

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de Génie Civil et Hydraulique

C:.....

R:.....

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

Domaine : Sciences et Techniques

Filière :

Spécialité : Voies et Ouvrages d'art

Thème

**Etude du comportement dynamique des parois
moulées (étude de cas de l'excavation de la station
de métro d'Alger)**

Présenté par :

- ❖ **KHOULDAT brahim**
- ❖ **KORICHI Mohamed Salah**

Soumis au jury composé de :

**MEZIANI Nedjma
HACINI Slimane
ZENKHRI Abderrazak**

**MAA
MAA
MAA**

**UKM Ouargla
UKM Ouargla
UKM Ouargla**

**President
Encadreur
Examineur**

Année Universitaire: 2021 / 2022

Résumé :

La réalisation des excavations profondes dans les zones urbaines suppose l'utilisation des structures de soutènement afin de protéger les constructions existantes avoisinantes. Même si ces structures sont souvent utilisées en génie civil, le calcul et le dimensionnement ne sont pas simples, les interactions entre le sol, la paroi et les structures avoisinantes étant importantes et leur prise en compte difficile surtout dans une zone sismique.

Afin de valider la stabilité des parois moulées une analyses numériques avec la méthode des éléments finis sont conduits, les applications seront traitées avec le logiciel de modélisation numérique PLAXIS 3D.

Cette étude est destinée à approfondir la compréhension du comportement de tels écrans de soutènements, pour mieux les dimensionner dans une zone sismique.

Mots Clés : métro, station, comportement dynamique, éléments finis, parois moulées.

ملخص:

إن تحقيق الحفريات العميقة في المناطق الحضرية يعني استخدام الهياكل الاستنادية من أجل حماية المباني الموجودة المجاورة. حتى لو كانت هذه الهياكل تستخدم غالبًا في الهندسة المدنية، فإن الحساب والأبعاد ليست بسيطة، والتفاعلات بين الأرض والجدار والهياكل المجاورة مهمة ويصعب أخذها في الاعتبار خاصة في منطقة الزلازل.

من أجل التحقق من استقرار جدران الغشاء ، يتم إجراء تحليل رقمي باستخدام طريقة العناصر المحدودة ، وستتم معالجة التطبيقات باستخدام برنامج النمذجة الرقمية PLAXIS 3D.

تهدف هذه الدراسة إلى تعميق فهم سلوك هذه الجدران الاستنادية ، لتحسين حجمها في المنطقة الزلزالية.

الكلمات المفتاحية: مترو الانفاق، المحطة، التشوه، السلوك الديناميكي، تحليل العناصر المحدودة، جدار الحجاب الحاجز.

Abstract:

The realization of deep excavations in urban areas implies the use of retaining structures in order to protect the neighbouring existing constructions. Even if these structures are often used in civil engineering, the calculation and the dimensioning are not simple, the interactions between the ground, the wall and the neighbouring structures being important and their taking into account difficult especially in a seismic zone.

In order to validate the stability of the diaphragm walls, a numerical analysis with the finite element method is conducted; the applications will be processed with the PLAXIS 3D numerical modelling software.

This study is intended to deepen the understanding of the behavior of such retaining walls, to better size them in a seismic zone.

Key words: subway, station, deformation, dynamic behaviour, finite elements, molded walls.

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude et remerciements vont à ALLAH le tout puissant pour nous avoir gardé en bonne santé et nous avoir donné force, patience, courage et volonté pour bien mener et achever ce modeste travail.

Nous tenons aussi à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à nos chers parents et familles pour leurs prières, leur encouragement et leur patience tout au long de notre parcours.

Toute notre profonde reconnaissance et nos vifs remerciements à notre promoteur M. HACINI Slimane Pour les précieux moments de discussion qu'il nous gardait, pour sa confiance, sa disponibilité, pour son soutien infini et son aide jusqu'à la dernière minute durant l'évolution de ce travail, ainsi que ses précieux conseils avisés et ses remarques pertinentes qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de bien mener ce projet.

Nous remercions COSIDER TP pour son accueil, sa disponibilité et la pertinence des informations fournies qui nous ont été d'une grande aide.

Nous remercions vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Nous tenons à remercier l'ensemble des enseignants de l'université Kasdi Merbah Ouargla.

Enfin, nos sincères reconnaissances et gratitude à toute personne qui a contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail, sans oublier nos camarades de génie civil.

DÉDICACES

Nous dédions cet humble travail à

Chers parents.

Aucune dédicace ne peut exprimer notre respect, notre amour éternel et notre reconnaissance pour les sacrifices que vous avez faits pour notre éducation.

Nous vous remercions pour tout le soutien et l'amour que vous nous avez donnés depuis l'enfance et j'espère que vos bénédictions seront toujours avec nous. Nous espérons également que cet humble travail sera l'accomplissement de vos désirs bien formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, même si nous ne vous paierons jamais assez. Que Dieu Tout-Puissant vous accorde santé, bonheur et longue vie.

À toutes chères sœurs et à tous les frères, nous vous remercions pour votre compréhension et vos encouragements, qui ont été pour nous le principal soutien, et nous vous souhaitons beaucoup de bonheur et de réussite dans votre vie. Aux amis, merci pour les bons conseils et le soutien moral qui nous ont beaucoup aidés pendant cette période.

Pour toutes nos familles, petites et grandes,

J'espère que vous trouverez dans cet acte humble une expression de notre amour.

A tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nous voudrions enfin remercier toutes les personnes qui ont cru en nous et qui nous ont donné envie de partir en avant.

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I: la définition et les type de l'ouvrage de soutènement

I.1 Introduction	2
I.2 Définition des ouvrages de soutènement.....	2
I.3 Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.....	2
I.4 Soutènement des excavations.....	3
I.4.1. les rideaux de palplanches métalliques.....	4
I.4.2. les murs poids - les murs préfabriqués.....	4
I.4.3. les murs en béton armé ou murs cantilever	5
I.4.4. les voiles et poutres ancrés	6
I.4.5. les massifs en sol cloué (ouvrages en sol en place renforcé.....)	7
I.4.6. les ouvrages en remblai armé (ou renforcé)	7
I.5. les parois moulées.....	7
➤1. Généralité	7
➤2 Différents types de parois moulées.....	8
➤2.1. Paroi d'étanchéité.....	8
➤2.2. Paroi de soutènement simple	9
➤2.3. Les parois moulées classiques.....	10
➤2.4. Les parois caissons	10
➤2.5. Les parois préfabriquées.....	11
➤2.6. Les parois de pieux- les parois composites.....	11
I.6. étapes générale de réalisation d'une paroi moulée	12
I.6 Conclusion	15

Chapitre II: présentation de l'ouvrage

II.1. introduction	16
II.2. historique sur le métro d'Alger	16
II.3. présentation de l'ouvrage (La Station Hacén Badi).....	17
II.4. étapes de réalisation d'une paroi moulées pour station.....	17
II.4.1. Méthode d'excavation	17
II.4.2. Blindage de fouille (Station Hacén Badi).....	18
II.5. excavation en souterrain	24
II.6 données géologiques et géotechniques	25
II.8 Conclusion	27

Chapitre III: généralité sur les effets sismiques

III.1 Généralité	28
III.2 L'origine des séismes.....	28
III.3 type d'ondes sismiques.....	29
III.3.1 Ondes primaires « P »	29
III.3.2 Ondes transversales « S ».....	30
III.3.3 Ondes de surface.....	30

III.3.3.1 Ondes de Rayleigh ou ondes R.....	30
III.3.3.2 Ondes de Love.....	31
III.4 L’histoire sismique de l’Algérie	31
III.5 Sismicité.....	33
III.6 Classification du site	33
III.7 Conclusion	35

Chapitre IV: présentation du logiciel (PLAXIS 3D)

IV.1 Introduction	36
IV.2 La méthode des éléments finis	36
IV.2.1. Concepts de base.....	36
IV.2.2. Calculs par la MEF.....	37
A/ Elle nécessite.....	37
B/ Elle permet.....	37
C/ Les sorties fournissent pour les ouvrages sont.....	37
IV.3 Code de calcul Plaxis	37
IV.4 Les sous-programmes de plaxis.....	38
a/ plaxis-calculations.....	39
b/ plaxis-curves.....	40
IV.5 lois de comportement dans plaxis.....	40
IV.5.1 modèle élastique linéaire.....	40
IV.5.2 Modèle de Mohr-Coulomb.....	40
IV.7 Conclusion.....	41

Chapitre V :

V.1. INTRODUCTION.....	42
V.2. Considérations générales.....	42
V.3. Présentation les couches de sol modélise.....	43
V.4. Déformation du maillage.....	44
V.5. Analyse du comportement statique de la station (hacen badi).....	44
V.5.1. Déformation de la structure en service cas statique.....	44
V.6. Analyse du comportement dynamique de la station (hacen badi).....	48
V.6.1. Caractéristique de la secousse sismique.....	48
V.6.2. Déformation de la structure en service cas dynamique	48
V.7. Les résultants.....	52
V.8 CONCLUSION.....	56

Liste des figures

Numéro de la figure	Désignation des figures	Page
Figure I.1	Les différents types d'ouvrages de soutènement.	2
Figure I.2	Les rideaux de palplanches métalliques.	4
Figure I.3	Ouvrage de soutènement terrestre en palplanches.	4
Figure I.4	Mur poids en béton.	4
Figure I.5	Mur poids en pierres maçonneries.	4
Figure I.6	Mur poids constitué de poutres préfabriquées.	5
Figure I.7	Mur en béton armé (ou mur cantilever).	5
Figure I.8	variantes de conception.	6
Figure I.9	Voile ancré.	6
Figure I.10	Poutres ancré.	6
Figure I.11	Massif de sol en place renforcé par clonage.	7
Figure I.12	Renforcement par lanières métalliques de terre armée.	7
Figure I.13	Schéma de principe parois moulée d'étanchéité (présentation du N.N.P.).	8
Figure I.14	Schéma de principe d'une paroi moulée en place avec une nappe de tirants.	9
Figure I.15	Schéma montre les parois moulées de tranchée couverte.	10
Figure I.16	différence entre paroi moulée jambe de pantalon et paroi simple.	10
Figure I.17	Paroi préfabriquée.	11
Figure I.18	Schéma des étapes de réalisation d'une paroi moulée.	14
Figure II.1	Vue générale de la zone d'implantation de la Station Hacén Badi (Google Maps, date 30/12/2017).	17
Figure II.2	plan général Implantation et définition géométrique des parois moulées.	18
Figure II.3	Murettes-guide pour l'exécution des parois moulées.	19
Figure II.4	Exemple d'une hydrofraise.	20
Figure II.5	Mode d'exécution des panneaux considéré pour la Station Hacén Badi (situation courante).	21
Figure II.6	Panneaux primaires: Définition géométrique type. Écarteurs en PVC et en béton (dimensions en centimètres).	22
Figure II.7	Solution de blindage et de soutènement des puits d'extrémité de la Station Hacén Badi. Section concernant le puits d'extrémité Ouest.	23
Figure II.8	Soutènement provisoire type de la galerie.	24
Figure III.1	le schéma de séismes.	28
Figure III.2	Carte des plaques tectoniques.	29
Figure III.3	Onde de type P.	29
Figure III.4	Onde de type S.	30
Figure III.5	Onde de Rayleigh.	30

Figure III.6	Ondes de surface (l'onde de love).	31
Figure III.7	Carte de la sismicité enregistrée en Algérie depuis 1973.	32
Figure III.8	Carte des intensités maximales observées.	32
Figure III.9	Carte de zonage sismique en Algérie.	33
Figure IV.1	Organigramme des sous-programmes de code Plaxis.	39
Figure IV.2	Fenêtre principale du programme d'entrée des données.	39
Figure IV.3	Fenêtre de calcul.	40
Figure V.1	Différentes types de couches.	43
Figure V.2	Mode d'exécution des panneaux primaires - passe multiple	44
Figure V.3	profil en long développé D-E	44
Figure V.4	modélisation de structure.	43
Figure V.5	schéma pour maillage.	45
Figure V.6	Le déplacement total (U).	46
Figure V.7	Le déplacement (U _x).	45
Figure V.8	Le déplacement (U _y).	46
Figure V.9	contraintes (σ_x) en cas statique.	46
Figure V.10	contraintes (σ_y) en cas statique.	47
Figure V.11	déformation (ϵ_{xx}) en cas statique.	47
Figure V.12	déformation (ϵ_{yy}) en cas statique.	48
Figure V.13	Le déplacement (U _x).	48
Figure V.14	Accélérogramme utilisé dans les calculs.	49
Figure V.15	Le déplacement (U _x).	49
Figure V.16	Le déplacement (U _y).	50
Figure V.17	Le déplacement total (U).	50
Figure V.18	contraintes (σ_x) en cas dynamique.	51
Figure V.19	déformation (ϵ_{xx}) en cas dynamique.	51
Figure V.20	déformation (ϵ_{yy}) en cas dynamique.	52
Figure V.21	contraintes (σ_y) en cas dynamique.	52
Figure V.22	Déplacement Max (U _y) cas statique.	53
Figure V.23	Déplacement Max (U _y) cas dynamique.	54
Figure V.24	Comparaison déplacement (U _y) stat/dyn.	55
Figure V.25	Déplacement dans accélération "6s" (cm).	55

Liste des tableaux

liste des tableaux	Designation des tableaux	Page
Tableau I.1	Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.	3
Tableau II.1	Résumé des profondeurs des horizons géotechniques existantes.	25
Tableau II.2	Paramètres géotechniques de calcul considérés.	26
Tableau III.1	Coefficient d'accélération de la zone "A"	34
Tableau V.1	Paramètres géotechniques de calcul considérés.	42
Tableau V.2	des aciers A500 NR.	43
Tableau V.3	Déplacement max (Uy) cas statique.	54
Tableau V.4	Déplacement max (Uy) cas dynamique.	55
Tableau V.5	Déplacement dans accélération "6s" (cm).	56

LISTE DES SYMBOLES

Z : Profondeur moyenne
W : Poids propre du massif de sol
 Φ : L'angle de frottement interne
C : Cohésion
K0: Coefficient de pression des terres au repos.
Ka: Coefficient de poussée des terres.
Kp: Coefficient de butée des terres
 ν : coefficient de poisson
C: la résultante d'adhésion sur le plan de glissement
K_h: Coefficient de réaction
 σ : Contrainte normal
 τ : contrainte tangentielle
u : pressions interstitielles
 α : Angle de la ligne de rupture
 β : Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale.
 τ : Contrainte de cisaillement
 Ψ : Angle de dilatance.
 θ : Angle d'inclinaison d'un mur par rapport à la verticale
Q : Pression répartie des surcharges
 δ : L'angle de frottement sur le Mur.
H: la hauteur du mur
Fad: La charge totale exercée sur le Mur
Ka γ : Coefficient de poussée des terres normales à l'écran
Kaq: Coefficient de poussée due à la surcharge
Kq γ : Coefficient de butée due à la surcharge
Kpq: Coefficient de butée due à la surcharge
 σ_a : La contrainte de poussée
 σ_p : La contrainte de butée
 σ_v : la contrainte verticale
 σ_h : la contrainte horizontale
Pa : La pression active
Cw: Résultante due à l'adhérence mur-sol
R: La réaction sur le plan de glissement

Introduction générale

Introduction générale :

Les parois moulées offrent un large champ d'application dans le domaine de réalisation de fouilles en déblai, pour les fouilles de grande profondeur et en site urbain.

La fiche de la paroi moulée peut monter jusqu'à 20 m de profondeur. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage /butons. Ceux-ci sont nécessaires dès que l'on atteint une hauteur d'excavation de l'ordre de 4m.

Les techniques de renforcement de sol, qui ont connu aux cours des dernières décennies, un développement important dû au progrès technologique, consistent à améliorer sélectivement les propriétés mécaniques des sols par la mise en place d'inclusions travaillant en traction, en compression ou en flexion.

On distingue les techniques s'utilisant sur les sols en place (clouage, les tirants d'ancrages, micro pieux, pieux forée, colonnes ballastées), de celles s'employant dans les sols rapportés (terre armée, géotextiles et géomembranes, texsol, etc.).

L'essentiel de ce programme ou des travaux présentés dans cette thèse portera sur l'étude du comportement dynamique des parois moulées.

Tout d'abord, les types du soutènement et parois moulées et une recherche bibliographique sur les déférentes études des parois moulées.

Puis une présentation de projet a étudié, et historique sur le métro d'Alger, comment et étapes de réalisation d'une paroi moulées.

Les effets sismiques dans le monde et l'histoire de l'Algérie avec les tremblements de terre et les zones sismiques en eux.

Avec Présentation de l'élément sélectionné avec le code de calcul utilisé dans la modélisation numérique tridimensionnelle (PLAXIS 3D), La méthode des éléments finis. D'une étude numérique du comportement dynamique de la paroi moulée (sous sollicitation sismique). L'étude est faite en 3D par le code de calcul (PLAXIS). Et le modèle de Mohr- coulomb pour le sol. Les résultats sont présentés en termes de contraintes, de déformations horizontales et de cisaillement en fonction du temps développés au niveau du soutènement, et du sol environnant.

CHAPITRE I :
LES OUVRAGE DE
SOUTENEMEN

CHAPITRE I : LES OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT

I.1. INTRODUCTION :

Les ouvrages de soutènement jouent un rôle très important de retenir les massifs de terre. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses. Ces ouvrages demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation.

I.2. Définition des ouvrages de soutènement :

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivellée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivellée peut être réalisée en procédant :

- À la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation)
- Ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation) [1].

I.3. Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée :

Les ouvrages de soutènement (Figure I.1) se distinguent donc par la manière dont les efforts de poussées (Du terrain derrière l'ouvrage) sont repris. La poussée peut être reprise par [2]:

- Le poids de l'ouvrage (fig.1) : ce type de mur assure la stabilité du système mur/sol par son poids propre. Le poids du mur peut contribuer à sa stabilité et à la reprise des poussées, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière.
- L'encastrement de l'ouvrage (fig.2) : ce type de mur assure la stabilité du système mur/sol par l'encastrement de sa semelle. La semelle du mur doit avoir une largeur suffisante pour résister aux différentes formes d'instabilité (glissement de la semelle, renversement, etc.). Les rideaux de palplanches, les parois moulées fonctionnent par encastrement, mais en faisant intervenir la partie fichée du mur dans le sol.
- L'ancrage de l'ouvrage (fig.3) : ce type de mur assure la stabilité du système mur/sol par l'ancrage ou le clouage du mur dans le sol. Le mur est ancré dans le sol par des tirants d'ancrage ou des clous permettant la reprise des forces de poussées.

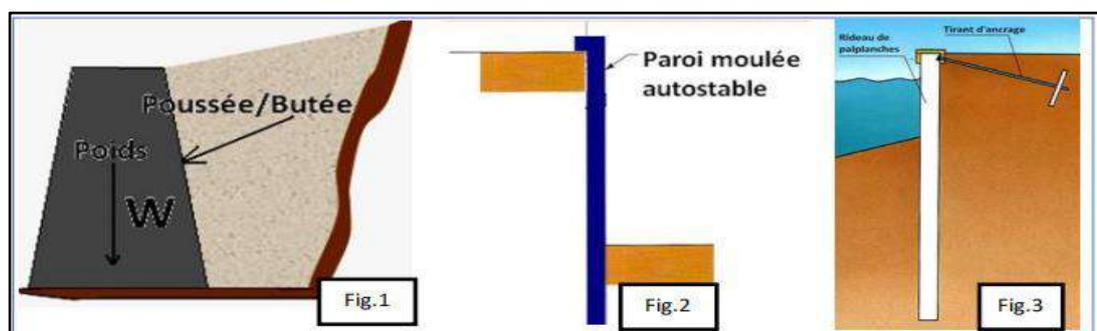
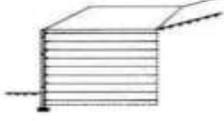
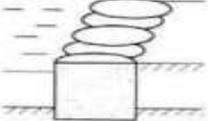
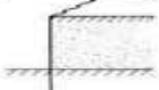
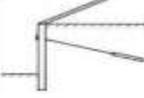
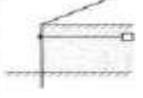


Figure I.1 Les différents types d'ouvrages de soutènement

Les différents types d'ouvrages de soutènement classés d'après le mode de reprise de la poussée montrent dans (Le tableau I.1) :

Tableau I.1: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.

Le mode de reprise de la poussée	Ouvrage de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p>Mur en Terre Armée</p>	 <p>Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p>Mur en béton, ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>

I.4. Soutènement des excavations :

Le développement en zones urbaines nécessite généralement la réalisation d'excavations profondes à proximité de structures existantes en surface.

Les ouvrages des soutènements des excavations profondes peuvent être des ouvrages temporaires ou permanents qui ont une influence fondamentale sur la sécurité, la qualité, la rapidité et la rentabilité de la construction des projets qui nécessitent les excavations profondes. Les ouvrages de soutènements des excavations incluent tous les moyens et les méthodes de prévention d'un effondrement de terre qui entourent une excavation.

Dans un premier temps, il sera décrit tant en termes d'exécution, de domaine d'emploi que de mode de fonctionnement, les familles de soutènement suivante [3]:

- Les rideaux de palplanches métalliques.
- les parois de pieux - Les parois composites.
- Les parois moulées et Les parois préfabriquées
- les murs poids - les murs préfabriqués
- les murs en béton armé ou murs cantilever
- les voiles et poutres ancrés
- les massifs en sol cloué (ouvrages en sol en place renforcé)
- les ouvrages en remblai armé (ou renforcé)

I.4.1. les rideaux de palplanches métalliques:

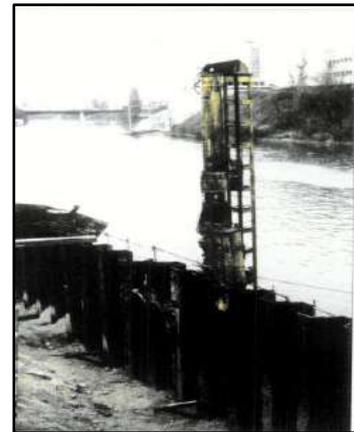


Figure I.2 :Les rideaux de palplanches métalliques



Figure I.3 :Ouvrage de soutènement terrestre en palplanches

I.4.2. les murs poids - les murs préfabriqués :

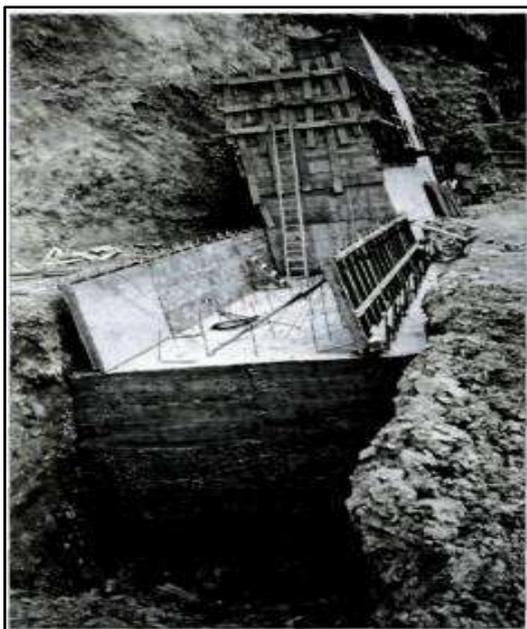


Figure I.4 :Mur poids en béton

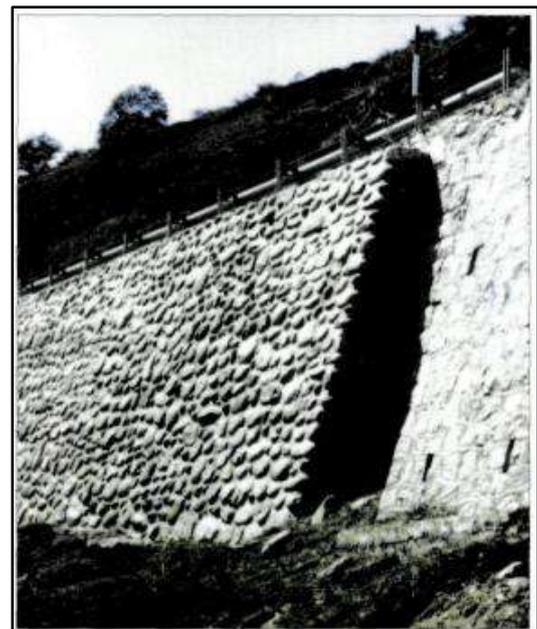


Figure I.5 :Mur poids en pierres maçonnées

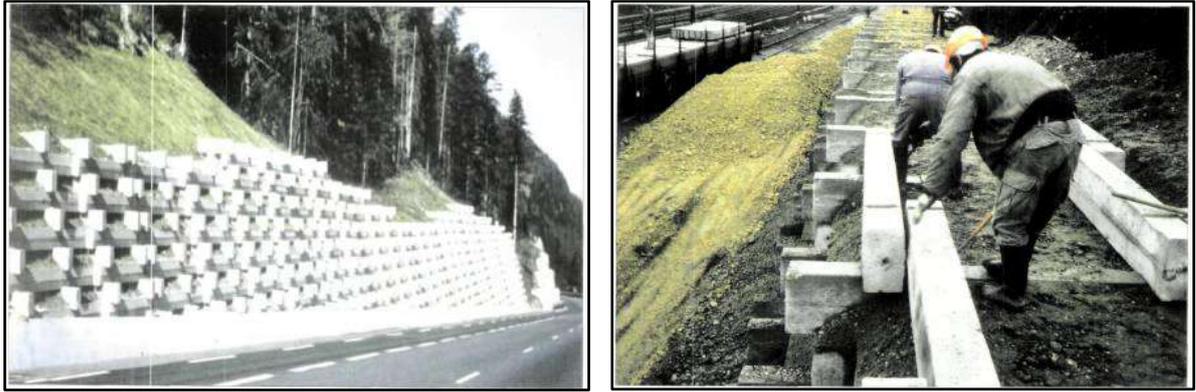


Figure I.6 :Mur poids constitué de poutres préfabriquées.

I.4.3. les murs en béton armé ou murs cantilever :

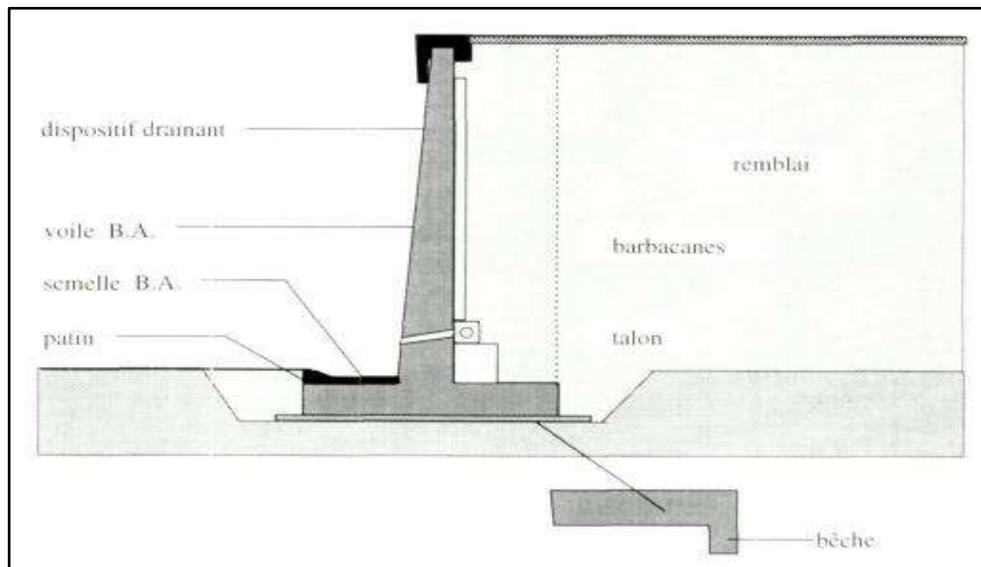


Figure I.7 :Mur en béton armé (ou mur cantilever).

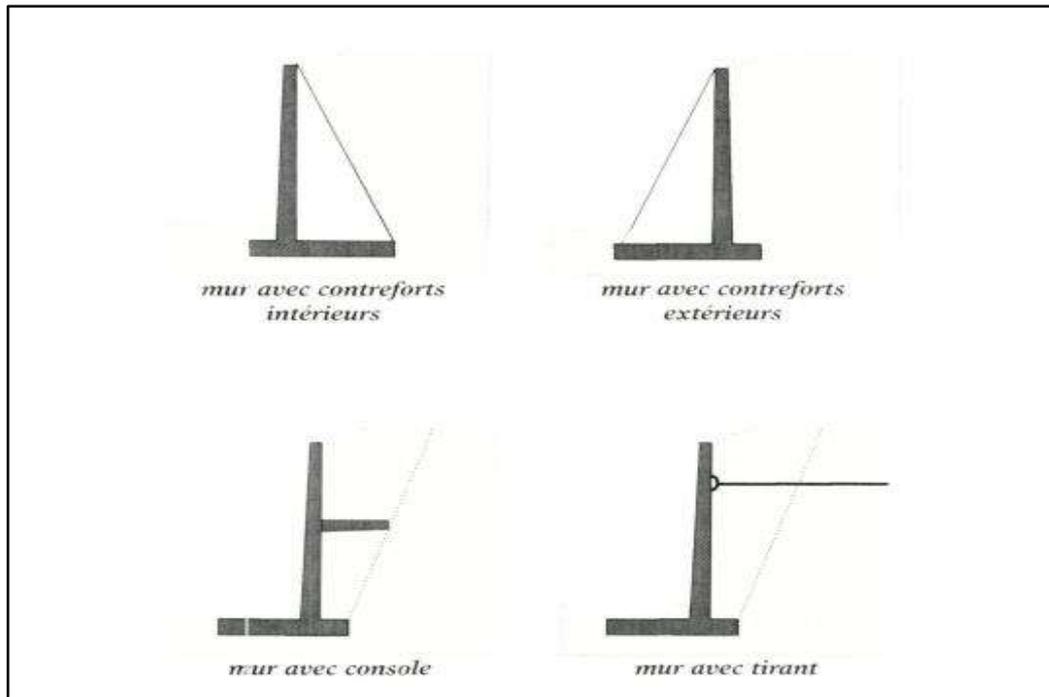


Figure I.8 : variantes de conception.

I.4.4. les voiles et poutres ancrés :

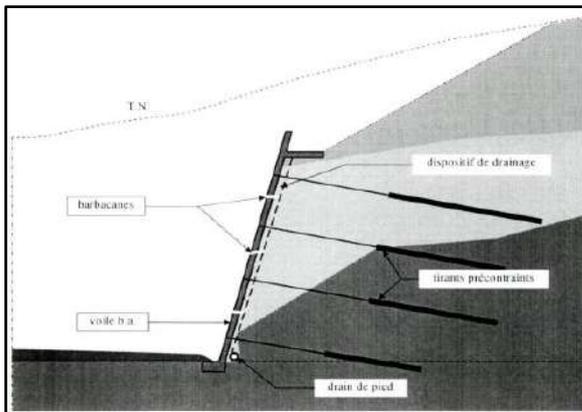


Figure I.9 :Voile ancré.

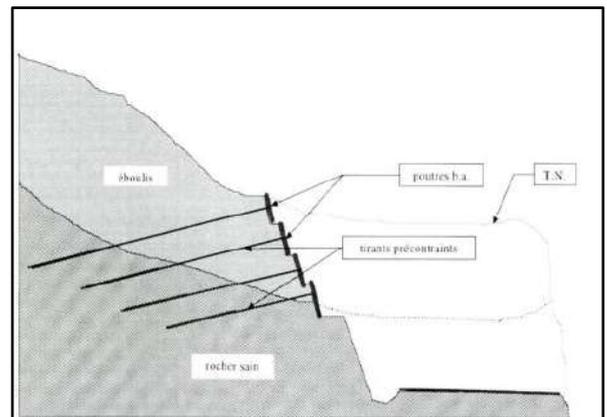


Figure I.10 :Poutres ancrées.

I.4.5. les massifs en sol cloué (ouvrages en sol en place renforcé) :

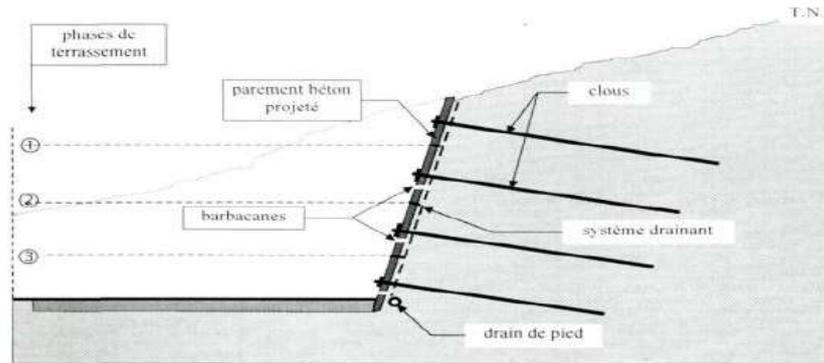


Figure I.11 : Massif de sol en place renforcé par clouage.

I.4.6. les ouvrages en remblai armé (ou renforcé) :



Figure I.12 : Renforcement par lanières métalliques de terre armée

I.5. les parois moulées :

➤1. Généralité :

La paroi moulée en béton armé consiste en un voile coulé dans les terres, comme une sorte de pieu continu, ceinturant l'emprise des sous-sols futurs (parking souterrain à plusieurs niveaux par exemple). Le terrassement se fait ensuite à l'intérieur de l'enceinte ainsi délimitée, pratiquement sans interruption, sauf le temps d'exécuter des tirants d'ancrage à différents niveaux. Aucun étaieement n'encombre le volume de l'excavation pendant les travaux (à part des butons dans les angles : voir plus loin). La paroi moulée permet la réalisation, en site construit dans la nappe phréatique, de terrassements profonds et étendus. Des profondeurs de plus de 20 m sont de pratique courante. Le procédé n'est en principe rentable qu'à partir de deux niveaux de sous-sol.

La paroi moulée sert :

De fondation : lorsqu'elle est descendue jusqu'aux couches porteuses profondes.

De soutènement : en maintenant les terres et les surcharges sur la périphérie.

De paroi étanche : en protégeant de l'eau extérieure le volume enclos : sa base est ancrée dans les couches imperméables assez profondément pour isoler de la nappe la plate-forme inférieure du terrassement. De ce fait il y a différents type de parois moulées [6].

➤2 Différents types de parois moulées :

➤2.1. Paroi d'étanchéité :

Destiné à créer une barrière étanche dans l'épaisseur du sol (par exemple pour protéger une nappe), ce type de paroi ne comporte pas de terrassement après son exécution.

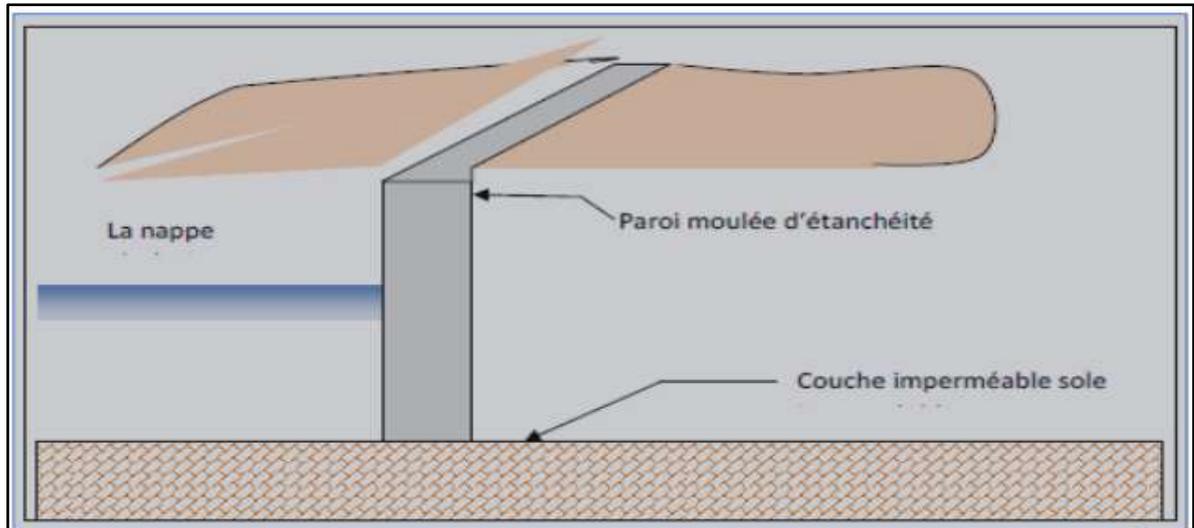


Figure I.13: Schéma de principe parois moulée d'étanchéité (présentation du N.N.P.).

N'étant pas armée, la paroi est coulée soit avec un mélange de boue de bentonite et de graviers (épaisseur importante, d'au moins 1,50 m). Soit en béton de ciment plastique à dosage de ciment réduit, introduit au tube plongeur sous boue de bentonite (épaisseur variable de quelques centimètres à une soixantaine, suivant le dosage) ; soit avec un mélange de bentonite, de ciment et d'adjuvants assurant son auto durcissement (épaisseur 50 à 60 cm)

Les parois d'étanchéité à base d'un liant spécial offrent une solution idéale pour maîtriser les fluctuations de la nappe phréatique. Les parois peuvent être placées à la verticale et à l'horizontale. Elles assurent une résistance durable à l'eau [6].

Les applications possibles sont:

- excavations
- digues, tunnels et parkings souterrains
- chemins creux
- sites pollués
- Mise en œuvre :

Pour mettre en place une paroi en ciment-bentonite, une tranchée est creusée sans vibrations et de façon insonore, jusqu'à la couche imperméable. Les tranchées jusque 100 m de profondeur sont réalisables. Le mélange à base de liant spécial, d'eau et de terre, assure la stabilité de la tranchée. Après durcissement, il forme une paroi étanche et suffisamment résistante. Pour mettre en place une paroi d'étanchéité par injection de coulis sous pression, le coulis à base d'un liant spécial et d'eau est introduit à la profondeur souhaitée, au moyen d'un tube d'injection. La tête d'injection tournante permet de recouper le sol sous pression de l'injection de coulis. Lors de la remontée de la tête d'injection tournante, une paroi étanche est créée sous forme d'une colonne de terre et de Ciment [6].

➤2.2. Paroi de soutènement simple :

Cas où il n'est pas prévu de construction dans l'excavation après terrassement.

La paroi, en béton armé, est alors maintenue par des tirants d'ancrage permanents, ou par des contreforts, intérieurs ou extérieurs, réalisés par le même procédé que la paroi proprement dite. Le fonctionnement des parois Paroi moulée classique est celui d'une structure chargée par la poussée des terre et de l'eau soutenue et résistant en flexion pour mobiliser des appuis constitués, d'une part, par le sol en fiche et d'autre part par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran [6].

L'écran est généralement fiché de façon significative dans le terrain : de façon typique, la fiche pour une paroi ancrée varie de 30% à 50% de la hauteur de fouille, en permettant la mobilisation d'un appui au sein du terrain, cette fiche joue un rôle déterminant dans l'équilibre de l'ouvrage [6].

La nature de cette appuis est variable selon les propriétés de terrain, la longueur en fiche de l'écran et sa rigidité et la distribution des autres appuis, tirants ou butons en partie aérienne. Elle peut se réduire à un appui simple pour des écran très rigide, ancrés en partie supérieure et dont la fiche est courte tandis que pour des écrans ne possédant pas d'appuis en partie supérieure l'encastrement en fiche devra être totale. Dans le cas général l'écran se trouve partiellement encastré dans le terrain [6].

Les appuis en partie supérieure de l'écran sont présents dès que la hauteur libre dépasse environ 5m, de façon à limiter les déplacements de renvoyer les efforts d'appuis suffisamment loin en arrière de l'écran, au sein d'une partie stable de massif de sol. il peut également s'agir de butons, dans le cas où l'effort être renvoyé à une structure faisant face à l'écran (cas des tranchées couvert, par exemple) [6].

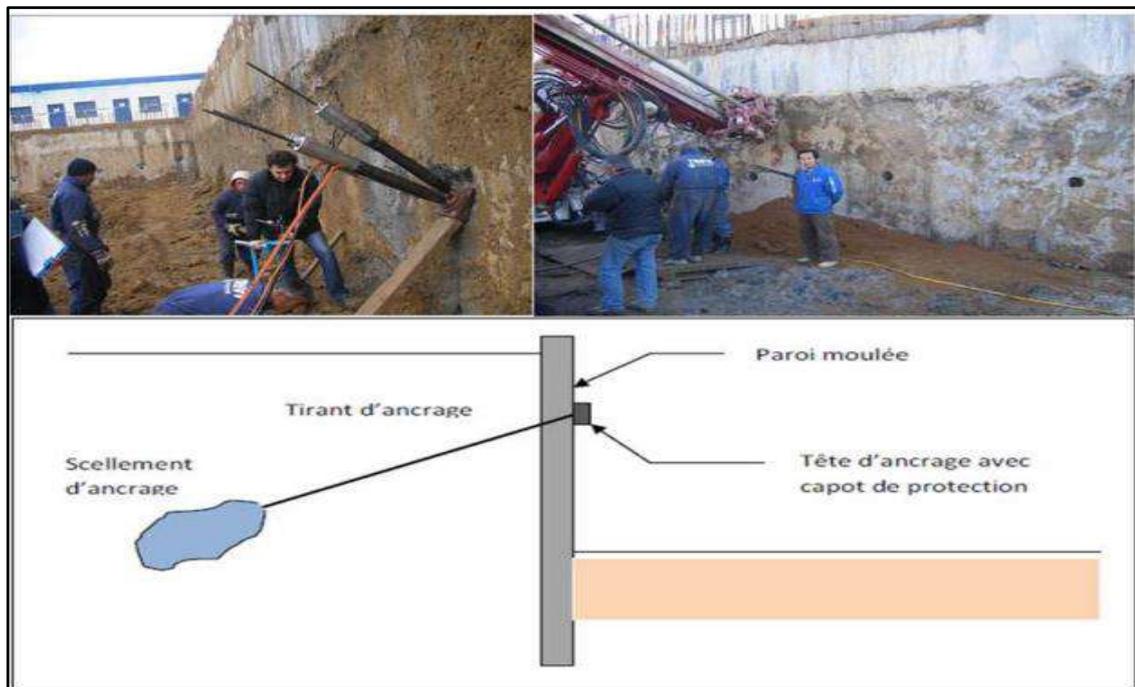


Figure I.14 : Schéma de principe d'une paroi moulée en place avec une nappe de tirants.

➤2.3. Les parois moulées classiques :

À côté de la technique classique déjà décrite, à triple fonction (fondation, soutènement, écran étanche), on trouve aussi [6].

A- la paroi de tranchée couverte :

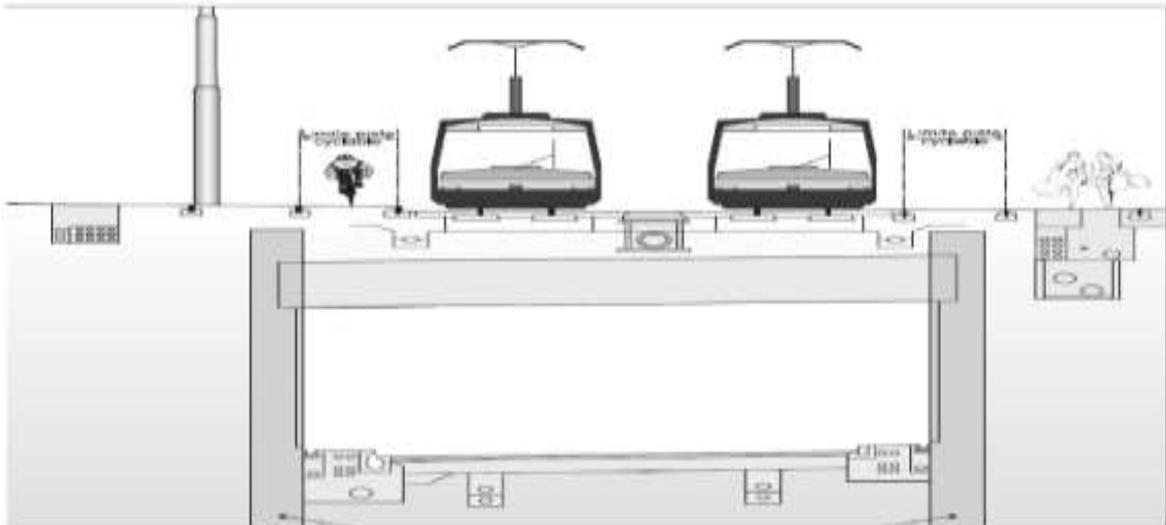


Figure I.15 : Schéma montre les parois moulées de tranchée couverte.

B - Les "jambes de pantalon" :

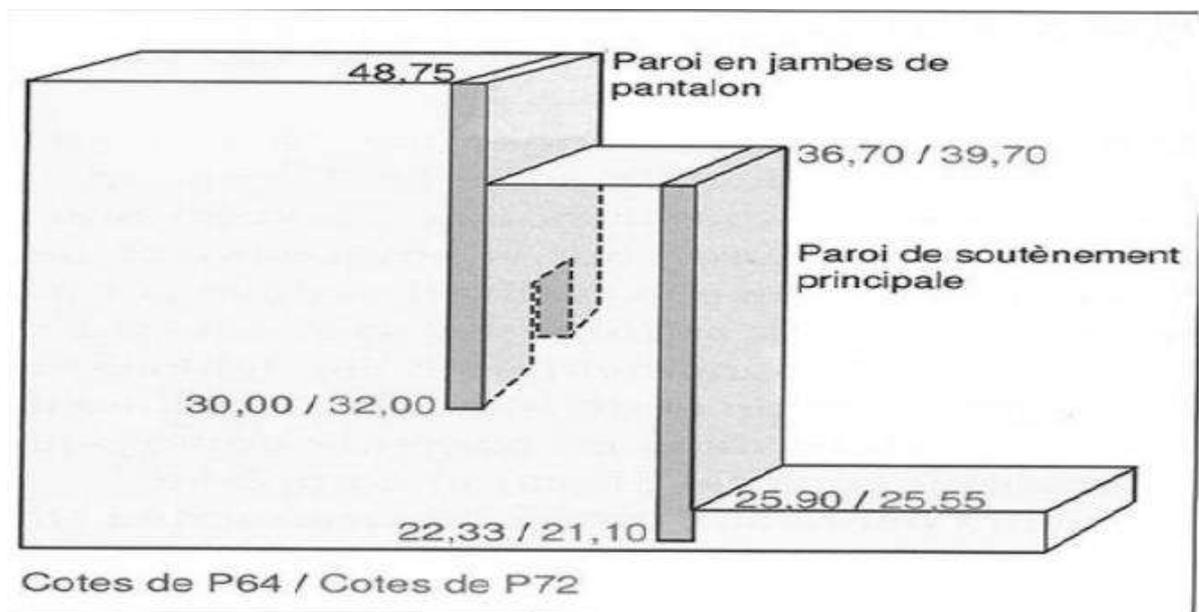


Figure I.8 : différence entre paroi moulée jambe de pantalon et paroi simple.

➤2.4. Les parois caissons :

Autre mode d'utilisation de la technique de la paroi moulée, la paroi caisson consiste en une enveloppe, en béton armé, que l'on remplit de béton cyclopéen après avoir retiré les terres contenues à l'intérieur.

Elle remplace, pour de très grandes dimensions et de grandes profondeurs, la technique des caissons havés Caissons havés ("ouverts") Les extrémités inférieure et supérieure sont ouvertes.

Le caisson est foncé, en place Lorsque la cote finale est atteinte on assèche le caisson et on le remplit de béton Pour faciliter la pénétration du caisson dans le sol, les extrémités inférieures des parois latérales du caisson sont façonnées en biseau ; sur cette partie biseautée, ou "crinoline", est fixée une "trousse coupante" munie d'un "couteau" prolongeant la paroi extérieure du caisson; Elle permet de fonder des charges ou d'ancrer des efforts de traction considérables [6].

➤2.5. Les parois préfabriquées :

Les parois préfabriquées sont constituées, quant à elles, de panneaux préfabriqués en béton armé, descendus clans des excavations dans Lesquelles ils sont celles à L'aide généralement d'un coulis de ciment-bentonite. Celles-ci sont réalisées dans les mêmes conditions que pour les parois moulées, le fluide de forage pouvant être prévu pour servir également de coulis de scellement des panneaux. Les parois sont généralement ancrées ou boutonnées [5].



Figure I.16 : Paroi préfabriquée.

➤2.6. Les parois de pieux- les parois composites :

A/ Une paroi de pieux :

est constituée d'une succession de pieux forés, tangents ou sécants. Il s'agit généralement de pieux forés en béton armé, d'un diamètre de 0,60 à 1,20 m au plus, réalisés à l'abri d'un tube de travail provisoire (remonté au fur et à mesure du bétonnage).

Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que les pieux ont atteint une résistance suffisante. Les parois peuvent être planes, courbes, présenter des angles et former des enceintes fermées.

La paroi de pieux est le plus souvent ancrée par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints, situés dans des poutres horizontales métalliques (en principe lorsque les tirants sont provisoires) ou en béton armé [5].

B/ Une paroi composite :

Est constituée de pieux isolés, disposés verticalement avec un entre-axe généralement compris entre 2,50 et 4 mètres, et de voiles, en principe en béton armé (coulé en place ou projeté), réalisés entre les pieux au fur et à mesure de l'excavation des terres devant ces derniers.

Les voiles sont généralement réalisés par plots de 2 à 5 mètres de hauteur, en béton coffré ou projeté, et liaisonnés aux pieux.

Une paroi composite comporte le plus souvent un ou plusieurs niveaux d'appui. Lorsqu'il s'agit de tirants d'ancrage précontraints, comme cela est généralement le cas, ils peuvent s'appuyer sur des poutres horizontales métalliques (généralement lorsque ces tirants sont provisoires) ou en béton armé. Ils peuvent être disposés également au droit des pieux, et même noyés dans le béton de ces derniers à l'intérieur de réservations spécialement prévues à cet effet, lorsqu'ils sont définitifs [5].

Pour des raisons d'aspect, les parties vues des parois composites et des parois de pieux (hauteur libre des parois) peuvent être, si nécessaire, soit traitées, soit revêtues d'un bardage rapporté. Par ailleurs, bien qu'elles ne soient pas conçues en principe pour des terrains qui retiennent une nappe sur leur hauteur libre (souvent simplement pour éviter des suintements d'eau sur les parements vus), ces parois peuvent être pourvues, dans le plus simple des cas, de barbacanes, reliées ou non à un système de drainage. Pour des parois de type berlinoises ou parisiennes, celui-ci peut être réalisé simplement par la mise en œuvre d'un matériau drainant dans l'espace compris entre le pieu et la paroi du forage, sur la hauteur libre de l'ouvrage [5].

I.6. étapes générale de réalisation d'une paroi moulée :**Etape1 :**

Le premier ouvrage exécuté est la murette-guide : elle est constituée de deux murets provisoires en béton armé permettant :

- 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 avant la mise en place du béton et pendant son durcissement.

Les murettes-guides peuvent être construites au contact de structures ou de fondations existantes. On peut ainsi par exemple construire une paroi moulée au plus près de bâtiments mitoyens.

La phase de perforation est réalisée en une ou plusieurs passes, avec l'aide d'un fluide support, de manière à excaver des panneaux. La formulation de ce fluide et la longueur de chaque panneau excavé sont ajustées en fonction du type de sol et des structures mitoyennes environnantes, de manière à garantir à tout moment une bonne stabilité de la tranchée pendant les travaux. Lors de l'excavation, le terrain est progressivement remplacé par ce fluide support, appelé 'boue de forage'[6].

On emploie généralement une forme particulière d'argile, la bentonite, qui forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche, permettant de maintenir une contre-pression hydrostatique dans l'excavation s'opposant à la poussée des terres tendant à provoquer l'éboulement des parois. Une boue de forage fabriquée avec des polymères peut aussi être utilisée selon les conditions géologiques. D'autres options sont possibles [6].

Durant la phase d'excavation, les propriétés de la boue de forage sont régulièrement contrôlées, et corrigées lorsque nécessaire.

Etape 2:

Une fois l'excavation d'un panneau achevée, la boue de forage est recyclée, de manière à limiter fortement la quantité de particules de terrain en suspension. Puis une cage d'armatures est mise en place dans le panneau. Cette cage peut être pré-équipée de divers éléments, par exemple des tubes de réservation pour l'exécution de tirants d'ancrage.

Une fois la cage mise en place, on installe des colonnes de bétonnage traversant la cage d'armatures jusqu'au fond du panneau excavé.

Le bétonnage du panneau est réalisé depuis la surface. Les colonnes de bétonnage permettent de couler le béton depuis le fond du panneau, et de remonter progressivement jusqu'à la surface. Pendant cette opération, le béton enrobe la cage d'armatures et repousse progressivement la boue de bentonite vers la surface, où elle est pompée pour être traitée, avant d'être réutilisée.

L'étanchéité entre deux panneaux adjacents peut être réalisée :

- soit par l'utilisation d'un coffrage métallique provisoire CWS permettant l'incorporation d'un joint emprisonné de part et d'autre dans le béton de chaque panneau ;
- soit en remordant dans le béton du panneau adjacent (possible uniquement lorsque l'excavation est réalisée à l'Hydrofraise [6]).

Etape 3 :

En fonction des projets une poutre de couronnement en béton peut être construite en tête de paroi pour lier les panneaux entre eux ou pour préparer l'interface avec le reste du projet.

La phase de terrassement peut ensuite être réalisée à l'abri de la paroi moulée. Pendant ce terrassement, et en fonction du niveau de finition demandé, le béton de la paroi pourra alors être raboté. L'excavation est souvent réalisée en plusieurs étapes. Suivant la conception de l'ouvrage, des opérations complémentaires peuvent être réalisées comme l'installation de liernes, la mise en place d'un bétonnage, la réalisation et mise en tension de tirants d'ancrage, la construction de planchers intermédiaires, etc.

Les épaisseurs de paroi moulée sont généralement de : 0,50 m ; 0,60 m ; 0,80 m ; 1,00 m ; 1,20 m ; 1,50 m et 1,80 m [6].



Figure I.17 : Schéma des étapes de réalisation d'une paroi moulée.

Conclusion :

Les murs construits jouent un rôle majeur dans la stabilisation des structures instables. Ils sont classés en plusieurs types en fonction de l'élan du sol. A cet effet, il sera nécessaire de mener une étude approfondie du projet afin de choisir le type de site approprié et le déplacement géotechnique du sol au moindre coût.

Nous avons montré les différents types de moulées et leur utilisation pratique en fonction de nombreux paramètres environnementaux dont les conditions géotechniques, urbaines et économiques. Chaque type de soutènement nécessite des compétences techniques et des conditions environnementales spécifiques. La conception et l'utilisation des matériaux sont des facteurs qui déterminent le type et le rôle de chaque mur. La stabilité et le comportement mécanique du mur après sa mise en place et son fonctionnement dépendent principalement des dimensions du mur et c'est quelque chose qui doit être abordé dans ce qui suit.

CHAPITRE II:

Présentation de l'ouvrage

II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :**II.1. INTRODUCTION :**

La ville d'Alger a connu un accroissement démographique considérable et une accélération importante du processus de son urbanisation, qui ont généré d'énormes difficultés de circulation de ses habitants et visiteurs. Afin de faire face à cette situation, les autorités ont opté pour la mise en place d'un réseau de transport capacitaire en site propre capable de donner une réponse efficace à la demande en constante évolution. Dans cette optique, le métro a été retenu comme solution structurante de l'offre de déplacement de la capitale Alger, apte à répondre aux exigences d'un tissu urbain très dense. Pour la réalisation de ce type d'ouvrages souterrains, l'ingénieur en génie civil doit faire face à une variété de difficultés techniques particulière.

II.2. historique sur le métro d'Alger :

Les études du métro d'Alger ont commencé en 1932, dont l'objectif premier était de réaliser une ligne de 14 km entre « Bologhine » et « El Harrach ». En 1955 l'administration coloniale décida d'entreprendre une étude pour la réalisation de la ligne entre « Bologhine » et « El Harrach », qui devait être lancée, a été en fin de compte abandonnée.

En 1972, une étude de transport confiée au Bureau Britannique Buchanan concluait qu'une sorte de métro de type classique serait la solution la plus appropriée.

En 1981, SOFRETU (Société Française d'étude et de Réalisation de Transport Urbain) a fait une étude pour le compte de la RSTA (Régie syndicale des transports algérois) et conclu que la meilleure solution serait d'implanter un système de transport du métro à l'intérieur des zones denses de la ville. Ce système assurerait le transport de 40 000 voyageurs par heure en un seul sens.

En 1982 Le lancement des études du métro d'ALGER s'est concrétisé par la création de l'E.M.A (Entreprise du Métro d'ALGER) qui avait pour rôle de veiller au bon déroulement des différentes étapes de ce projet de grande envergure, dont le lancement des travaux n'a débuté qu'en 1990.

Les études de conception générale ont abouti à la définition d'un schéma de réseau à long terme constitué de trois lignes, totalisant environ 56 Km avec 54 stations. L'analyse des flux de déplacement des personnes dans la ville d'Alger, faite par l'E.M.A, montre une forte densité sur l'axe: Bab El-Oued - Hussein Dey. C'est pour cela que le choix s'est porté pour la réalisation en priorité de la première phase de la première ligne qui s'étend de Hai El Badr à TAFOURAH Grande Poste, d'une longueur de 9,5km et comportant dix stations, ligne inauguré le 31 octobre 2011, la ligne est mise en service commercial le lendemain 1er novembre [7].

II.3. présentation de la Station Hacén Badi :

La Station Hacén Badi sera située dans le quartier Belfort, dans une surface topographiquement plane et dans la confluence de la Rue Ahmed Aouane (à Est) avec la Rue des Frères Oudek (à Ouest) et la Rue Slimane Hanafi (à Sud). La grande concentration de petit commerce dans cette zone de la ville d'Alger, dont grand partie est effectué en utilisant la vie publique, conjugué avec le trafic serré et les rues très exiguës, font que l'aire d'implantation de la station soit marquée par une grande densité populationnelle pendant le jour et par la présence très proche de plusieurs types de bâtiments.

En effet, il est noté l'existence de quelques bâtiments qui sont placés dans l'avoisinante proche de l'aire d'implantation de la station, des quels se démarquent la Direction des Impôts (R+3) à Nord, l'Hôpital Hocine Badi (R+2) et une Clinique (R+0) à Sud et un bâtiment mixte (commerciale et d'habitation) (R+4) dans l'extrémité Sud-Ouest.

À cet égard, dans la (Figure II.1) est présenté la vue générale de la zone d'implantation de la Station Hacén Badi, notamment des deux puits d'extrémité à exécuter à ciel ouvert et de la galerie souterraine à matérialiser, comme déjà mentionnée, en suivant la méthodologie NATM, ainsi que des bâtiments placés dans les alentours. La zone d'implantation de la station correspond à une surface totale d'environ 3325 m², dont d'environ 2223 m² concerne aux deux puits d'extrémité [8].



Figure II.1: Vue générale de la zone d'implantation de la Station Hacén Badi (Google Maps, date 30/12/2017)

De cette façon, avec la réalisation de la galerie souterraine nous évitons la démolition de quelques bâtiments qui sont placés sur le corps de la station et, au même temps, la perturbation à la circulation routière dans ce quartier est mitigée grâce surtout à la non interruption de la rue signalée à vert dans la (Figure II.1) [8].

II.4. étapes de réalisation d'une paroi moulée pour station :

II.4.1. Méthode d'excavation :

Les travaux d'excavation seront réalisés selon la méthode traditionnelle de creusement des tunnels, aussi appelé de Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM). Cette méthode adopte l'idée générale d'utiliser le terrain autour de la galerie comme une partie intégrant de la structure stabilisant de l'ouverture, en permettant ainsi la considération qu'une parcelle des charges libérées dans le processus d'excavation est supportée par le terrain, naturellement avec déformations associées [8].

Le creusement conventionnel est un processus séquentiel et cyclique, en soient chaque étape d'excavation suivie de la mise en place d'un soutènement adéquat. Il faut remarquer que tant le passe d'avancement des excavations que le soutènement à appliquer, ainsi que les éventuels traitements, seront définis en fonction des conditions géologiques existantes et, conséquemment, du comportement attendu du terrain [8].

II.4.2. Blindage de fouille Station Hacen Badi :

Dans la conception des solutions de blindage (Figure II.2), de soutènement provisoire et d'excavation à adopter pour les différents corps de la station, nous avons essayé de respecter les principes de base suivants:

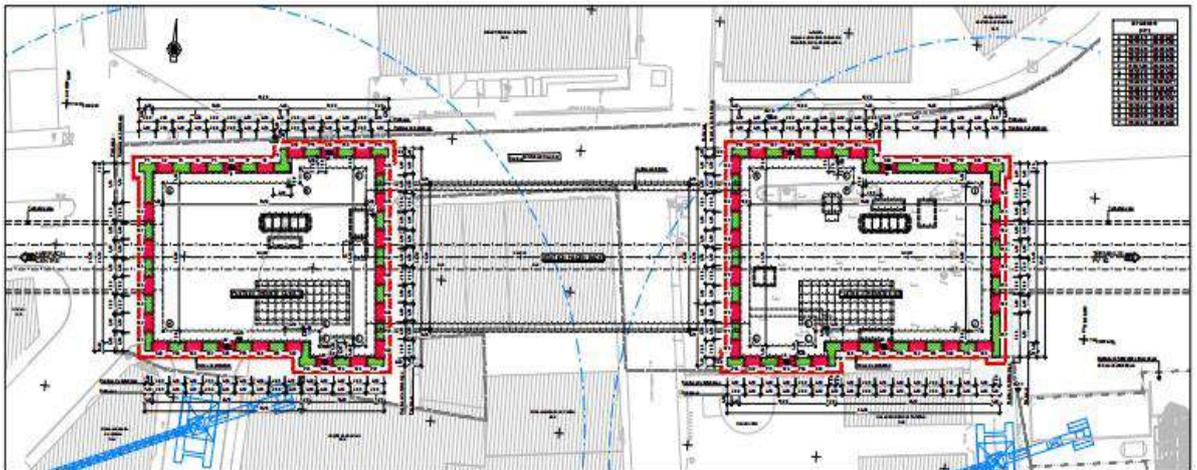


Figure II.2: plan général Implantation et définition géométrique des parois moulées.

- Les solutions de blindage et de soutènement préconisées pour la Station Hacen Badi seront présentés en fonction de la nature de l'excavation, ça veut dire, pour les excavations à ciel ouvert dans les puits d'extrémité et pour l'excavation en souterraine dans la galerie de liaison.
- Recourir à des solutions constructives qui s'adaptent facilement en termes d'évolution de la construction aux solutions prévues dans les différents projets, et qui permettent, de façon suffisamment prudente, de procéder aux excavations jusqu'à la cote de fond définie.
- Adapter les solutions de construction en fonction du type de travaux en question, de sa dimension et des contraintes qui l'entourent.
- Contrôler effectivement les déplacements des structures de blindage au fur et à mesure de l'avance de l'excavation, en considérant la proximité des bâtiments avec une hauteur considérable.
- Garantir la possibilité de la moindre interférence à la surface, en considérant le fait que la Station est située dans une voie publique routière dans un quartier avec une grande densité populationnelle.
- Contrôler l'affluence d'eau à l'intérieur de l'excavation de façon à éviter soit un abaissement significatif de la nappe phréatique ou des nappes phréatiques installées, soit des phénomènes d'instabilité hydraulique.
- Recourir aux solutions reconnues en conditions géologiques similaires et à des ouvrages du même type.

- Intégrer la structure de blindage le plus possible dans la structure finale de la station, en évitant ainsi des travaux postérieurs de démolition dans les zones où il puisse y avoir une interférence entre les structures.
- Promouvoir la facilité et la rapidité d'exécution.
- Minimiser autant que possible le coût associé.

Les solutions de blindage et de rétention préconisées pour la station Hacen Badi' seront présentées selon la nature de l'excavation, c'est-à-dire pour les excavations à ciel ouvert dans les trous d'extrémité et pour les excavations souterraines dans le portique de liaison.

L'excavation associée à l'exécution des puits d'extrémité aura une longueur d'environ 31,50 m et 36,00 m, respectivement, pour les extrémités Ouest et Est, tandis que la largeur courant d'excavation est d'environ 20,90 m. La profondeur moyenne d'excavation des puits est d'environ 40,20 m. Nous signalons que dans le puits d'extrémité Est est prévu un puits de pompage d'eau sous la dalle de fond, lequel implique que le niveau d'excavation, dans cette zone, soit d'environ 5,25 m plus profonde.

À son tour, la galerie souterraine aura 56,72 m d'extension et une aire d'excavation avec d'environ 338 m². Le recouvrement sera d'environ 20 m, qui correspond à un diamètre de la galerie à excaver.

Dans le cas de la Station Hacen Badi, la profondeur prévue pour les parois moulées est d'environ 50,0 m.

Avant le début des activités, une plate-forme de travail horizontale et avec des bonnes conditions de circulation devra être réalisée pour soutenir tous les équipements à utiliser dans la réalisation des parois moulées, laquelle devra être proposé par l'exécutant (le bureau d'études suggère l'exécution de la plate-forme sur la cote 45,7). Nous soulignons que la plate-forme devra être maintenue en bonnes conditions au fur et à mesure des travaux pour éviter des accidents et pour garantir une bonne exécution des parois moulées.

Pour assurer le correct alignement des panneaux et garantir la stabilité de la couche supérieure du terrain à excaver, la construction des murette-guides est considérée indispensable. Dans la (Figure II.3) est présentée la définition géométrique des murettes-guides préconisée dans le projet, ainsi qu'un exemple de murettes-guides typiques [8].

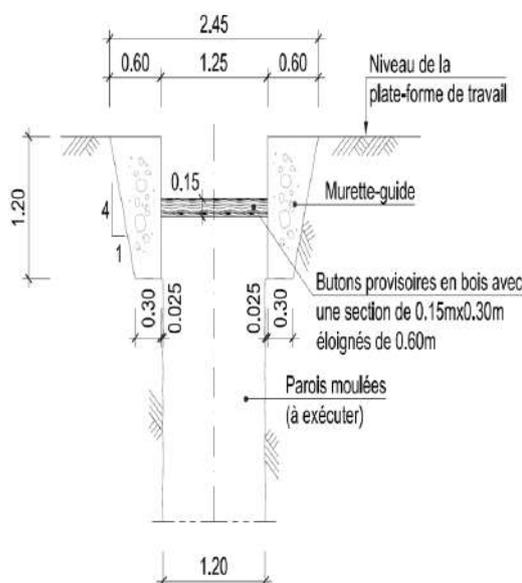


Figure II.3: Murettes-guide pour l'exécution des parois moulées.

En tenant compte des principes précédemment annoncés, la profondeur d'excavation nécessaire pour arriver à la cote finale d'excavation des puits et les faibles caractéristiques mécaniques des terrains à excaver, la solution de blindage recourant à des parois moulées pour les puits d'extrémités de la Station Hacen Badi se présente comme la solution la plus appropriée.

L'excavation de la paroi dans le terrain sera réalisée par une hydrofraise (voir exemple dans la Figure II.4), utilisant au fur et à mesure de l'avance de l'excavation des boues stabilisantes (boues de bentonite ou de polymères). Il est important que les boues de bentonite (mélange d'eau et d'argile sous forme colloïdale) ne dépassent pas la densité de 1,10 (kg/l).

Cette boue est indispensable, une fois qu'elle évite l'éboulement des parois des panneaux d'excavation, en faisant remonter en surface les débris de l'excavation, en limitant aussi les infiltrations d'eau et en réduisant le frottement entre les roues de coupe et les parois de l'excavation. Dans le présent projet, il a été considéré que l'équipement d'excavation produisait des panneaux avec 2,80 m de long et 1,20 m de large [8].



Figure II.4: Exemple d'une hydrofraise

Cette structure est constituée par deux murettes parallèles en béton armé, partiellement bétonnées contre le terrain, et la distance entre eux correspondre à l'épaisseur de la paroi (1,20 m) additionné de 5 cm. La distance finale correspond à l'espace libre nécessaire au passage de l'équipement d'excavation.

Nous soulignons encore que l'implantation de ces murettes et, par conséquence, de l'axe des parois moulées doit prendre en considération une tolérance de déviation verticale des parois minimale de 0,5% de la hauteur à creuser. Ainsi, dans le cas de cette station, nous avons prévu une tolérance de 20 cm.

La matérialisation du blindage dans le contour de l'aire d'implantation des deux puits est faite par la conjugaison de panneaux primaires et secondaires selon le séquençage type présenté

dans la (Figure II.5). La disposition préconisée pour les panneaux a essayé de garantir, pour chaque panneau, des mêmes conditions de frontière pour le creusement avec l'hydrofraise, à savoir, terrain-terrain dans le cas des panneaux primaires et béton-béton dans le cas des panneaux secondaires.

En ce qui concerne la Station Hacén Badi, attendant aux faibles caractéristiques mécaniques des terrains à creuser, les panneaux primaires seront ouverts et bétonnés par passe unique, avec les dimensions mentionnées précédemment. De même, les panneaux secondaires auront toujours les dimensions que correspondent à l'ouverture excavée par l'hydrofraise. Toutefois, il faut noter la nécessité d'effectuer, ponctuellement, des panneaux primaires multiples dans les coins ou dans le voisinage des sorties de ventilation, de façon à mieux régler les panneaux avec la géométrie de la fouille [8].

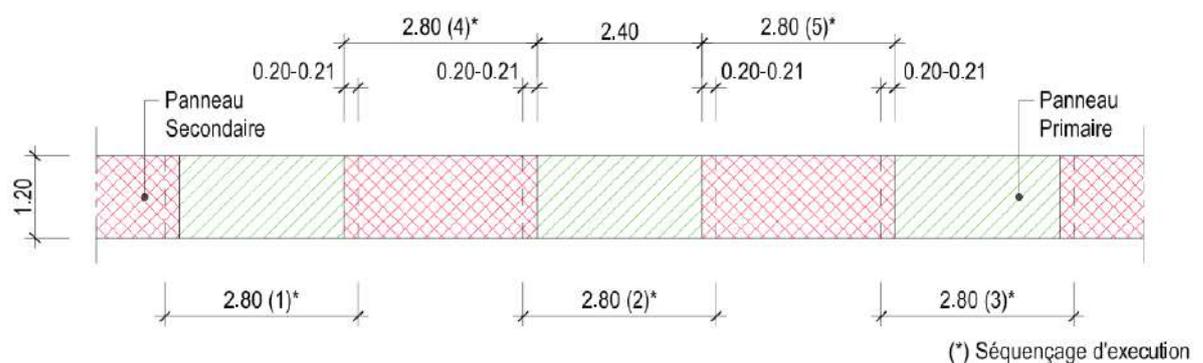


Figure II.5: Mode d'exécution des panneaux considéré pour la Station Hacén Badi (situation courante).

La continuité entre panneaux primaires et secondaires sera assurée par l'invasion, au fur et à mesure de l'excavation des panneaux secondaires, des tronçons d'extrémité des panneaux primaires qui seront déjà bétonnés. L'épaisseur de béton à démolir des panneaux primaires sera de 20 cm et 21 cm pour des situations courantes, en accord avec le schéma présenté dans (la Figure II.5).

Pour garantir que la fraise ne frappe pas les cages d'armatures des panneaux primaires pendant l'excavation des panneaux secondaires, des écarteurs en PVC Ø350 mm (e=8 mm) devront être installés dans les extrémités des panneaux primaires à fraiser, tel qu'illustré dans la (Figure II.6). En outre, pour assurer l'enrobage préconisé pour les armatures, des écarteurs en béton devront être installés au long des cages d'armatures (voir Figure II.6) [8].

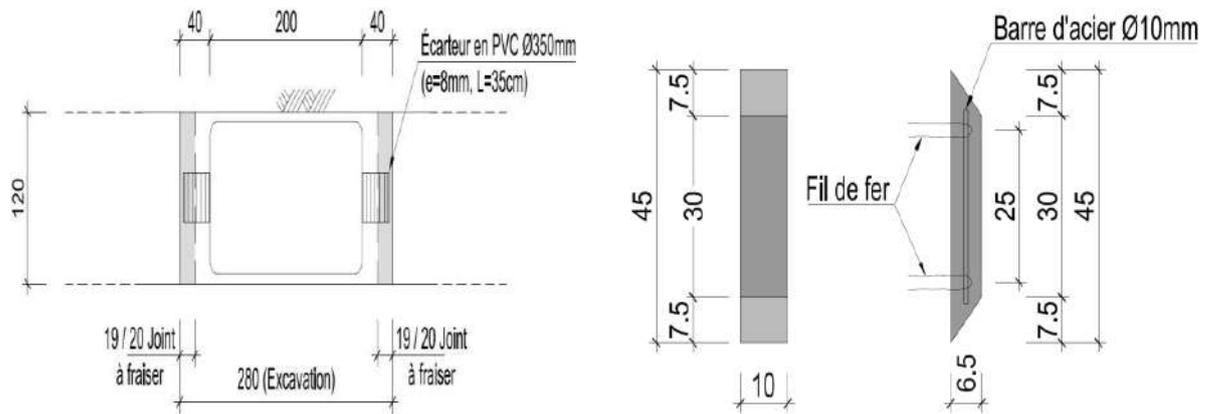


Figure II.6: Panneaux primaires: Définition géométrique type. Écarteurs en PVC et en béton (dimensions en centimètres).

Dans la définition des cages d'armatures des panneaux, nous avons pris en considération les aspects suivants :

- ❖ Fonctionnement conjoint des parois moulées et de la paroi de revêtement dans le scénario à long terme. Les armatures des parois moulées ont été dimensionnées, dans les cas applicables, pour résister à des efforts résultants des actions statiques à long terme et séismiques, en considérant une section résistante composée par les parois moulées et par la paroi de revêtement.
- ❖ Les cages d'armature sont fabriquées par éléments avec 12 m de longueur maximale.
- ❖ La raideur des cages sera assurée par des barres diagonales de renforcement et par des soudures dans points en divers croisements. Ces éléments n'ont pas une fonction structurelle.
- ❖ L'écartement minimal considéré entre des niveaux d'armatures a été défini par rapport à la dimension maximale des agrégats du béton, de façon à assurer la qualité du bétonnage et le remplissage de toute la section.

En ce qui concerne la solution de soutènement de l'excavation préconisée pour les puits d'extrémité, nous avons considéré, d'une façon général, huit niveaux d'appui principal pour faire face à une hauteur d'excavation totale avec d'environ 40,5 m (voir Figure II.7). Au fur et à mesure de l'excavation, les niveaux d'appui seront appuyés directement la paroi de revêtement, sauf le premier niveau que sera appuyé sur la poutre de couronnement.

À son tour, la poutre de couronnement devra être exécutée juste après l'étêtage des parois moulées sur la cote 42,8. La cote de la poutre de couronnement devra être constante dans tout le périmètre des deux puits d'extrémité.

Chaque élément des appuis des parois du blindage, à matérialiser par des profils métalliques, sera constitué par deux sections en caisson avec un comportement de poutre-colonne indépendante, dont chacune est constituée par deux profils HEB500 liés structurellement au long de toute sa longueur à travers de profils LNP 50x4 soudés aux semelles supérieures et inférieures. En considérant le niveau des efforts agissants sur chaque niveau et l'important largeur de la fouille des puits, nous avons dû préconiser le contreventement vertical et

horizontal des butons de tous les niveaux. À propos du contreventement vertical, des pieux $\phi 1000$ devront être exécutés pendant la phase d'exécution des parois moulées. Le nombre et la disposition spatial des pieux sera étudié dans la prochaine phase du projet de façon à n'affecter pas la viabilité et la rentabilité des travaux à l'intérieur des fouilles.

À son tour, le contreventement horizontal des butons sera mise en œuvre à travers de profils métalliques qui feront la liaison entre des butons et la structure de blindage dans les zones où soit attendu petits déplacements de la structure.

Il convient enfin souligner que, pour raisons constructifs et à cause de la présence proche de bâtiments, des murettes-guides pour l'exécution des parois moulées seront matérialisées dès pratiquement la surface (cote 45,7). Dans les cas où l'excavation pour l'exécution de la poutre de couronnement soit très proche des bâtiments, des solutions de soutènement provisoire seront considérés, tel que des berlinoises ou de rideaux de micropieux sécants.

Les eaux affluentes à l'intérieur de l'excavation des différents ouvrages seront captées vers un puits de pompage à créer au fond de l'excavation, et pompées jusqu'à la surface [8].

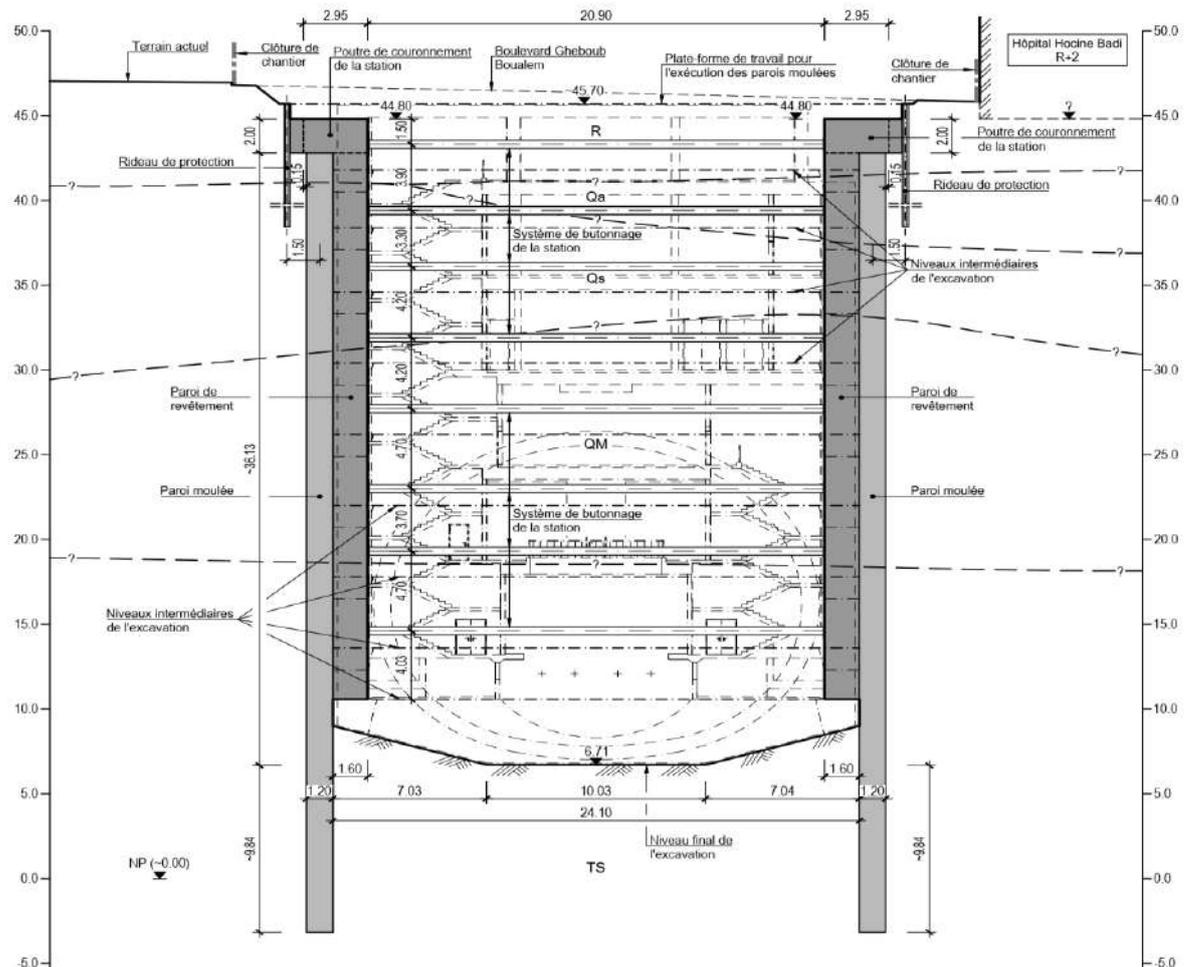


Figure II.7: Solution de blindage et de soutènement des puits d'extrémité de la Station Hacén Badi. Section concernant le puits d'extrémité Ouest.

II.5. excavation en souterrain :

Comme déjà mentionné, la galerie souterraine qui fera la liaison entre des deux puits d'extrémités de la Station Hacen Badi aura 56,72 m d'extension et une aire d'excavation avec d'environ 338 m², qui se traduit dans un largeur d'excavation de 20,40 m et une hauteur de 19,36 m. Le recouvrement sera d'environ 20 m, qui correspond à un diamètre de la galerie à excaver.

Les travaux d'excavation de la galerie seront développés en recourant surtout à équipements standards, ce qui se traduit par l'avantage d'une grande flexibilité de construction dans les zones qui exigent, le cas échéant, des adaptations non seulement du type de soutènement, mais aussi de la conception de la solution envisagée, en l'adaptant aux conditions réelles.

Les soutènements à utiliser dans la construction de la galerie seront définis de sorte à s'assurer des conditions de sécurité appropriées pendant les travaux d'excavation. D'une façon générale, ils consisteront dans l'application d'une couche de béton projeté, en intégrant une ou deux couches de treillis soudés, associée à la pose d'éléments additionnels de support, notamment et en règle générale pour ce type de sols, des cintres métalliques. (La Figure II.8) présente la définition schématique du soutènement provisoire de la section de la galerie [8].

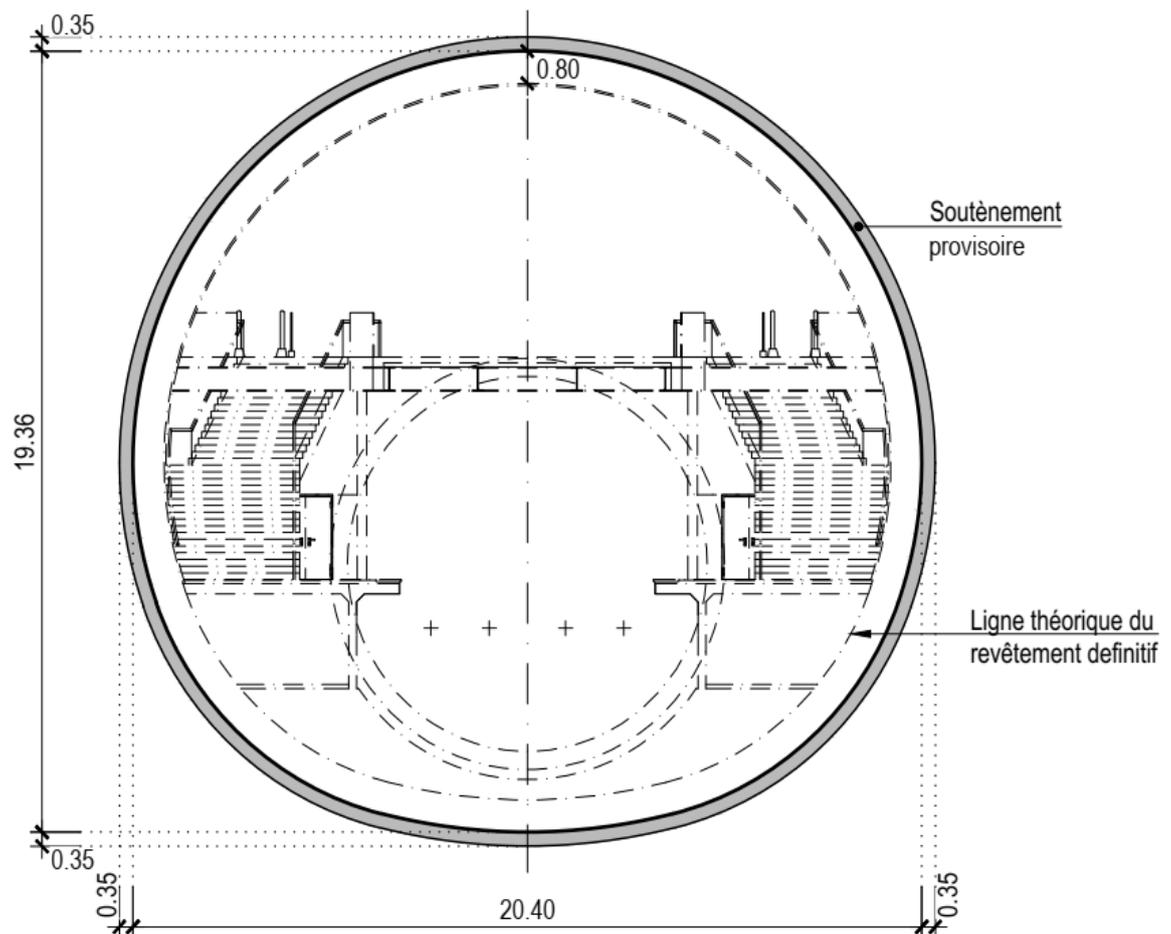


Figure II.8: Soutènement provisoire type de la galerie.

II.6. données géologiques et géotechniques :

Selon l'information disponible, les sols où la Station Hacen Badi sera creusé s'agissent des dépôts quaternaires avec facies lithologiques constitués par des sables limoneux-argileux superposés aux formations du pliocène récent et quaternaire ancien constitués, à l'échelle de l'ouvrage, par les marnes et argiles marneuses dites d'El Harrach et matériaux du Tertiaire constitués par sables fins, moyennes à grossiers, jaunâtre avec présence de grés sous-forme de fragments et marnes verdâtres à grisâtres.

Dans le (Tableau II.1) est présenté le résumé des profondeurs des horizons géotechniques existantes bien que le type de réponse considérée pour chaque formation face à des modifications de cet état de contrainte [8].

Tableau II .1: Résumé des profondeurs des horizons géotechniques existantes.

Localisation (PK)	Profondeur atteinte par les sondages (m)	Horizon géotechnique	Symboles utilisés dans les dessins	Réponse drainée ou non-drainée	Profondeurs moyennes (m)
		Remblais	R	Non-drainée	0,0 – 5,5
		Argiles limoneuses	Qa	Non-drainée	5,5 – 9,5
		Sables limoneux-argileux parfois mêlés de cailloux	Qs	Drainée	5,5 – 29,5
PK0+848	0,0 m - 65,0 m	Argiles marneuses	Qm	Non-drainée	11,3 – 28,50 (SC 08)
		Sables fins, moyennes à grossiers, jaunâtre avec présence de grés sous forme de fragments	Ts	Drainée	30,5 – 34,0
		Marnes verdâtres à grisâtres	Tm	Non-drainée	60,0 – 63,5 (SC 08)

En outre, selon les études et le paramétrage présentés dans le document « Hypothèses Géotechniques », les paramètres géotechniques à utiliser pour chaque formation dans les

calculs pour le dimensionnement des structures sont ceux présentés dans le (Tableau II.2). Il faut noter que les paramètres géotechniques ensuite présentés ont été obtenus sur la base

D'une révision au document « Hypothèses Géotechniques ».

En outre, à la lumière des données obtenus sur la base des lectures effectués aux piézomètres installés dans la zone d'implantation de la station, nous avons considéré que la nappe phréatique est placée à d'environ la cote 0,00, ça veut dire, 6,50 m sous le niveau final d'excavation de la station. Il faut souligner que dans le document «Hypothèses Géotechniques » ce postulat est dument justifiée et documentée avec des lectures aux piézomètres [8].

Tableau II.2: Paramètres géotechniques de calcul considérés.

Horizon Géotechnique	Remblais (R)	Argiles limoneuses (Qa)	Sables limoneux argileux parfois mêlés de cailloux (Qs)	Argiles merneuses (QM)	Sables fins, moyennes à grossiers (Ts)	Marnes verdâtres à grisâtres
Profondeurs moyennes (m)	0 – 5,5	5,5 – 9,5	5,5 – 29,5	11,3- 28,5	30,5 – 34	60,0 – 63,5
Poids vol. humide γ_h (kN/m ³)	20,0	20,0	20,0	21,0	21,0	20,0
Poids vol. sec γ_d (kN/m ³)	17,0	17,0	17,0	17,5	18,0	17,0
hésion non-drainée su (kPa)	30	$48 + 5,6 \cdot (z - 2,5)$	-	$154 + 2,4 \cdot (z - 11,5)$	-	$220 + 2,4 \cdot (z - 56,6)$
Module de déformabilité non - drainé E_u (MPa)	12	$29 + 3,3 \cdot (z - 2,5)$	-	$93 + 1,45 \cdot (z - 11,5)$	-	$132 + 1,7 \cdot (z - 56,6)$
Angle de frottement effectif ϕ'	20	21	32	22	34	22
Cohésion effective c' (kPa)	5	25	10	35	10	35
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10	32	35	90	100	104
Coefficient K_0	0.65	0.65	0.5	0.65	0.5	0.6

CONCLUSION :

La construction des ouvrages soutènements rencontre souvent des problèmes de stabilité dus généralement aux mauvaises conditions géologiques, géotechniques, ou hydrologiques (à la présence d'eau souterraine) sur tout dans une zone sismique.

C'est pourquoi la conception, la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains reposent aujourd'hui sur des études géotechniques approfondies et des analyses de risques afin d'assurer la sécurité des ouvrages et de leurs usagers.

CHAPITRE III :
Généralité sur les effets
sismiques

III. GENERALITE SUR LES EFFETS SISMQUES.

III.1 GENERALITE :

Les séismes sont, avec le volcanisme, l'une des manifestations de la tectonique des plaques. L'activité sismique est concentrée le long de failles, en général à proximité des frontières entre ces plaques. Lorsque les frottements au niveau d'une de ces failles sont importants, le mouvement entre les deux plaques est bloqué. De l'énergie est alors stockée le long de la faille. La libération brutale de cette énergie stockée permet de rattraper le retard du mouvement des plaques. Le déplacement instantané qui en résulte est la cause des séismes. Après la secousse principale, il y a des répliques, parfois meurtrières, qui correspondent à des réajustements des blocs au voisinage de la faille [9].

L'action sismique peut également être définie par une définition fréquentielle de cette action, Un mouvement de terre est le phénomène géodynamique le plus répandue, il se traduit en surface par des vibrations du sol plus ou moins violentes et destructrices. Il provient de la fracturation des roches en profondeur provoquant des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active) [10].

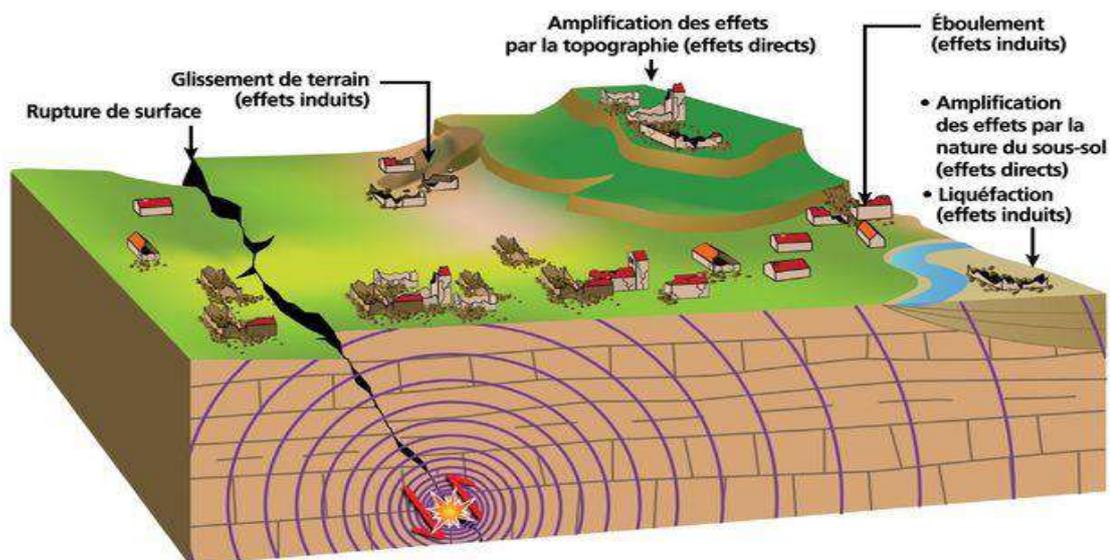


Figure III.1 le schéma de séismes.

III.2 L'origine des séismes :

Un tremblement de terre se manifeste par une perturbation de terre causée par la libération soudaine d'énergie dans la croûte terrestre. Cette énergie peut provenir de différentes sources, telles que les mouvements tectoniques (les plaques lithosphériques, Figure III.2), des éruptions volcaniques, ou même des explosions artificielles et de l'effondrement de cavités souterraines, telles que les mines ou les karsts.

À part les tirs nucléaires, les séismes artificiels sont généralement des petits séismes. La cause d'un séisme est presque toujours la même: il est provoqué par la rupture brutale des roches en profondeur en un point appelé foyer (à la verticale de l'épicentre) qui, le plus souvent, se situe

Dans les 60 premiers kilomètres de la couche externe de la terre. Les séismes tectoniques sont de loin les plus courants, ils sont bien expliqués par la tectonique des plaques [10].

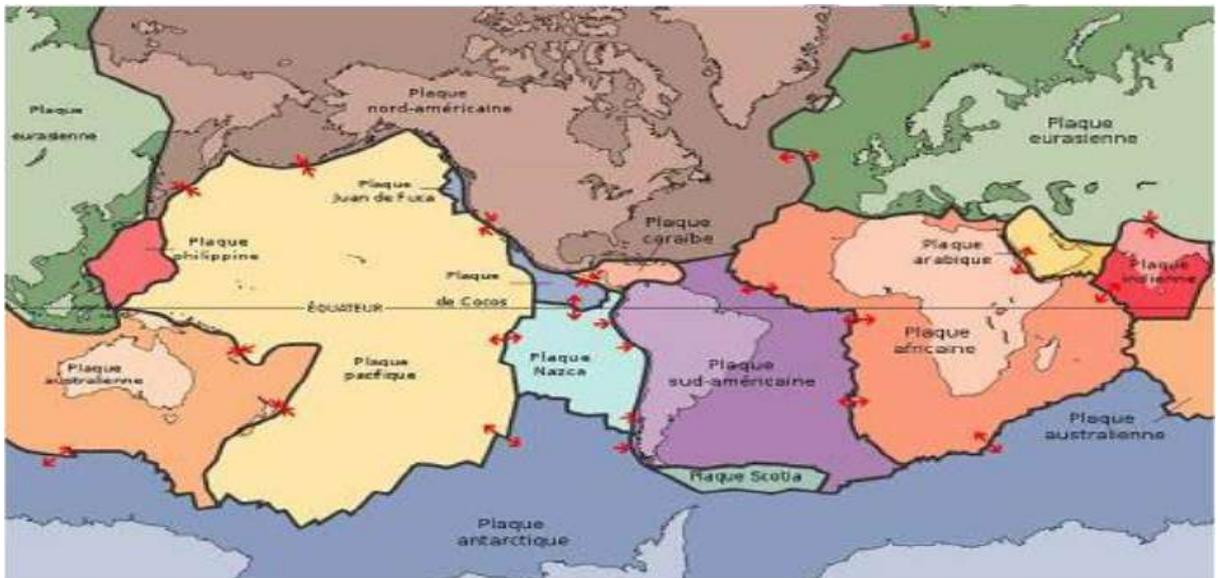


Figure III.2 : Carte des plaques tectoniques.

III.3 type d’ondes sismiques :

III.3.1 Ondes primaires « P » :

Les ondes P ou ondes primaires sont des ondes de compression (ou longitudinales) elles compressent puis dilatent successivement le sol, parallèlement à la direction de leur propagation (Figure III.3).

Ce sont les ondes les plus rapides pouvant atteindre jusqu'à 14km/s. On les enregistre bien sur la composante verticale du sismologue [10].

Onde P (compression)

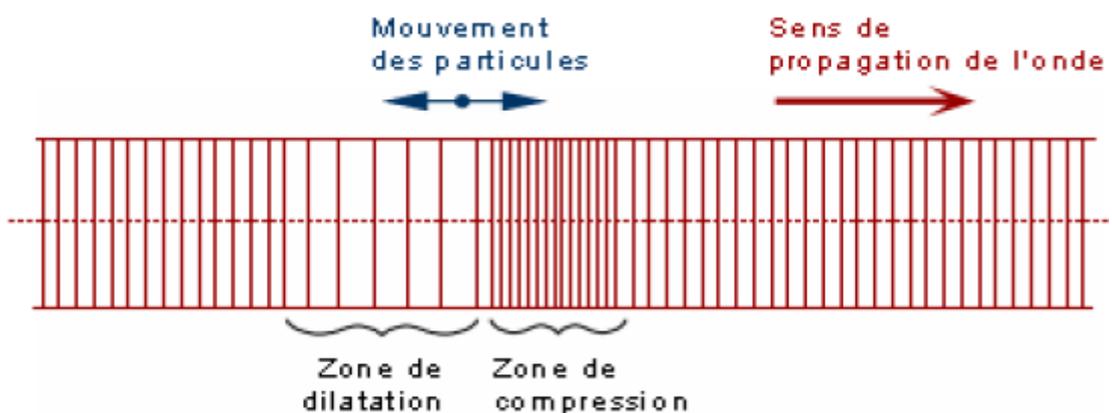


Figure III.3 : Onde de type P.

III.3.2 Ondes transversales « S » :

Les ondes S, ou ondes secondaires sont des ondes de cisaillement (ou transversales) Les vibrations s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde avec une vitesse de 4 à 5 km/s. Plus lentes que les ondes P, elles apparaissent en second sur les sismogrammes. (Figure III.4) [10].

Onde S (cisaillement)

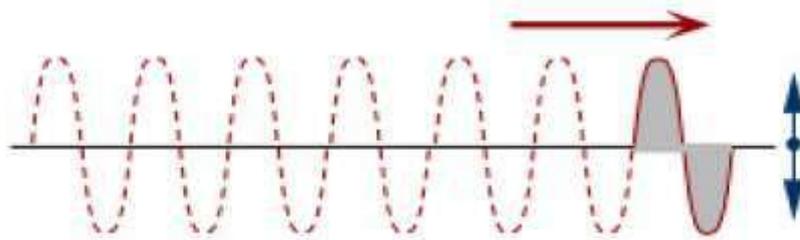


Figure III.4 : Onde de type S.

III.3.3 Ondes de surface :

Ce sont des ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisant des ondes de surface affectant le sol sur une profondeur extrêmement faible. On distingue à ce niveau deux types d'ondes :

III.3.3.1 Ondes de Rayleigh ou ondes R :

Elles sont assimilables à une vague ; les particules du sol se déplacent selon une ellipse dans le plan vertical de propagation et entraînent des compressions ou des tractions, ainsi que des cisaillements dans le sol. (Figure III.5) [10].

Onde de Rayleigh

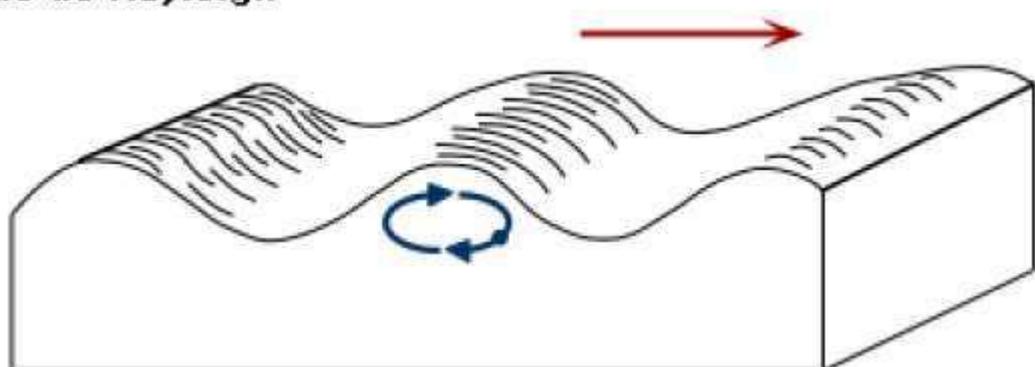


Figure III.5: Onde de Rayleigh.

III.3.3.2 Ondes de Love :

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan perpendiculaire à la direction de propagation ; elles n'engendrent que des contraintes de cisaillement. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral. (Figure III.6) [10].

Onde L (de Love) (cisaillement)

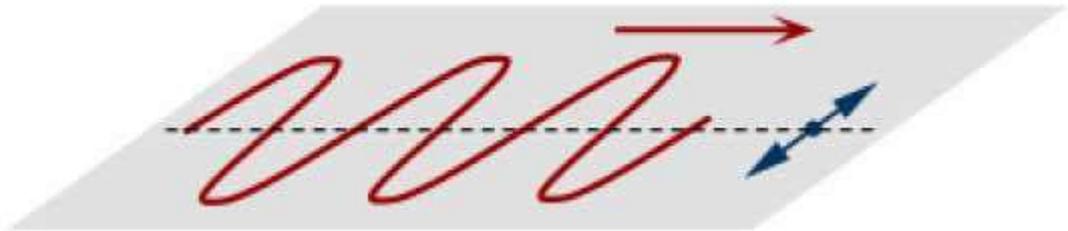


Figure III.6: Ondes de surface (l'onde de love).

III.4 L'histoire sismique de l'Algérie :

Compte tenu de sa localisation dans une zone de convergence de plaques, l'Algérie est une région à forte sismicité (Figure III.7). Au cours de son histoire, elle a subi plusieurs séismes destructeurs. Parmi les plus notables, on peut citer: 1715, séisme d'Alger, 20000 morts; 1954 séisme d'Orléans ville (EL Asnam), magnitude 6,7 ; 1200 morts, 20000 bâtiments détruits; 1980 séisme d'El Asnam, magnitude 7,1 ; 2600 morts.

Néanmoins, aucun séisme majeur n'avait été répertorié jusqu'alors dans la région de l'épicentre. (Figure III.8) montre que l'intensité maximale observée (évaluation des dégâts dus aux séismes) y est faible au regard d'autres régions de l'Algérie. En effet, dans cette région l'intensité maximale observée ne dépasse pas V (voir légende de la Figure III.8). Compte tenu de l'importance des destructions engendrées par le séisme du 21 mai 2003, l'intensité de cette secousse est a priori supérieure à VIII. Une évaluation précise ne pourra être réalisée qu'après enquête sur le terrain [11].

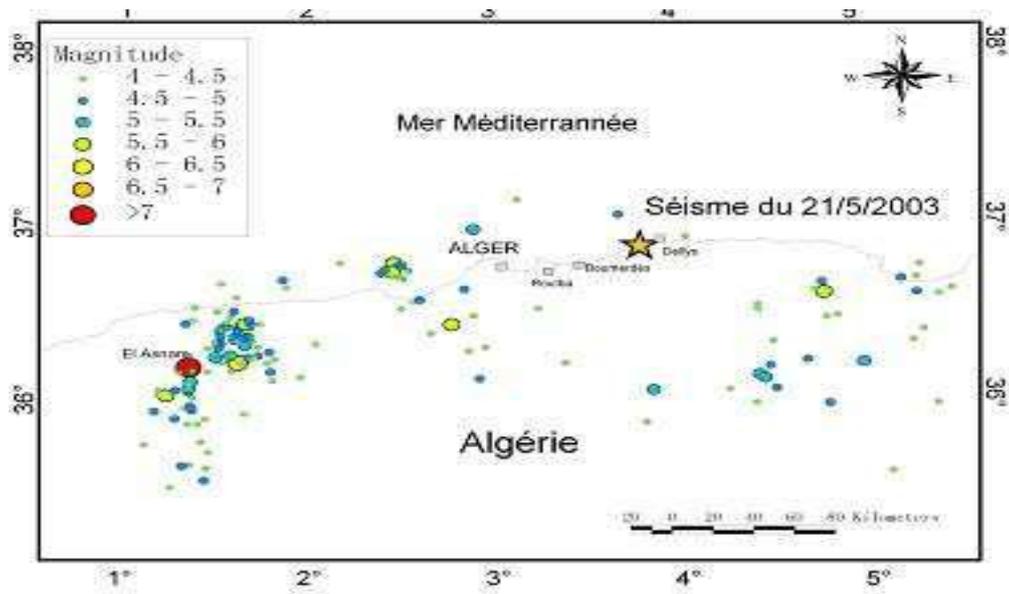


Figure III.7: Carte de la sismicité enregistrée en Algérie depuis 1973.



Figure III.8: Carte des intensités maximales observées.

III.5 Sismicité :

Le niveau minimal de protection parasismique est caractérisé conventionnellement par le coefficient d'accélération et déterminé en fonction de la classe des ouvrages de la zone de sismicité dans laquelle l'ouvrage se trouve.

En Algérie, cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante Zone 0 : Sismicité négligeable. Zone I : Sismicité faible. Zone ; IIa : Sismicité moyenne. Zone ; IIb : Sismicité élevée. Zone ; III : Sismicité très élevée.

La région d'étude est située dans la zone sismique III, caractérisée par une sismicité très élevée [7].



Figure III.9: Carte de zonage sismique en Algérie.

III.6 Classification du site :

Pour la prise en compte du risque sismique et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération, les tunnels et puits, selon la partie II des RPOA 2008 – Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art, sont classés en groupes.

Selon la carte des zones sismiques de L'Algérie l'ouvrage d'art est situé dans la zone III, Groupe 1, (wilaya d'Algérie).

Le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le tableau ci-dessous [7].

CONCLUSION :

L'importance de la prédiction des séismes s'explique évidemment par l'importance des dégâts, aussi bien matériels qu'humains, qu'ils causent. Il est donc essentiel de prévoir les séismes, tout au moins à court terme afin d'organiser des plans d'évacuation qui se révèlent souvent coûteux, au risque de fausses prédictions. En effet les fausses alertes ne sont pas rares. Les méthodes de prédictions sont donc encore vagues. C'est pourquoi les recherches qui tentent de les améliorer sont un véritable enjeu de notre temps.

On peut aujourd'hui déterminer des zones à risques à long terme, par une approche probabiliste basée sur l'évaluation de l'aléa à partir de la sismicité historique (en tenant compte de la tectonique des plaques et de l'histoire sismique de la région) et de mesures instrumentales précises, qui permettent de localiser les failles susceptibles de déclencher des séismes. Aujourd'hui, la prévention est encore la meilleure façon de minimiser les effets catastrophiques des séismes. Elle passe par l'information des populations sur le risque sismique et le comportement à adopter en cas de séisme, ainsi que la construction de bâtiments parasismiques.

.

CHAPITRE IV:
PRESENTATION DU
LOGICIEL PLAXIS 3D

IV. PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS

IV.1. INTRODUCTION :

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions ou en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme [11].

IV.2. La méthode des éléments finis :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionner par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc. (IMBE,1979) [12].

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- ❖ La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ...etc.
- ❖ 2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc.
- ❖ 3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels [12].

IV.2.1. Concepts de base:

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est

Extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique [12].

IV.2.2. Calculs par la MEF :

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

A/ Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr -Coulomb, Duncan, Cam Clay, ... etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

B/ Elle permet :

- d'effectuer les calculs d'écoulement.
- de simuler toutes les phases de travaux.
- de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants.
- de calculer un coefficient de sécurité.

C/ Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- ✓ les déplacements des ouvrages.
- ✓ les sollicitations internes des ouvrages.
- ✓ les efforts dans les butons ou tirants. Et pour le sol.
- ✓ les déplacements du sol.
- ✓ les déformations du sol.
- ✓ les contraintes totales et effectives dans le sol.
- ✓ les pressions interstitielles.
- ✓ de calculer un coefficient de sécurité.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants [12].

IV.3 Code de calcul Plaxis :

Le logiciel PLAXIS est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code éléments finis facilement utilisable en pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, PLAXIS a été étendu a plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de PLAXIS pour Windows est développée.

Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001. PLAXIS 3D est donc un programme en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan (déformation plane) ou axisymétrique. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les valeurs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol [13].

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier [13].

La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écoulement ou spécifiques aux sols mous, etc.

Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage) [14].

PLAXIS 3D se compose de deux sous-programmes :

- le programme d'entrée « PLAXIS Input » est un préprocesseur, utilisé pour définir la géométrie du problème, pour créer le maillage d'éléments finis et pour définir les phases de calcul.
- le programme de sortie « PLAXIS Output » est un post-processeur, utilisé pour inspecter les résultats des calculs dans une vue tridimensionnelle ou en coupe, et pour tracer des graphiques des points géométriques sélectionnés.

IV.4 les sous-programmes de plaxis :

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) (Figure IV.1) [14].

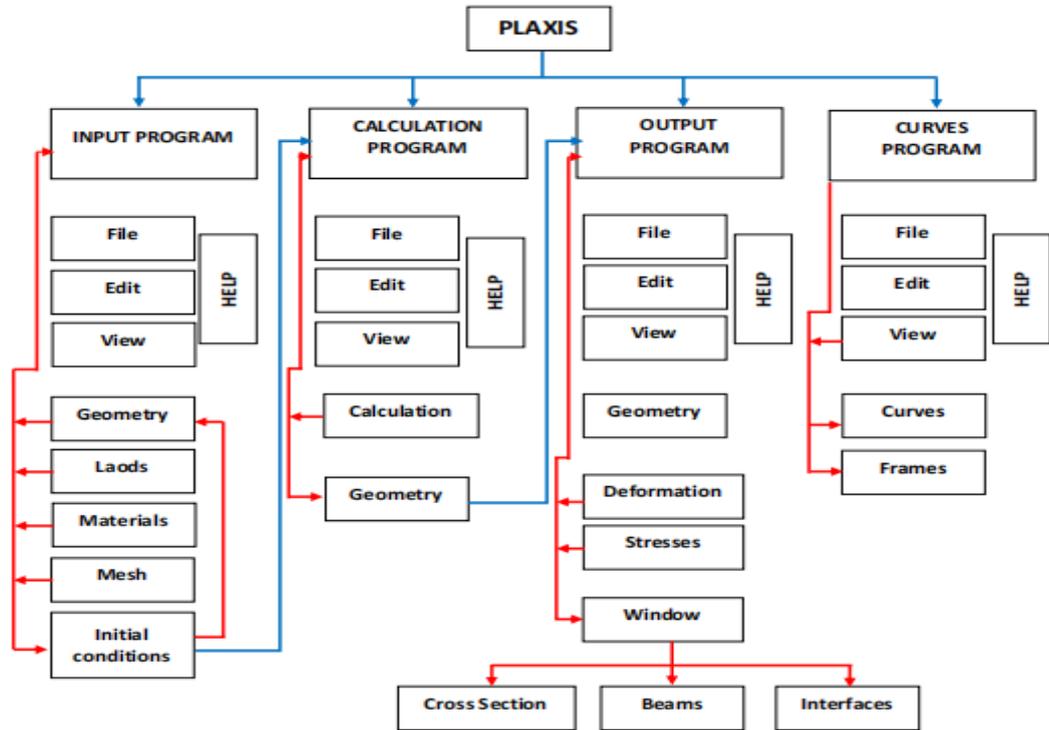


Figure IV.1: Organigramme des sous-programmes de code Plaxis.

b/ plaxis-calculations :

Le processing program ou le sous-programme de calculs contient les outils indispensables à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul par éléments finis (Figure IV.3) [14].

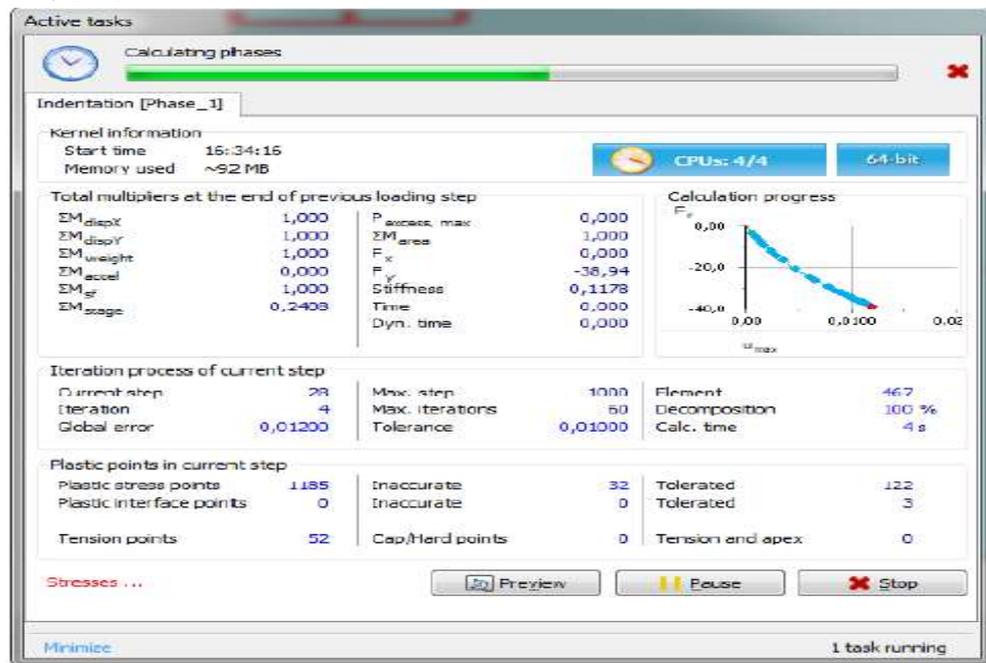


Figure IV.2: Fenêtre de calcul.

d/ plaxis-curves :

le sous-programme curve sert à la construction des courbes de chargement –déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes [14].

IV.5. étapes de modélisation avec plaxis :

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous PLAXIS (Figure IV.4).

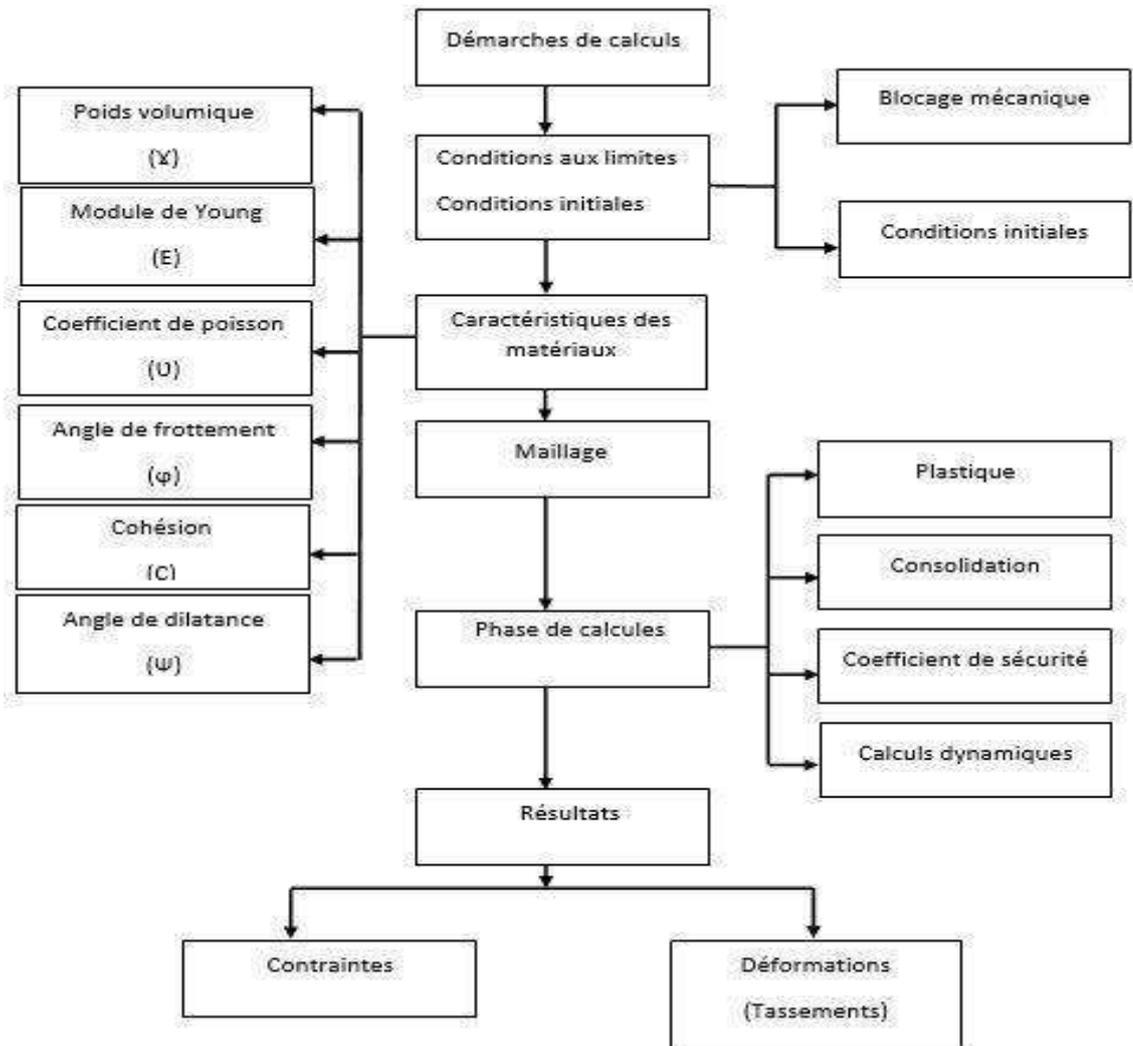


Figure IV.3: Organigramme de modélisation avec PLAXIS.

IV.6. lois de comportement dans plaxis :**IV.6.1. modèle élastique linéaire.****IV.6.2. Modèle de Mohr-Coulomb :**

- ❖ Le module de Young « E »
- ❖ b. Coefficient de poisson « ν »
- ❖ c. L'angle de frottement « φ »
- ❖ d. La cohésion « C » :
- ❖ e. Angle de dilatance « ψ »

CONCLUSION :

PLAXIS 3D est un outil puissant et facile à utiliser pour la modélisation par éléments finis et l'analyse de problèmes géotechniques 3D. Il a de nombreuses applications et comprend de nombreux projets.

La modélisation numérique des ouvrages géotechniques réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS est une approche simplifiée de la réalité géométrique de l'ouvrage.

Les modèles introduits dans les codes de calcul en éléments finis permettent la résolution des problèmes liés aux tassements, à la consolidation et à la rupture des sols.

CHAPITRE V:
MODELISATION
NIMERIQUE

CHAPITRE V: MODELISATION NIMERIQUE:

V.1. INTRODUCTION:

Compte tenu de l'importance de l'ouvrage (parois moulées) et de la complexité de prédire leurs comportements sous l'effet de séismes, le comportement de l'ouvrage présente un caractère particulièrement marqué. Pour cela, le code Plaxis3D en éléments finis a été utilisé pour modéliser les différents constituants de l'ouvrage ainsi que les résultats de déformations et de contraintes après l'application de secousse sismique sur notre ouvrage. Les résultats de ce modèle 3D seront confrontés avec ceux de la campagne de mesures in-situ.

V.2. Considérations générales:

Le développement des capacités de traitement des données par des systèmes informatiques de plus en plus améliorées, avec une grande efficacité en termes de temps de calcul, a permis que la réalisation de analyses contrainte-déformation, en utilisant la méthode des éléments finis (MEF), soit de plus en plus courante dans l'étude du comportement complexe de structures géotechniques.

Ces analyses permettent modéliser de manière suffisamment adéquate, pour les problèmes plus communs, l'interaction du terrain avec les structures de soutènement en tenant l'effort sismique. Ces analyses ont beaucoup d'importance pour le présent projet étant donné la dimension des excavations prévues de réaliser, lesquelles sont associées à des systèmes de soutènement complexes, la complexité des conditions géologiques et géotechniques, l'exigence du contrôle des déformations, entre autres. De plus, la modélisation numérique contribue pour l'optimisation du renforcement de l'ouvrage, notamment en ce qui concerne le contrôle des déplacements et le dimensionnement des différents éléments faisant partie des structures de soutènement. Ainsi, pour les vérifications des situations de projet où la stabilité géotechnique revêt un rôle fondamental, tout comme l'interaction sol/structure, on utilisera le logiciel PLAXIS 3D, lequel est un logiciel MEF destiné à l'analyse tridimensionnelle de la déformation et de la stabilité des ouvrages géotechniques.

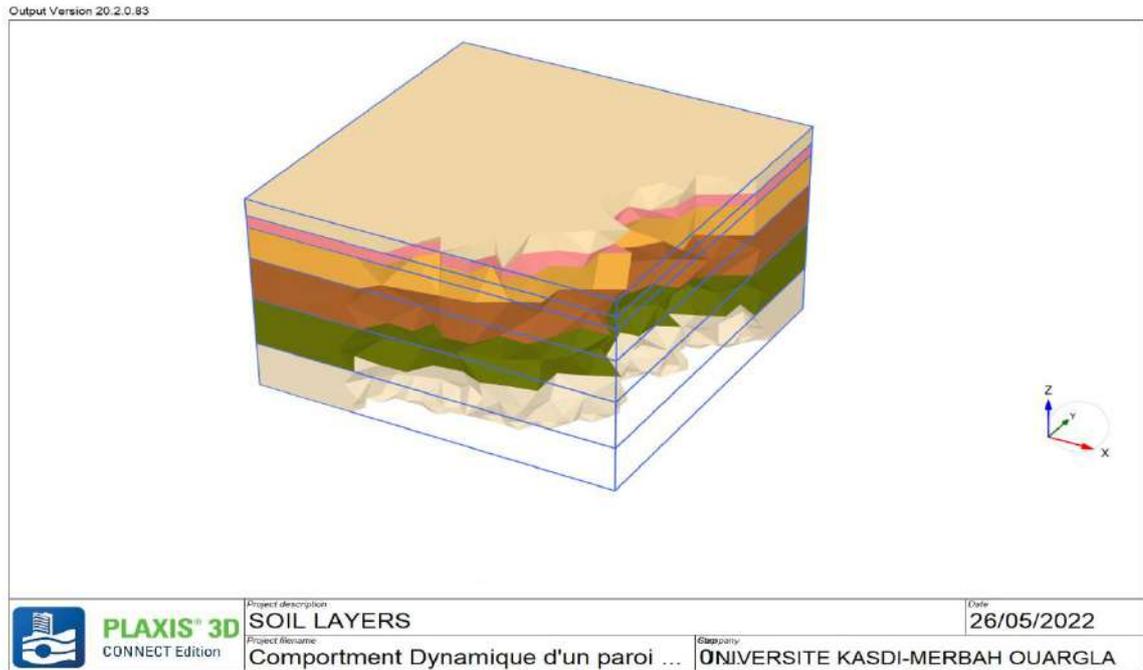
V.3. Présentation des couches de sol modélisées :

La figure suivante nous montre les différentes couches de la terre sur lesquelles le projet est réalisé. Après avoir ajouté les caractéristiques géotechniques de chaque couche et ajouté le niveau d'eau.

Tableau de caractéristiques géotechniques :

Tableau V.1: Paramètres géotechniques de calcul considérés.

Horizon Géotechnique	Remblais (R)	Argiles limoneuses (Qa)	Sables limoneux argileux parfois mêlés de cailloux (Qs)	Argiles merneuses (QM)	Sables fins, moyennes à grossiers (Ts)	Marnes verdâtres à grisâtres
Profondeur moyennes (m)	0 – 5,5	5,5 – 9,5	5,5 – 29,5	11,3- 28,5	30,5 – 34	60,0 – 63,5
Poids vol. humide γ_h (kN/m ³)	20,0	20,0	20,0	21,0	21,0	20,0
Poids vol. sec γ_d (kN/m ³)	17,0	17,0	17,0	17,5	18,0	17,0
pression non-drainée u (kPa)	30	$48 + 5,6 \cdot (z - 2,5)$	-	$154 + 2,4 \cdot (z - 11,5)$	-	$220 + 2,4 \cdot (z - 56,6)$
Module de déformabilité non - drainé E_u (MPa)	12	$29 + 3,3 \cdot (z - 2,5)$	-	$93 + 1,45 \cdot (z - 11,5)$	-	$132 + 1,7 \cdot (z - 56,6)$
Angle de frottement effectif ϕ'	20	21	32	22	34	22
Cohésion effective c' (kPa)	5	25	10	35	10	35
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10	32	35	90	100	104
Coefficient K_0	0.65	0.65	0.5	0.65	0.5	0.6



FigureV.1: Différente types de couches.

La figure suivante nous montre la modélisation de la structure selon les mesures données dans le schéma utilisé dans la réalisation du projet fourni par Cosidar.

Aciers :

- Armatures passives A500 NR (EN 1992-2010) ou équivalent :
- Limite d'élasticité caractéristique : $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.
- Module d'élasticité : $E_{ym} = 200\,000 \text{ N/mm}^2$.

TableauV.2: des aciers A500 NR

Numéro	Diameter (mm)	Quantity	Longueur (m)	Longueur total (m)	kg/m	kg/Ø	Poids total (kg)
1	Ø12	2x10	1	20	0.888	17.76	28.89
2	Ø10	2x3.34	2.7	18.04	0.617	11.13	

Béton caractirictique :

- C30/37 XC2 – Béton armé pour les parois moulées, pour les poutres de couronnement des parois moulées, pour le revêtement définitif de la galerie souterraine et pour toutes les structures définitives en général.

E module de young = $2.6 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2$

$\nu_{(nu)}$: module de poisson= 0.3

$\gamma = 24 \text{ KN/m}$

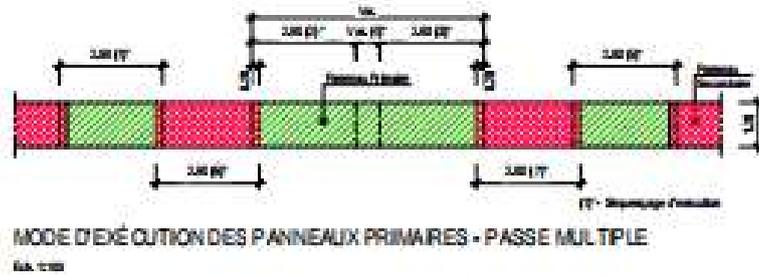


Figure V.2:
Mode d'exécution des panneaux primaires - passe multiple

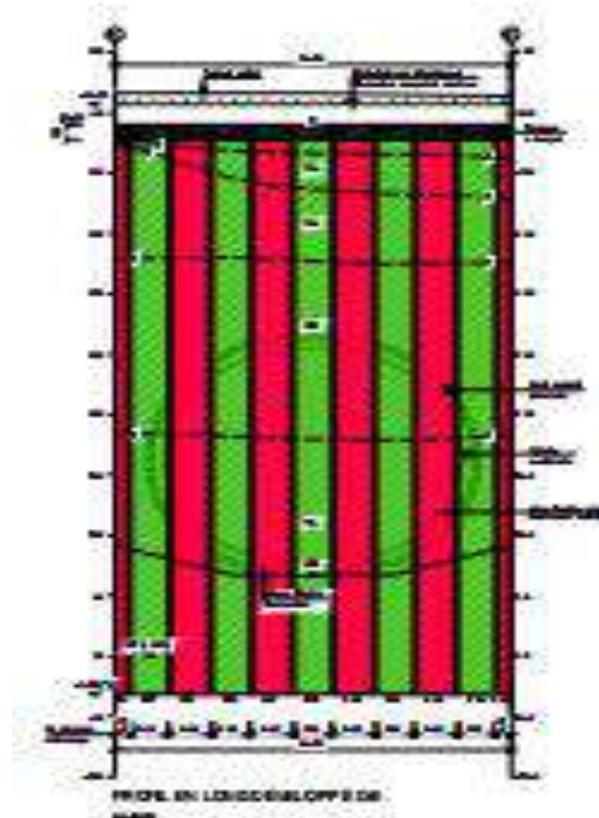
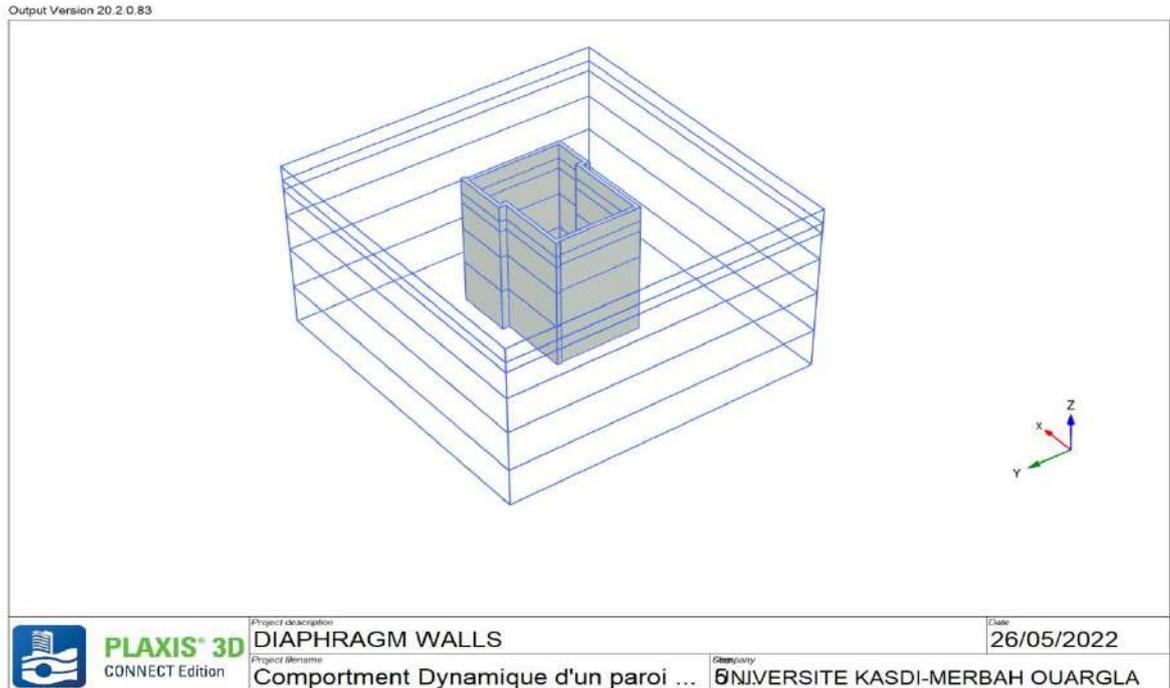


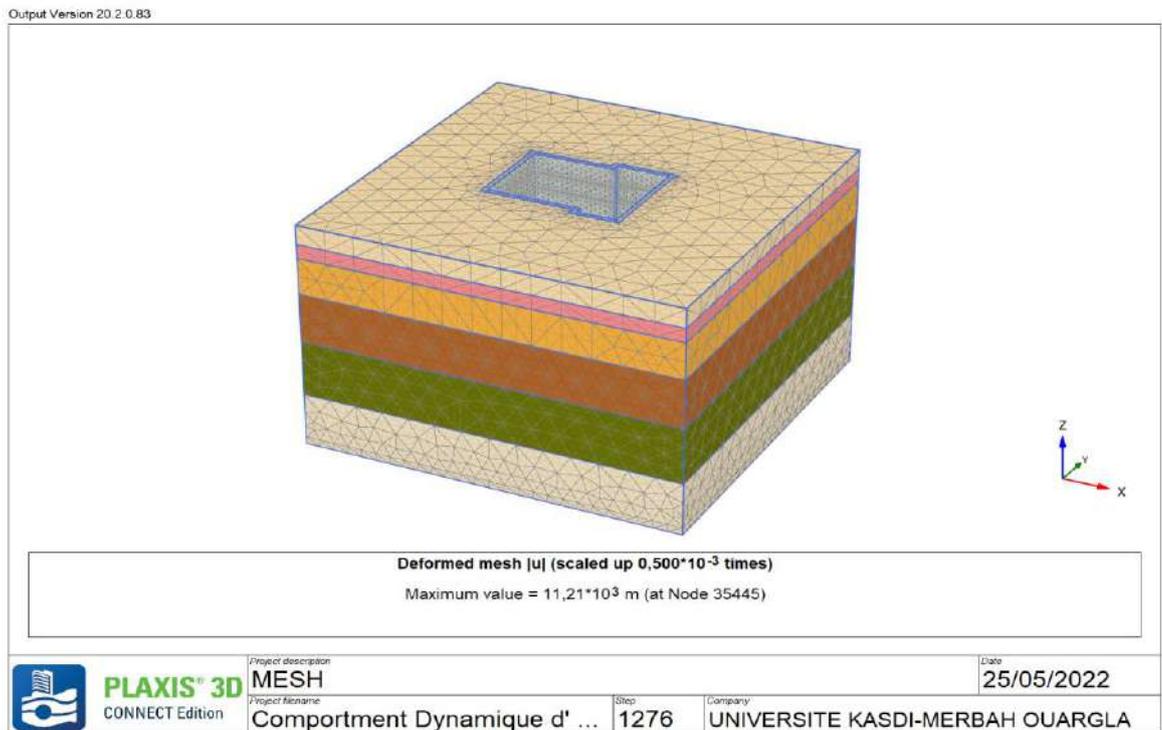
Figure V.3: profil en long développé D-E



FigureV.4: modélisation de structure.

v.4. Déformation du maillage:

Le maillage déformé est une représentation du maillage aux éléments finis dans son état déformé, superposée à une représentation de la géométrie non déformée **FigureV.3**



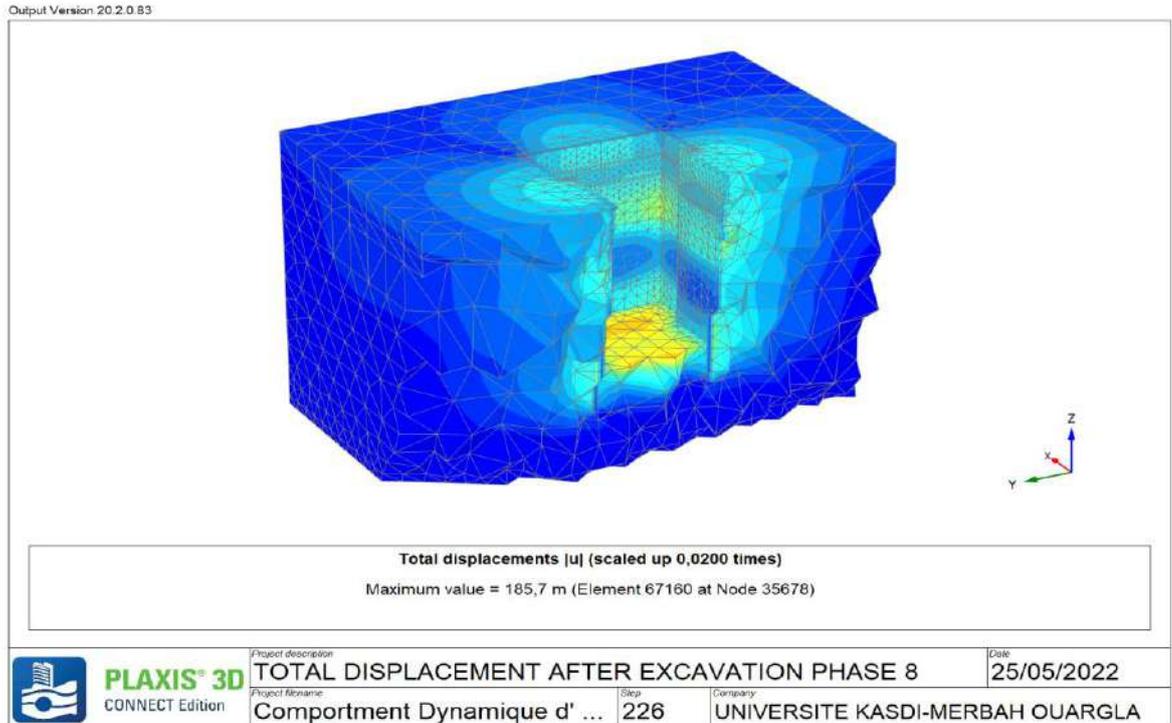
FigureV.5: schéma pour maillage.

v.5. Analyse du comportement statique de la station (hacen badi):

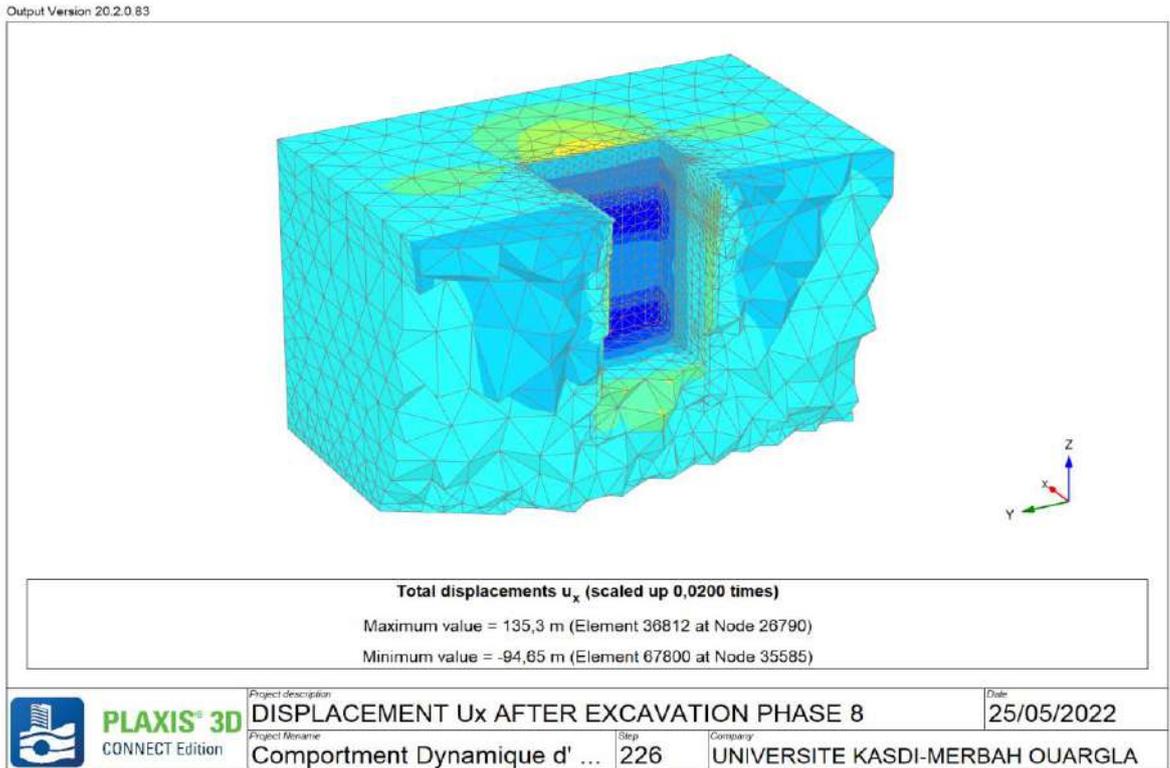
V.5.1. Déformation de la structure en service cas statique:

Dans cette étape, nous vérifions le déplacement et les contraintes de la forme modélisée après l'excavation finale à l'état statique.

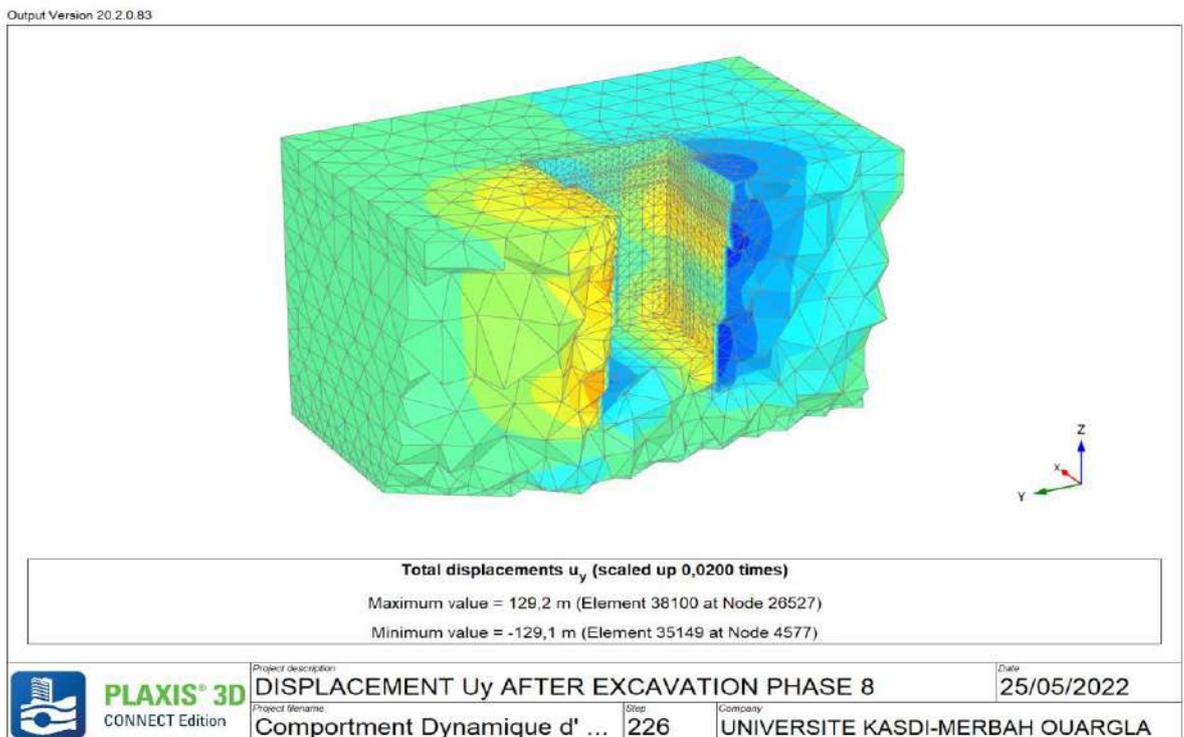
On remarque que les valeurs de déplacement total sont très proches. Cependant tandis qu'il s'est produit à une profondeur $Z = 50\text{m}$ pour l'étude réalisée.



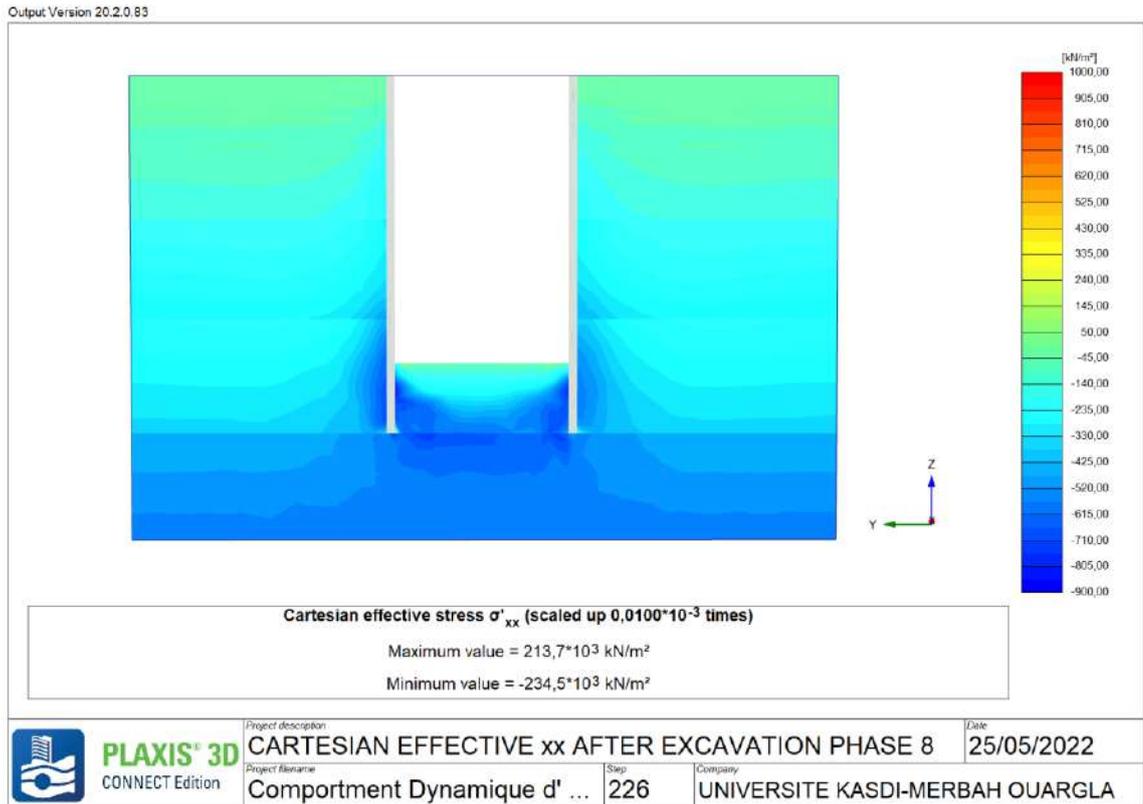
FigureV.6: Le déplacement total (U).



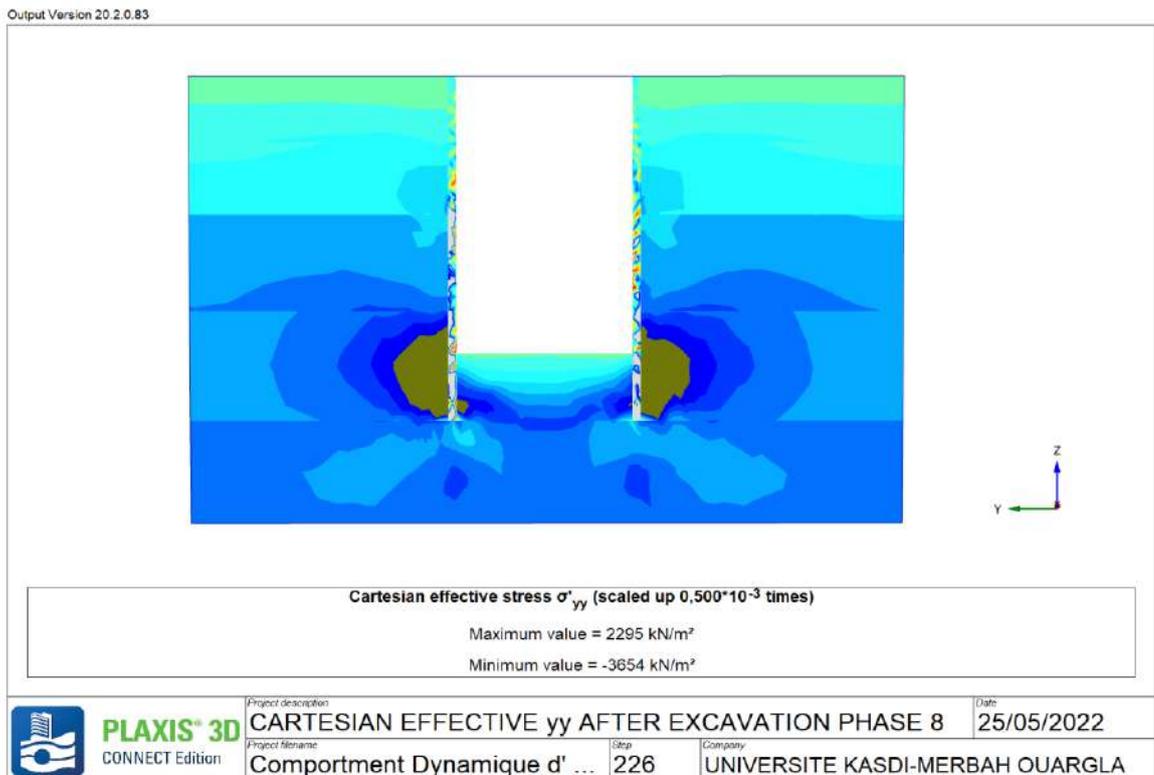
FigureV.7: Le déplacement (U_x).



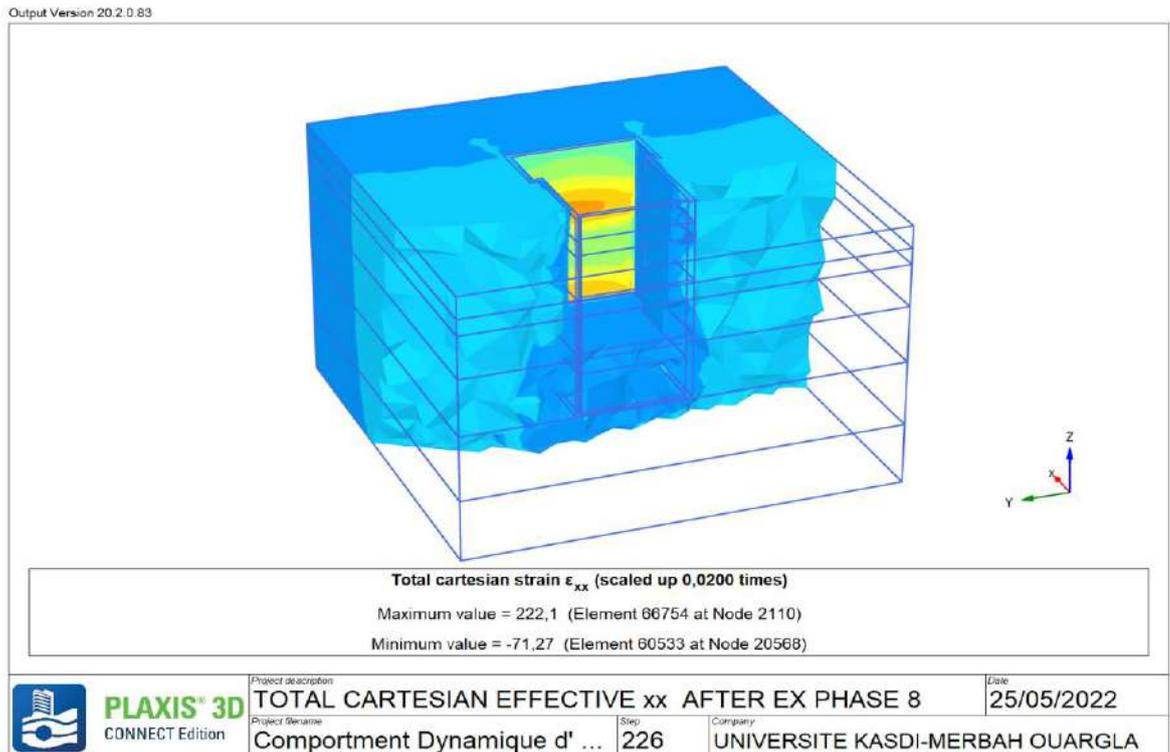
FigureV.8: Le déplacement (U_y).



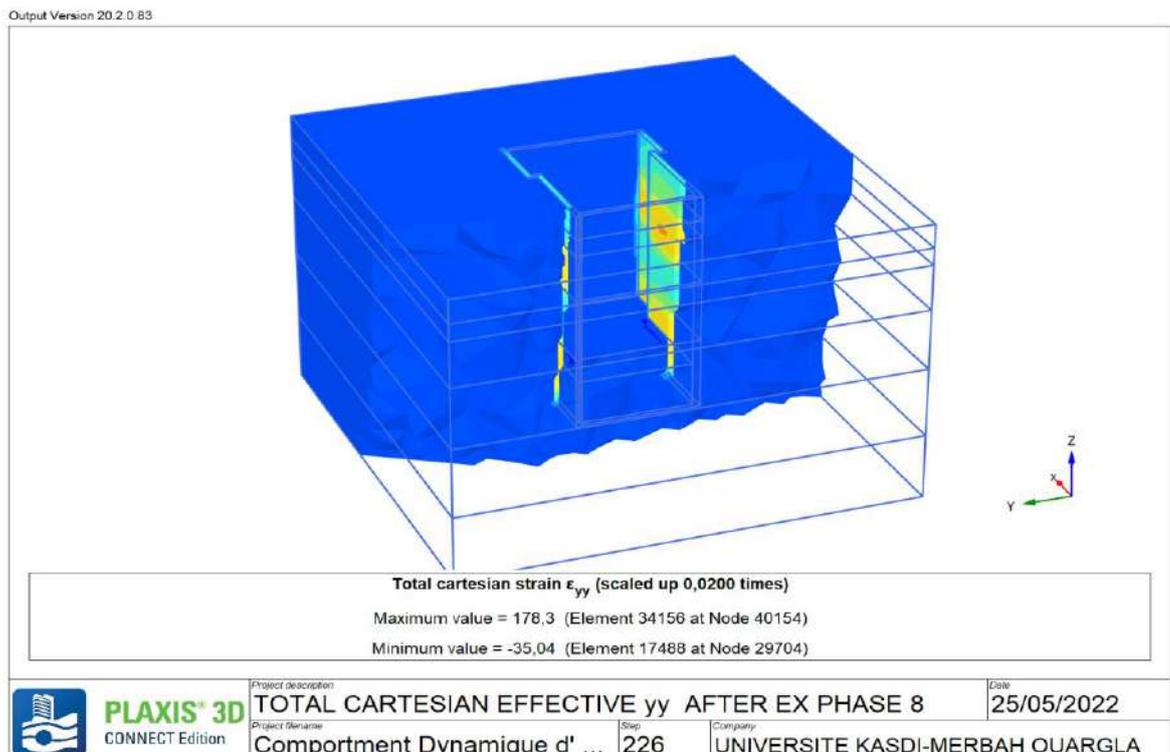
FigureV.9: contraintes (σ_x).



FigureV.10: contraintes (σ_y).



FigureV.11: déformation ϵ_{xx}



FigureV.12: Déformation ϵ_{yy}

v.6. Analyse du comportement dynamique de la station (hacen badi):

Les ouvrages souterrains ont été pendant longtemps réputés peu sensibles aux séismes, car l’amplitude des mouvements et des accélérations sont plus faibles en profondeur qu’en surface, en résumé on a modélisé le terrain avant l’excavation et après avec les parois et l’excavation puis on vérifié les déformations (piézométriques) pour valider notre modèle puis on a appliqué des accélérations de séisme de **BOUMERDES** qui est notre repère

V.6.1. Caractéristique de la secousse sismique :

La FigureV.6. Présente l’accélérogramme du séisme de Boumerdes dans lequel on suppose que la station est sollicitée avec le.

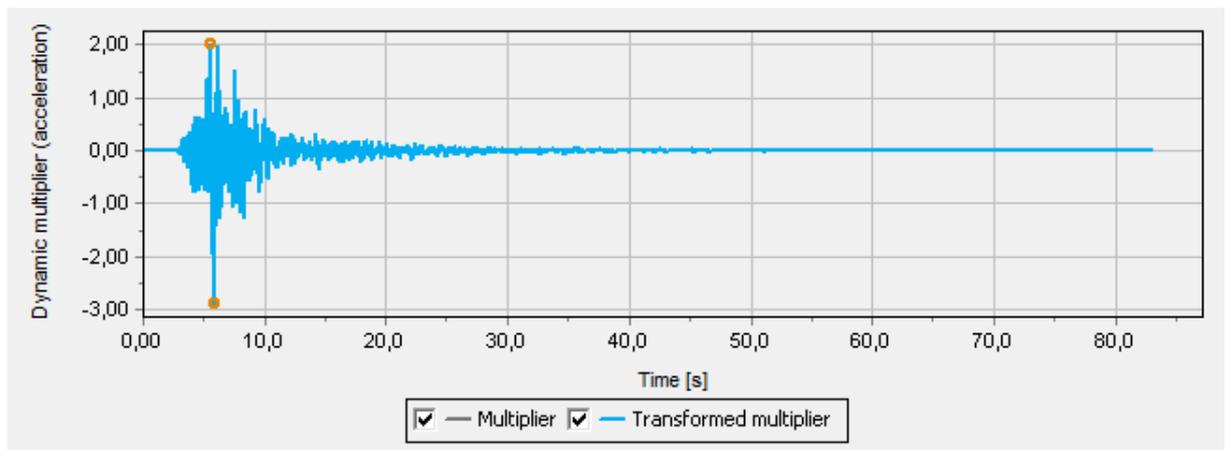
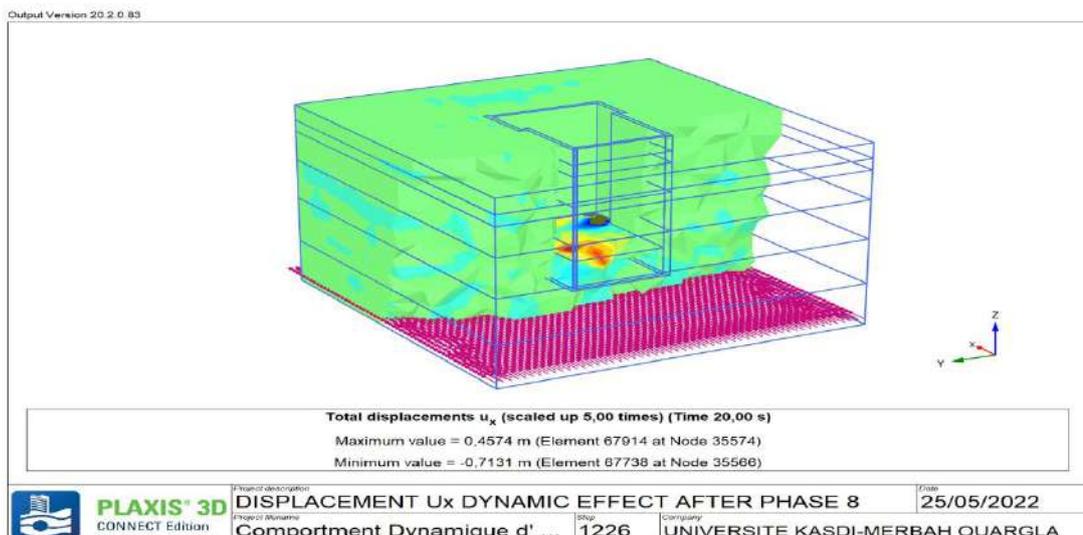


Figure V.13: Accélérogramme utilisé dans les calculs (séisme de Boumerdes)

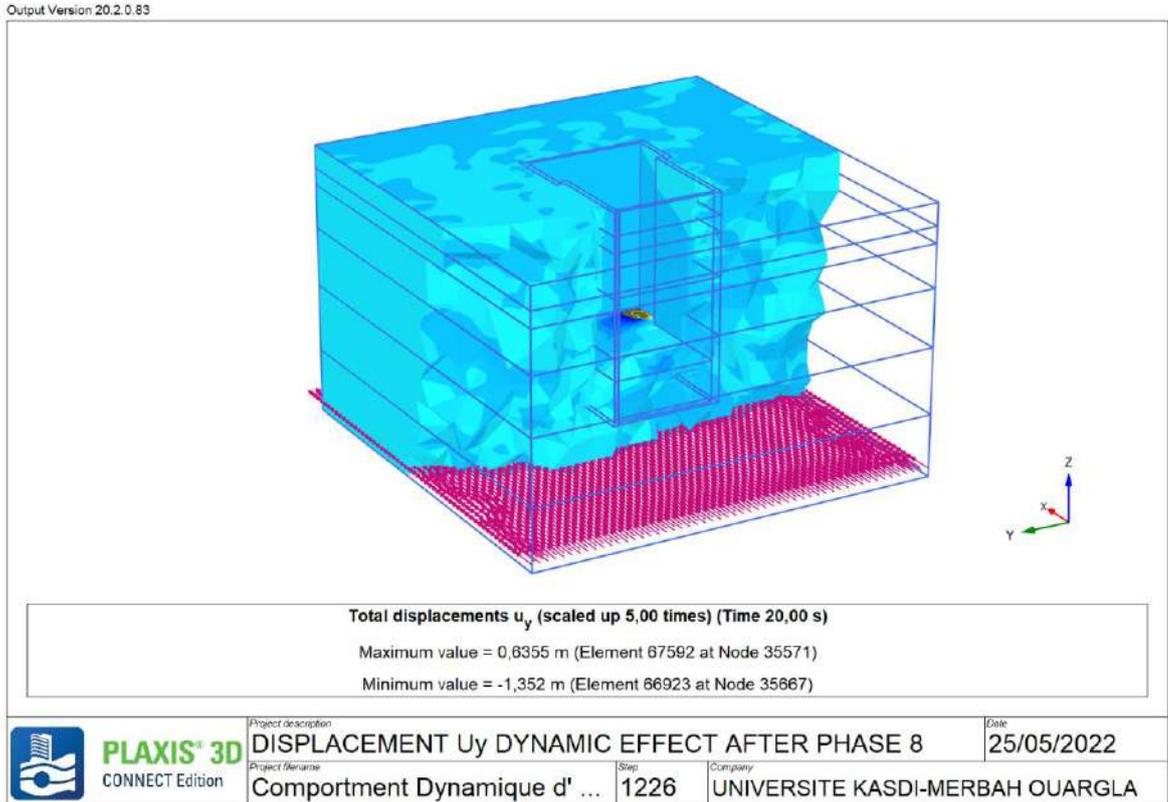
V.6.2. Déformation de la structure en service cas dynamique :

Dans cette étape, nous vérifions le déplacement et les contraintes de la forme modélisée après l’excavation finale après l’application des accélérations sismique .

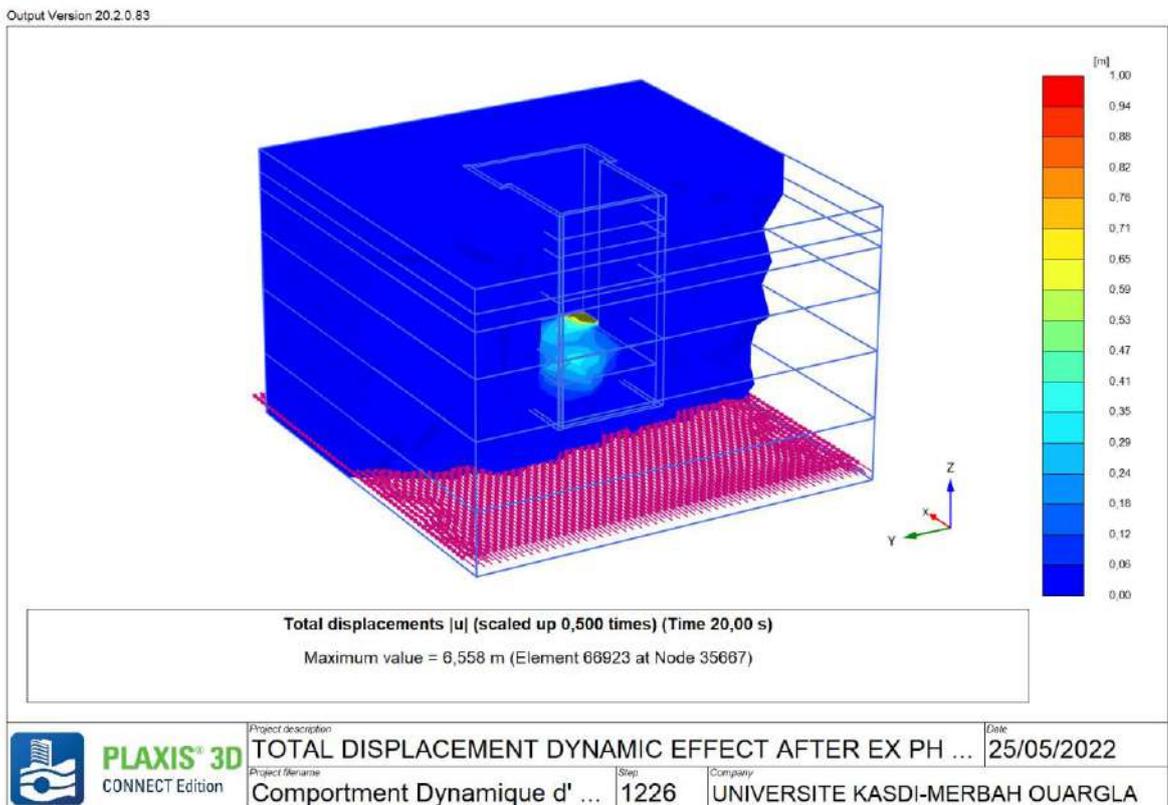
-
- **Les déplacements :**



FigureV.14: Le déplacement (Ux).

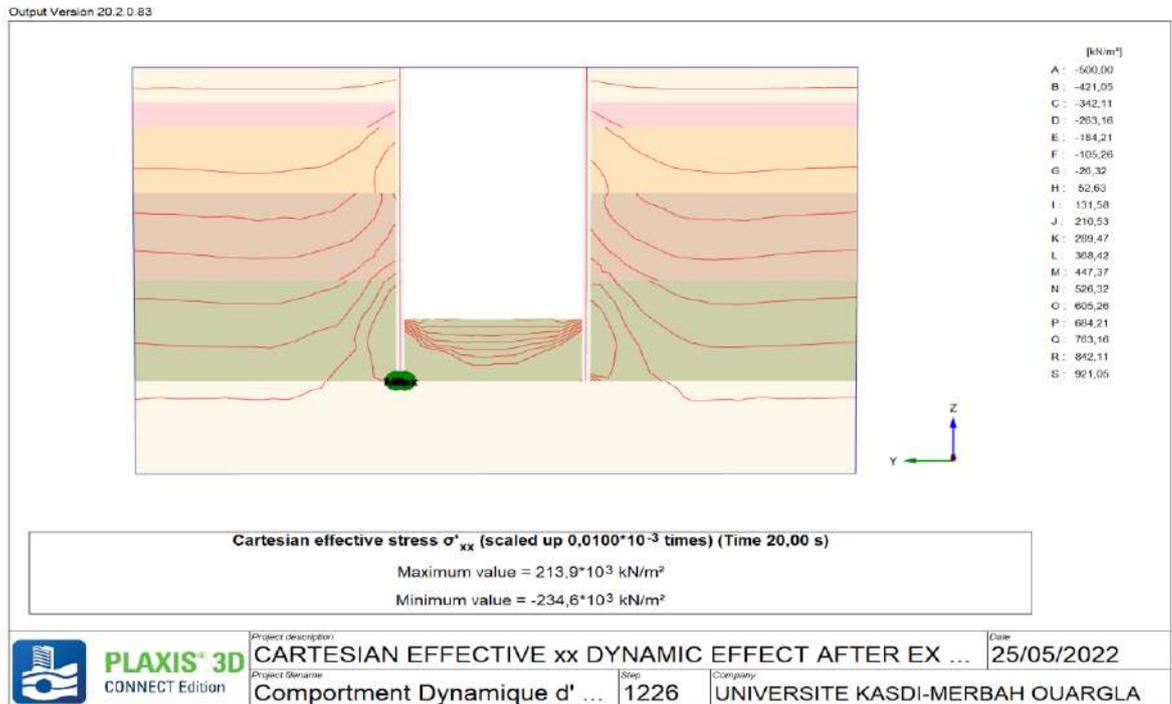


FigureV.15: Le déplacement (U_y).

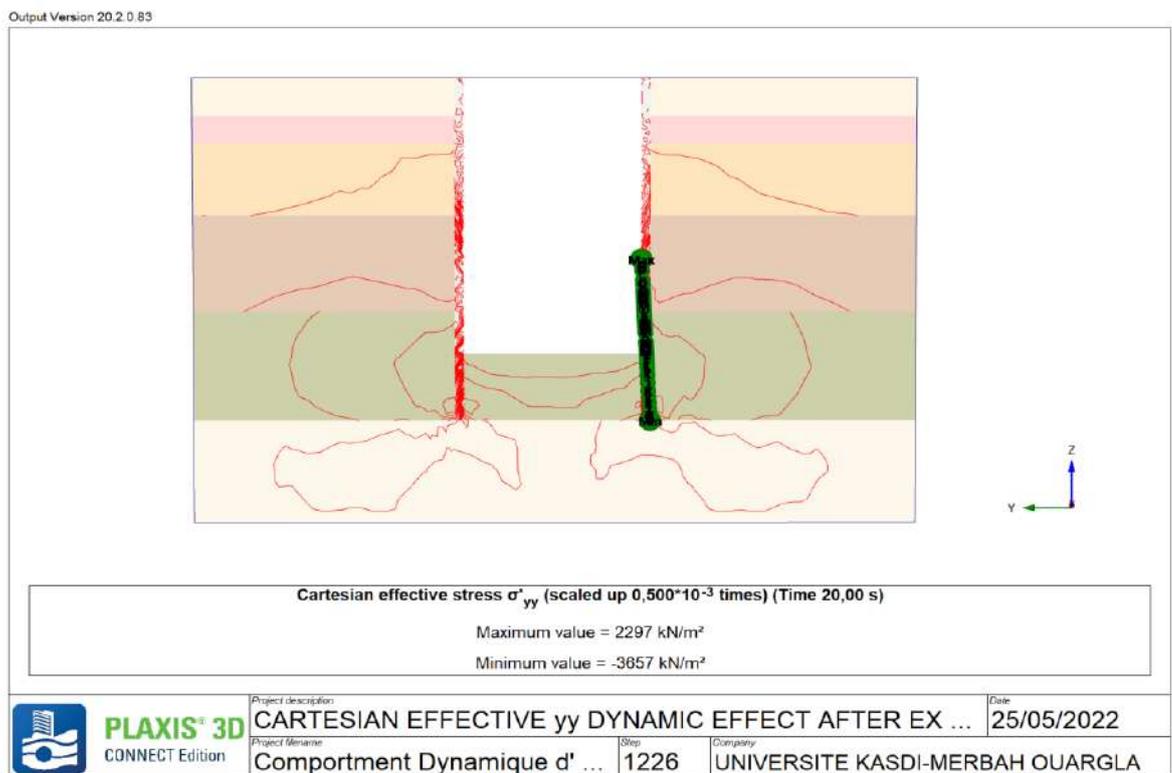


FigureV.16: Le déplacement total (U).

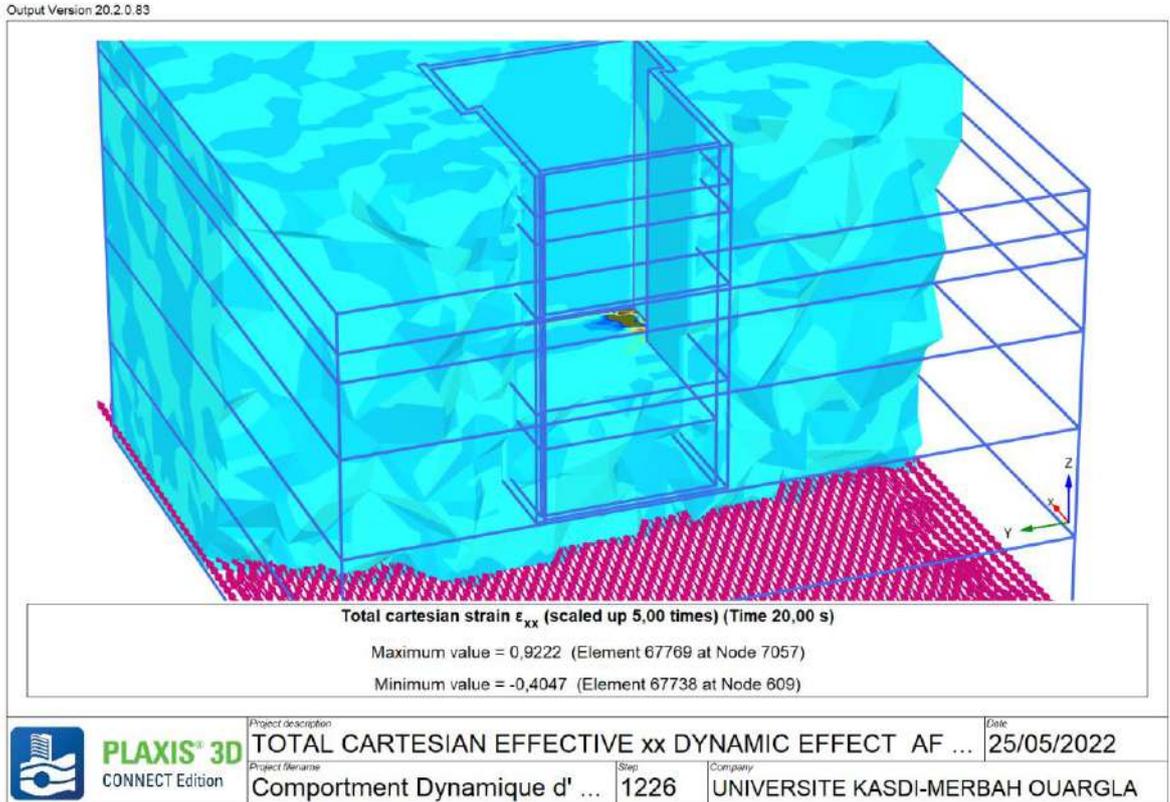
- Les contraintes:



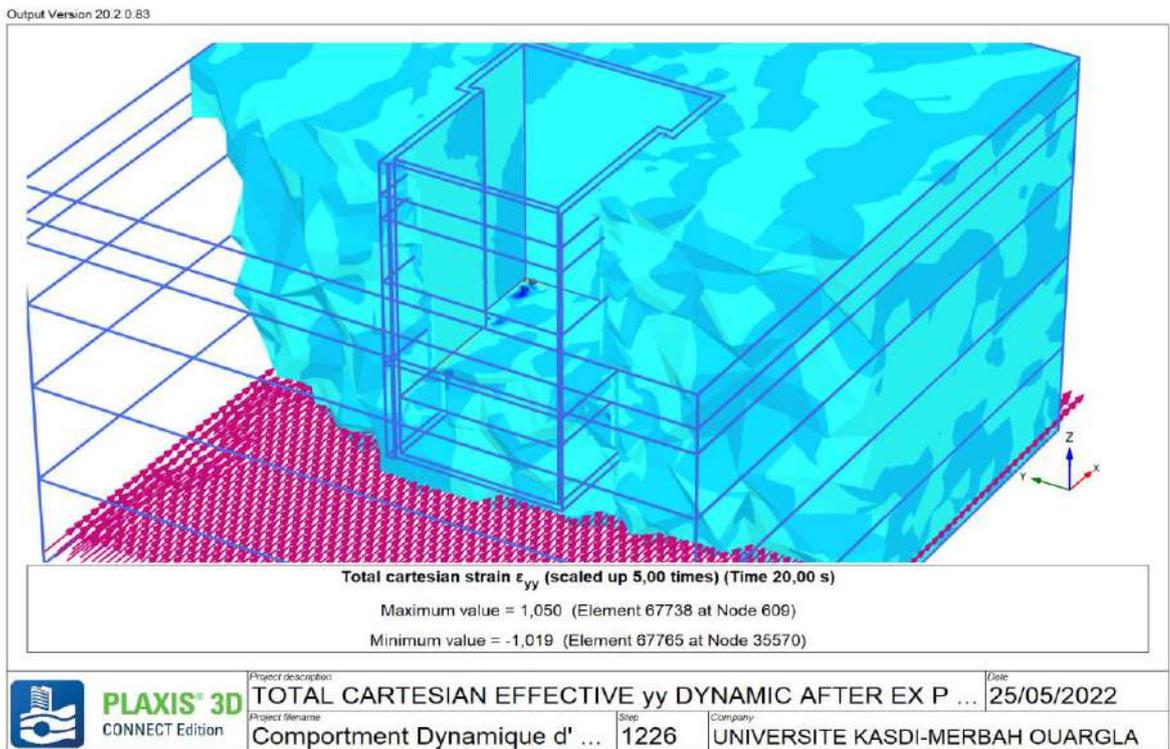
FigureV.17: contraintes (σ_x) en cas dynamique.



FigureV.18: contraintes (σ_y) en cas dynamique.



FigureV.19: Déformation ϵ_{xx}



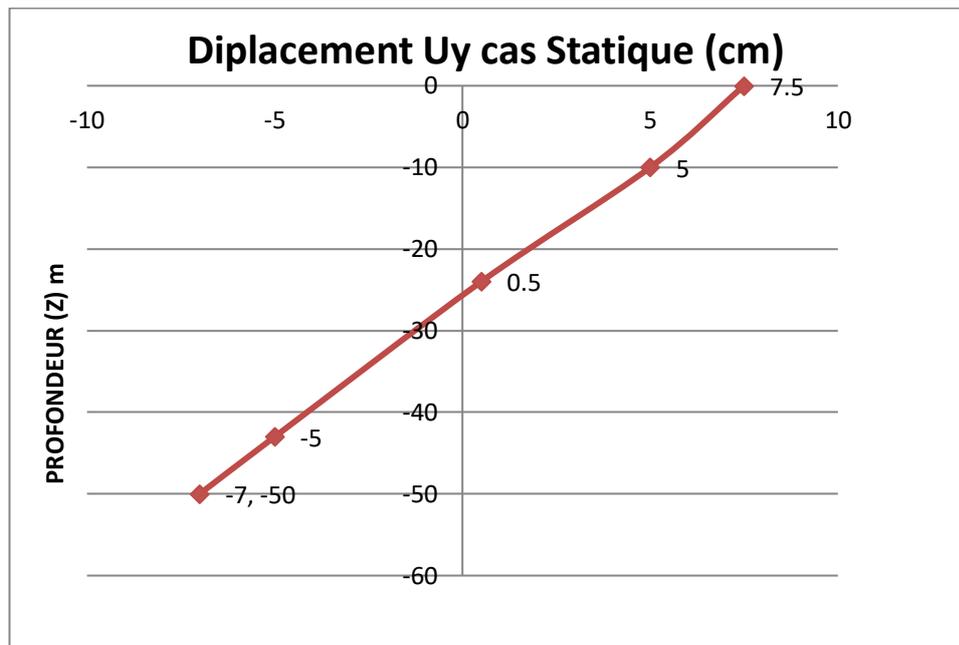
FigureV.20: Déformation ϵ_{yy}

v.7. Les résultants:

Afin de comparer et de contraster les résultats obtenus, nous utilisons les données des cas particulières de l'écran numéro S6.

TableauV.3: Déplacement max (Uy) cas statique.

profondeur (Z)	7.5	5	0.5	-5	-7
Déplacement (cm)	0	-10	-24	-43	-50



FigureV.21: Déplacement Max (Uy) cas statique.

Nous remarquons que la valeur de déplacement est grande en haut et diminue progressivement à mesure que nous nous approchons au milieu, puis recommence à augmenter à mesure que nous nous éloignons du milieu vers la fiche, dans une direction opposée au déplacement en haut.

TableuV.4: Déplacement max (Uy) cas dynamique.

profondeur (Z)	-7	4.8	8.4	15	17.5
Déplacement (cm)	0	-10	-24	-43	-50

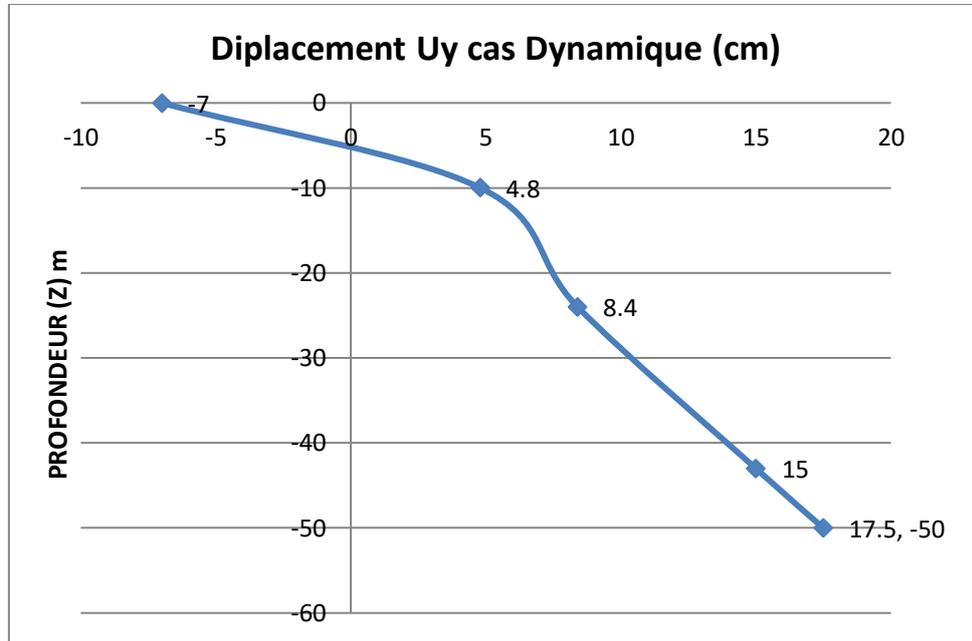


Figure V.22: Déplacement Max (Uy) cas dynamique.

Nous remarquons que lorsqu'un séisme frappe la structure est affectée là où la valeur du déplacement dans le cas dynamique commence progressivement à augmenter au fur et à mesure que nous nous dirigeons vers le bas, en partant d'une valeur de -7 cm, au début jusqu'à ce que le déplacement atteigne une valeur de 17.5 cm, à une profondeur de 50 m.

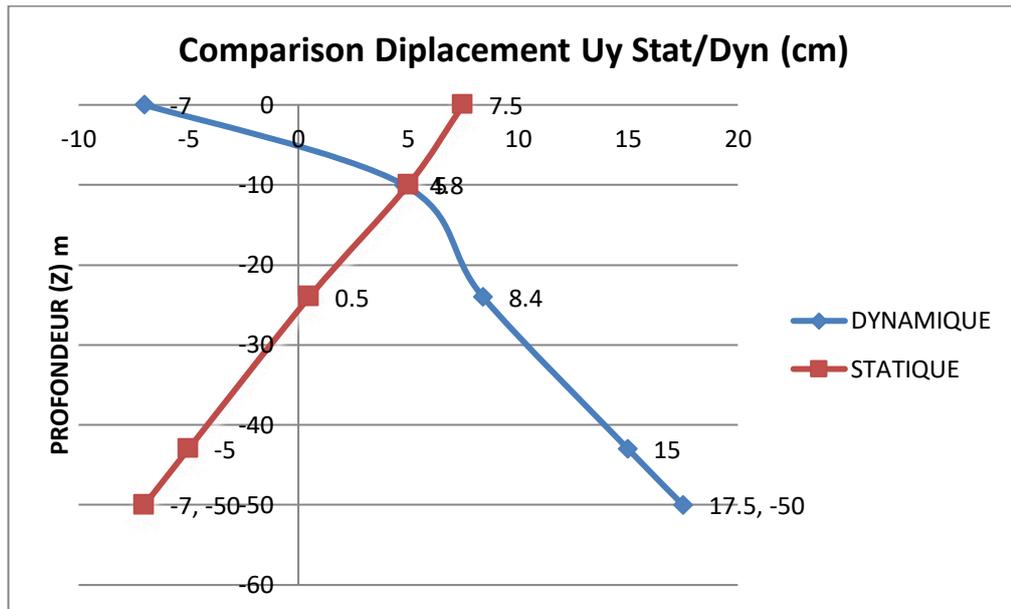
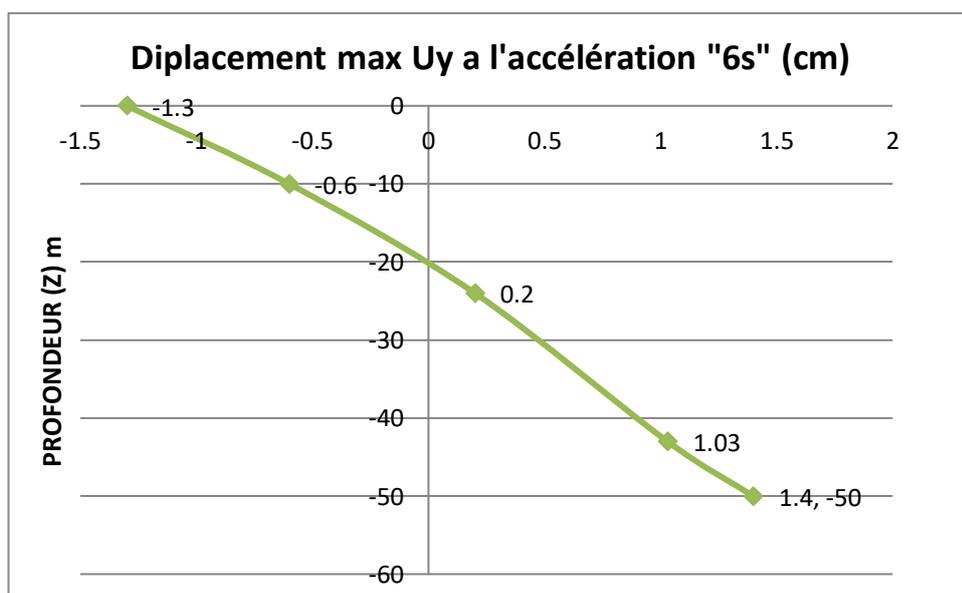


Figure V.23: Comparaison déplacement (Uy) stat/dyn.

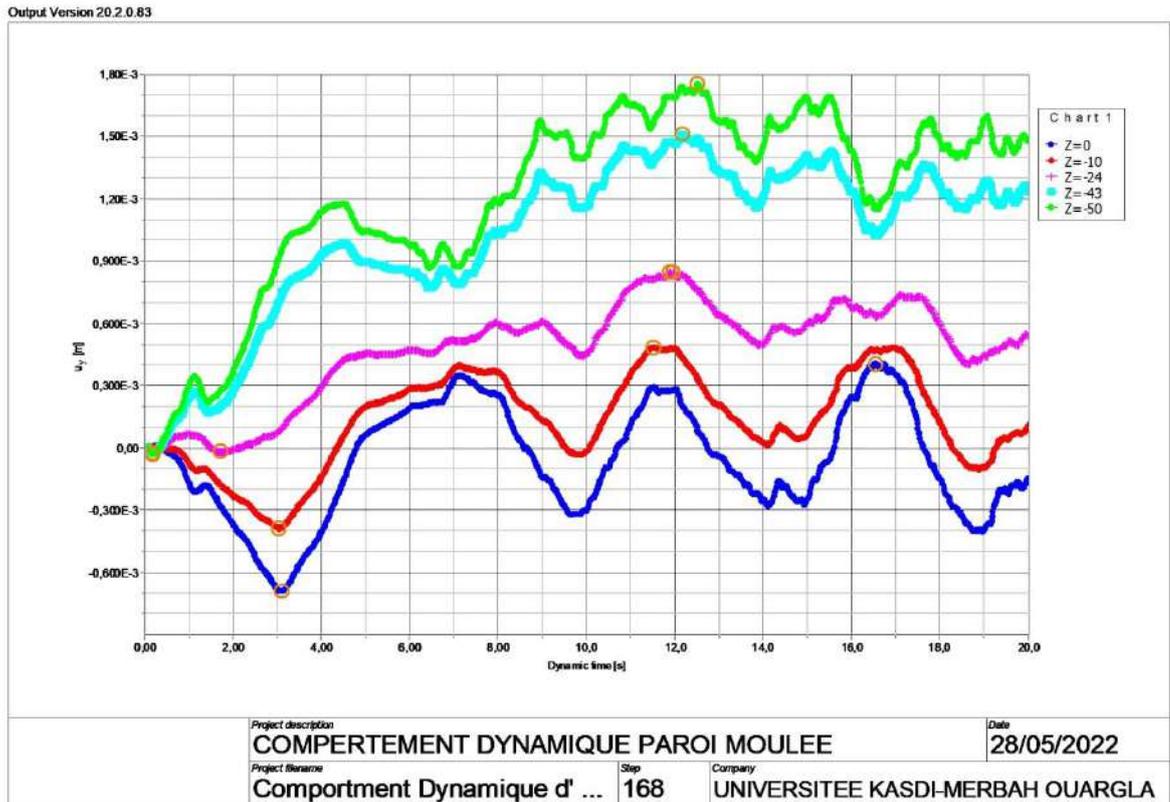
On remarque que il y a de variation total de le sens et les valeur des déplacements apres l'application de séisme les déplacements sont proches en termes de valeurs, mais opposés en sens comme le montre la figure.

TableuV.5: Déplacement dans accélération "6s" (cm).

Profondeur (Z) dans temps dynamique (6s)	-1.3	-0.6	0.2	1.03	1.4
Déplacement	0	-10	-24	-43	-50



FigureV.24: Déplacement dans accélération MAX "t= 6s".



FigureV.25: comportement dynamique dans parois moulées.

Chaque ligne de la courbe représentée les différents déplacements max de chaque niveau de paroi.

- **Interprétations des résultats:**

Après avoir comparé les résultats du déplacement de l'installation à l'état stable et à l'état dynamique, et après avoir examiné les résultats présentés dans les courbes, nous disons qu'il n'y a pas de risque significatif pouvant menacer l'effondrement de l'installation ou causer de gros dégâts malgré l'intervention de plusieurs facteurs tels que la pression de l'eau et la possibilité de secousses sismiques.

CONCLUSION :

Cette étude est réalisée afin de caractériser une paroi moulée. L'objectif étant de trouver le lien entre le déplacement de l'ouvrage prédis et mesurés en utilisant le logiciel PLAXIS 3D.

Les résultats obtenus sur la mesure du déplacement pressentent des valeurs proches avec ceux prédis. La différence réside dans l'emplacement du déplacement de l'ouvrage. Cela peut être dû à plusieurs facteurs tel que le maillage d'ouvrage, les paramètres physiques de sol ou des erreurs humaines lors de l'introduction des coordonnées dans le logiciel Plaxis.

Cependant, il est important de noter que les résultats obtenus sont très acceptables pour l'étude réalisée. Cette étude a été menée pour caractériser la paroi moulée.

Le but est de connaître la réaction attendue de la structure et la quantité de son déplacement à l'aide du logiciel PLAXIS. La mise en place du chargement en surface de sol à une influence majeure sur le comportement de la paroi cela nous oblige à changer certain dispositif de construction (la force de précontrainte, la rigidité de la paroi et la disposition et l'emplacement de précontrainte...) en fonction de la mise en place du chargement pour limité les déplacements et les sollicitations dans la paroi.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE:

La stabilité des parois de soutènement est un phénomène très complexe qui fait intervenir plusieurs paramètres structurels ou de site (paroi, sol, nappe phréatique, bâtiments environnantes, etc...), d'une autre manière c'est un problème d'interaction sol structure. La présente recherche a pour but d'étudier la stabilité des parois de soutènement sous l'effet de séisme réalisées avec la technique des parois moulées afin d'avoir une meilleure compréhension de l'effet, premièrement dans le cas statique pendant la construction et pendant la période de service et deuxièmes d'évaluer la stabilité sous une excitation sismique.

Nous avons suivi les différentes étapes et aborder les différents paramètres de notre recherche. Tout d'abord une analyse bibliographique dans la première partie traitant les différents types de conception des parois moulées existantes sur terrain avec leurs utilisations dans la pratique et les différentes méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement montrant l'effet de la stabilité à travers les facteurs de sécurités dans chaque méthode. Le travail en suite aborde dans la deuxième partie le problème de stabilité de tranchée et les différentes méthodes analytiques et numériques proposés et la contribution de plusieurs paramètres pour l'évaluation des facteurs de sécurité pendant l'excavation prévenant ainsi l'effondrement de la tranchée. En fin on a étudié le comportement des parois moulées en milieu urbain pendant le service dans le cas statique et sous l'effet sismique.

Il ressort de ce travail les conclusions suivantes:

Après avoir comparé les résultats du déplacement de l'installation à l'état stable et à l'état dynamique, et après avoir examiné les résultats présentés dans les courbes, nous disons qu'il n'y a pas de risque significatif pouvant menacer l'effondrement de l'installation ou causer de gros dégâts malgré l'intervention de plusieurs facteurs tels que la pression de l'eau et la possibilité de secousses sismiques.

La réalisation des écrans de soutènement avec l'utilisation de la technique des parois moulées est constamment améliorée à travers l'utilisation des nouveaux matériaux performants, conception qui reprend aux exigences de site.

Pour les dimensions des murs de soutènement, nous avons suivi la méthode numérique de la chaîne élastique linéaire, pour le type éléments finis ou différences finies. Cette méthode a ses propres limites et présente des avantages et des inconvénients car il n'est pas parfaitement linéaire.

La stabilité de tranchée profonde de la paroi moulée dépend de deux facteurs de sécurité le premier assure la stabilité globale de la trachée par contre le deuxième facteur prévient l'effondrement à cause de l'instabilité locale d'interface, une étude analytique tridimensionnelles semble plus réaliste.

Les déformations du séisme montrent que l'amplitude maximale se produit lorsque la fréquence se rapproche de la fréquence propre du sol et de la paroi moulée précontrainte et le

CONCLUSION GÉNÉRALE

séisme a un effet significatif sur le déplacement de la partie supérieure de la paroi lors de celle-ci. Plus faible dans d'autres parties du mur (milieu, base).

Pour minimiser les déformations et les déplacements de la paroi on doit améliorer les caractéristiques du sol, l'augmentation de la rigidité et l'adoption d'une certaine forme conceptuelle qui favorise la concentration des contraintes dans certains endroits très rigides au détriment de la déformation et du déplacement d'ensemble.

References bibliographies

- [1] NEHAOUA ADEL, **''Les Ouvrages de soutènement (Murs de soutènement et blindages''**, SETS, Sétif, 21 février 2010, pp.1
- [2] **''Les ouvrages de soutènement,**'' SETRA, France, Décembre 1988, pp. 4.
- [3] **''Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des rideaux''**, LCPC, 2003.
- [4] Zebar Radhouane, **analyse numérique du comportement mécanique des parois moulées**, mémoire de master, université Mohamed khider, Biskra, 2020
- [5] E. DELAHAYE, G. H AI UN, A.L. MILLAN, **les ouvrages de soutènement guide de Conception générale**, Imprimerie de Montligeon, publications du CTOA : Jacqueline THIRION, France, 1998.
- [06] Saadi Riadh, **modélisation numérique d'une paroi de soutènement en zone urbaines**, mémoire de magister, université e hadj Lakhdar, Batna, 2012.
- [7] Tedjini Sarra, **''Conception et vérification d'un mur de soutènement type cantilever par la méthode de chargement progressives (push over)''**, Master académique, Département de génie civil, Djelfa, 2017, Pp.18_22
- [8] boumaiza Amel, Ismaïl salima, **étude du puits de ventilation pv3 de l'extension du métro d'Alger Elharrach-aéroport international d'Alger**, mémoire de master, université de Saad Dahleb Blida, 2020.
- [9] Cosidar TP, **étude d'exécution station hacen badi phases de blindage et d'excavation**, Alger, 16-05-2018.
- [10] Le Préfet des Côtes d'Armor, **Information des acquéreurs et des locataires Sur le risque sismique dans les Côtes d'Armor**, Saint-Brieuc, en France, 09/01/2013.
- [11] Hirane Hicham, **évaluation de la pression dynamique active sur les murs de soutènement par approche numérique**, mémoire de magister, université des frères mentouri, Constantine, 2015.
- [12] **''Reference manual,**'' Plaxis v8, pp. 30-31.
- [13] AMARI Messad, **Effet du séisme sur les ouvrages souterrain – Cas de station de nouveau terminal d'aéroport d'Alger**, Mémoire de master, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, 2021.
- [14] Soletanche Bachy, **paroi moulées**, France, 2022.
- [15] Lamouri Adel, **utilisation des méthodes numériques dans les calculs de la stabilité des barrages en terre**, mémoire de master, école nationale supérieure d'hydraulique - Arbaoui Abdellah-, Blida, 2015.

References bibliographies

[16] Ali bouafia, **génie civil conception et calcul des ouvrages géotechniques**, Maison d'édition pour l'enseignement et la formation, Alger, 2009.