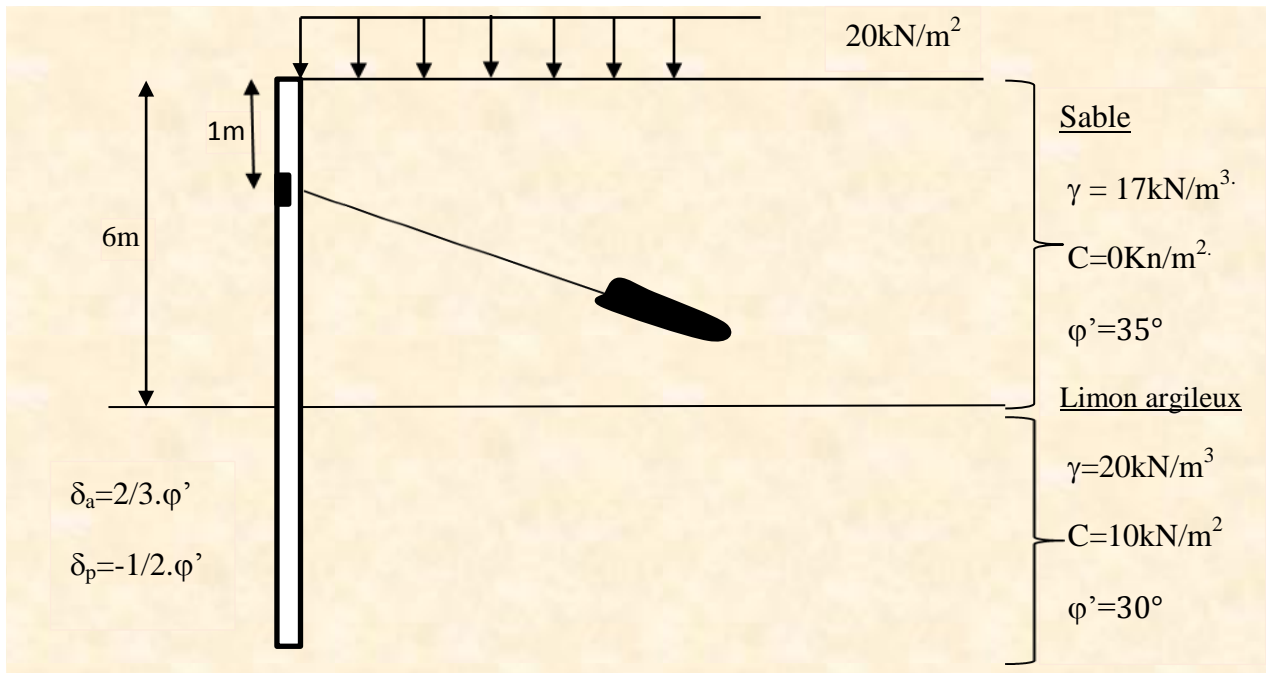


Figure IV.1 : Paroi moulée et tirant d'ancrage.

Soit un ouvrage de soutènement composé d'une paroi moulée, considérée rigide, et d'un niveau de tirant d'ancrage. Le massif est constitué d'un limon argileux purement cohérent, légèrement sur consolidé, et d'un sol sablonneux purement frottant (Figure IV.1).

4.1.1 LES COEFFICIENTS DE POUSSEE ET BUTEE PAR COUCHE

- la première couche, sable.

On a $\varphi' = 35^\circ$, $\delta = 2/3 \cdot \varphi'$ et $\alpha = \beta = 0$

Donc, par lecture direct sur le tableau de la poussée due au poids des terres, on obtient

$$K_{ayh1} = 0.224$$

Si $\alpha = \beta = 0 \Rightarrow K_{ayh1} = K_{aqh}$

- la deuxième couche, limon.

➤ La poussée :

On a $\varphi' = 30^\circ$, $\delta_a = \frac{2}{3} \cdot \varphi'$ et $\alpha = \beta = 0$

CHAPITRE IV : Applications

Donc, par lecture direct sur le tableau de la poussée due au poids des terres, on obtient

$$K_{ayh2} = 0.279$$

$$K_{ach} \Rightarrow \varphi' = 30^\circ, \alpha = \beta = 0, \delta_a = 2/3. \varphi'$$

Par lecture direct sur le tableau de la poussée due au poids des terres :

On trouve $K_{ach} = 0.922$

➤ La butée :

$$\text{On a : } \varphi' = 30^\circ, \alpha = \beta = 0 \text{ et } \delta_p = -1/2. \varphi'$$

Par lecture direct sur le tableau de la butée, on trouve :

$$K_{pyh} = 4.46$$

Et

$$K_{pch} = 5.62$$

4.1.2 LES CONTRAINTES DE POUSSEE ET BUTEE

- La poussée :

$$\text{On a: } \sigma_{ah} = \gamma. z. K_{ayh1} + q. K_{aqh} - cK_{ach}$$

- la première couche: $c = 0$

$$z = 0 \Rightarrow \sigma_{ah0} = qK_{aqh}$$

$$\sigma_{ah0} = 20.0,224 = 4,48 \text{ KN/m}^2$$

$$z = 6m \Rightarrow \sigma_{ah1} = \gamma. z. K_{ayh1} + q. K_{aqh}$$

$$\sigma_{ah1} = 17.6.0,224 + 4,48 = 27,32 \text{ KN/m}^2$$

- la deuxième couche:

$$z = 6m \Rightarrow \sigma_{ah1'} = \gamma. z. K_{ayh2} - cK_{ach}$$

$$\sigma_{ah1'} = (20 + 20 \times 6) \times 0,279 - 10 \times 0,922 = 29,84 \text{ KN/m}^2$$

$$z = f' \Rightarrow \sigma_{ah2} = 29,84 + \gamma. z. K_{ayh2}$$

$$\sigma_{ah2} = 29,84 + 20 \times 0.279 \times f' = 29,84 + 5,58f'$$

CHAPITRE IV : Applications

- la butée:

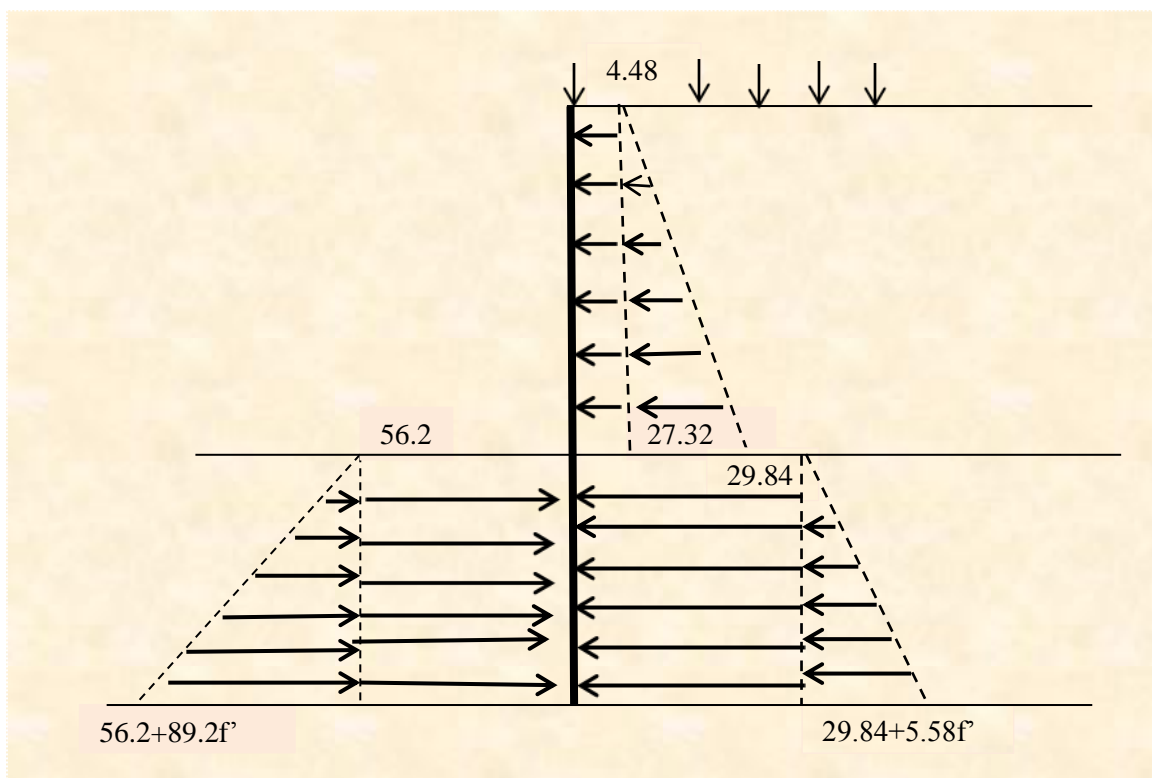
$$\text{On a: } \sigma_{ph} = \gamma \cdot z \cdot K_{pyh} + c \cdot K_{pch}$$

$$z = 0 \Rightarrow \sigma_{ph0} = cK_{pch}$$

$$\sigma_{ph0} = 10 \times 5,62 = 56,2 \text{ KN/m}^2$$

$$z = f' \Rightarrow \sigma_{ph1} = 56,2 + \gamma \cdot z \cdot K_{pyh}$$

$$\sigma_{ph1} = 56,2 + 20 \times 4,46 \times f' = 56,2 + 89,2f'$$



4.1.3 CALCUL DES FORCES, BRAS DE LEVIER ET LE MOMENT PAR RAPPORT A L'ANCRAGE

	Force	Bras de levier	Moment/ _{ancrage}
	kN	M	kN.m
1	$4,48 \times 6 = 26,88$	2	$26,88 \times 2 = 53,76$
2	$\frac{27,32 \times 6}{2} = 81,96$	3	$81,96 \times 3 = 245,88$
3	$29,84 \cdot f'$	$5 + 05 \cdot f'$	$149,2f' + 14,92f'^2$
4	$\frac{5,58 \cdot f'^2}{2}$	$5 + 0.67f'$	$13,95f'^2 + 1,87f'^3$
5	$-56,2 \cdot f'$	$5 + 0.5f'$	$-281 \cdot f' - 28,1f'^2$
6	$\frac{-89,2 \cdot f'^2}{2}$	$5 + 0,67f'$	$-223f'^2 - 29,88f'^3$

Tableau IV.1 : Valeurs des forces, de leur bras de levier et du moment par rapport à l'ancrage.

La somme de l'expression du moment donne l'équation du troisième degré suivante :

$$-28.01f'^3 - 222.23f'^2 - 131.8f' + 299.64 = 0$$

La résolution aboutit à : $f' = 0.867m$.

Lorsque la paroi est fichée dans un sol cohérent, on prend une marge de sécurité en doublant la fiche calculée :

$$f = 2f' = 2 \times 0.867 = 1.734m.$$

En reprenant les expressions du tableau 4.1, et en remplaçant f' par f , on détermine les différents efforts.

$$F_1 = 26,88 \text{ kN};$$

$$F_2 = 81,96 \text{ kN};$$

$$F_3 = 51,74 \text{ kN};$$

$$F_4 = 8,38 \text{ kN};$$

$$F_5 = -97,45 \text{ kN};$$

$$F_6 = -134,10 \text{ kN}.$$

CHAPITRE IV : Applications

✚ Les moments:

$$M_1 = 53,7 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 245,88 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 303,57 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 51,69 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = -571,74 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = -826,29 \text{ kN.m}$$

– La résultante totale de la poussée :

$$p_{ah} = \sum F_{ah} = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 168,96 \text{ kN.}$$

– La résultante totale de la butée :

$$p_{ph} = \sum F_{ph} = F_5 + F_6 = -231,55 \text{ kN.}$$

La valeur de l'effort dans le tirant d'ancrage F_T est ainsi calculée en faisant l'équilibre.

$$F_1 + F_2 + F_3 + F_4 - F_5 - F_6 - F_T = 0$$

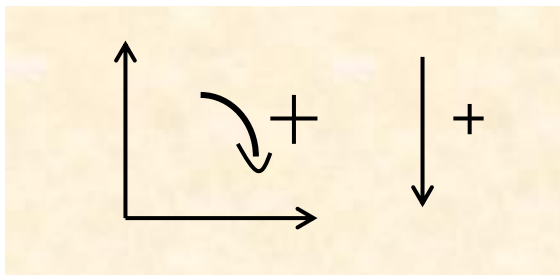
$$\Rightarrow F_T = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 - F_5 - F_6 = -62,59 \text{ kN.}$$

Si on divise la butée par un coefficient de sécurité égal à 2, on obtient l'effort d'ancrage F_T :

$$F_T = 53,185 \text{ kN.}$$

Lorsqu'on a un trapèze, le point d'application de la butée égal: $d_p = 0,699 \text{ m.}$

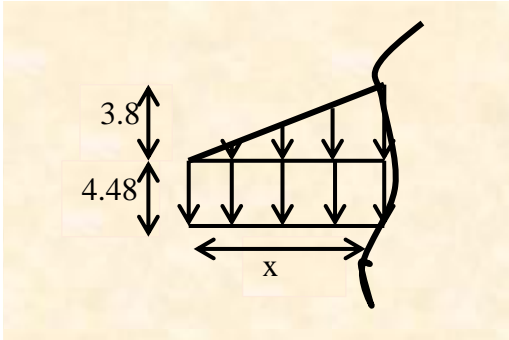
4.1.4 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANT ET LES MOMENTS FLECHISSANT



Convention de signe.

À gauche

➤ $0 \leq x \leq 1$



– l'effort tranchant :

$$T = (+4,48 \cdot x) + \left(3,8 \cdot \frac{x}{2}\right)$$

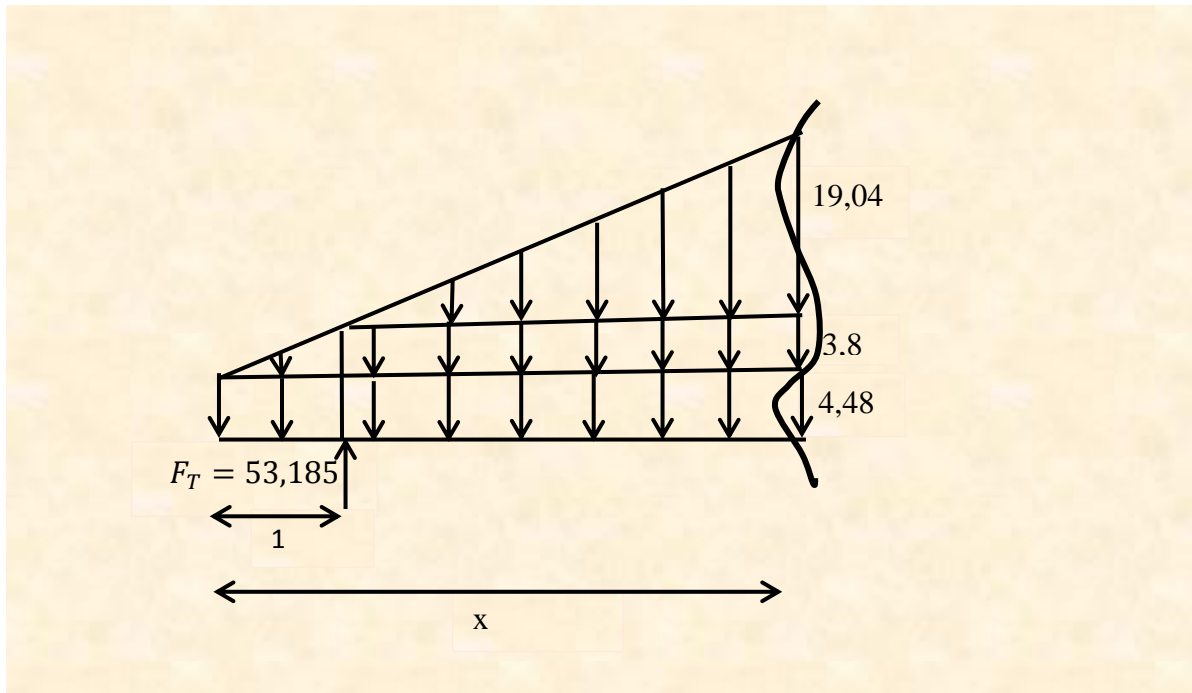
$$\Rightarrow T_{(0)} = 0 \text{ et } T_{(1)} = 6,38 \text{ kN}$$

– moments fléchissants :

$$M = \left(-4,48 \cdot \frac{x^2}{2}\right) - \left(3,8 \cdot \frac{x^2}{6}\right)$$

$$\Rightarrow M_{(0)} = 0 \text{ et } M_{(1)} = -2,87 \text{ kN.m}$$

➤ $1 < x \leq 6$



➤ l'effort tranchant :

$$T = (+4,48 \cdot 1) + \left(3,8 \cdot \frac{1}{2}\right) + [4,48 \cdot (x - 1) + (3,8 \cdot (x - 1))] + \left[19,04 \cdot \left(\frac{x - 1}{2}\right)\right] - 53,185$$

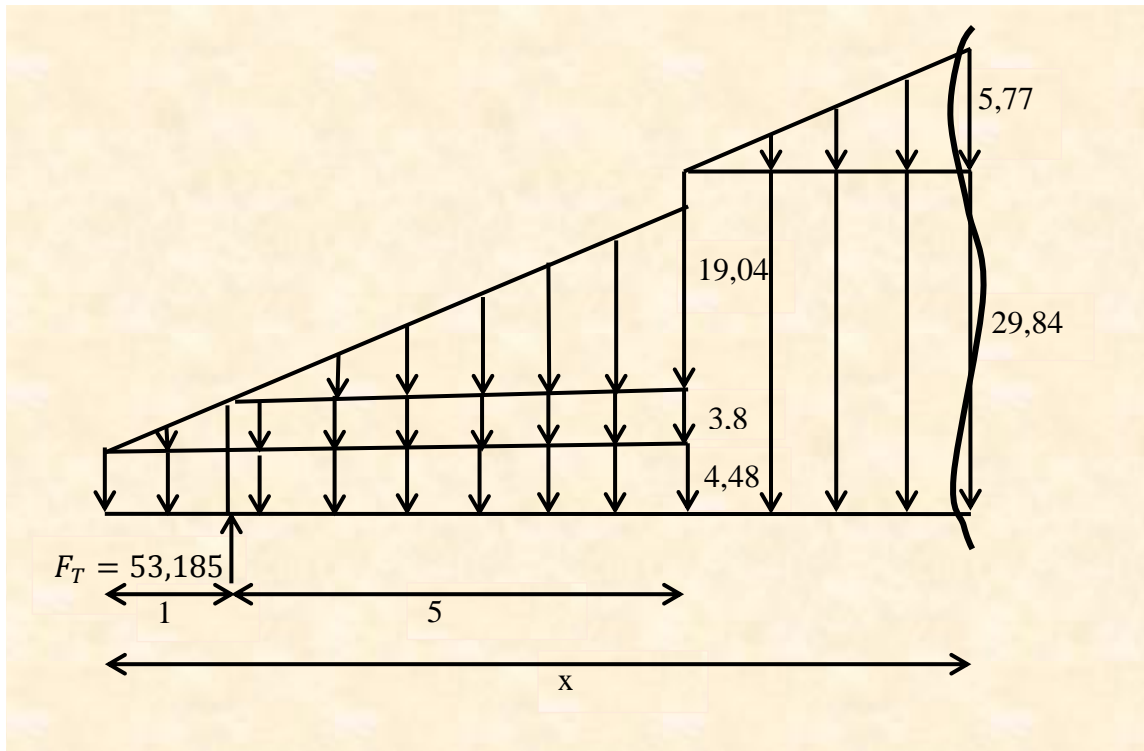
$$\Rightarrow T_{(1)} = -46,805 \text{ kN} \text{ et } T_{(6)} = +41,895 \text{ kN}$$

➤ moments fléchissant :

$$M = \left[-4,48 \cdot (1) \cdot \left(\frac{x - 1}{2}\right)\right] - \left[\left(3,8 \cdot \frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{x - 2}{3}\right)\right] - \left[4,48 \cdot (x - 1) \cdot \left(\frac{x - 1}{2}\right)\right] - \left[3,8 \cdot (x - 1) \cdot \left(\frac{x - 1}{2}\right)\right] - \left[19,04 \cdot \left(\frac{x - 1}{2}\right) \cdot \left(\frac{x - 2}{3}\right)\right] + [53,185 \cdot (x - 1)]$$

$$\Rightarrow M_{(1)} = 0,63 \text{ kN.m} \text{ et } M_{(6)} = 83,94 \text{ kN.m}$$

➤ $6 < x \leq 7,035u$



➤ l'effort tranchant :

$$T = (-4,48 \cdot 1) - \left(3,8 \cdot \frac{1}{2}\right) - (4,48 \cdot 5) - (3,8 \cdot 5) - \left(19,04 \cdot \frac{5}{2}\right) - [29,84 \cdot (x - 6)] - \left[5,77 \cdot \left(\frac{x - 6}{2}\right)\right] + 53,185$$

$$\Rightarrow T_{(6)} = -42,195 \text{ kN} \quad \text{et} \quad T_{(7,035)} = -76,055 \text{ kN}$$

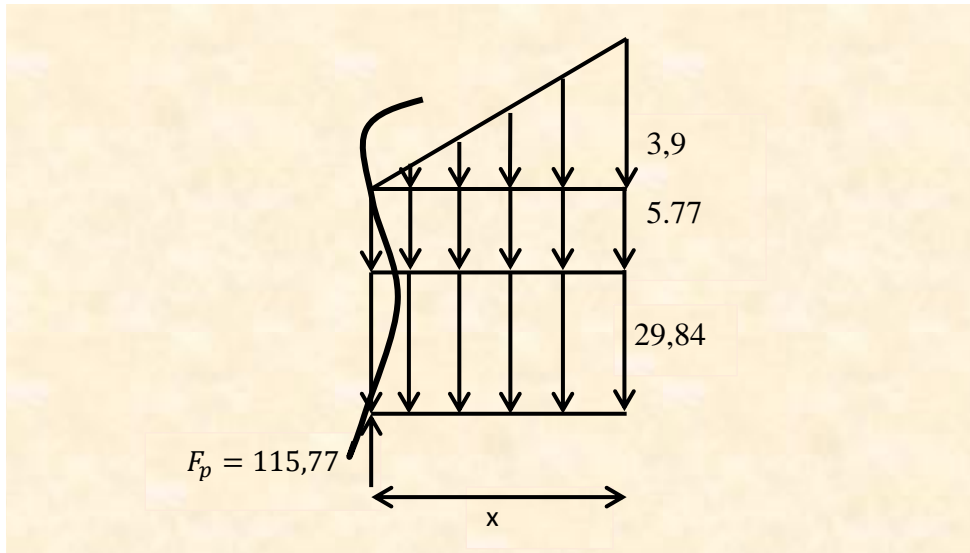
➤ moments fléchissant :

$$M = \left[-4,48 \cdot 1 \cdot \left(x - \frac{1}{2}\right)\right] - \left[3,8 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(x - \frac{2}{3}\right)\right] - [4,48 \cdot 5 \cdot (x - 3,5)] - [3,8 \cdot 5 \cdot (x - 3,5)] - \left[19,04 \cdot \frac{5}{2} \cdot \left(x - \frac{8}{3}\right)\right] - \left[29,84 \cdot \frac{(x - 6)}{2} \cdot (x - 6)\right] - \left[\left(\frac{5,77 \cdot (x - 6)}{2}\right) \cdot \left(\frac{x - 6}{3}\right) + 6\right] + [53,185 \cdot (x - 1)]$$

$$\Rightarrow M_{(6)} = -81,43 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_{(7,035)} = -186,14 \text{ kN.m}$$

À droite

➤ $0 \leq x \leq 0,699$



➤ l'effort tranchant

$$T = -29,84 \cdot x - (5,77 \cdot x) - \left(3,9 \cdot \frac{x}{2}\right) + 115,77$$

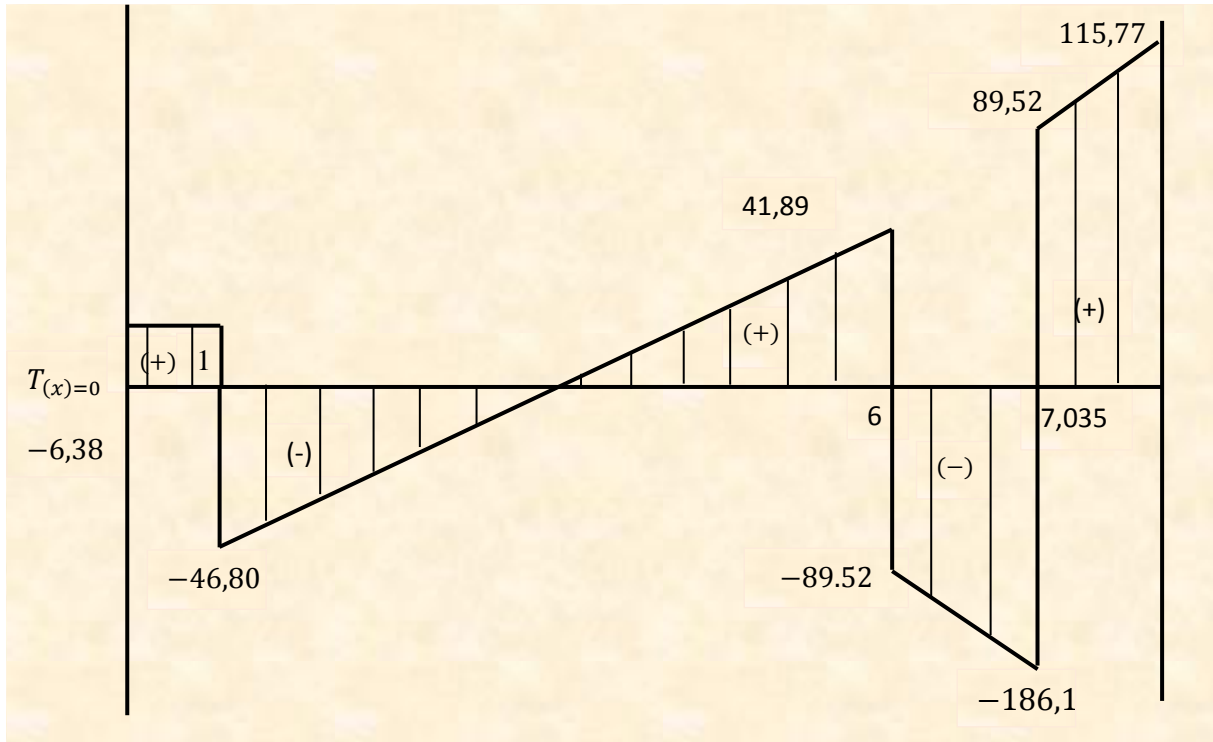
$$\Rightarrow T_{(0)} = 115,77 \text{ kN} \quad \text{et} \quad T_{(0,699)} = 89,52 \text{ kN}$$

➤ moments fléchissant

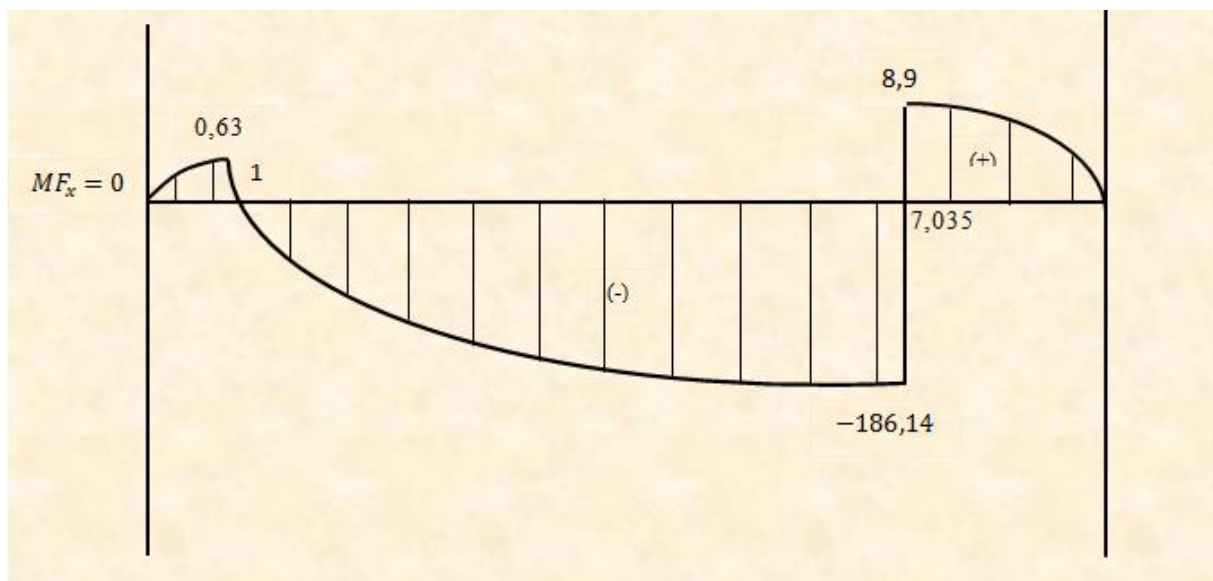
$$M = + \left(29,84 \cdot \frac{x^2}{2}\right) + \left(5,77 \cdot \frac{x^2}{2}\right) + \left(\frac{3,9 \cdot x}{2} \cdot \frac{x}{3}\right)$$

$$\Rightarrow M_{(0)} = 0 \quad \text{et} \quad M_{(0,699)} = 8,9 \text{ kN}$$

4.1.5 DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT



4.1.6 DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT



CHAPITRE IV : Applications

On constate lors de cette application que le moment fléchissant maximal est proche du fond de la fouille. Avec ce moment on procède au ferrailage de notre mur. Faute de temps on n'a pas pu le faire.

4.2 APPLICATION II : CALCULER LA FICHE NECESSAIRE A LA STABILITE DE PAROI MOULEE AVEC H= 4, 6 ET 7M

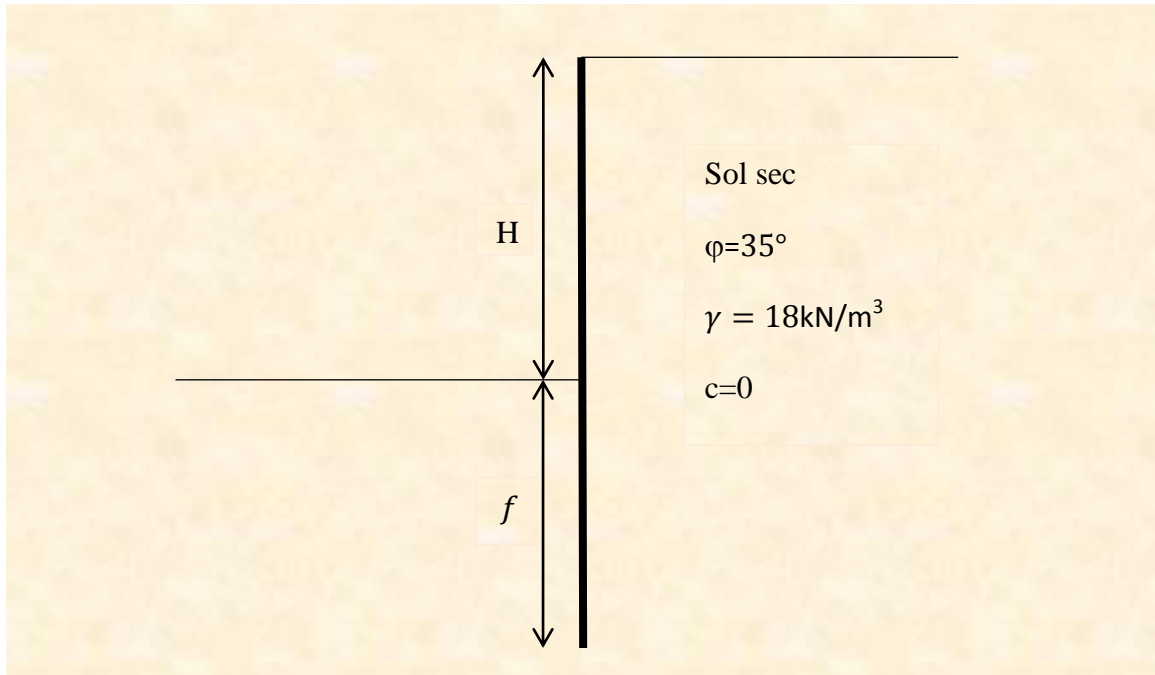


Figure IV.2 : Paroi moulée

4.2.1 CALCUL DES COEFFICIENTS DE POUSSEE ET BUTEE K_a et P_p

On a $\alpha=0, \beta=0$ et $c=0$, donc Nous utilisons les formules suivantes :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

Et

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Application numériques :

$$K_a = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27$$

$$K_p = \frac{1 + \sin 35^\circ}{1 - \sin 35^\circ} = 3,69$$

4.2.2 CALCUL DE f_0

On écrit que la somme des moments des forces positionnées au-dessus du point de rotation O est nulle.

L'équation suivante suit :

$$\sum M /_0 = 0 = \left[(H + f_0) \cdot \gamma \cdot K_a \cdot (H + f_0) \cdot \frac{1}{2} \right] \cdot \frac{H + f_0}{3} - \left[f_0 \cdot \gamma \cdot f_0 \cdot \frac{1}{2} \right] \cdot \frac{f_0}{3}$$

D'où
$$\frac{\gamma}{6} \cdot [K_a \cdot (H + f_0)^3 - K_p \cdot f_0^3] = 0$$

C'est une équation du troisième degré en f_0 avec une solution réelle et positive, le tableau ci-dessous résume les valeurs de f_0 découvertes pour les hauteurs H=4, 6, et 7m.

H(m)	f_0 (m)
4	2,87
6	4,315
7	5,03

Tableau IV.2 : les valeurs de f_0 .

4.2.3 CALCUL DE LA CONTREBUTEE

Nous écrivons que le total algébrique des forces horizontales est nul.

$$\sum H = 0 = \left[(H + f_0) \cdot \gamma \cdot K_a \cdot (H + f_0) \cdot \frac{1}{2} \right] - \left[f_0 \cdot \gamma \cdot K_p \cdot f_0 \cdot \frac{1}{2} \right] + C$$

Il vient alors :
$$C = \left[\frac{K_p \cdot \gamma \cdot f_0^2}{2} \right] - \left[\frac{K_a \cdot \gamma \cdot (H + f_0)^2}{2} \right]$$

Le tableau ci-dessous compile les valeurs C découvertes pour les hauteurs H de 4, 6 et 7m.

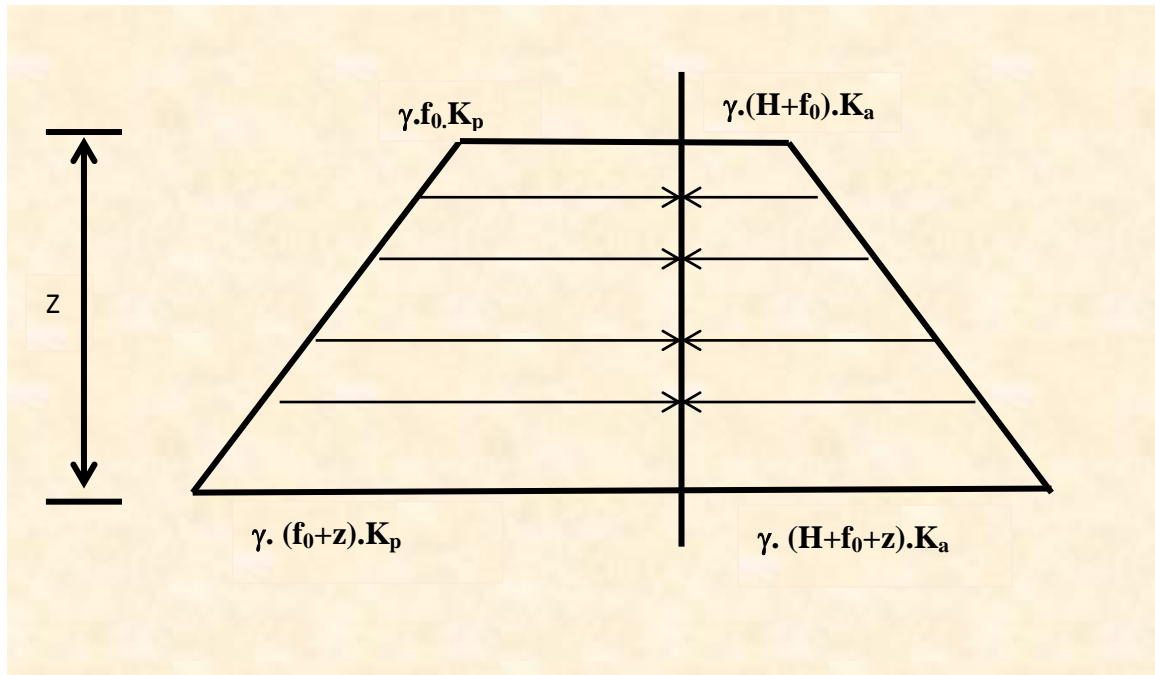
H(m)	f_0 (m)	C(KN/ml)
4	2,87	256,85
6	4,315	593,27
7	5,03	811,009

Tableau IV.3 : les valeurs de f_0 et les valeurs de C.

4.2.4 CALCUL DES Z ET DES FICHES

Pour mobiliser cette butée C, une profondeur supplémentaire z sous le point de rotation O est nécessaire.

La poussée-butée autour de la paroi moulée est inversée dans cette zone.



$$C = \left[K_p \cdot \gamma \cdot z \cdot \frac{(H + f_0) + (H + f_0 + z)}{2} \right] - \left[K_a \cdot \gamma \cdot z \cdot \frac{f_0 + (f_0 + z)}{2} \right]$$

D'où on extrait l'équation en z suivante :

$$\left(\frac{K_p \cdot \gamma}{2} - \frac{K_a \cdot \gamma}{2} \right) \cdot z^2 + (K_p \cdot \gamma \cdot (H + f_0) - K_a \cdot \gamma \cdot f_0) \cdot z - C = 0$$

Il n'y a qu'une seule solution positive à cette équation quadratique en z.

La somme de f_0 et z est la fiche f.

Ou bien $f = 1,2f_0$

Le tableau ci-dessous compile les valeurs des fiches calculées pour les hauteurs H de 4, 6 et 7m.

H(m)	f_0 (m)	C (KN/ml)	z(m)	Fiche f[m]
4	2,87	256,85	0,57	3,44
6	4,315	593,27	0,863	5,178
7	5,03	811,009	1,006	6,03

Tableau IV.4: les valeurs de f_0 , C, z et la fiche.

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Les écrans de soutènement sont indispensables dans les métiers des travaux publics et de la construction, car ils réduisent l'empreinte des excavations. Les écrans de soutènement ont une large gamme d'utilisations, et dans cette étude, nous concentrons sur les parois moulées. Ce type est très efficace dans les excavations profondes ou énormes, ou dans les terrains escarpés que d'autres types ne peuvent pas pénétrer, tels que les parkings souterrains, les silos enterrés, les enveloppes de sous-sol de construction et les murs de métro ou tunnel.

La paroi moulée n'est pas seulement une structure de soutènement, mais elle sert également de fondation profonde.

Actuellement, les approches de conception des murs de soutènement reposent sur de nombreuses procédures mathématiques. Les méthodes numériques présentent l'avantage de rendre compte plus précisément du comportement du sol et de l'interface sol-paroi, de représenter les interactions du soutènement avec les autres composants de l'ouvrage en fournissant des informations très riches sur les déplacements et les déformations, et de rendre compte de la interaction avec le milieu environnant.

Les méthodes classiques de calcul à la rupture, largement utilisée en pratique, constituée une alternative plus simple et plus efficace pour les bureaux d'études. Les recherches ont montré que ces méthodes donnent des résultats très encourageants. Notre travail s'est basé sur cette dernière méthode. À travers cette recherche on a pu faire une synthèse sur les différents écrans de soutènement, en général et les parois moulées en particulier, concernant leur réalisation, conception et calcul à la rupture. On a clôturé ce travail par des applications numérique.

Pour le futur travail ça sera intéressant d'entamer des essais expérimentaux et des modélisations numériques afin de mieux dimensionner ces écrans.

REFERENCES

- [1].Siteweb:<https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/techniques-du-batiment-reconnaitre-le-terrain-43801210/les-murs-de-soutenement-tba320/#:~:text=INTRODUCTION,'amont%20d'un%20ouvrage>.
- [2].Siteweb :[file:///C:/Users/WIN7~1/AppData/Local/Temp/Rar\\$DIa0.803/Chap2_M%C3%A9m.Univ.Annaba_Mod%C3%A9lisation%20num%C3%A9rique%20d%E2%80%99une%20excavation%20avec%20paroi%20moul%C3%A9e%20pour%20la%20construction%20d%E2%80%99un%20h%C3%B4tel%20en%20Lybie.pdf](file:///C:/Users/WIN7~1/AppData/Local/Temp/Rar$DIa0.803/Chap2_M%C3%A9m.Univ.Annaba_Mod%C3%A9lisation%20num%C3%A9rique%20d%E2%80%99une%20excavation%20avec%20paroi%20moul%C3%A9e%20pour%20la%20construction%20d%E2%80%99un%20h%C3%B4tel%20en%20Lybie.pdf) .
- [3].siteweb:<https://www.ffgb.be/fr/techniques/parois/autres-parois/paroi-parisienne-ou-lutecienne>.
- [4].Siteweb:[file:///C:/Users/WIN7~1/AppData/Local/Temp/Rar\\$DIa0.959/SB-OA-2016_1_Voir%20Parois%20Moul%C3%A9es.pdf](file:///C:/Users/WIN7~1/AppData/Local/Temp/Rar$DIa0.959/SB-OA-2016_1_Voir%20Parois%20Moul%C3%A9es.pdf).
- [5].Site web: file:///C:/Users/win%207/Downloads/Documents/DW_2016_2.pdf.
- [6].Livre: Costet J et Sanglerat G (1983), cours pratique de mécanique des sols, tome ii...
- [7].Livre: Pante M (1986) les parois moulées, cours de mécanique des sols à l'en pc, enseignement t7, 17 p.
- [8].Livre: Berthelot P (1995) exécution du forage, in : guide Veritas, tome i : gros œuvre, publications le moniteur.
- [9].Livre: Balay J (1994) parois moulées et ancrages, techniques de l'ingénieur, traite construction, c-252, 12 p.
- [10].Livre: Le Covec J (1989), terrassements et compactage, encyclopédie du bâtiment, éditions techniques- éditions Eyrolles, paris.
- [11].Livre: Das B (1987) theoretical foundation engineering, series in: developments in geotechnical engineering, Elsevier (ed.), 435 p.
- [12].Eurocode-7- calcul géotechniques- partie 1 : règles générales, prent 1997-1, nov. 2004, cent/Tc 250, comité européen de normalisation, 175 p.
- [13].Livre : Fenous G Y (1981) PAROIS DE SOUTENEMENT, IN : LA PRATIQUE DES SOLS ET FONDATIONS, FILAIT (ED.), EDITIONS LE MONITEUR, 1392 P.
- [14].Livre : Cassan M (1978) les essais in-situ en mécanique des sols, tome ii : applications et méthodes de calcul, éditions EYROLLES, PARIS, 331 P.
- [15].siteweb:file:///C:/Users/win%207/Downloads/Documents/chapitre_i__pousse_et_bute.pdf

[16].Livre : Costet J et Sanglerat G, cours pratique de mécanique des sols 2.calcul des ouvrages.

[17].Livre : Sonja Marten, étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement, thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, mars 2005a paris.

[18].Livre : Eric Gervreau, géotechnique, calcul des fondations et ouvrage en terre cours et exercices corrigés, génie civil.

[19].Clément Desodt, Philippe Reiffsteck, Géotechnique, Exercices et problèmes corrigés de mécanique des sols, avec rappels de cours.

[20].Chaffia Kamila, Kahoul Abir(2017), calcul des écrans de soutènement ancrent. Mémoire de master en géotechniques, département de génie civil et hydraulique, université de Guelma

[21].Site web, www.vsl-suisse.ch/fr/tirants-dancrages.htmlApplications Les tirants d'ancrages précontraints VSL sont utilisés dans le monde entier afin de sécuriser et stabiliser de Manière fiable bâtiments, routes,...

[22].Site web www.soletanche-bachy.com/sbf/sbf.nsf/technique/tirants-d-ancrageUn tirant D'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont ... Technique Tirants d'ancrage ... D'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur Laquelle la force de traction est transmise au terrain ... 531.pdf • Institut Monégasque de Médecine Sportive. Ouvrage : BÂTIMENTS, FOUILLES.

[23].Site web <https://www.sgc-ts.com/tirants-drancrages>.

[24].Chachoui Ali, contrôle des mouvements de terrain pour une paroi moulée ancrée a plusieurs niveaux durant une excavation profonde...

[25].Zebar Radhouane, analyse numérique du comportement mécanique des parois moulées...

[26].Chaffia Kamila, Kahoul Abir (2017), calcul des écrans de soutènement ancrés. Mémoire de master en géotechniques, département de génie civil et hydraulique, université de Guelma

[27].Site web ZiedBenghazi.weebly.com/uploads/2/4/5/8/24585230/chapitre_i_pousse_et_but_e.pdfChapitre I : Poussée et butée. 1. Etat des sols au repos. A la profondeur z sous un remblai indéfini (figure 1)...

[28].Site web, <https://www.semanticscholar.org/paper/Un-siecle-de-methodes-de-calcul-d%27ecrans-de-%3A-II-et-Delattre-Marten/223436ffc5b11860ea60361097320ec3cb1a7049/figure/0...>

[29].BenyahiaWalid, AmraniSaddam(2013), calcul des écrans de soutènement simplement ancre. Mémoire de master en géotechniques, département de génie civil et hydraulique, université de Guelma

[30].Livre: Bouafia Ali, conception et calcul des ouvrages géotechniques, fondations, soutènements et talus...

[31]. "Reference manual," Plaxis v8, pp. 30-31.

[32].SaadiRiadh (, modélisation numérique d'une paroi de soutènement en zone urbaines (paramètres caractéristiques d'interaction). Mémoire de master en géotechniques, département de génie civil et hydraulique, université e hadj Lakhdar Batna.

[33].Sitewebhttps://public.iutenligne.net/geniecivil/geotechnique/fauqueux/parois_moulees/co/ParoisMoulees_23.html...

[34].Site web Webinaire, Parois moulées de grande profondeur : Les différents types de joints pour paroi moulée...