

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية العليا للعلوم والتقنيات
Ecole Nationale Supérieure Polytechnique

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
LABORATOIRE DE GENIE SISMIQUE ET DYNAMIQUE DES STRUCTURES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème

**Etude de la tranchée couverte
de BENCHAOUA**

Proposé par :

L'Agence

Nationale

des Autoroute

Encadré par :

M^{me} D.TOUAT-CHERID

M^{me} H .DJABALI-MOHABEDDINE

Réalisé par :

BENHABILES Djalal Eddine

DJEMAI Mohammed Riad

Promotion juin 2009

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassan Badi. El-Harrach. Alger

Remerciements

En cette mémorable occasion, et avant toute chose, Nous tenons à remercier notre seigneur Dieu l'omniscient et l'omnipotent.

Nous remercions chaleureusement nos promotrices Mme MOHABEDDINE et CHERID pour leur complaisance, aussi de nous avoir encadré et guidé tout au long de ce travail.

Nous remercions vivement nos instructeurs et enseignants depuis le primaire jusqu'à la graduation qui ont réussi à nous convaincre que bien qu'elle soit longue et pénible, notre formation aboutie aux plus agréables des métiers et des professions.

Nous remercions nos professeurs Mr. BELKACEMI et Mr. DEMIDEM pour l'aide qui nous ont apporté et les membres du jury, de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.

Nos remerciements s'adressent également à M^{elle}. KERROUCHE Nadia, ingénieur au sein de l'ANA pour l'aide précieuse qu'elle nous a apporté, ainsi qu'à nos camarades KISMOUNE Othmane et CHEBBINE Radouane .

Enfin, nos sincères reconnaissances et gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce mémoire .

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة نفق بن شعوة و هذا باستعمال تقنية "النفق المكشوف الخندق المغطى". و من اجل ذلك استعملنا برنامج بلاكسيس لتقييم الاجهادات و العزوم المطبقة على مختلف اجزاء النفق. النتائج المتحصل عليها فورنت بالتي تحصلنا عليها باستعمال طريقة التوازن النهائى لقوى الدفع و رد الفعل .

الكلمات المفتاحية: النفق المكشوف , الخندق المغطى , قوى الدفع , رد الفعل

Résumé :

L'objectif de notre travail est l'étude du tunnel de BENCHAOUA en utilisant la technique à ciel ouvert (tranchée couverte avec paroi moulée). A cet effet, nous avons utilisé le logiciel *PLAXIS* pour évaluer les différentes sollicitations agissant sur les éléments structuraux (paroi moulée, dalle, mur et radier).

Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux trouvés par la méthode des équilibres limites des poussées et butées.

Mots clés : tranchée couverte, paroi moulée, poussée et butée

Abstract :

The objective of our work is the study of the tunnel of BENCHAOUA by using the technique open sky tunnel (trench covered with slurry trench wall). For this purpose, we used software *PLAXIS* to evaluate the various requests acting on the structural elements (slurry trench wall, flagstone, wall and to erase). The results obtained were compared with those found by the method of the ultimate equilibrium of pushed and butted.

Key words: sliced covered, trench wall slurry, pushed and butted

SOMMAIRE

| | |
|--|----|
| INTRODUCTION GENERALE..... | 1 |
| I.1.INTRODUCTION..... | 3 |
| I.2. HISTORIQUE SUR LES TUNNELS ET LEURS EVOLUTION DANS LE TEMPS .. | 3 |
| I.3.PRESENTATION DE LA DEUXIEME ROCADE D'ALGER..... | 4 |
| I.4.PRESENTATION DE LA TRANCHEE COUVERTE DE BENCHAOUA | 5 |
| I.5.SISMOLOGIE DE LA REGION d'ALGER | 7 |
| I.6.CONCLUSION | 9 |
| II.1 INTRODUCTION | 10 |
| II.2.GEOLOGIE REGIONALE | 10 |
| II.3.GEOLOGIE DU TRACE | 11 |
| II.4.SONDAGES EFFECTUES | 11 |
| II.5.APERÇU SUR LE POLYSTYRENE..... | 13 |
| II.5.1.Des remblais légers pourquoi faire ?..... | 13 |
| II.5.2.Les différents matériaux légers pour remblais | 13 |
| II.5.3.Le polystyrène expansé | 14 |
| II.5.4.Dimensionnement et mise en œuvre du polystyrène dans les remblais | 15 |
| II.6.CONCLUSION..... | 16 |
| III.1.INTRODUCTION | 18 |
| III.2.TRANCHEE OUVERTE | 18 |
| III.3.TRANCHEE COUVERTE..... | 18 |
| III.4.SOUTÈNEMENT DE FOUILLES | 19 |
| III.4.1.Parois moulées | 19 |
| III.4.1.1.Avantages et inconvénients..... | 19 |
| III.4.2. Parois préfabriquées | 20 |
| III.4.3. Parois berlinoises | 21 |
| III.4.4. Parois à grande inertie..... | 22 |
| III.4.5. Rideaux de palplanches..... | 22 |
| III.5.CONCLUSION | 23 |

| | |
|---|----|
| IV.1. INTRODUCTION | 24 |
| IV.2.TERRASSEMENT..... | 24 |
| IV.3. MATERIELS ET PROCEDES D'EXCAVATION | 24 |
| IV.3.1. Excavation à la benne (benne preneuse)..... | 24 |
| IV.3.2.Procédés spéciaux | 25 |
| IV.4. PRINCIPAUX ELEMENTS D'UNE TRANCHEE COUVERTE..... | 26 |
| IV.4.1. Radier..... | 26 |
| IV.4.2. Piédroits | 26 |
| IV.4.3. Dalle de couverture..... | 26 |
| IV.4.4. Paroi médiane | 27 |
| IV.4.5. Étanchéité | 27 |
| IV.4.6. Ancrages et boutons..... | 27 |
| IV.4.7.Boue bentonitique | 28 |
| IV.4.8.Les joints..... | 30 |
| IV.4.8.Mise en place | 31 |
| IV.4.9. Le Bétonnage | 31 |
| IV.4.10.Les armatures | 33 |
| IV.4.11.La tranchée guide..... | 34 |
| IV.5. DIFFERENTES PHASES ET PROCEDURES D'EXCAVATION DE LA TRANCHEE COUVERTE DE BENCHAOUA | 36 |
| | |
| V.1. INTRODUCTION | 42 |
| V.2. PRINCIPE DE LA METHODE | 42 |
| V.2.1. Différents éléments utilisés dans le maillage..... | 43 |
| V.3. FORMULATION DE LA MEF PAR LA METHODE VARIATIONNELLE | 43 |
| V.4. ETAPES DE CALCUL | 44 |
| V.5. APPLICATION AU CALCUL DES TUNNELS | 44 |
| V.6.CONCLUSION..... | 44 |
| | |
| VI.1.INTRODUCTION | 45 |
| VI.2.OPTIONS PAR DEFAULT ET SOLUTIONS APPROCHEES..... | 45 |
| VI.3.LES MODELES DE COMPORTEMENT UTILISES DANS PLAXIS | 46 |
| VI.3.1.Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles | 47 |
| VI.3.2.Comportement élasto-plastique | 47 |

| | |
|---|----|
| VI.3.3.Modèle élastique linéaire..... | 48 |
| VI.3.4.Modèle de Mohr-Coulomb..... | 49 |
| VI.3.4.1.Module d'Young..... | 51 |
| VI.3.4.2. Coefficient de Poisson | 51 |
| VI.3.4.3. Angle de frottement | 52 |
| VI.3.4.4.Terme de cohésion | 52 |
| VI.3.4.5.Angle de dilatance | 52 |
| VI.3.4.6.Les contraintes de traction | 53 |
| VI.3.4.7.Les paramètres avancés | 53 |
| VI.4.CONCLUSION | 53 |
| | |
| VII.1. INTRODUCTION | 54 |
| VII.2. MODELISATION ET HYPOTHESES..... | 54 |
| VII.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX..... | 55 |
| VII.3.1. Éléments structuraux..... | 55 |
| VII.3.2. Caractéristiques des couches de sols et des interfaces | 56 |
| VII.4. GENERATION DU MAILLAGE | 57 |
| VII .5. CONTRAINTES..... | 57 |
| VII.6. ETAPES DE CALCUL | 58 |
| VII.7. PRINCIPAUX RESULTATS..... | 58 |
| VII . 7.1 Paroi moulée centrale..... | 61 |
| VII .7.2.Paroi latérale droite | 62 |
| VII .7.3. La double voûte..... | 62 |
| VII .7.4. Dalles (radier) | 64 |
| VII .8.CALCUL DES SOLLICITATIONS PAR LA METHODE DES EQUILIBRES LIMITES | 64 |
| VII.9.ETUDE DYNAMIQUE..... | 72 |
| VII.10.LA METHODE RUSSE..... | 72 |
| VII.11.METHODE DE MONONOBE OKABE..... | 72 |
| VII.10.CONCLUSION..... | 73 |
| | |
| CONCLUSION GENERALE..... | 74 |

Liste des symboles

| | |
|------------------|------------------------------|
| EA | Rigidité Normale |
| EI | Rigidité à la flexion |
| d | Epaisseur Equivalente |
| w | Poids |
| ν | Coefficient de poisson |
| γ_{unsat} | Poids volumique sec |
| γ_{sat} | Poids volumique saturé |
| ω | Teneur en eau |
| S_r | Degré de saturation |
| C | Terme de cohésion |
| W_L | Limite de liquidité |
| W_P | Limite De plasticité |
| I_p | Indice de plasticité |
| τ_0 | Contrainte de cisaillement |
| G | Module de cisaillement |
| ν | Coefficient de Poisson |
| σ_n | Contrainte normale |
| φ | Angle de frottement |
| ψ | Angle de dilatance |
| E | Module d'élasticité |
| C' | Terme de cohésion effective |
| φ' | Angle de frottement effectif |

LISTE DES FIGURES

| | |
|---|----|
| Figure I.1 : 2eme rocade sud | 5 |
| Figure I.2 : coupe transversale de la tranchée couverte | 6 |
| Figure I.3 :carte sismotectonique de la région d'ALGER..... | 9 |
| Figure II.1 : stratigraphie du sol | 12 |
| Figure II.2 : remblai en polystyrène expansé | 15 |
| Figure II.3 : schéma de disposition du polystyrène..... | 15 |
| Figure II.4 : dispositifs d'assemblage mécanique | 16 |
| Figure II.5 : profil transversal adopté pour les calculs..... | 17 |
| Figure III. 1 : Paroi moulée a grande inertie | 21 |
| Figure IV.1 : benne preneuse (image reproduite avec la permission de l'ANA)..... | 25 |
| Figure IV.2 : Excavation avec l'utilisation des tirants | 28 |
| Figure IV.3 : boue bentonitique (photo reproduite avec la permission de l'ANA) | 30 |
| Figure IV. 4 : Mise en place des tubes- joints | 31 |
| Figure IV.5 : bétonnage de la paroi (photo reproduite avec la permission de l'ANA)..... | 33 |
| Figure IV.6 : des cages d'armatures (photo reproduite avec la permission de l'ANA)..... | 34 |
| figure IV.7 : tranchée guide..... | 35 |
| Figure IV.8 : première phase..... | 36 |
| Figure IV.9 : deuxième phase | 36 |
| Figure IV.10 : troisième phase | 37 |
| Figure IV.11 : quatrième phase | 37 |
| Figure IV.12 : cinquième phase | 38 |
| Figure IV.13 : sixième phase..... | 38 |
| Figure IV.14 :septième phase..... | 39 |
| Figure IV.15 : huitième phase | 39 |
| Figure IV.16 : neuvième phase | 40 |
| Figure IV.17 : dixième phase | 40 |
| Figure IV.18 : onzième phase | 41 |
| Figure IV.19 : douzième phase | 41 |
| Figure V.1 :exécution d'un maillage par ordinateur | 42 |
| Figure V.2 :les éléments les plus fréquemment utilisés | 43 |
| Figure VI. 1 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique..... | 47 |
| Figure VI. 2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique..... | 47 |

| | |
|---|----|
| Figure VI. 3 : Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage | 48 |
| Figure VI. 4 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire. | 48 |
| Figure VI. 5 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire..... | 49 |
| Figure VI. 6 : Courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb. | 49 |
| Figure VI. 7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$ | 50 |
| Figure VI. 8 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb | 50 |
| Figure VI. 9 : Définition du module à 50 % de la rupture. | 51 |
| Figure VI. 10 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb. | 52 |
| | |
| Figure VII. 1 : Représentation du modèle du projet..... | 57 |
| Figure VII. 2 : Maillage du projet | 59 |
| Figure VII. 3 : Distribution des contraintes..... | 60 |
| Figure VII. 4 : Diagrammes de déformation et efforts internes de la paroi centrale..... | 63 |
| Figure VII. 6 : : Diagrammes de déformation et efforts internes de la paroi de rive droite..... | 64 |
| Figure VII. 8 : Les différents diagrammes de déformation et efforts internes de la double voûte | 65 |
| Figure VII. 9 : Les différents diagrammes des deux dalles cote à cote..... | 66 |
| Figure VII. 10 : hauteur des couches de remblai sur la voûte | 67 |
| Fig.VII.11 Répartition de la charge totale sur la double voûte | 68 |
| Figure VII.12 Section dans une voûte isolée..... | 69 |
| Figure VII.13 : poids des terres retenu par la paroi moulée | 71 |
| Figure VII.14 : points A,B et C | 72 |
| Figure VII.15 : Diagramme force de poussée passive | 73 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|---|----|
| Tableau I.1 : Hauteur des terres en fonction des différentes couches de remblai..... | 7 |
| Tableau I. 2 : Histoire des séismes en ALGERIE..... | 8 |
| Tableau II.1 : Différents matériaux utilisés | 14 |
| Tableau II.2 : Caractéristiques géotechnique du sol | 16 |
| Tableau VII. 1 : Caractéristiques des parois moulées | 57 |
| Tableau VII. 2 : Caractéristiques des dalles..... | 58 |
| Tableau VII. 3 : Caractéristiques des voûtes..... | 58 |
| Tableau VII. 4 : Caractéristiques des couches de sols et des interfaces | 58 |
| Tableau VII. 5 : Récapitulatif des résultats..... | 61 |
| Tableau VII. 6 : Résultats de la comparaison des efforts normaux | 70 |
| Tableau VII. 7 : Résultats de la comparaison de l'effort tranchant | 71 |
| Tableau VII.8 :Effort sismique de la double voûte | 74 |
| Tableau VII.9 : Effort sismique de la paroi centrale..... | 74 |
| Tableau VII.10 : Effort sismique de la paroi latérale..... | 74 |
| Tableau VII.11 : Effort sismique du radier | 75 |
| Tableau VII.12 : Résultat de comparaison entre calcul numérique et calcul analytique...75 | |

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Depuis toujours l'Homme a eu besoin de se déplacer que se soit sur de longues ou de courtes distances . Parallèlement à ce besoin de déplacement est apparu le besoin de concentration et de convergence ce qui a donné naissance aux villes . Par conséquent la structuration de ces déplacements s'impose et cela par la création d'infrastructures de transports .

Comme la surface de la terre est en relief l'Homme se doit de trouver les solutions pour franchir les obstacles naturels (rivières , montagne ...etc.) .

Parmi ces solutions de franchissement existe les tunnels qui sont des ouvrages d'art souterrain mais cette solution s'avère critique et les dangers induits sont bien connus : éboulement , enfouissement , inondation de chantier ...etc.

L'ingénieur est donc confronté à deux problèmes majeurs :

- La préservation de la stabilité de l'ouvrage contre d'éventuels accidents pour assurer le succès des travaux.
- Le contrôle des déformations du massif encaissant.

Comme la majorité des ouvrages d'arts, les tunnels se trouvent être des prototypes dans le sens où chaque tunnel est unique du point de vue de la technique de construction retenue, des matériaux utilisés, de la méthode de creusement adoptée et parfois même des appareils utilisés et ce, compte tenu des facteurs dont la nature du terrain, l'emplacement du tunnel, sa profondeur, les délais de réalisation ...etc.

L'analyse de ces facteurs conduit à deux types de construction possibles . Ils existent deux types majeurs d'ouvrages :

- Tunnels profonds (creusement en souterrain) .
- Tranchées ouvertes ou couvertes (creusement à ciel ouvert).

Vue le niveau de la chaussée par rapport au terrain naturel le bureau d'études espagnol OHL a opté pour la méthode a ciel ouvert .

L'objectif de notre étude est l'évaluation des sollicitations lors des différentes phases d'exécution afin de dimensionner les différents éléments structuraux (parois moulées, dalle et radier). A cet effet, un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis en élastoplasticité (*PLAXIS*) est utilisé pour la détermination des efforts pour le dimensionnement de la structure ces résultats seront comparés avec ceux trouvés par la méthode des équilibres des forces en poussée et en butée.

Le plan de travail adopté est le suivant :

- Des généralités comprenant un bref historique sur les tunnels, suivi de la présentation de l'ouvrage dans le premier chapitre.

- Une reconnaissance du site et des propriétés du sol dans le deuxième chapitre .
 - Dans le troisième chapitre, les tranchées ouvertes, couvertes et le soutènement des fouilles sont exposés.
 - Le quatrième chapitre est consacré aux procédures d'excavation et aux matériels utilisés.
 - Le cinquième chapitre introduira la méthode des éléments finis
 - Le sixième chapitre porte sur la présentation du logiciel PLAXIS et les modèles de comportement .
 - Ensuite on établit le modèle de calcul dans le septième chapitre.
- Et on finit par des conclusions qui clôtureront notre travail.

Chapitre I

Généralités

I.1.INTRODUCTION

Depuis l'antiquité, l'homme a pris les grottes et les cavernes comme refuge pour se protéger du froid, de la chaleur ainsi que des dangers qui le menacent.

I.2. HISTORIQUE SUR LES TUNNELS ET LEURS EVOLUTION DANS LE TEMPS[1]

Pour répondre aux besoins de l'irrigation et de l'alimentation des villes en eau, les civilisations de la Mésopotamie, de l'Égypte, de la Grèce et de Rome ont creusé des canaux aqueducs, non seulement à l'air libre, mais aussi en tunnel. A cette époque, certains ouvrages exceptionnels ont été réalisés. L'un des plus fameux est le tunnel aqueduc construit en 530 avant J.C par Eupalinos dans l'île grecque de Samos.

Il a été aussi réalisé à l'ère de l'antiquité des tunnels servant au transport des personnes, des animaux et des biens. Parmi eux, le tunnel de Pouzzoles est des plus remarquables, construit par les romains en 37 après J.C, il était long de 900m, large de 7,5m et haut de 9m. Lorsqu'il fallait creuser dans la roche dure, il leur arrivait de chauffer et dilater cette dernière à l'aide du feu, puis l'amener à un refroidissement brutal pour la faire éclater. Au cours du Moyen-âge les modes de creusement et de soutènement sont restés toujours analogues à ceux de l'antiquité, mais après la chute de l'empire romain, on n'a plus beaucoup construit d'aqueducs ni des tunnels.

A partir de la Renaissance, des améliorations techniques déterminantes apparaissent : L'utilisation de la poudre explosive. C'était la (poudre noire), mélange de soufre, de charbon de bois et de salpêtre (nitrate de potassium).

Mais, pour briser les roches, on ne pouvait utiliser l'explosif que si l'on était capable de déclencher une explosion en toute sécurité. Ceci n'a pas pu se faire qu'avec la mise au point de la mèche lente. L'emploi de la poudre dans les mines date en conséquence de 1613.

Jusqu'à l'année 1790 on ne disposait toujours pas de moyen mécanique pour forer les trous de mines destinés à recevoir la poudre explosive. Il fallait creuser ces trous à la main en frappant avec des maillets sur une barre à mine (lourde barre métallique).

On ne connaissait pas les calculs mathématiques permettant d'estimer, à partir des mesures physiques faites sur place (in-situ) ou en laboratoire, les poussées exercées par les terrains et d'apprécier les risques d'effondrement. Ces progrès n'apparaîtront qu'à l'époque moderne à partir de la fin du XVIIIème siècle (Coulomb 1776).

Un ouvrage remarquable de cette époque est le tunnel de Malpas. De cette époque encore, date le grand égout circulaire de Paris, longueur de 6128m et hauteur de 2m. Il a été achevé en 1740.

Au XIX^{ème} siècle, le monde occidental progresse vivement dans le développement des concepts scientifiques. Des innovations importantes voient le jour l'une des plus importantes fut l'invention du bouclier par l'ingénieur français Marc Isambard Brunel, émigré au Royaume-Uni. Il s'agissait d'un échafaudage mobile en bois inventé à l'occasion du creusement, sous la Tamise, du tunnel de Wapping à Londres, c'est à l'occasion de la réalisation de cet ouvrage que le mot , tunnel, a été utilisé pour la première fois par Isambard Brunel. Ce terme était dérivé du mot tonnelle. Auparavant, on parlait de galerie.

Les évolutions principales apportées au cours du XX^{ème} siècle portent sur :

- ✓ l'amélioration des moyens de calcul des efforts à supporter par l'ouvrage.
- ✓ les modes de creusement et de soutènement.
- ✓ l'importance des dispositifs de ventilation et de sécurité.

I .3.PRESENTATION DE LA DEUXIEME ROCADE D'ALGER

La 2^{ème} rocade autoroutière d'Alger située dans le prolongement de la plaine Mitidja, la Wilaya d'Alger constitue un lieu de transit à la fois pour les échanges entre l'Est et l'Ouest et l'intérieur du pays.

Cette autoroute d'un linéaire d'environ 61 km, débute légèrement au nord de la ville de Zéralda (PK7+200), à la jonction entre le CW233 et de la RN11, elle passe au nord de la Forêt des Planteurs, poursuit vers l'Est au Nord de Souidania et de Khraïcia pour croiser la RN 1 au nord de Birtouta.

Elle traverse ensuite la plaine de la Mitidja au sud de Baraki, au sud de l'agglomération d'El Harrach, au sud des Eucalyptus et au nord de Meftah pour continuer vers l'Est entre Hammadi et Khemis el Khechna. Le tracé bifurque vers le Sud Est en utilisant le corridor de l'Autoroute Est-Ouest pour se diriger ensuite vers le nord en passant à l'est de Ouled Moussa jusqu'à son raccordement à la RN 61 à Boudouaou (PK68+200).

Sur la fiche technique : La 2^{ème} Rocade Autoroutière d'Alger

- Linéaire du projet : 61 Km /ZERALDA (PK7+200) à BOUDOUAOU (PK68+200) plus deux Pénétrantes (SIDI-ABDELLAH long : 1,2 Km et ROUIBA long : 5,5 Km).
- Nombre d'échangeurs : 15
- Linéaire de rampes d'échangeurs : 70Km
- Linéaire routes secondaires y compris les pistes agricole : 21 Km



Figure I.1 : 2^{ème} rocade sud

I.4.Présentation de la tranchée couverte de BENCHAOUA

Notre mémoire se portera sur l'étude de la tranchée couverte de BENCHAOUA faisant partie du projet de la deuxième rocade d'Alger et se situant entre les points kilométriques PK(22+750) et PK(23+002) soit d'une longueur totale de 252 mètre.

La tranchée couverte est constituée de deux voutes appuyées sur trois parois moulées.

Les parois ont une épaisseur d'un mètre et une hauteur de 6,4 m .

La paroi centrale est ancrée à 12 m dans le sol et les latérales sont ancrées à 6 mètres .

Les voutes d'un mètre d'épaisseur appuyées sur les parois par des rotules, sont prévues pour supporter le poids des terres .

Ces dernières ont un rayon de courbure de 13,81 m et une flèche de 3,5 mètres .

La tranchée couverte est complétée avec deux dalles de 0,5 m d'épaisseur qui serviront de chaussée.

La section comporte 4 voies par sens de 3,25 m de largeur et un gabarit minimum est de 5,5 m .

Les détails sont représentés sur la figure ci-après

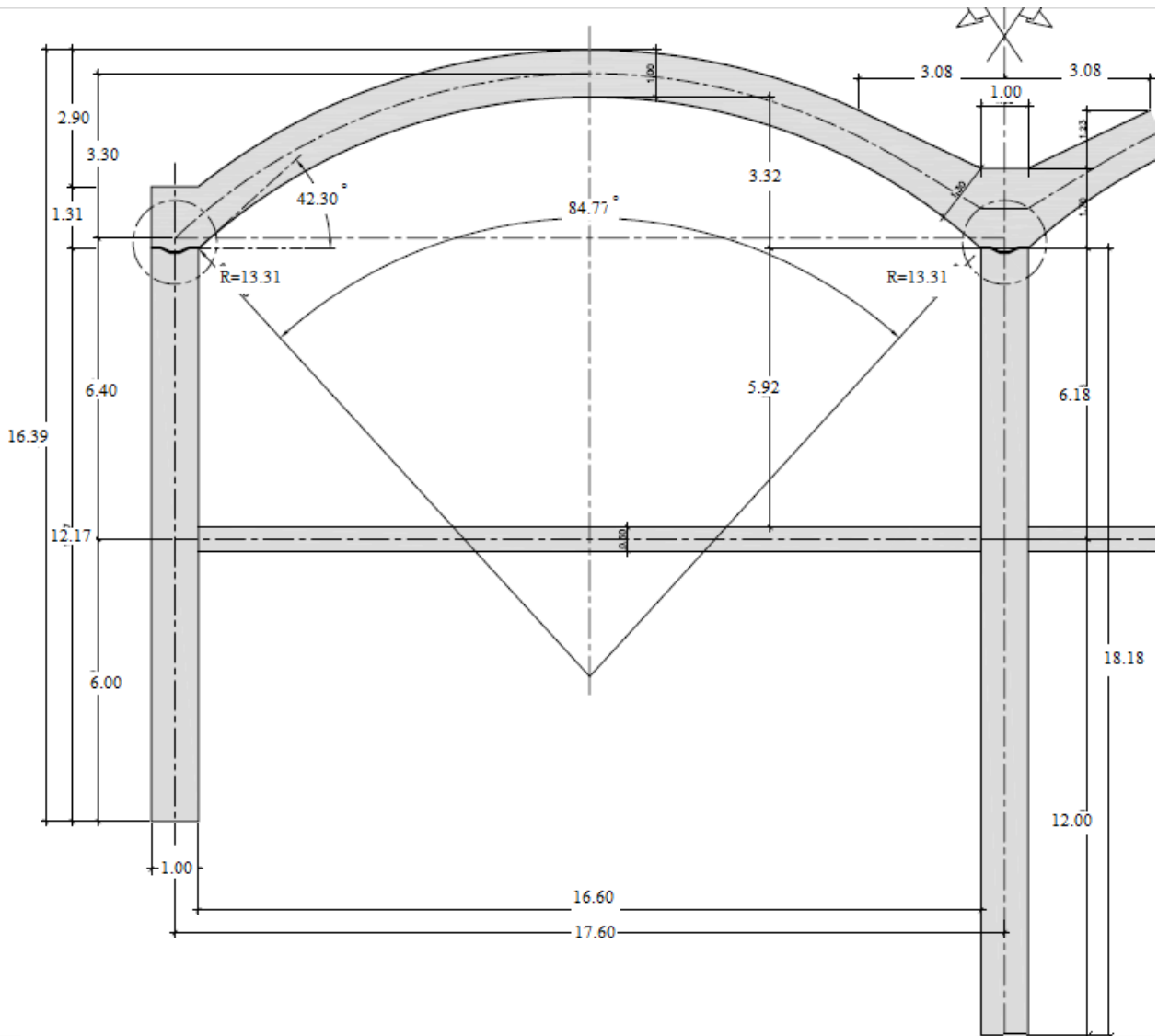


Figure I.2 : coupe transversale de la tranchée couverte

Un remblayage maximale de 9 mètres est prévu sur cette tranchée couverte afin de disposer d'un secteur aménageable dans la zone.

En premier lieu son utilisation est prévue come zone sportive, pour cela deux plateformes de 50x50 mètres seront mises en place et serviront à l'aménagement de terrains de sport .

Un allègement du poids des terres sur les voutes est prévu avec l'utilisation du polystyrène expansé qui sera déposé sur une largeur de 40 mètres et une épaisseur allant jusqu'à 4 mètres .

L'épaisseur du polystyrène est explicitée dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Hauteur des terres en fonction des différentes couches de remblai

| HAUTEUR TOTALE DES TERRES | EPAISSEUR DES TERRES SUR LA CLE | EPAISSEUR DU POLYSTYRENE | EPAISSEUR DES TERRES SUR LE POLYSTYRENE |
|------------------------------|------------------------------------|-----------------------------|---|
| 9 m | 2 m | 4 m | 3 m |
| 8 m | 2 m | 3 m | 3 m |
| 7 m | 2 m | 3 m | 2 m |
| 6 m | 2 m | 2 m | 2 m |

I.5.SISMOLOGIE DE LA REGION D'ALGER [2]

La compréhension des grandes étapes de déformation tectonique, ayant affecté une région sismique, est une donnée capitale dans l'interprétation des conditions sismotectoniques ayant été à l'origine d'un séisme, surtout si celui-ci est de forte magnitude, tel que celui qui dévasta la partie orientale du bassin de la Mitidja le 21 Mai 2003. L'analyse tectonique des bassins sismogènes comme celui de la Mitidja permet de retrouver une histoire géodynamique caractérisée par trois événements néogènes importants, ayant conditionné l'activité sismique du nord de l'Algérie.

Les études néotectoniques entreprises depuis quelques années montrent l'existence d'une déformation actuelle très active, principalement en compression et qui résulterait d'une direction de raccourcissement NNW-SSE, associant failles inverses chevauchantes et failles décrochantes. Cette direction résulte de la convergence entre les plaques d'Afrique et d'Eurasie, avec des vitesses de 0,5 à 1 *cm/an* en Méditerranée orientale et de 2,5 *cm/an* en Méditerranée occidentale.

La déformation intracontinentale telle que la suggère la sismicité et l'étude des mécanismes focaux indiquent l'existence d'une collision plastique des masses continentales selon un modèle diffus, sans frontière de plaque bien définie. Les déformations seraient concentrées pour une grande part sur la bordure nord-africaine.

Tableau I. 2 : Histoire des séismes en ALGERIE

| Localité | Date | Io | M | Victimes | observations |
|--------------------|------------|------------|---------|-----------|--|
| Alger | 01.03.1385 | Forte | Forte | Plusieurs | Destructeur: Alger complètement détruite. 100 répliques pendant la nuit une partie d'Alger fut inondée. |
| Gouraya | 15.01.1891 | X | 7.5 | 38 | Destructeur : dégâts importants: Gouraya et Vil bourg ont été complètement détruites, 53 immeubles et maisons détruits ou endommagés. Dégât à Cherchell. kherba. Blida. El-Afroun, Mouzaya, miliana. Orléans ville. Mouvement vertical observé à Gouraya, Ressenti à Saida et Djelfa, Fortes répliques, Rayon macrosismique de 200Kms. |
| El Kalaâ | 23.11.1887 | IX-X(VIII) | 6.5-7.5 | 20 | Destructeur : ElKalaâ et Dehba, une mosquée ainsi Que plusieurs maisons ont été détruites. importants dégâts;(80 maisons ont été complètement détruites). Ressenti à Oran, Arzew, Relizane, Mostaganem et mascara. Forte réplique ressentie quelques minutes après. |
| Sour el ghoulzene | 24.08.1910 | X(VIII) | 8.4-8.8 | 30 | Dégâts importants à tablat, masqueray. Les villages de la plaine de gachtulas ont été complètement détruits. Réplique ressentie jusqu'à janvier 1911. |
| A.Elhassan | 25.08.1922 | IX-X | 5.1 | 2 | Destructeur : cavagnac complètement détruites. mouvement vertical observé (1m). ressenti à flatters Hanoteau .tènès (VIII) et à Orléans ville, cherchell (VII). |
| El At .El Ab | 07.09.1934 | IX(VII) | 5.0 | Aucune | Dégât à Carnot. St Cyprien et El- Ataf des glissements de terrain ont observés au Nord Ressenti à Alger. 92 répliques entre 07-30 du même mois. |
| Béjaïa | 12.02.1950 | VIII- IX | 5.8 | 264 | 1000 maisons détruites, 112 blessés. |
| Chlef Orléansville | 09.09.1954 | X-XI | 6.7 | 1243 | Destructeur: 20000 habitations détruites Effet observé: glissement de terrain et liquéfaction du sot Mouvement vertical maximum (10) 1.33m au voisinage de ouled abbas. Plusieurs répliques ressentis. |
| M'sila | 21.02.1960 | VIII | 5.6 | 47 | Dégâts à mélouza, 88 blessés. |
| M'sila | 01.01.1965 | VIII | 5.5 | 5 | 1300 maisons détruites. |
| Mansourah | 24.11.1973 | VII | 5.1 | 4 | Dégât à Mansourah, Medjana, El-Mehir, theniet enasr. 50 blessés, Plusieurs personnes ont été portées disparues. Répliques le 24-25-26 du même mois. |
| Chlef | 10.10.1980 | IX | 7.3 | 2633 | Destructeur: 8369 blessés, 348 portés disparus, 6.778.943 sinistrés, 70% des habitations détruites Une faille inverse sismogène a été observée (36Km) Un mouvement vertical maximum (11) de 6m a été mesuré entre zebabdja et ouled abbas. Une forte réplique a été enregistrée une heure après le choc Principal (M=8.5). |
| Constantine | 27.10.1985 | VIII | 5.9 | 10 | Peu de dégât à El aria et Beni- Yakoub. plus de 300 blesse. Plusieurs, au voisinage du village d'El-Khroub. Ruptures de surface, Une faille de Coulissage, Plusieurs répliques pendant plus d'un mois. |
| El Affroun | 31.10.1988 | VII | 5.4 | aucune | Nombreux dégât 500 famille sinistrées et 5 blessés. |
| Dj. C henoua | 29.10.1989 | VIII | 6.0 | 22 | Nombreux dégât à Sidi-Moussa (près de la ville de Tipaza) (au voisinage de l'épicentre); et Nador. Peu de dégâts à Alger : la Casbah). Faille inverse. Plusieurs répliques durant 3 mois. |
| Mascara | 18.08.1994 | VII | 5.6 | | Ce séisme survenu la nuit, a été largement ressenti VII a été atteinte a hacine et shadlia, ou d'importants dégâts ont été occasionnées. des destructions ont été observées dans les villages voisins sur un rayon de 15km autour de Hacine |
| Alger | 04.09.1996 | VII | 5.7 | | Ce séisme qui a été ressenti jusqu'à dellys à l'Est, menaoeur à l'Ouest et berrouaghia au Sud, a atteint l'intensité de VII à Ain-benian, cheraga et staoueli. Le rayon macrosismique moyen est de 140Km. |
| Ain-Tonouchent | 22.12.1999 | VII | 5.8 | plusieurs | Ce séisme a atteint une intensité maximale de VII, a occasionné dans la région qui regroupe ain-timouchent, ain-tolba, ain-knal et sidi ben adda, des dégâts matériels importants et la perte de plusieurs vies humaines. La surface macrosismique dépasse 260Km de rayon. |
| Béni-Quartilane | 10.11.2000 | VII | 5.4 | 2 | Ce séisme à occasionné dans la région qui regroupe Béni- Quartilane, Fréha et El-Main, des dégâts matériels et la perte de 2 vies humaines. Des fissurations superficielles de maisons en maçonnerie traditionnelle ont été observées dans les localités citées ci-dessus. |
| ZEMMOURI | 21.05/2003 | X | 6.8 | 2278 | Destructeur, Ce séisme a occasionné dans la région épacentrale qui regroupe principalement : BOUMERDES. ZEMMOURI. CORSO.TIDJELABINE. REGHAÏA. TH ENIA.BOROJ MENAIL. SID I DAOU D et DELLYS des dégâts très importants, Des immeubles et des maisons récemment construits ont été complètement détruits ou endommagés. Plusieurs milliers de blessés et 2278 morts. La localité de ZEMMOURI ville reste celle qui a subi le plus grand nombre des dégâts. Ce séisme survenu en début de soirée (18h 44 GMT) a été largement ressenti. à l'Est jusqu'à GUELMA. à l'Ouest jusqu'à Mostaganem. au Sud jusqu'à BISKRA et au Nord jusqu'aux larges des côtes espagnoles et françaises. |

Le cadre sismotectonique réalisé par le Centre National de Recherche Appliquée en Génie parasismique, à partir de l'observation des images satellites et des photos aériennes a montré les linéaments qui peuvent être des failles au long de la région en étude, certaines classées comme actives et d'autres comme probables.

Les failles à activité certaine se confirment sur le terrain par des escarpements, des zones de broyage, la présence de roches volcaniques associées et des changements de faciès. Parfois même par la présence de terrasses marines d'âge Calabrien qui ont été surélevées sur le massif d'Alger, à des altitudes de plusieurs centaines de mètres. Les failles à activité probable sont de leur côté difficilement observables car souvent recouvertes par des formations quaternaires.

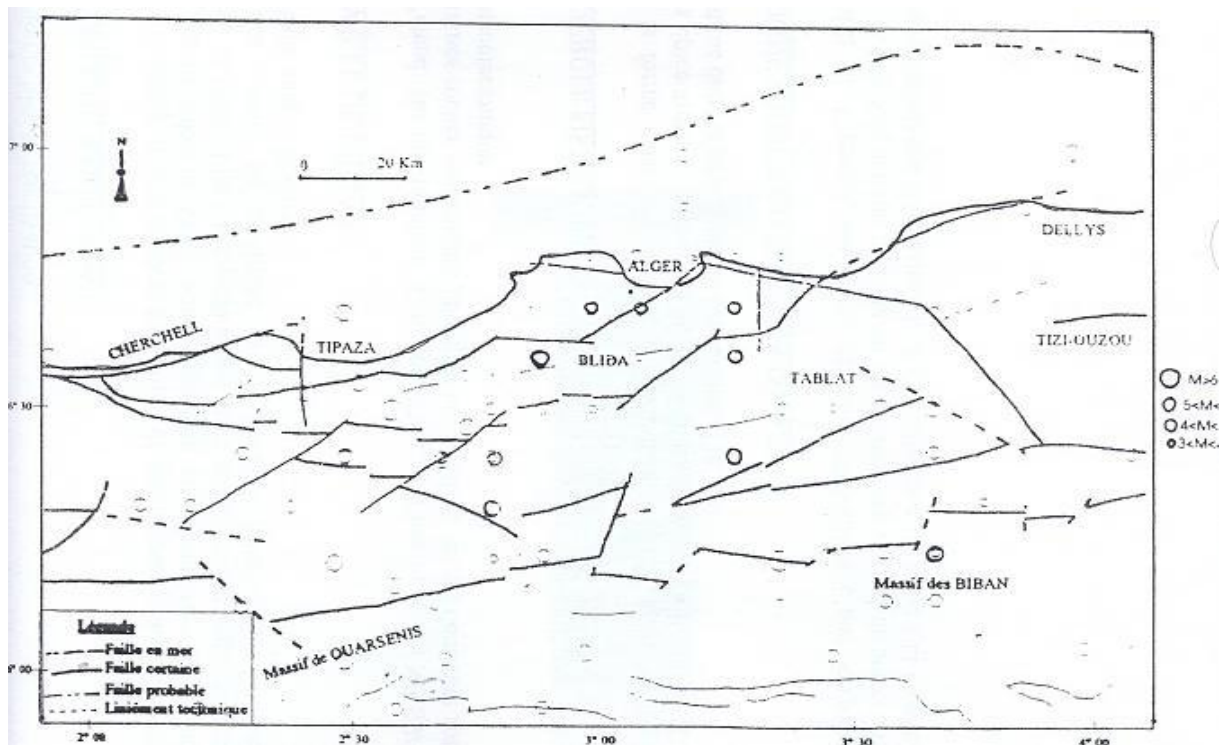


Figure I.3 :carte sismotectonique de la région d'ALGER

Des structures majeures actives ont été cartographiées dans la région d'Alger. Certaines sections de ces failles constituent des lignes de source sismique, dont celle d'El -Harrach, correspondant à la partie Nord-Est de la faille du Sahel, sur une trentaine de kilomètres. D'autres structures de type mineur sont difficiles à identifier sur le terrain, majoritairement plat et constitué de recouvrements quaternaires très récents, avec de petits affleurements constitués en général de terrains plastiques

I.6.CONCLUSION

Faisant partie du projet 2^{ème} rocade d'ALGER , notre ouvrage a été conçu pour rattraper le niveau de l'autoroute par rapport au terrain naturel .

Notre tranchée couverte est érigé à ALGER qui est une zone à haute sismicité (zone 3).

Chapitre II

Etude et reconnaissance du site

II.1 Introduction

Les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont des facteurs importants qui déterminent le degré de difficulté et le coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Non seulement ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, de soutènement et de revêtement, mais de plus leur connaissance permet de faire face à des problèmes imprévus, par exemple la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression, c'est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un Ouvrage.

Cette imprévision peut bloquer les travaux plusieurs mois, mettre en cause la sécurité du chantier, voir même compromettre la faisabilité de l'ouvrage.

Pour cela une bonne reconnaissance du sol le long du tracé est nécessaire.

II.2.Géologie régionale

L'Algérie, par le fait de sa taille, comprend quatre larges domaines géologiques allant du Nord vers le sud :

- ✓ L'Atlas Tellien (ou le Tell) : Constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches de l'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chélif à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.
- ✓ Les hauts plateaux
- ✓ L'Atlas saharien.
- ✓ Le Sahara.

De la même manière, l'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique :

- ✓ Le Nord du pays portant l'empreinte de la tectonique alpine.
- ✓ La plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.
- ✓ Les alentours de la ville d'Alger se situent dans la première région définie ci-haut, délimitée au Nord par la Méditerranée et au sud par l'Atlas Tellien. Cette chaîne correspond à une zone complexe de reliefs jeunes alpins, constitués de nappes mises en place au Miocène inférieur. Les bassins néogènes tardifs se sont installés sur ces nappes et peuvent être considérés post-nappes.

II.3.Géologie du tracé

La zone d'exécution du futur tunnel se compose de matériaux datant de l'époque tertiaire du pliocène (néogène supérieur)

II.4.Sondages effectués

En janvier 2007 une campagne de reconnaissance géotechnique a été réalisée dans la zone où sera construit le tunnel de BENCHAOUA et sur un tronçon de 700 m dans le prolongement de celui-ci cette campagne c'est traduite par la réalisation de 3 sondages (S22+840, S23+100, S23+260).

Puis en janvier 2008 une seconde campagne a été effectuée comportant l'exécution de 3 autres sondages (SM10, SM10B, SM11) et la réalisation d'essai pressiometrique .

En se basant essentiellement sur les sondages situés dans la zone de construction du futur tunnel , nous pouvons conclure que le terrain se compose , dans les 12 premiers mètres d'un sol essentiellement granuleux avec des niveaux argilo-sablonneux et des intercalations cimentées d'une épaisseur variable (molasses de l'Astien).

Sous ce niveau, apparait un substrat argilo-marneux se composant de marnes du plaisancien. Il s'agit de marnes sablonneuses pouvant être qualifiées de roches tendres .

Avec les échantillons extraits des sondages mentionnés, des tests en laboratoire ont été effectués, lesquels sont :

1-essais d'identification

- analyse granulométrique
- détermination des limites d'Atterberg
- essais de gonflement libre
- détermination de l'humidité naturelle
- détermination de la densité sèche
- détermination de la teneur en sulfate soluble

2-essais de résistance

- essai de résistance à la compression simple

- essai de cisaillement direct
- essais triaxiaux CU

En se basant sur les sondages les plus proches de l'emplacement du futur tunnel qui sont les SM-10B et les S22+840 et S23+100 nous avons adopté le profil type de sol suivant :

- De 0 à 12 m de profondeur : couche de sable argileux de compacité dense. Les paramètres de résistance mécanique adoptés sont :
 - Angle de frottement effectif : 35°
 - Cohésion effective : 10 kPa
- Profondeur supérieure à 12 m : couche de marne sablonneuse (substrat) . les paramètres de résistance mécanique adoptés sont :
 - Angle de frottement effectif : 27°
 - Cohésion effective : 40 kPa.



Figure II.1 : stratigraphie du sol

Dans tous les sondages effectués aucune nappe phréatique n'a été détecté.

Le remblai utilisé sur les voutes est non cohésif et a un angle de frottement de 30° .

Comme on a cité plus haut un allègement de ce remblai est prévu avec l'utilisation de polystyrène expansé qui a une densité de 24 kg/m^3 , avec cette utilisation le poids des terres transmis aux voutes est réduit de moitié.

II.5.APERÇU SUR LE POLYSTYRENE [7]

L'idée de construire des remblais en matériaux légers est déjà ancienne en construction routière. En 1963 on a décrit une technique de construction de remblais sur sol mou combinant l'utilisation de drains verticaux en sable, d'une surcharge et de sciure de bois.

La tourbe, les cendres volantes, le béton cellulaire et l'argile expansée ont été également utilisés dans différents pays. L'utilisation du polystyrène expansé a connu un développement croissant depuis le début des années 1970 à l'initiative du laboratoire de recherche routière de Norvège.

II.5.1.Des remblais légers pourquoi faire ?

L'utilisation de matériaux légers pour la construction de remblais permet de limiter les charges appliquées à la surface du sol de fondation et d'améliorer la stabilité de l'ouvrage tout en diminuant les déformations du sol.

Cette technique a déjà été utilisée dans des zones de sols compressibles pour :

- limiter les tassements d'un remblai nouveau
- stabiliser les tassements du sol sous un remblai ancien
- limiter les déformations horizontales du sol et les efforts exercés sur les fondations de culées de ponts lors de la construction des remblais d'accès
- dans les glissements de terrain pour reconstituer la géométrie des remblais sans réactiver le glissement.

L'utilisation de matériaux légers peut également être bénéfique derrière des ouvrages de soutènement ou pour l'élargissement des remblais dans les zones de sols compressibles.

II.5.2.Les différents matériaux légers pour remblais

Différents matériaux légers ont été utilisés en construction. Ces matériaux doivent idéalement avoir les qualités suivantes :

- faible poids volumique
- bonne résistance mécanique, chimique et au gel
- pas d'agressivité à l'égard du béton ou de l'acier
- mise en œuvre facile
- ne pas polluer les nappes phréatiques

Le tableau suivant donne une liste des matériaux utilisés avec leurs principales caractéristiques.

Tableau II.1 : différents matériaux utilisés

| matériaux | Poids volumique approximatif (kN/m ³) | Commentaires |
|--|---|--|
| Sciure (pin et sapin) | 8 - 10 | Déchet normalement utilisé en dessous de la nappe phréatique, mais qui a déjà été utilisé dans des remblais dont les talus ont été scellés à l'asphalte ou avec des feuilles plastiques |
| .Tourbe séchée à l'air, .Tourbe broyée .Balle pour l'horticulture .Balle comprimées | 3 – 5 3 – 5 2 8 - 10 | Expérience particulièrement profitable pour réparer les routes en service, en remplaçant le gravier par de la tourbe en balles |
| Déchet de béton cellulaire | 10 | Le volume de ce matériau décroît considérablement lors du compactage. Si le compactage est trop intense il se transforme en poudre. |
| Béton cellulaire à faible densité | 6 | C'est un matériau léger, fabriqué à partir de ciment portland, d'eau et d'un agent moussant dénommé « Elastizell ». Le matériau est coulé sur place. |
| Schistes ou argile expansée (granulats légers) | 5 - 10 | Les propriétés physiques de ce matériau (densité, résistance, compressibilité) sont généralement excellentes pour une utilisation comme remblais légers, bien qu'elles varient un peu avec les procédés de fabrication. |
| Polystyrène expansé | 1 | Matériau extrêmement léger utilisé sous forme de blocs. Ce matériau est très onéreux mais sa très faible densité peut le rendre économique dans certains cas . |

Parmi ces matériaux, le polystyrène expansé est particulièrement intéressant pour son faible poids volumique .

II.5.3.Le polystyrène expansé

Le polystyrène est produit sous forme de perles qui sont en suite expansées dans des moules de façon à fournir les blocs assemblés pour l'édification des remblais . On utilise habituellement des blocs de 0.1x1x3 m et exceptionnellement 0.5x1x5 m .

La caractéristique mécanique fondamentale du polystyrène expansé est la résistance à la compression pour une déformation donnée. C'est ainsi que , d'après l'expérience norvégienne, pour être utilisable en remblai routier , le polystyrène doit au minimum résister à

une compression de 100 kPa avec une déformation maximale de 5% . Le polystyrène commercial de masse volumique 20 kg /m³ répond à ces contraintes .

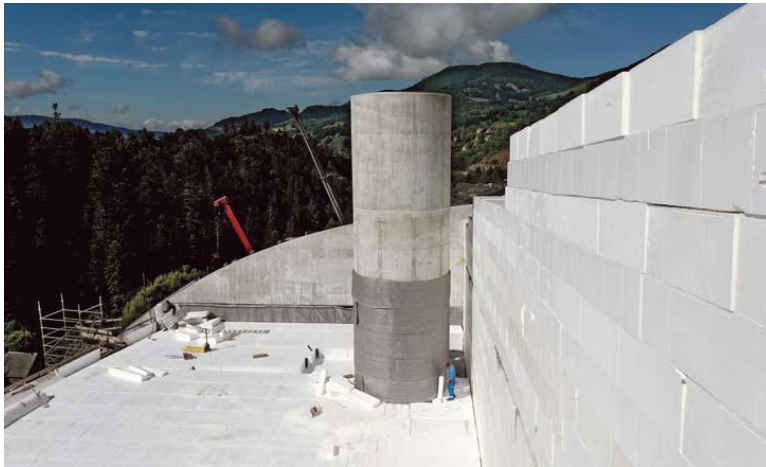


Figure II.2 : remblai en polystyrène expansé

II.5.4. Dimensionnement et mise en œuvre du polystyrène dans les remblais

L'épaisseur de polystyrène à mettre en œuvre est liée à la charge que l'on souhaite imposer au sol de fondation . On calcule cette charge par les méthodes courantes de mécanique des sols , compte tenu des déformations admissibles pendant les différentes phases de la vie de l'ouvrage. La charge ainsi déterminée est en suite répartie entre l'épaisseur du remblai de polystyrène et l'épaisseur de remblai en matériaux courants .

Pour réaliser un remblai en blocs de polystyrène , il faut d'abord constituer une couche de nivellement en sable de 0 à 50 mm d'épaisseur . La manutention des blocs peut se faire par deux hommes . Il est préférable de disposer les blocs de chaque couche perpendiculairement par rapport au blocs de la couche inférieure.

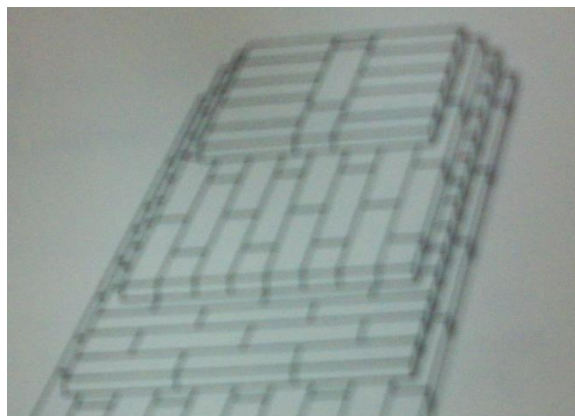


Figure II.3 : schéma de disposition du polystyrène

Pour éviter le glissement relatif entre couche , on utilise le frottement propre des plaques de polystyrène ou des dispositifs d'assemblage métallique ou en bois que l'on met par simple

pression du pied . Des hauteurs de remblais de 5,5 m ont ainsi été atteintes et rien ne s'oppose à monter plus haut.

Pour l'assemblage des blocs , une certaine uniformité est à respecter . C'est ainsi que l'on admettra une tolérance de 1% sur l'épaisseur. En cours de construction la différence de niveau entre blocs adjacents ainsi que l'écart entre deux blocs devront être inférieur à 10 mm .

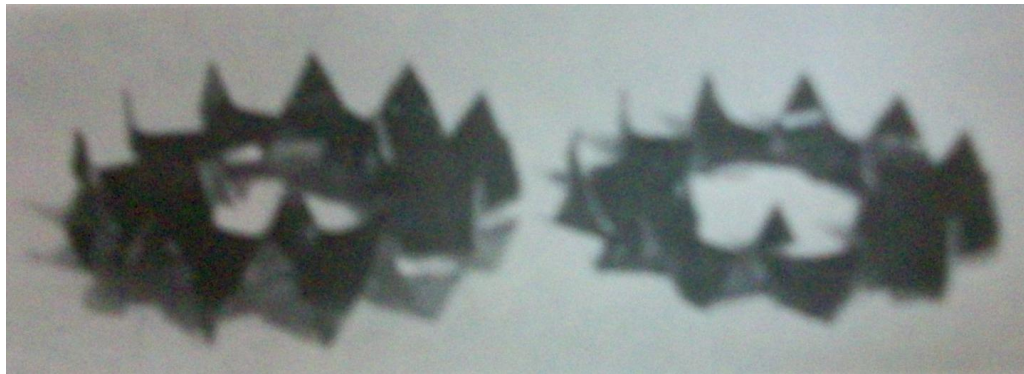


Figure II.4 : dispositifs d'assemblage mécanique

II.6.Conclusion

Les caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant le terrain sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : caractéristiques géotechnique du sol

| Terrain | Densité Sèche kN /m ³ | Module D'élasticité E(kN/m ²) | Coefficient De Poisson | Angle de frottement effectif | Cohésion effective |
|-------------------|-------------------------------------|--|------------------------|------------------------------|--------------------|
| Sable Argileux | 20 | 40 000 | 0,3 | 35 | 10 |
| Marne Sablonneuse | 21 | 60 000 | 0,3 | 27 | 40 |
| Remblai | 20 | 20 000 | 0,3 | 30 | 1 |
| Polystyrène | 0,24 | 6 000 | 0,15 | 0,1 | 0,1 |

Nous avons adopté comme profil de calcul le profil transversal correspondant au p.k. 22+940, dans la mesure où celui-ci correspond à l'une des hauteurs des terres les plus

importantes (9 m) au-dessus du tunnel à construire. Dans la figure II.5, nous indiquons la coupe transversale considérée

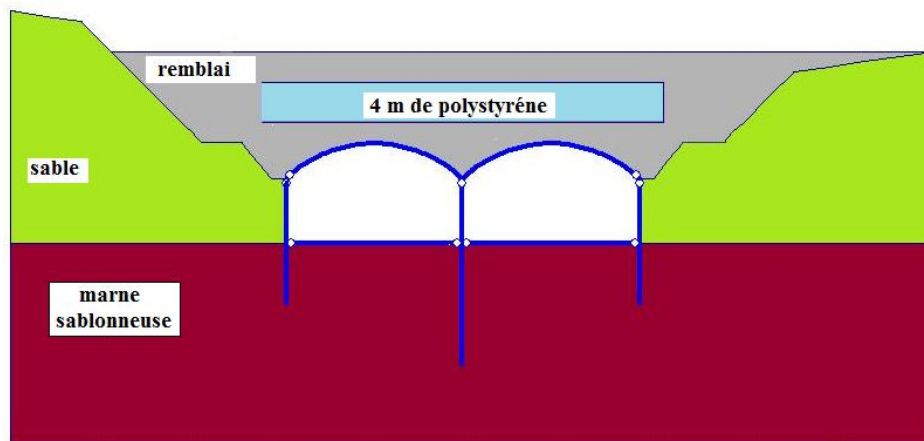


Figure II.5 : *profil transversal adopté pour les calculs*

Chapitre III

Méthodes de construction à ciel ouvert

III.1.INTRODUCTION

Lorsque l'on construit à ciel ouvert, deux possibilités se présentent : on peut soit envisager de construire l'ouvrage à l'aide de la méthode des tranchées ouvertes, tout l'ouvrage est à l'air libre jusqu'à l'édification de la superstructure, la dalle de toiture est réalisée en dernier. Soit en utilisant celle des tranchées couvertes, on réalise la dalle de toiture à l'air libre, puis on excave.

III.2.TRANCHEE OUVERTE

Les tranchées sont réalisées soit avec talus dont la pente dépend du terrain, soit avec soutènement par parois verticales.

Les terrains présentant une faible résistance au cisaillement, nécessitent de prendre des dispositions particulières adaptées à chaque site. Si les pentes de talus sont trop faibles, il est possible d'augmenter ces pentes par des techniques particulières : revêtement en plaques de béton supportées par une poutre en béton armé en partie inférieure, stabilisation par liants hydrauliques, ou abandonner cette option pour remplacer les talus par des parois verticales en prévoyant un soutènement.

Bien qu'elle soit la moins coûteuse et la plus simple à réaliser, cette technique n'a pas sa place dans une ville moderne à grande circulation. Néanmoins elle reste applicable pour construire à moindre coût hors zone urbaine, là où la géologie le permet.

III.3.TRANCHEE COUVERTE

Cette méthode est venue pour compenser les inconvénients de la précédente.

Après avoir dévié les égouts, les câbles et les canalisations des services publics situés dans les limites de l'ouvrage, on construit les piédroits, ensuite la dalle de toiture est coffrée à même le sol et en plusieurs parties pour réserver, à tout moment, une ou plusieurs bandes de chaussée pour la circulation en surface. Une fois la dalle terminée, on rétablit définitivement la voirie et on effectue les terrassements à l'abri. Le radier est bétonné en dernier.

Les principaux profils rencontrés sont les suivants :

- ✓ portique simple (PIPO), Portique ouvert double (POD)
- ✓ Cadre fermé (PICF)
- ✓ Portique avec dalle encastrée sur piédroits
- ✓ Murs porteurs et dalle de couverture

- ✓ Portique avec radier sur appui simple ou encastré sur piédroits.

En ville, l'espace restreint pour le passage des souterrains ou tranchées à faible profondeur, oblige à réaliser des écrans de soutènement pour des talus verticaux en terrain souvent meuble

III.4.SOUTÈNEMENT DE FOUILLES [3], [4], [5], [6]

Différents procédés de réalisation des murs de talus peuvent être utilisés ou toute combinaison entre eux.

III.4.1.Parois moulées

Ce procédé de construction a été mis au point lors des travaux du métro de Milan. Actuellement, il est couramment utilisé pour la construction de souterrains relativement peu profonds sous une chaussée. Son avantage réside dans le fait qu'il apporte un minimum de gêne à la circulation.

Les phases de construction sont les suivantes :

- Réalisation depuis la plate-forme de travail des murettes guides qui ont pour fonction :
 - De matérialiser l'implantation ;
 - De favoriser le guidage des matériels de forage ;
 - De servir d'appui pour les manœuvres ;
 - D'assurer la stabilité des terrains en tête de tranchée.
- Réalisation des parois moulées servant ultérieurement de blindage latéral à la fouille à l'aide d'une boue bentonitique.
- Coulage de la dalle de couverture qui, une fois terminée, permet de rétablir la circulation en surface. Les travaux de terrassement et de construction de l'ouvrage se font alors en souterrain.

Il convient de signaler que le ferrailage de la paroi moulée comprend des aciers en attente, pour la reprise de la dalle de couverture ainsi que pour celles des planchers éventuels et du radier. Ces derniers sont repliés et doivent être déployés après repiquage de la paroi.

III.4.1.1. Avantages et inconvénients

La technique des parois moulées présente les avantages suivants :

- ✓ dans les cas où il y a de l'eau, elle protège la fouille contre les venues latérales ;
- ✓ elle sert de fondation et reprend les charges périphériques ;

- ✓ Le matériel utilisé (treuils et engins de chargement des terres) étant d'un encombrement réduit, le procédé en fouilles blindées est peu néfaste à la circulation ;
- ✓ Les murs sont implantés avec grande précision et présentent un aspect acceptable une fois finis ;
- ✓ Les bruits de trépidations sont pour ainsi dire inexistantes.

Les inconvénients que présente cette technique sont les suivants :

- ✓ L'évacuation des déblais pose problèmes ;
- ✓ La descente du matériel et l'évacuation des déblais s'opérant à l'aide de treuils, présentent des aléas en matière de sécurité du personnel de fond.
- ✓ L'avancement est assez lent car le terrassement s'opère tout à fait manuellement mais la possibilité de multiplication des points d'attaque atténue cet effet.
- ✓ Le domaine d'application est limité aux terrains suffisamment cohérents, de bonne qualité et où le fond de fouille se situe au-dessus du niveau de la nappe.

Si la paroi moulée est intégrée dans la structure définitive, elle aura un rôle porteur. Le calcul de stabilité sous charge verticale peut conduire à une fiche supérieure à celle nécessitée par la fonction de soutènement.

III.4.2. Parois préfabriquées

Les avantages de la préfabrication ont été mis à profit dans cette technologie qui dérive de celle des parois moulées.

Les phases de construction d'une paroi préfabriquée sont alors :

- ✓ Réalisation des murettes guides : elles doivent permettre une mise en place précise des éléments préfabriqués.
- ✓ Perforation avec les mêmes matériels que ceux utilisés pour des parois moulées classiques. La perforation se fait avec une boue bentonitique qui est ensuite remplacée par un coulis à base de ciment.

La paroi préfabriquée présente divers avantages par rapport à la paroi moulée classique :

- ✓ contrôle de qualité de la paroi plus aisé,

- ✓ meilleure résistance du béton ce qui permet, à moment de flexion égal, d'avoir des épaisseurs moindres (une paroi préfabriquée de 0,35 m a sensiblement les mêmes performances qu'une paroi moulée de 0,60 m),
- ✓ meilleur aspect des surfaces (suppression du ragréage et du recépage),
- ✓ possibilités d'obtention d'une bonne étanchéité, avec cependant des difficultés au niveau des joints entre éléments.

Quoique la paroi préfabriquée soit plus rentable que la paroi moulée, cependant on doit souligner les limitations du procédé :

- ✓ le coût élevé d'une centrale de préfabrication ne peut être amorti que par un linéaire important de parois,
- ✓ les dimensions des panneaux sont limitées par leur poids (environ 400 kN avec les matériels de levage actuel). Cela restreint les possibilités d'utilisation pour des tranchées profondes.

III.4.3. Parois berlinoises

Cette technique de réalisation de soutènement consiste à mettre en place dans le terrain des profilés verticaux généralement métalliques espacés de 2 à 4 mètres les uns des autres puis à terrasser en blindant au fur et à mesure le parement de la fouille au moyen de plaques s'appuyant sur ces profilés.

Le blindage est constitué de planches en madriers, de dalles en béton ou de béton projeté.

Les conditions d'emploi de la méthode sont :

- ✓ pas d'eau ou peu d'eau et sol stable aux écoulements,
- ✓ terrain non bouillant.

Dès que la hauteur du soutènement dépasse plusieurs mètres, les profilés doivent être renforcés par un ou plusieurs lits de tirants. Il existe diverses variantes de cette technique, notamment la paroi "parisienne" dans laquelle le profilé est un poteau préfabriqué en béton avec des armatures en attente qui peuvent être ultérieurement déployées et liaisonnées au blindage. On peut ainsi réaliser une paroi à caractère permanent.

III.4.4. Parois à grande inertie

Dans certains cas, notamment lorsque la paroi moulée doit jouer le rôle de mur de soutènement, il peut être intéressant d'augmenter son inertie. Pour cela on peut augmenter son épaisseur mais une méthode plus judicieuse et plus économique sera de donner au panneau une forme en T (Figure III.1). On obtient ainsi des parois à grande inertie.

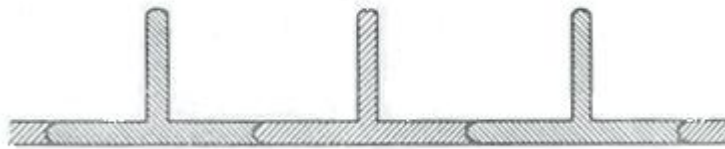


Figure III. 1 : Paroi moulée à grande inertie

La mise en place des armatures et le bétonnage poseront naturellement quelques problèmes supplémentaires qui sont toutefois bien résolus. Actuellement la construction de ce type de paroi est courante.

III.4.5. Rideaux de palplanches

A l'origine, les palplanches étaient réalisées en bois, il s'agissait de pieux faits de planches qu'on enfonçait en terre.

Le principe des écrans de soutènement consiste à opposer à la poussée des terres des éléments de structure fichés dans le sol et résistants à la flexion .

Dans un premier temps on faisait appel à des pieux en bois juxtaposés les uns aux autres de façon à constituer un écran continu.

Cette technique était en particulier utilisée pour la réalisation de batardeaux en rivière, ces derniers étant constitués de deux rideaux de pieux entre lesquels on disposerait un apport d'argile. La fonction d'étanchéité du batardeau étant ainsi assurée par le noyau d'argile, tandis que les rideaux de pieux permettaient de maintenir le confinement de ce noyau. Ces premiers batardeaux, utilisant des pieux plus ou moins bien équarris présentaient une forte sensibilité à l'érosion, l'eau pouvant s'infiltrer entre les pieux et entraîner l'argile.

L'évolution naturelle de cette technique a consisté à sophistiquer les joints entre les éléments successifs du soutènement.

Aujourd'hui, les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres.

Au delà ils doivent être ancrés ou butonnés.

La technique des palplanches présente les avantages suivants :

- manutention, transport et mise en place aisés ;
- robustesse possibilité de réemploi ;
- adéquates pour des travaux en sites fluviaux et lacustre ;

les palplanches présente des inconvénients surtout opératoires(en exécution), lesquels sont :

- nuisances sonores, plus importantes avec les techniques de battage qu'avec celles de fonçage
- nuisances liées aux vibrations transmises par le sol, variables selon les sites. Il est recommandé de respecter une distance de 3 mètres entre le rideau à battre et les façades des immeubles
- mise en place impossible en présence de blocs erratiques ou de rocher ;
- longueur limitée (20 à 30m) ;
- inesthétique si elles sont permanentes (corrosion).

III.5.CONCLUSION

On constate que chacune des deux méthodes présente des avantages et des inconvénients compte tenu du site devant recevoir l'ouvrage .

Cependant celles-ci reste les seules possibles pour la construction à ciel ouvert, et, en général, la méthode de tranchée ouverte est utilisée hors zone urbaine ; et celle de tranchée couverte demeure la mieux adaptée en zone à forte concentration urbaine.

Chapitre IV

Terrassement et excavation

IV.1. INTRODUCTION

Le terrassement est défini comme étant l'action de remuer, de transporter, d'amonceler et de niveler des terres.

Les travaux de terrassement sont extrêmement variable d'un chantier à un autre, selon la configuration du terrain, le volume de la construction enterré, la nature du terrain... etc.

IV.2. TERRASSEMENT

Le choix de la méthode de terrassement est fondé essentiellement sur la nécessité ou non de maintenir, en site urbain, les possibilités de circulation en surface. Selon les cas le terrassement peut se faire :

- A ciel ouvert entre les deux parois de soutènement préalablement réalisées,
- En souterrain après avoir réalisé d'abord les piédroits puis la dalle de couverture.

IV.3. MATERIELS ET PROCEDES D'EXCAVATION

Le matériel utilisé pour les excavations est :

IV.3.1. Excavation à la benne (benne preneuse)

Les premières bennes preneuses pour excaver des parois moulées étaient des bennes preneuses ou grappins bi-câbles. Ces appareils purement mécaniques sont manœuvrés au moyen d'un treuil à deux tambours. Sur l'un s'enroule le câble de suspension, sur l'autre le câble actionnant la fermeture au moyen d'un tambour démultiplicateur. Il existe une très grande variété de bennes tant au point de vue de leur poids (1 t à 17 t) que de leurs caractéristiques constructives. Elles permettent d'excaver des parois d'une largeur variant de 0,4m à 1,5m.

Une classification peut se faire suivant la forme des coquilles. Il existe des bennes munies de coquilles à bords d'attaque rectangulaires et des bennes à bords d'attaque semi-circulaires. Ces dernières creusent des panneaux dont les extrémités sont semi-cylindriques et épousent de ce fait la forme des tube-joints. Une autre classification peut se faire suivant le mode de guidage de la benne.



Figure IV.1 : benne preneuse (image reproduite avec la permission de l'ANA)

IV.3.2. Procédés spéciaux

Nous avons quatre procédés :

IV.3.2.1. Procédé « Else »

Il utilise le principe de terrassement en butée. La machine comporte un mât de guidage qui s'enfonce dans l'excavation au fur et à mesure que celle-ci avance . Sur ce mat se déplace un coulisseau comportant un godet articulé sur une charnière .

IV.3.2.2. Procédé « G.N.Cofor »

Ce procédé utilise une benne hydroélectrique guidée par deux pieux guides mis en place dans les forages exécutés au préalable et incorporés par la suite dans la paroi . L'avantage du système consiste dans le fait que, sous réserve de la verticalité des guides, il ne peut y avoir des déviations de la paroi .

IV.3.2.3. Le forage au « bati-long »

C'est une adaptation à la paroi moulée d'un équipement utilisé normalement pour l'exécution des fouilles en puits . La benne hydraulique est fixée au bout d'une rallonge rigide au balancier de la pelle . C'est à la suite d'un enchainement de mouvement du balancier, de la flèche et de la pré-flèche de la pelle que la benne monte et descend dans la fouille. L'inconvénient de cette méthode est que la profondeur à atteindre soit restreinte (11 mètres environ pour la pelle Poclairne GC120)

IV.3.2.4. Le forage en circulation inverse

La première foreuse à paroi moulée dans le sol a été construite par Marconi (procédé Radio-Marconi). Ces machines se sont développées parallèlement aux procédés à bennes.

Leur principe consiste à aspirer les déblais mélangés à la boue à travers les tiges de forage au fur et à mesure de leur production. Ils sont ensuite rejetés soit sur un tamis vibrant qui effectue leur séparation de la boue, soit dans un bassin de décantation d'où on les extrait par dragage.

Pour créer la circulation de boue on peut recourir à différents moyens : l'émulseur qui agit par différence de densité entre la boue émulsionnée contenue dans les tiges et la boue plus lourde de l'excavation ; l'éjecteur hydraulique qui agit par échange de quantités de mouvement et enfin la pompe de dragage.

IV.4. PRINCIPAUX ELEMENTS D'UNE TRANCHEE COUVERTE

Les principaux éléments constitutifs d'une tranchée couverte sont :

IV.4.1. Radier

Un radier est souvent nécessaire même si l'ouvrage est au-dessus de la nappe lorsque des tassements différentiels ou des gonflements sont à craindre.

Il est ordinairement exécuté en béton armé et calculé selon les cas :

- Pour servir de lest à l'ouvrage et résister aux sous-pressions de la nappe lorsque l'ouvrage est situé dans l'eau ;
- Pour supporter l'ensemble de l'ouvrage (cas d'un profil cadre) ;
- Comme une poutre prenant appui sur des fondations profondes (cas de fondations sur pieux, sur parois moulées).

IV.4.2. Piédroits

Dans certains cas, les murs de piédroits sont obligatoires (fouilles blindées, pieux forés, méthode berlinoise, etc.). Pour les palplanches, un bardage en béton peut être mis en œuvre.

Pour les parois moulées, un ragréage est suffisant. Mais dans ces deux derniers cas, il est aussi possible de construire un mur de piédroit à l'intérieur des parois de soutènement.

IV.4.3. Dalle de couverture

Elle est en béton armé ou en béton précontraint. Suivant les charges et la portée, c'est une dalle à épaisseur constante (alvéolée ou non) ou une dalle nervurée.

IV.4.4. Paroi médiane

Elle peut être conçue :

- En éléments continus : paroi moulée continue, simple mur intermédiaire d'une section en auge, etc.
- En éléments discontinus moulés sur place ou préfabriqués : paroi moulée discontinue, poteaux s'appuyant sur pieux de grand diamètre, etc.

Dans ce dernier cas, il peut être intéressant d'effectuer ensuite un simple remplissage entre éléments pour obtenir une séparation totale des deux sens de circulation. [3]

IV.4.5. Étanchéité

Lorsque les sous sols se trouvent situés en dessous de la nappe d'eau souterraine, il se pose évidemment un problème d'étanchéité.

La paroi moulée assure, si elle est correctement exécutée, l'étanchéité latérale, mais l'étanchéité du fond par contre n'est assurée approximativement que si la paroi est ancrée dans une couche de terrain imperméable. Dans le cas contraire, on peut envisager deux solutions :

- Un radier étanche
- Un fond injecté

Le radier ne remplit évidemment son rôle qu'une fois terminé. Pendant les travaux il faudra se mettre hors d'eau par un rabattement de nappe effectué à l'intérieur de l'enceinte. Le radier subira des sous-pressions et devra être calculé en conséquence. Il sera relié aux parois périphériques par des aciers en attente et parfois un joint étanche. Il faudra maintenir le rabattement de nappe jusqu'à ce que le radier soit suffisamment chargé par la construction pour que les sous-pressions soient équilibrées .

IV.4.6. Ancrages et buttons

Les ancrages sont constitués de :

- ✓ Clavette en trois éléments ;
- ✓ Une plaque ou disque percé de trous coniques ;
- ✓ Un dispositif éventuel d'appui sur le béton ;
- ✓ Un tube de transition en PE (trompette) ;
- ✓ d'autres pièces pour les ancrages fixes (raboutages, coupleur et ancrage de jonction).

Les tirants sont mis en place au fur et à mesure de l'approfondissement de la fouille. Ils nécessitent entre le moment de leur scellement et celui de leur mise en tension un certain délai de prise et de durcissement du coulis de scellement. Or l'approfondissement de la fouille ne peut évidemment être poursuivi qu'après leur mise en tension. Il y a donc lieu de planifier avec soin les phases de mise en place des tirants et les phases de terrassements. (figure IV.2)

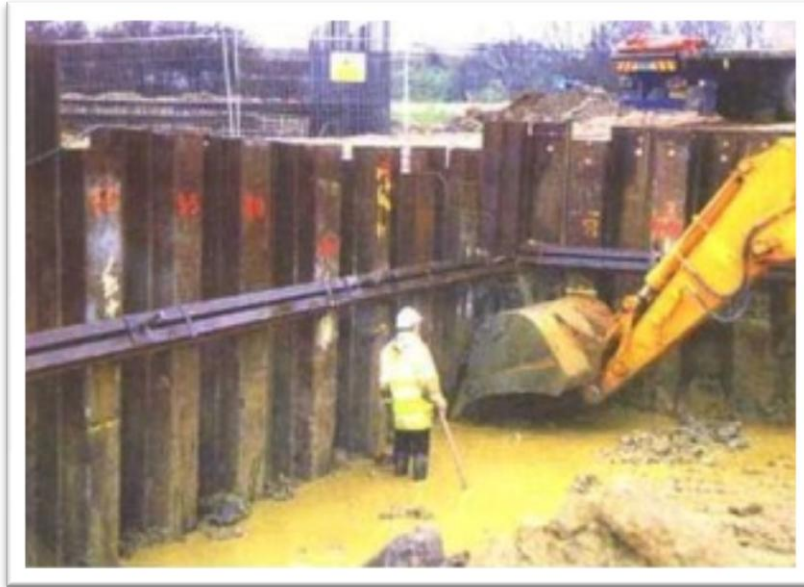


Figure IV.2 : *Excavation avec l'utilisation des tirants*

Les tirants d'ancrage peuvent être constitués de barres d'acier à haute résistance. Ces barres sont généralement munies d'un filetage extérieur augmentant l'adhérence dans la zone de scellement et permettant en outre des assemblages au moyen de manchons spéciaux. Le blocage de la barre sur la plaque d'appui se fait au moyen d'un écrou.

IV.4.7. Boue bentonitique

La boue de forage est essentiellement une suspension dans l'eau d'une argile spéciale : la bentonite.

La bentonite tient son nom du gisement de Fort Benton (Wyoming, USA). C'est une argile appartenant à la famille des montmorillonites qui possède des propriétés particulières et notamment un gonflement très important en présence d'eau. Un malaxage énergétique permet d'obtenir des suspensions colloïdales très stables pour des concentrations relativement faibles.

La bentonite a plusieurs propriétés :

- ✓ La stabilité de la suspension qui se traduit par une absence de décantation même au bout d'une période prolongée,
- ✓ La propriété de former en s'essorant sur une paroi poreuse un *cake* ou pellicule d'argile très peu perméable et relativement mince,
- ✓ La thixotropie.

Une suspension de bentonite dans l'eau, la boue, peut être assimilée en première approximation à un fluide binghamien. L'écoulement n'a lieu qu'à partir du moment où un certain seuil de cisaillement τ_0 se trouve dépassé. Au-delà de ce seuil la boue se comporte comme un fluide visqueux. En effet τ_0 dépend du degré d'agitation de la boue. La rigidité peut atteindre une valeur relativement importante au repos et décroître très fortement lorsque la boue est en mouvement rapide. Si ce mouvement cesse la rigidité se rétablit peu à peu. C'est ce phénomène qu'on appelle *thixotropie*.

Avec une bonne bentonite, il suffit généralement de préparer des suspensions à 5 ou 6 % pour avoir une excellente boue de forage. Toutefois la nature de l'eau ainsi que celle des terrains traversés peuvent influencer le dosage nécessaire et même conduire à l'adjonction de produits spéciaux (défloculant, produits organiques, etc.).

IV.4.7.1. Fabrication

La fabrication de la boue peut se faire soit dans un malaxeur à haute turbulence fonctionnant en circuit fermé, soit au moyen d'un éjecteur (jet-mixer) avec circulation dans un grand bac à boue, comprenant une ou plusieurs mitrailleuses qui activent le brassage. Il est essentiel d'obtenir au départ une bonne dispersion de la bentonite. En outre l'expérience montre qu'il faut laisser à la suspension un certain temps de gonflement. L'installation doit donc comprendre des bacs ou des réservoirs de stockage qui sont en outre nécessaires pour parer à d'éventuelles pertes de boue dans le terrain.

IV.4.7.2. Contrôle de qualité

Parmi tous les contrôles de la boue mis au point par les pétroliers, deux sont les plus utilisés sur les chantiers de parois moulées

- Le contrôle de la densité qui se fait au moyen d'une balance à boue
- Le contrôle de la viscosité apparente mesuré au cône de Marsh

Quelquefois on effectue également des mesures de filtrat et un contrôle du cake en essorant un échantillon dans un filtre-presse. Au bout d'un certain temps, la boue se charge en particules (généralement du sable) provenant du terrain, il faut alors soit dessabler, soit la

changer , ce qui peut poser des problèmes . Sur de nombreux chantiers on a constaté que l'évacuation des boues usées était plus couteuses que la fabrication d'une boue neuve.

Le dessablage peut se faire soit au moyen de tamis vibrant (si le sable n'est pas trop fin) , soit dans des batteries d'hydro-cyclones . Cette dernière méthode pose cependant des problèmes à cause des volumes importants mis en jeu . Le procédé le plus simple est encore la décantation dans de grands bacs mais il ne convient que si la boue n'est pas trop épaisse ,car sa rigidité peut empêcher toute décantation .



Figure IV.3 : boue bentonitique (photo reproduite avec la permission de l'ANA)

IV.4.8. Les joints

Pour former les joints entre les différents panneaux, on utilise le plus souvent des tubes-joints ou tubes de coffrage. D'autres moyens ont également été utilisés, par exemple des palplanches ou des tubes à ailettes.

Les tubes joints sont des tubes cylindriques d'un diamètre sensiblement égal à la largeur de l'outil ayant réalisé l'excavation. Ces tubes doivent être rigoureusement lisses extérieurement pour qu'il soit possible de les arracher. Pour des parois profondes il n'est évidemment pas possible de réaliser ces tubes d'un seul tenant. La colonne de coffrage comprend alors plusieurs éléments assemblés entre eux. Il existe de nombreux types d'assemblage :

- ✓ assemblages vissés,
- ✓ assemblages boulonnés avec des brides intérieures. Les boulons sont placés dans des niches de façon à ce qu'il n'y ait aucune surépaisseur extérieure. On remplit ces

niches d'argile ou de mastic après assemblage pour que le béton ne puisse pas y pénétrer,

- ✓ assemblages par clavettes,
- ✓ assemblages rapides à baïonnette.

IV.4.8. Mise en place

Il y a lieu de veiller à ce que les tubes-joints soient correctement mis en place dans la fouille et notamment fichés quelque peu dans le fond afin que le béton ne puisse s'y introduire au cours du bétonnage, il y aura toujours un certain contournement des tubes-joints en raison du jeu inévitable existant entre eux et le terrain. Ce contournement est évidemment plus important si l'excavation est rectangulaire (figure IV.4). Le béton ayant contourné le tube devra être cassé et enlevé au cours du terrassement du panneau adjacent. Cela se fait sans difficulté, même à la benne, si ce terrassement est entrepris peu de temps après coulage du panneau. Par contre, si l'on donne au béton le temps de durcir, il peut être nécessaire d'utiliser le trépan et, pour peu que le contournement ne soit pas symétrique, on risque une déviation du panneau suivant.

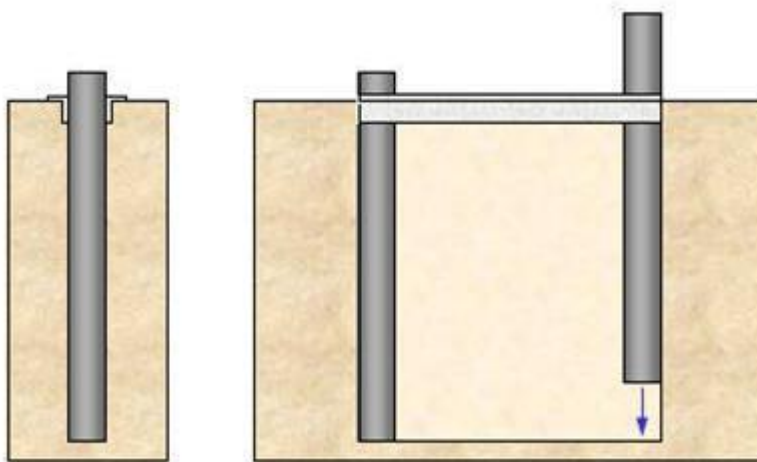


Figure IV. 1 : *Mise en place des tubes-joints*

IV.4.9. Le Bétonnage

Le procédé retenu par les constructeurs de parois moulées pour la mise en place du béton est celui du tube plongeur (méthode Contractor). La goulotte, ou colonne de bétonnage est composée de tubes d'un diamètre variant entre 150 et 250 mm environ, d'une longueur de 4 à 10 m, assemblés en général par un gros filetage carré ou rond permettant un vissage et un dévissage rapide.

La colonne est descendue au fond de la fouille et coiffée d'un entonnoir pour l'introduction du béton. Celui-ci arrive donc par le fond et du fait de sa densité supérieure, chasse la boue vers le haut. Au fur et à mesure que le béton monte dans l'excavation et que la hauteur de la colonne plongée dans la masse de béton augmente, l'écoulement du béton devient plus difficile et on est conduit à relever la colonne qui doit cependant toujours rester plongée dans le béton d'un mètre ou deux. Il faut alors raccourcir la goulotte en dévissant la longueur de tubes appropriée afin de maintenir l'entonnoir à un niveau tel que l'on puisse facilement l'alimenter.

IV.4.9.1. Qualités demandées au béton

Les bétons utilisés sont très divers suivant l'usage auquel est destiné la paroi. S'il s'agit d'un simple écran d'étanchéité il peut être préférable d'avoir un béton peu résistant et plastique pouvant sans dommage subir les déformations éventuelles du terrain. Par contre l'étanchéité sera primordiale. Dans le cas d'un blindage de fouille ou d'un mur devant transmettre des charges, la résistance du béton sera importante. On conçoit qu'il existe donc une gamme étendue de bétons correspondant à ces différents besoins.

A tous, il est cependant demandé une qualité essentielle : une plasticité élevée qui seule permet une mise en place correcte. Lorsqu'il s'agit d'un béton de paroi moulée on doit abandonner l'idée encore trop répandue qu'un béton mou est un mauvais béton. Bien sûr, un béton sec, bien dosé, offre s'il est mis en place par vibration des qualités incomparables du point de vue de la résistance et du retrait. Mais si l'on met ce béton en place dans une paroi, on commencera par avoir les pires ennuis au moment du bétonnage parce que le béton ne voudra pas descendre dans la goulotte, puis, en admettant qu'on soit tout de même parvenu à bétonner, on aura de très désagréables surprises au moment de la découverte du panneau : joints défectueux, poches de boue, armatures mal enrobées, etc. On se trouvera devant une mauvaise paroi moulée avec du bon béton ce qui est évidemment absurde.

Les bétons utilisés sont généralement sur dosés en ciment (350 à 400 kg/m³) de sorte que même s'ils ont une consistance très molle lors de leur mise en place les résistances finalement obtenues sont tout à fait acceptables. Quant aux fissures de retrait, nous n'en avons jamais observé sur une paroi moulée.

La plasticité convenable pour une bonne mise en place doit, mesurée au cône d'Abrams (slump-test), se situer entre 14 et 18 cm.

La composition du béton dépend évidemment des agrégats disponibles. On peut dire cependant que les bétons de paroi sont en général riches en sable et ne doivent pas contenir des agrégats plus gros que 25 à 35 mm.

Les ciments utilisés le plus fréquemment sont des ciments CLK et PME en raison de leur résistance aux eaux agressives mais on peut très bien utiliser également des ciments Portland.

On ajoute souvent un plastifiant ou un retardateur de prise qu'il faut choisir avec discernement. Il s'agit souvent moins de retarder réellement la prise du béton que d'éviter

toute rigidification prématurée de celui-ci avant sa prise.



Figure IV.5 : *bétonnage de la paroi (photo reproduite avec la permission de l'ANA)*

IV.4.10. Les armatures

Les armatures sont assemblées en cages rigides et descendues dans la boue avant le coulage du béton. Les cages d'armatures sont mises en place dans des panneaux au moyen d'une grue ou d'un chevalement équipé d'un treuil de levage. Il faut donc qu'elles soient suffisamment rigides. Il faut prévoir pour cela un certain nombre de fers de raidissement généralement en acier doux ce qui permet leur soudure. Lorsque la paroi est profonde les cages sont fabriquées en plusieurs tronçons que l'on assemble au-dessus de la tranchée : le premier tronçon étant descendu dans l'excavation et suspendu aux murs guides on présente le tronçon suivant et on procède à l'assemblage soit par soudure soit par tout autre moyen (ligatures renforcées, serre-câbles, etc.). Il faudra naturellement prévoir les recouvrements nécessaires exigés par les règlements de béton armé.

Les cages d'armatures doivent être conçues en fonction d'une mise en place correcte du béton. L'écartement des fers devra donc être suffisant pour permettre un bon enrobage. Il n'est pas recommandé de descendre en dessous de 10 et même de 15 *cm*. Il ne faut pas oublier en établissant le projet de ferrailage de prévoir le passage de la goulotte.

Sur les chantiers situés en ville, sur lesquels on manque de place pour installer un atelier de ferrailage, on a souvent recours à des armatures préfabriquées en usine et transportées à pied d'œuvre par camions. Il est alors commode de réduire la largeur des cages au gabarit routier et de mettre en place dans le même panneau plusieurs cages.



Figure IV.6 : des cages d'armatures (photo reproduite avec la permission de l'ANA)

IV.4.11. La tranchée guide

La construction de la tranchée guide correspond au premier stade de l'excavation. Sa profondeur dépend avant tout de la méthode d'excavation ultérieure. Elle sera en général un peu plus grande pour les procédés de forage en circulation inverse car il faudra pouvoir y amorcer la circulation de la boue. Les limites les plus courantes sont $0.8m$ et $1.5m$. La tranchée guide est maintenue par des murettes guides qui comme leurs nom l'indique, servent de guidage initial à l'engin mais qui servent en outre à stabiliser les parois de l'excavation en tête.

Ils existent de nombreuses méthodes pour la construire. Les plus classiques étant de les couler à pleine fouille en béton dosé à $200Kg /m^3$. On les arme légèrement au moyen d'un treillis soudé. Après décoffrage il convient de les butonner tous les 2 ou 3m aussi bien en tête qu'en pied pour éviter qu'elle ne se bascule dans la fouille. Bien entendu, les murettes guides ne sont pas forcément qu'en béton armé ; on peut utiliser des banches métalliques, des murs en brique ou en parpaing.

Lorsque le terrain est assez meuble, on ne pourra en général terrasser l'avant tranchée avec des talus assez raides pour pouvoir la couler en plein fouille sans mettre en œuvre des quantités importantes de béton. Alors, on coffre les murettes guides sur les deux faces et on remblaie derrière. Dans certains cas, pour augmenter la raideur longitudinale on leur donne la forme d'un L inversé.



figure IV.7 : *tranchée guide*

IV.5. DIFFERENTES PHASES ET PROCEDURES D'EXCAVATION DE LA TRANCHEE COUVERTE DE BENCHAOUA

La réalisation de cette tranchée couverte est décomposée en plusieurs phases lesquelles sont :

1^{ère} phase

- Excavation et remplissage jusqu'au niveau de la plate forme de travail des engins
- Exécution des murettes guides

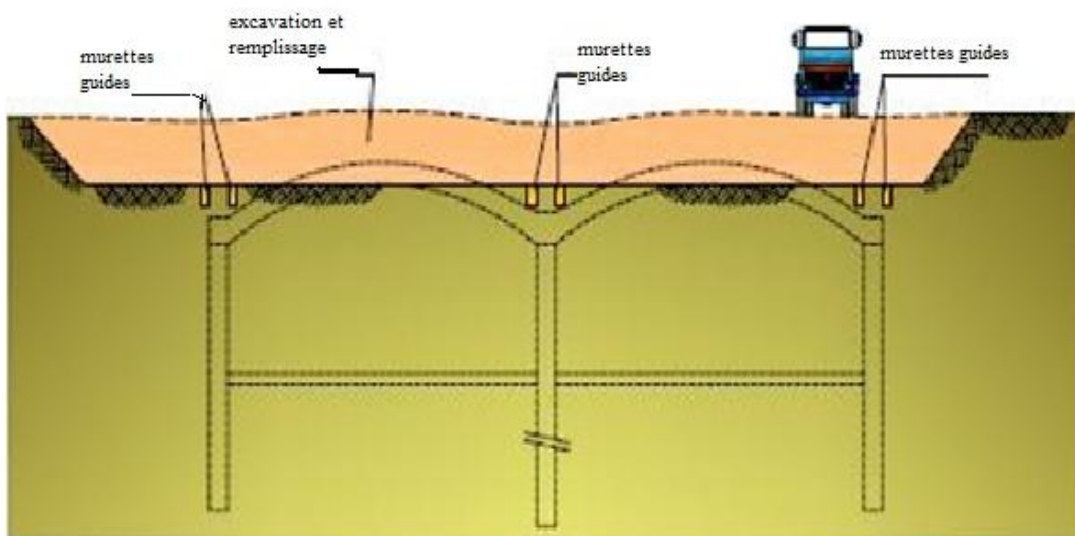


Figure IV.8 : première phase

2^{ème} phase

- exécution des parois moulées

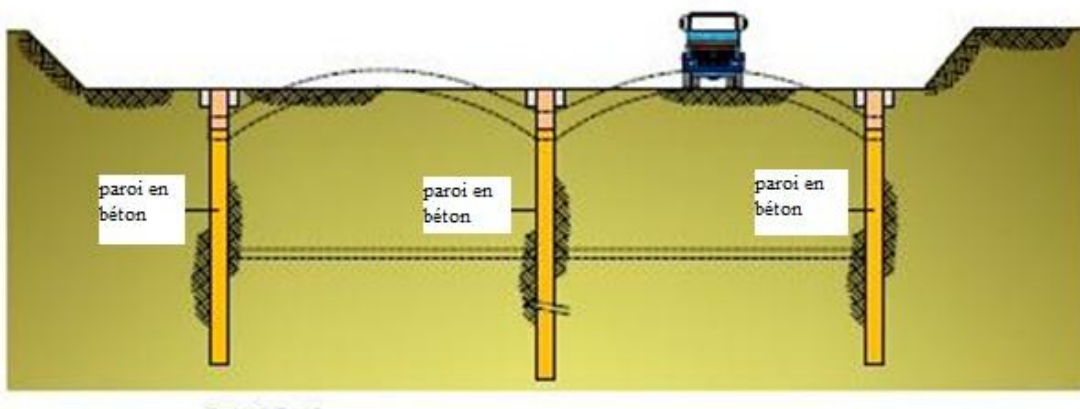
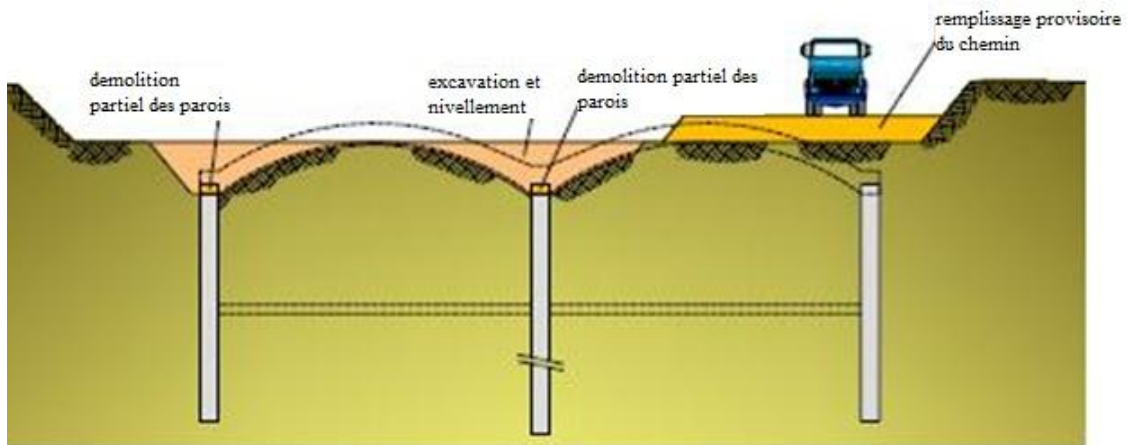


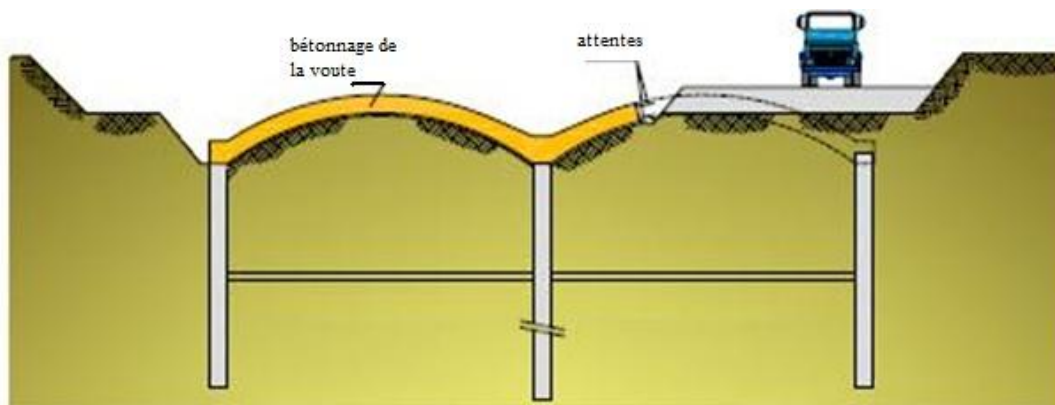
Figure IV.9 : deuxième phase

3^{ème} phase

- Démolition et retrait des murettes guides
- Excavation et profilage jusqu'au niveau intérieur du coffrage de la 1^{ère} voûte
- Démolition des 0.5 m supérieurs des parois (recépage)
- Remplissage provisoire du chemin

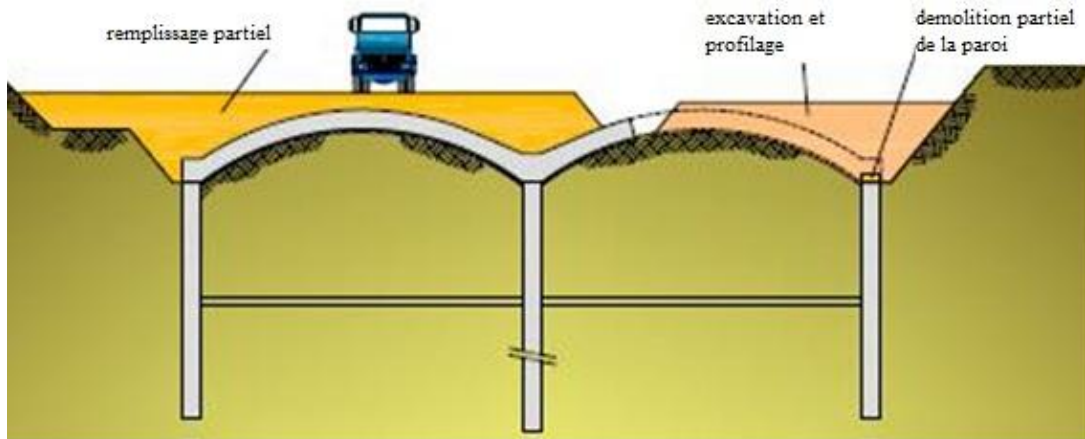
**Figure IV.10 : troisième phase****4^{ème} phase**

- bétonnage de la 1^{ère} voûte et le tiers de la deuxième

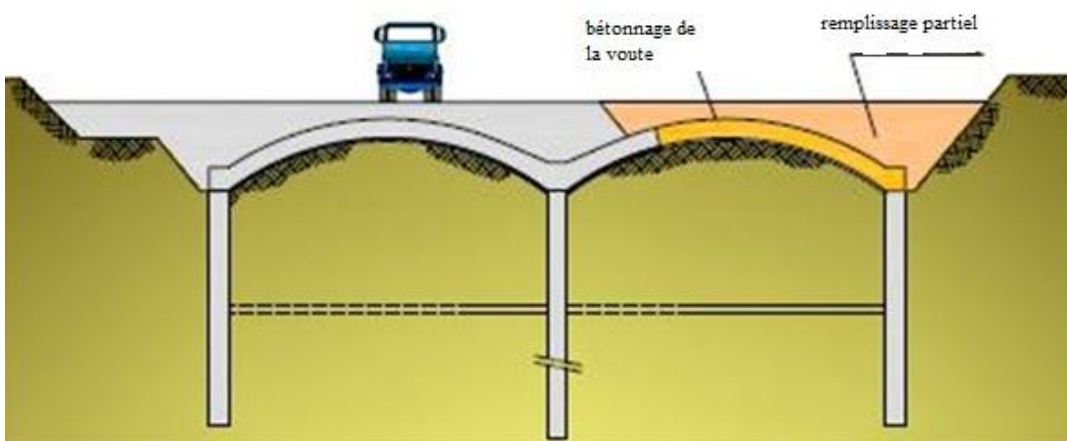
**Figure IV.11 : quatrième phase**

5^{eme} phase

- Remplissage partiel jusqu'à 0.5 m sur la clé de la 1ere voute
- Excavation et profilage de la 2eme voute
- Recépage de la paroi restante

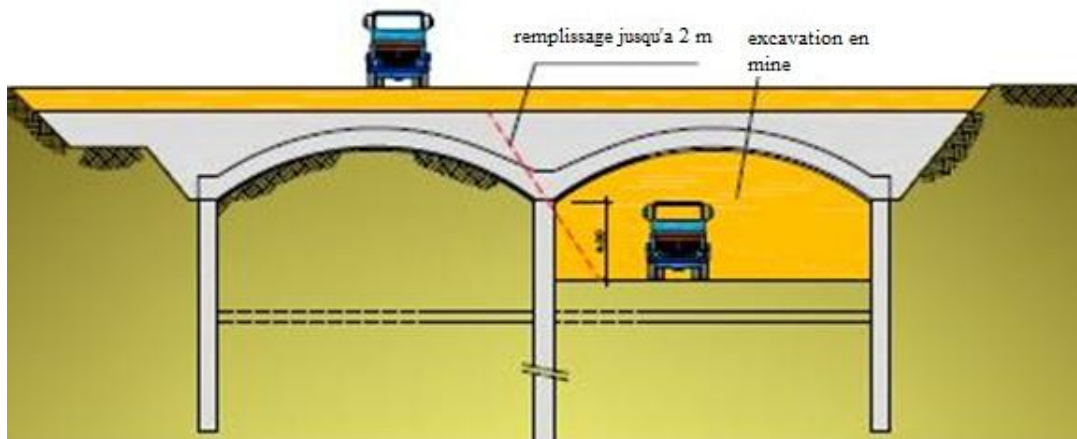
**Figure IV.12 : cinquième phase****6^{eme} phase**

- bétonnage des deux tiers restants de la voute et remplissage partiel jusqu'à 0.5 m au dessus de la clé de voute

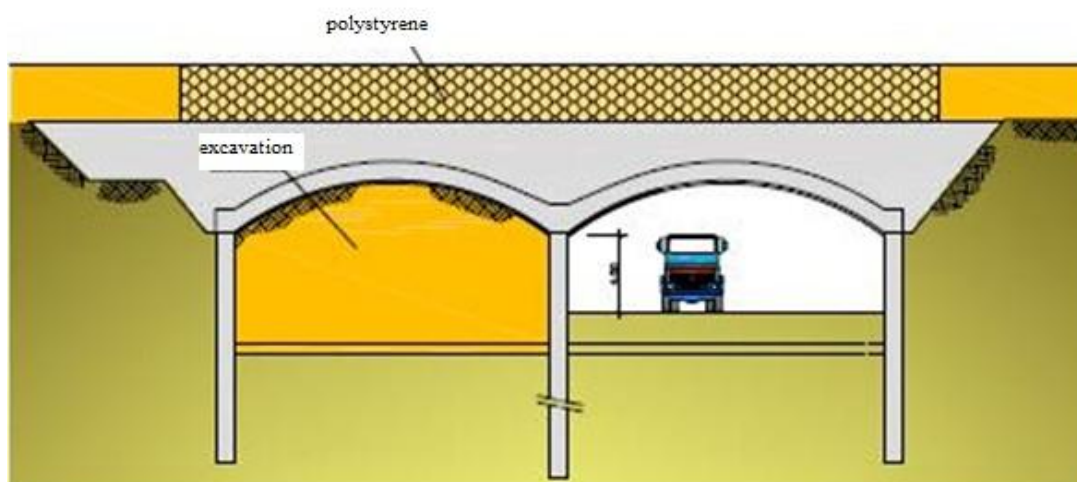
**Figure IV.13 : sixième phase**

7^{eme} phase

- Excavation en mine jusqu'à 4 m de profondeur du coté droit du tunnel
- Remplissage partiel jusqu'à 2 m sur la clé de la voute

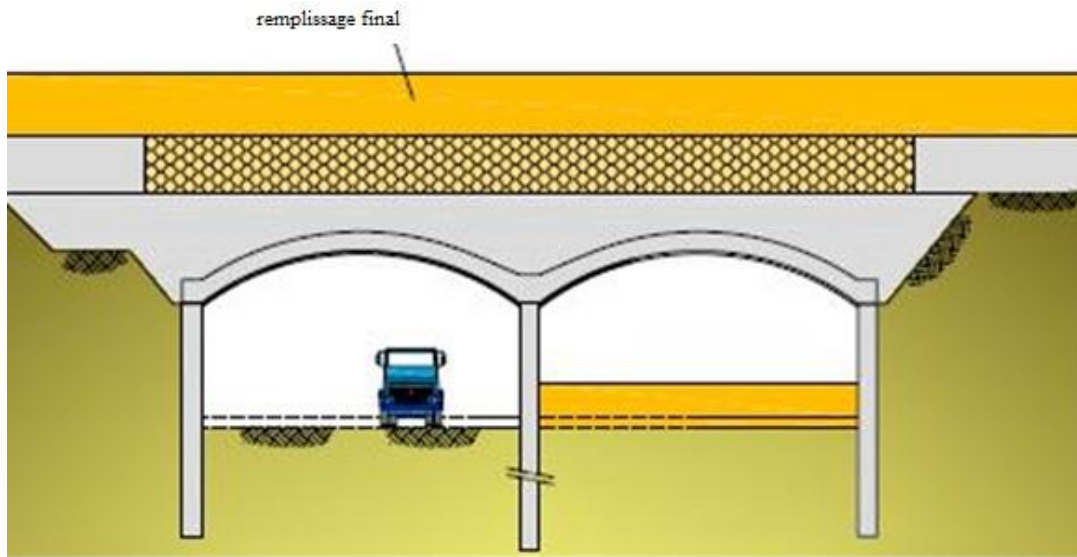
**Figure IV.14 : septième phase****8^{eme} phase**

- excavation en mine du coté gauche du tunnel
- mise en place de polystyrène

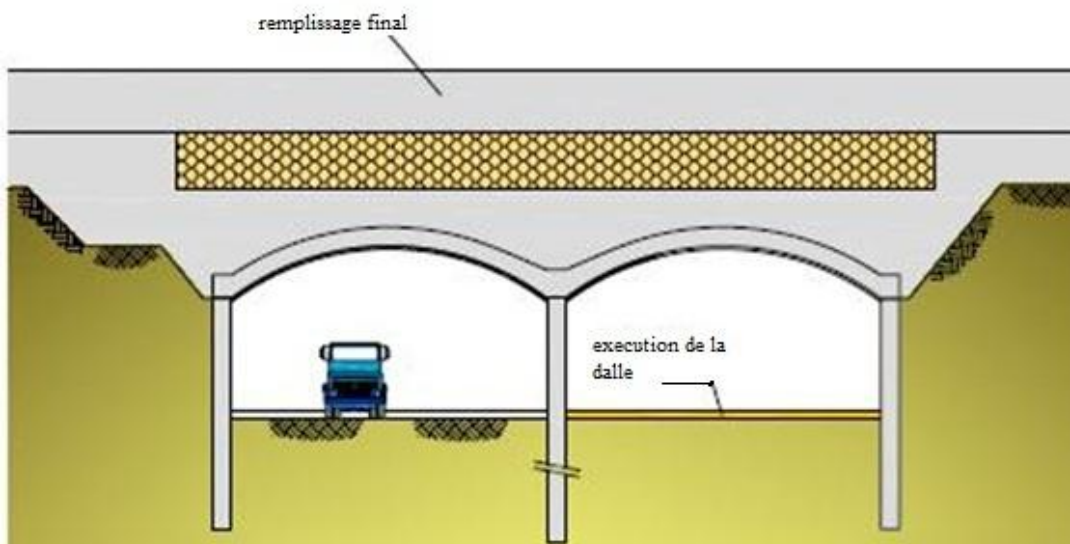
**Figure IV.15 : huitième phase**

9^{eme} phase

- Excavation du reste du coté droit du tunnel
- Mise en place du remblai final

**Figure IV.16 : neuvième phase****10^{eme} phase**

- exécution de la dalle du tunnel droit

**Figure IV.17 : dixième phase**

11^{eme} phase

-exécution de la dalle du tunnel gauche

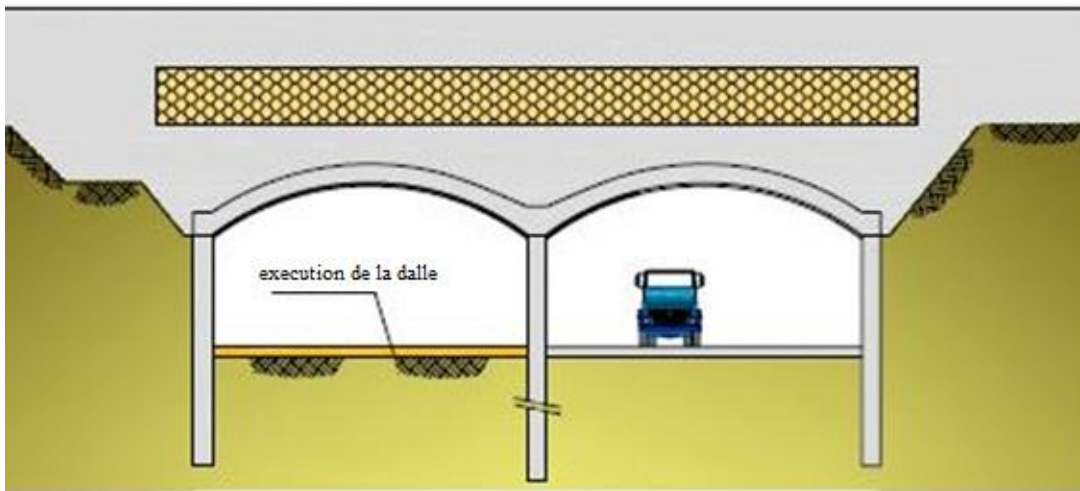


Figure IV.18 : onzième phase

12^{eme} phase

-finitions et réglages intérieures

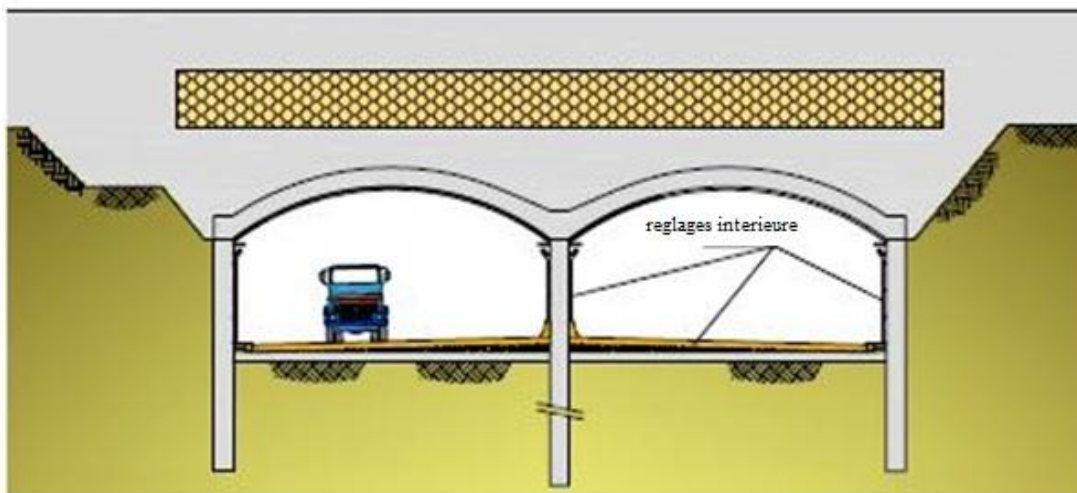


Figure IV.19 : douzième phase

Chapitre V

Méthode des éléments finis

V.1. INTRODUCTION

Parmi les méthodes numériques les plus utilisées, on peut citer la méthode des éléments finis (MEF). Cette dernière est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

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

La méthode des éléments finis est une méthode très puissante, puisqu'elle permet une étude correcte des structures ayant des propriétés géométriques et des conditions de chargement très compliquées.

C'est une méthode qui nécessite des calculs itératifs, s'adaptant aux problèmes complexes dont la résolution analytique peut être très fastidieuse voir impossible.

On remplace un problème continu par un problème approché en discrétisant la structure.

V.2. PRINCIPE DE LA METHODE [10],[11]

La méthode des éléments finis consiste à discrétiser un milieu continu en le remplaçant par un assemblage d'éléments. On obtient alors un système d'équations linéaires dont la taille dépend de la finesse de la discrétisation.

Elle fait partie des méthodes qui, par approximation des variables inconnues, transforment les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. La structure est décomposée en plusieurs éléments de formes géométriques simples (maillage) Reliés entre eux par des nœuds.

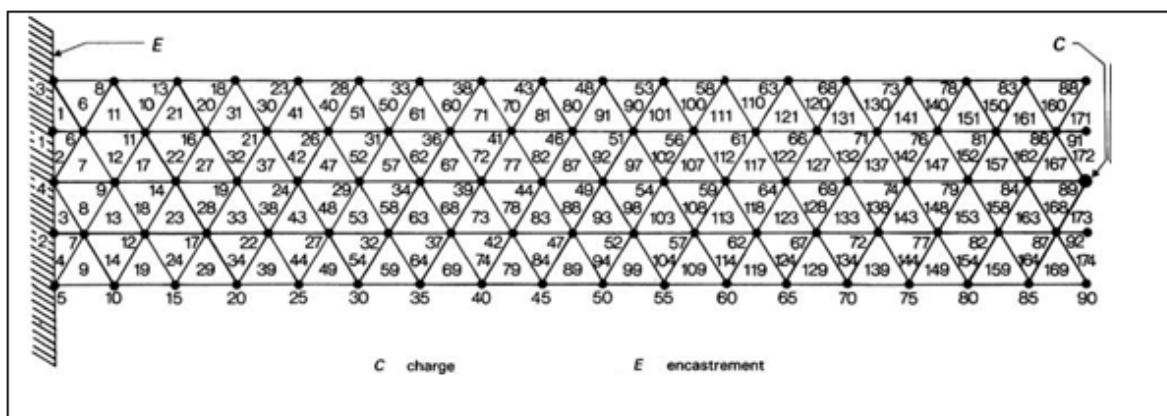


Figure V.1 :exécution d'un maillage par ordinateur

V.2.1. Différents éléments utilisés dans le maillage

On distingue :

- Barres, poutres droites et courbes
- Plaques
- Coques de révolution
- Coques de forme quelconque

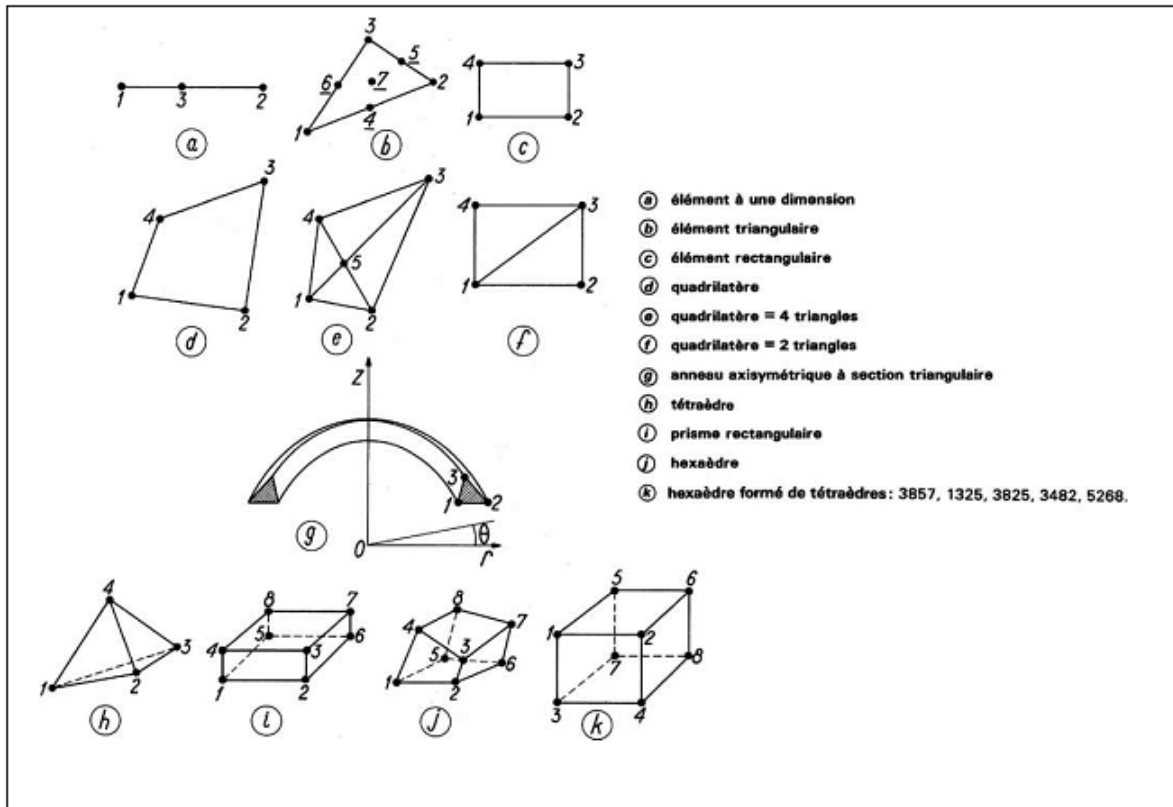


Figure V.2 : les éléments les plus fréquemment utilisés

V.3. FORMULATION DE LA MEF PAR LA METHODE VARIATIONNELLE [10],[11]

La MEF selon l'approche déplacement a pour but de transformer les équations décrivant le phénomène physique étudié du type équations aux dérivées partielles en un système d'équations algébriques linéaires de type $\{F\} = [K] \{U\}$

Avec :

- [K] : matrice de rigidité de toute la structure
- {F} : vecteur forces nodales
- {U} : vecteur déplacements nodaux

Quand on détermine la matrice de rigidité [K] du système, tout le problème consiste donc à résoudre le système linéaire : $\{F\} = [K] \{U\}$

Avec :

$$[K] = \sum [K_e] \text{ matrice de raideur de la structure}$$

$$[F] = \sum [F_e] \text{ vecteur des forces équivalentes au chargement externe appliqué à la structure.}$$

Où les inconnues sont les composantes U du déplacement des nœuds.

V.4. ETAPES DE CALCUL [10],[11]

Après avoir modélisé et discrétisé la structure à étudier en éléments finis on suit les étapes suivantes:

1. Etablir pour chaque élément dans son repère local:
 - La fonction d'approximation en éléments finis
 - Les relations entre: déformations, contraintes et déplacements
 - Les relations efforts déplacements nodaux
2. Dédire la matrice de rigidité dans le repère global pour chaque élément
3. Dédire la matrice de rigidité globale dans le repère global en assemblant toutes les matrices élémentaires
4. Faire intervenir les conditions aux limites (pour éviter le cas d'une matrice de rigidité singulière)
5. Résoudre le système $\{F\} = [K] \{U\}$
6. Dédire le champ de déplacement puis le champ de contraintes

V.5. APPLICATION AU CALCUL DES TUNNELS

La détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement ou le revêtement d'un tunnel est un problème hyperstatique dont les paramètres suivants peuvent être pris-en compte par la méthode des éléments finis :

- La bi ou tridimensionnalité du problème
- L'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initial)
- La géométrie de l'excavation
- Les propriétés de déformation du terrain
- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de soutènement et revêtement

Grace au traitement incrémental, la méthode des éléments finis permet de tenir compte simultanément de tous ces paramètres.

V.6.conclusion

On utilisera pour la détermination des efforts s'exerçant sur le tunnel de BENCHAOUA le logiciel PLAXIS qui se base sur la méthode des éléments finis.

Chapitre VI

Présentation du logiciel PLAXIS

VI.1.INTRODUCTION

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis *PLAXIS* est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

VI.2.OPTIONS PAR DEFAUT ET SOLUTIONS APPROCHEES [8]

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassants, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès l'introduction du maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état k_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre k_0 [9] et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le

massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option k_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans *PLAXIS* : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initiaux et finaux, et si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, etc. mais si il ne le désire pas, le logiciel peut les faire à sa place.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans *PLAXIS*. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié.

VI .3.LES MODELES DE COMPORTEMENT UTILISES DANS PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

VI.3.1.Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en

contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non variation de volume ; celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles.

VI.3.2. Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel en série : un ressort de raideur K pour symboliser l'élasticité du matériau et un patin de seuil S_0 (figure VI.1).

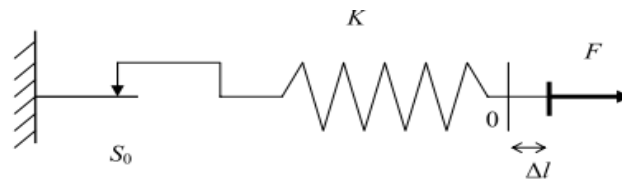


Figure VI. 1 : *Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.*

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure IV.2.

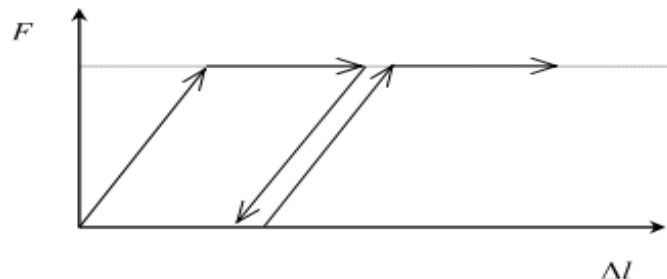


Figure VI. 2 : *Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.*

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée. Le type de comportement représenté par les figures figure VI.1 et figure VI.2 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure VI.3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

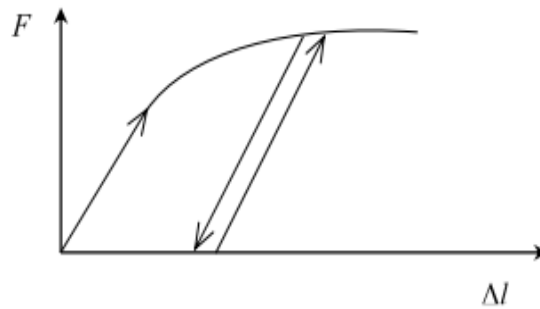


Figure VI. 3 : Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.

VI.3.3. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.

Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure VI.4

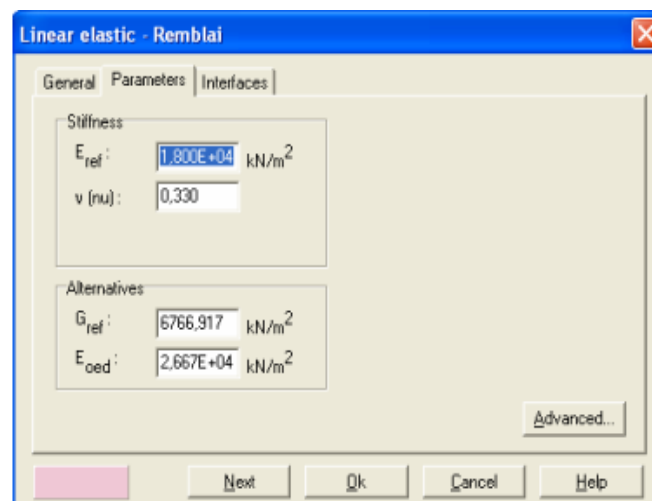


Figure VI. 4 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure VI.5

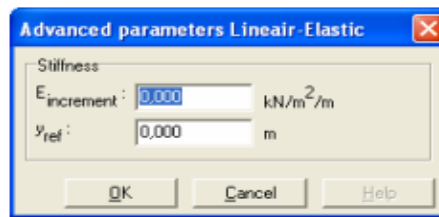


Figure VI. 5 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

VI.3.4.Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la courbe enveloppe est représentée par :

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff} \tan \varphi + c$$

où σ_{ff} et τ_{ff} sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement à la rupture sur le plan de rupture, et c et φ respectivement le terme cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure VI.6).

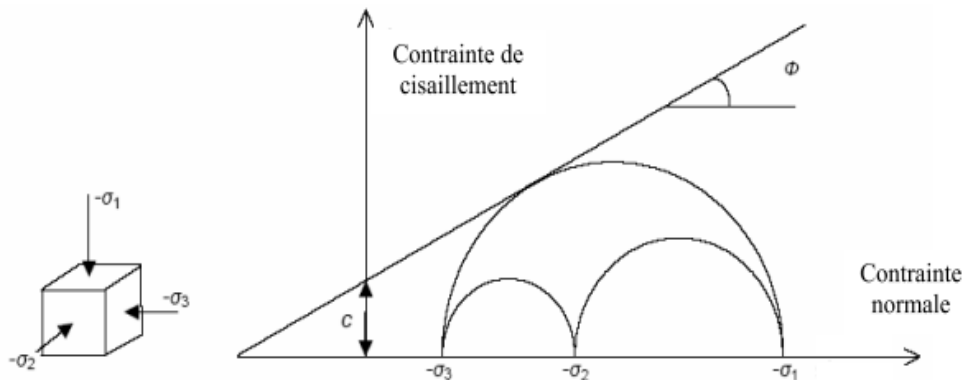


Figure VI. 6 : Courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Figure VI.7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

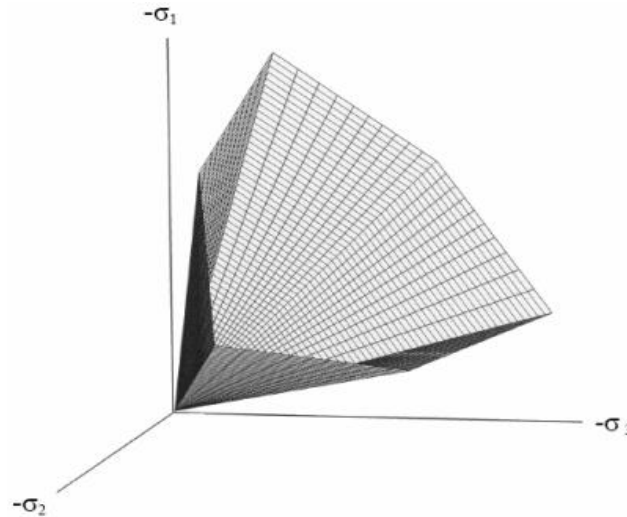


Figure VI. 7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (Figure IV.8). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement, et le cinquième est l'angle de dilatance ψ .

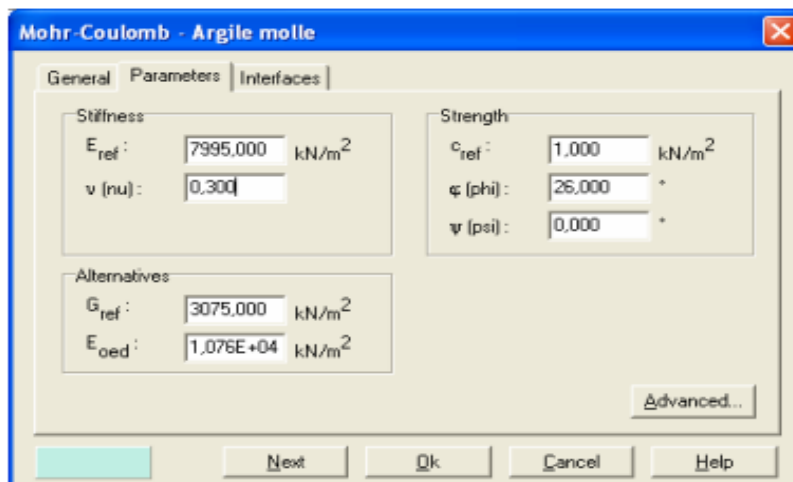


Figure VI. 8 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

VI.3.4.1. Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations).

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Figure VI.9).

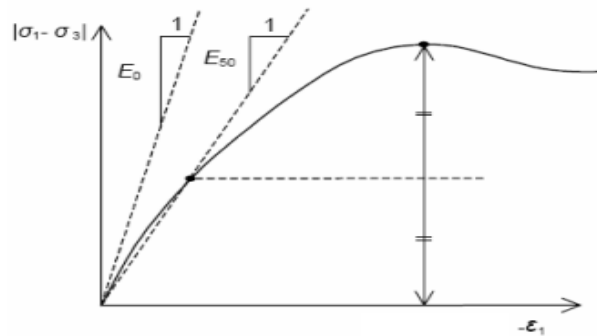


Figure VI. 9 : Définition du module à 50 % de la rupture.

VI.3.4.2. Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

VI.3.4.3. Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement du pic soit l'angle de frottement de palier. On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb (Figure IV.6).

VI.3.4.4. Terme de cohésion

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

VI.3.4.5. Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

VI.3.4.6. Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (Figure IV.9). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (Tensile strength).

VI.3.4.7. Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Figure VI.10).

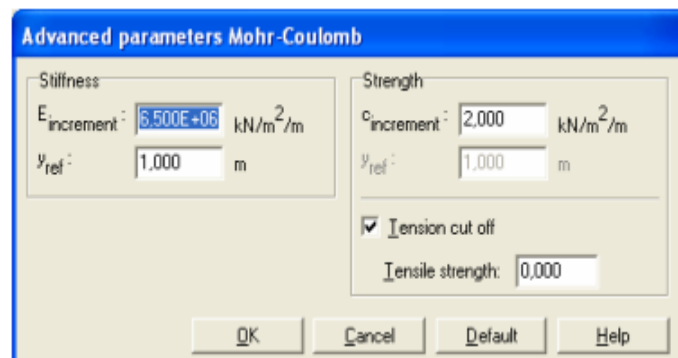


Figure VI. 10 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb.

VI.4.CONCLUSION

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans *PLAXIS* montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans *PLAXIS* n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?

La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

Chapitre VII

Modélisation et calculs

VII.1. INTRODUCTION

La modélisation par le biais du logiciel PLAXIS se base essentiellement sur la méthode des éléments finis, il nous permet le calcul et la détermination des différents efforts et sollicitations selon des méthodes d'analyses qui prennent en considération l'interaction sol-structure, principe incontournable en ce qui concerne les ouvrages souterrains. Le terme « interaction sol-structure » est utilisé pour caractériser les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer l'interaction sol-structure. Du point de vue de la structure, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure est de déterminer l'effet de l'action du sol sur la structure, c'est-à-dire principalement les pressions de contact, en fonction de la déformation de la structure, ceci pour pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement.

Ce chapitre portera sur la modélisation de notre ouvrage, description du profile sol qui entoure la structure et ce en vue de la détermination des différentes sollicitations qui agissent sur chaque élément de cette dernière. Puis en adoptant quelques hypothèses sur le chargement et sur le comportement de la structure, nous procéderons par la méthode des équilibres limites à la détermination des sollicitations agissant sur la paroi moulée de rive.

VII.2. MODELISATION ET HYPOTHESES

La représentation du modèle se fait en deux dimensions (2D) en reprenant le schéma de la coupe transversale de la structure, on considère la coupe dans le plan où la hauteur du remblai est maximale (9 mètres). Dans notre cas, l'analyse se fera en déformation plane vue qu'on a une dimension nettement plus importante par rapport aux deux autres.

Les différents éléments de la structure (parois moulées, dalles) sont modélisés en élément plaque et les deux voûtes sont discrétisées en segments de droite (19 segments chacune). En ce qui concerne les appuis, on disposera trois rotules à l'extrémité des parois moulée. Les deux dalles étant posées sur le sol, on considérera les points de contact avec les parois comme appuis simples.

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 30 m en dessous de la surface libre du terrain naturel, elle n'influera pas dans le calcul. L'interaction entre le sol et la structure sera modélisée en adoptant un coefficient de rigidité R_{inter} , qui est défini par : $R_{inter} = \tan \varphi_{interface} / \tan \varphi_{sol}$.

La géométrie du modèle généré est représentée sur la figure VII.1 comme suit :

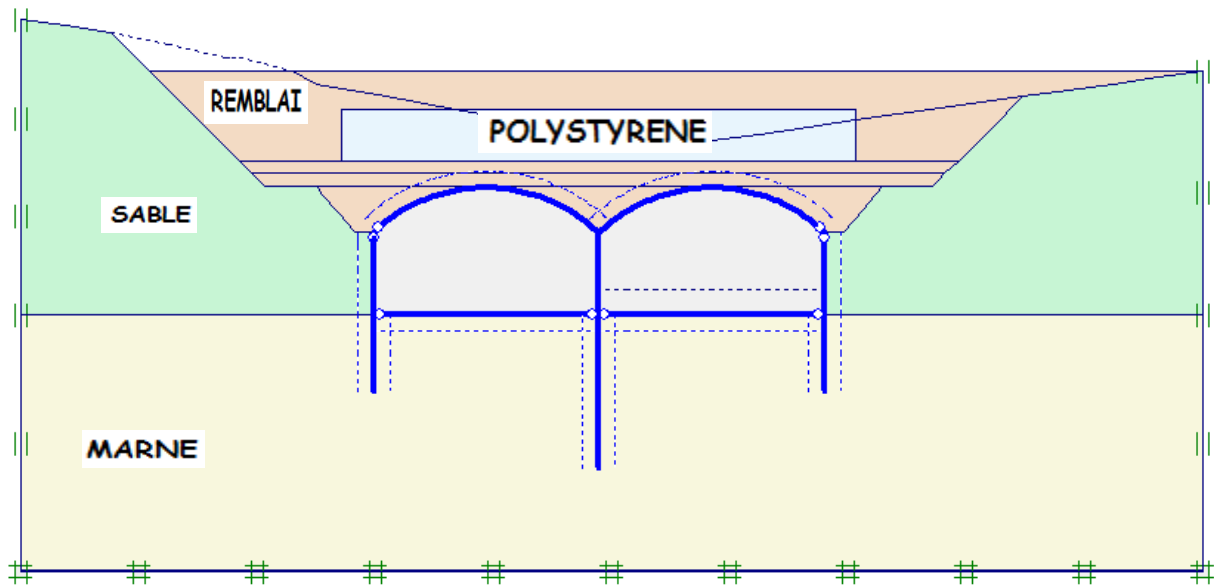


Figure VII. 1 : Représentation du modèle du projet

VII.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

On énumérera les différentes caractéristiques des éléments structuraux et des couches de sols dont a besoin le logiciel pour établir les calculs des efforts et des déformations.

VII.3.1. Éléments structuraux

En ce qui concerne les éléments structuraux, on distingue les parois moulées, les voûtes, les dalles dont les caractéristiques sont regroupées dans les tableaux ci-dessous.

a. les parois moulées

Les parois moulées sont au nombre de trois et ont toutes les mêmes caractéristiques, deux latérales identiques et une centrale plus longue de 6 mètres.

Tableau VII. 1 : Caractéristiques des parois moulées

| Paramètre | Nom | Valeur | Unité |
|------------------------|--------------------|------------|----------|
| Type de comportement | Types de matériaux | Elastique | - |
| Rigidité Normale | EA | 3.10^7 | kN |
| Rigidité à la flexion | EI | $2,5.10^6$ | $kN.m$ |
| Epaisseur Equivalente | d | 1 | m |
| Poids | w | 25 | kN /ml |
| Coefficient de poisson | ν | 0,2 | - |

b. les dalles

Deux dalles identiques seront coulées à l'intérieur de chaque voûte.

Tableau VII. 2 : Caractéristiques des dalles

| Paramètre | Nom | Valeur | Unité |
|------------------------|--------------------|--------------|---------|
| Type de comportement | Types de matériaux | Elastique | - |
| Rigidité Normale | EA | $1,5.10^7$ | kN |
| Rigidité à la flexion | EI | $3,125.10^5$ | $kN.m$ |
| Epaisseur Equivalente | d | 0,5 | m |
| Poids | w | 12,5 | kN/ml |
| Coefficient de poisson | ν | 0,2 | - |

c. Caractéristiques des voûtes

Les caractéristiques des voûtes sont les suivantes :

Tableau VII. 3 : Caractéristiques des voûtes

| Paramètre | Nom | Valeur | Unité |
|------------------------|--------------------|------------|---------|
| Type de comportement | Types de matériaux | Elastique | - |
| Rigidité Normale | EA | 3.10^7 | kN |
| Rigidité à la flexion | EI | $2,5.10^6$ | $kN.m$ |
| Epaisseur Equivalente | d | 1 | m |
| Poids | w | 25 | kN/ml |
| Coefficient de poisson | ν | 0,2 | - |

VII.3.2. Caractéristiques des couches de sols et des interfaces

Les caractéristiques des couches de sol et des interfaces sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau VII. 4 : Caractéristiques des couches de sols et des interfaces

| Paramètres | Désignation | Remblai | sable | marne | polystyrène | Unité |
|------------------------|------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------|
| Modèle | - | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb | - |
| Poids volumique sec | γ_{unsat} | 20 | 20 | 21 | 0.24 | kN/m^3 |
| Module d'Young | E_{ref} | 20000 | 40000 | 60000 | 6000 | kN/m^2 |
| Coefficient de Poisson | ν | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.15 | - |

| | | | | | | |
|---|-------------|-------|-------|-------|-----------|-------------------|
| Terme de Cohésion | c_{ref} | 1 | 10 | 40 | Elastique | kN/m ² |
| Angle de frottement | φ | 30 | 35 | 27 | Elastique | degré |
| Angle de dilatance | ψ | 0 | 5 | 0 | Elastique | degré |
| Facteur de rigidité de l'interface | R_{inter} | 0.05 | 0.66 | 0.66 | Elastique | – |
| Coefficient de poussé des terres au repos | k_0 | 0.500 | 0.426 | 0.546 | 1 | – |

VII.4. GENERATION DU MAILLAGE

Le modèle de référence se fait par des éléments triangulaires à 6 nœuds. Le nombre d'éléments est de 379 et le nombre de nœuds est de 1023.

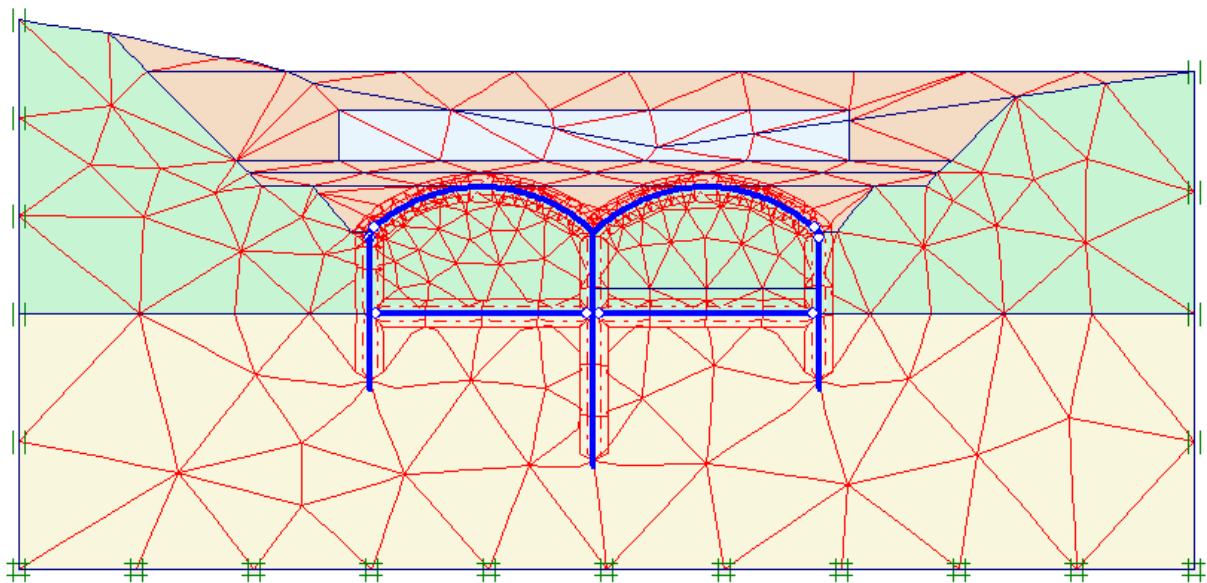


Figure VII. 2 : Maillage du projet

VII .5. CONTRAINTES

Les différents points d'application des contraintes sont générés par le logiciel comme indiqué sur la figure VII.3 , où on remarque une concentration très dense de ces dernières tout autour de la structure, due au changement de rigidité entre le sol et la structure .

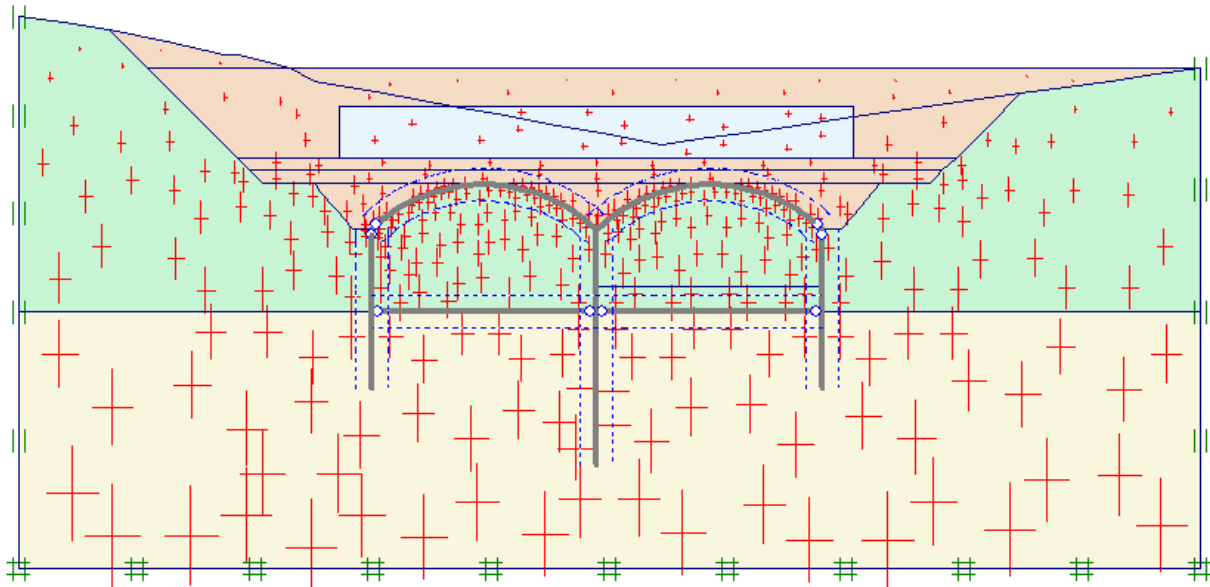


Figure VII. 3 : *Distribution des contraintes*

VII.6. ETAPES DE CALCUL

Le calcul du modèle de référence se fait en 9 phases consécutives dans l'ordre suivant :

- **Phase 1 :** Excavation jusqu'au niveau de la clé de voûte.
- **Phase 2 :** Exécution des parois moulées (latérales et centrale)
- **Phase 3 :** Excavation et exécution de la double voûte
- **Phase 4 :** Remblaiement d'un mètre par rapport à la clé de voûte, l'objet de ce remplissage est de déposer un certain poids sur la voûte pour qu'elle collabore dans la phase suivante dans la fonction d'écartement des écrans latéraux.
- **Phase 5 :** Excavation partielle du tunnel coté droit jusqu'à atteindre un gabarit de 4 mètres de hauteur.
- **Phase 6 :** Excavation complète du tunnel coté gauche (jusqu'au niveau d'exécution de la dalle)
- **Phase 7 :** Excavation complète du tunnel coté droit
- **Phase 8 :** Remblaiement final, avec pose du polystyrène expansé.
- **Phase 9 :** Exécution des deux dalles.

VII.7. PRINCIPAUX RESULTATS

On s'intéressera à chaque élément de la structure pris séparément les plus défavorables où l'on a les plus grandes valeurs des efforts. Le tableau VII. 5 regroupe les valeurs maximales des sollicitations et des déformations de toutes les phases de calcul dans les différentes parties constitutives de la structure. Notons que la compression est considérée négative selon la convention de signe adoptée par le logiciel.

Tableau VII. 5 : Récapitulatif des résultats

| Eléments | | Phase 2 | Phase3 | Phase 4 | Phase 5 | Phase 6 |
|---------------------------------------|---------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Paroi moulée latérale gauche | Déplacement | $23,25 \cdot 10^{-3}$ | $22,97 \cdot 10^{-3}$ | $15,40 \cdot 10^{-3}$ | $16,16 \cdot 10^{-3}$ | $30,48 \cdot 10^{-3}$ |
| | Effort normal | 501,46 | 605,67 | 414,06 | 406,53 | -477,97 |
| | E. tranchant | -10,44 | 28,00 | 21,78 | 19,69 | 422,03 |
| | Moment | 14,26 | 19,47 | -7,62 | 18,71 | 649,55 |
| Paroi moulée latérale droite | Déplacement | $20,57 \cdot 10^{-3}$ | $20,99 \cdot 10^{-3}$ | $13,12 \cdot 10^{-3}$ | $24,86 \cdot 10^{-3}$ | $26,07 \cdot 10^{-3}$ |
| | Effort normal | 517,93 | 597,15 | 432,36 | -440,75 | -426,73 |
| | E. tranchant | -9,76 | -22,51 | 22,83 | -351,29 | -324,60 |
| | Moment | 31,72 | -42,83 | -30,04 | 532,04 | -482,62 |
| Paroi moulée centrale | Déplacement | $12,26 \cdot 10^{-3}$ | $16,21 \cdot 10^{-3}$ | $7,75 \cdot 10^{-3}$ | $13,70 \cdot 10^{-3}$ | $18,52 \cdot 10^{-3}$ |
| | Effort normal | 717,38 | $1,48 \cdot 10^3$ | 826,49 | -441,61 | $-1,41 \cdot 10^3$ |
| | E. tranchant | -16,90 | 7,09 | -8,75 | 252,06 | 240,09 |
| | Moment | 22,56 | -21,25 | -32,26 | -333,23 | 299,73 |
| double voûte | Déplacement | – | $27,96 \cdot 10^{-3}$ | $18,15 \cdot 10^{-3}$ | $23,65 \cdot 10^{-3}$ | $25,21 \cdot 10^{-3}$ |
| | Effort normal | – | 425,04 | 221,94 | -816,66 | -861,76 |
| | E. tranchant | – | -620,92 | 423,69 | -354,56 | -139,88 |
| | Moment | – | $1,97 \cdot 10^{-3}$ | $1,61 \cdot 10^3$ | $1,15 \cdot 10^3$ | 301,47 |
| dalles | Déplacement | – | – | – | – | – |
| | Effort normal | – | – | – | – | – |
| | E. tranchant | – | – | – | – | – |
| | Moment | – | – | – | – | – |

| Eléments | | Phase 7 | Phase 8 | Phase 9 | Valeurs max | Unité |
|------------------------------|---------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|
| Paroi moulée latérale gauche | Déplacement | $30,71.10^{-3}$ | $19,44.10^{-3}$ | $13,97.10^{-3}$ | $30,71.10^{-3}$ | <i>m</i> |
| | Effort normal | -482,44 | $-1,31.10^3$ | $-1,29.10^3$ | $-1,31.10^3$ | <i>kN/ml</i> |
| | E. tranchant | 420,45 | 631,47 | -594,15 | 631,47 | <i>kN/ml</i> |
| | Moment | 629,24 | $1,05.10^3$ | 613,97 | $1,05.10^3$ | <i>kN.m/ml</i> |
| Paroi moulée latérale droite | Déplacement | $29,31.10^{-3}$ | $16,99.10^{-3}$ | $15,57.10^{-3}$ | $29,31.10^{-3}$ | <i>m</i> |
| | Effort normal | -471,05 | $-1,32.10^3$ | $-1,30.10^3$ | $-1,32.10^3$ | <i>kN/ml</i> |
| | E. tranchant | -358,48 | -577,34 | 581,23 | 581,23 | <i>kN/ml</i> |
| | Moment | 638,84 | $1,06.10^3$ | 595,37 | $1,06.10^3$ | <i>kN.m/ml</i> |
| Paroi moulée centrale | Déplacement | $20,16.10^{-3}$ | $2,42.10^{-3}$ | $2,63.10^{-3}$ | $20,16.10^{-3}$ | <i>m</i> |
| | Effort normal | $-1,46.10^3$ | $-3,09.10^3$ | $-3,15.10^3$ | $-3,15.10^3$ | <i>kN/ml</i> |
| | E. tranchant | 12,80 | 11,80 | -17,41 | 252,06 | <i>kN/ml</i> |
| | Moment | -47,48 | -31,05 | -21,65 | -333,23 | <i>kN.m/ml</i> |
| voûte double | Déplacement | $25,81.10^{-3}$ | $13,19.10^{-3}$ | $15,57.10^{-3}$ | $27,96.10^{-3}$ | <i>m</i> |
| | Effort normal | -846,07 | $-1,62.10^3$ | $-1,51.10^3$ | $-1,62.10^3$ | <i>kN/ml</i> |
| | E. tranchant | 115,42 | 531,42 | 662,93 | 662,93 | <i>kN/ml</i> |
| | Moment | 202,48 | $-1,80.10^3$ | $-2,37.10^3$ | $-2,37.10^3$ | <i>kN.m/ml</i> |
| Dalles | Déplacement | – | – | $56,56.10^{-3}$ | $56,56.10^{-3}$ | <i>m</i> |
| | Effort normal | – | – | -878,12 | -878,12 | <i>kN/ml</i> |
| | E. tranchant | – | – | 399,98 | 399,98 | <i>kN/ml</i> |
| | Moment | – | – | -574,87 | -574,87 | <i>kN.m/ml</i> |

Du tableau VII. 5 on voit que les phases 8 et 9 sont les plus défavorables pour les parois latérales droite et gauche ainsi que pour la voûte double. On remarque cependant que la phase 5 est essentiellement la plus défavorable pour la paroi moulée centrale car c'est là où l'effort tranchant et le moment fléchissant atteignent leurs valeurs maximales.

Dans ce qui suit nous schématiserons ces résultats en donnant successivement l'allure de la déformation générale du maillage suivi par les courbes représentatives des déplacements, de l'effort normal, de l'effort tranchant et du moment fléchissant en donnant la valeur max atteinte par chacune d'elles .

VII . 7.1 Paroi moulée centrale

La paroi centrale présente une déformation maximale de $20,16.10^{-3}$ m à la phase de calcul numéro 7 , un effort normal maximal de compression de valeur = $-3,15.10^3$ kN/ml à la phase de calcul numéro 9 , un effort tranchant maximal de valeur = 252,06 kN/ml et un moment fléchissant maximal négatif de valeur = -333,23 kN.m/ml à la phase de calcul numéro 5 qui sont représentés sur la figure VII.4

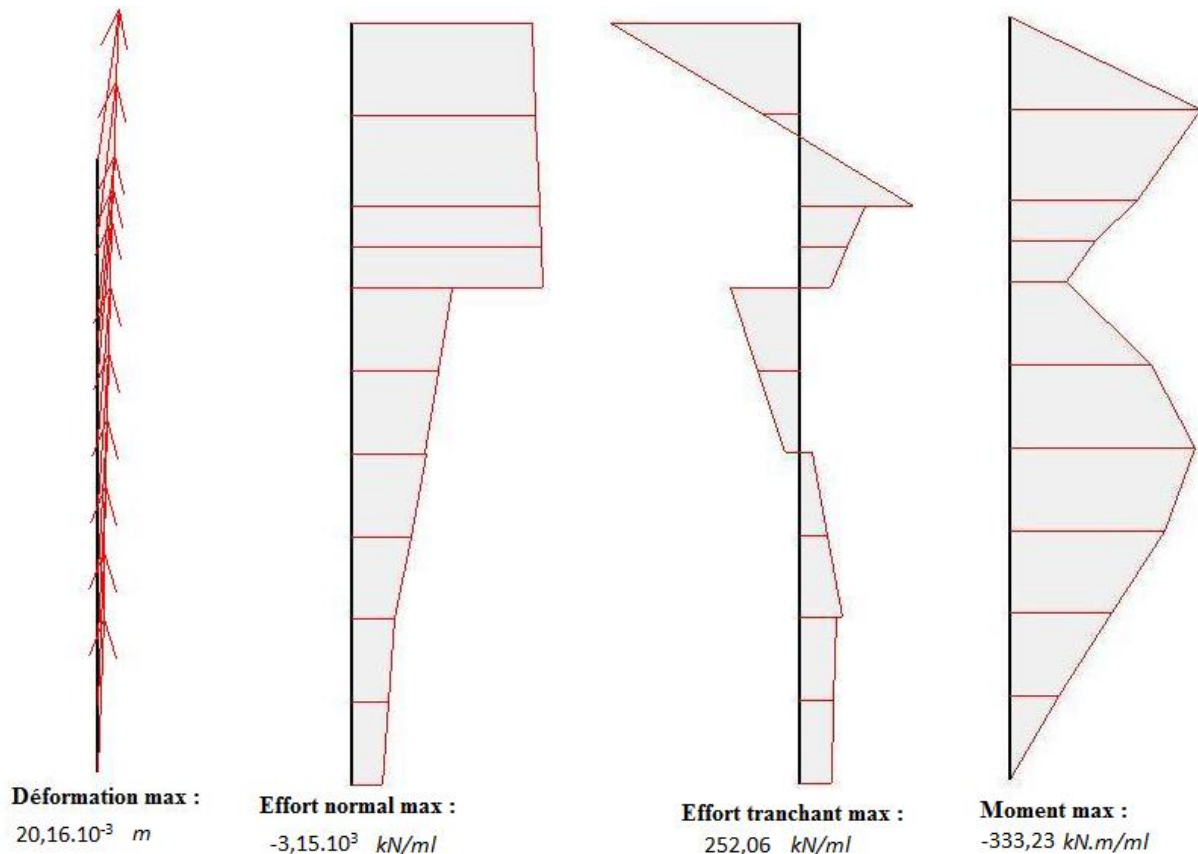


Figure VII. 4 : Diagrammes de déformation et efforts internes de la paroi centrale

VII .7.2.Paroi latérale droite

La paroi de rive droite présente une déformation maximale de $29,31.10^{-3}m$ à la phase de calcul numéro 7, un effort normal maximal de compression de valeur $= -1,32.10^3kN/ml$ à la phase de calcul numéro 8, un effort tranchant maximal de valeur $= 581,23kN/ml$ à la phase de calcul numéro 9, et un moment fléchissant maximal positif de valeur $= 1,06.10^3kN.m/ml$ à la phase de calcul numéro 8 qui sont représentés sur la figure VII. 6

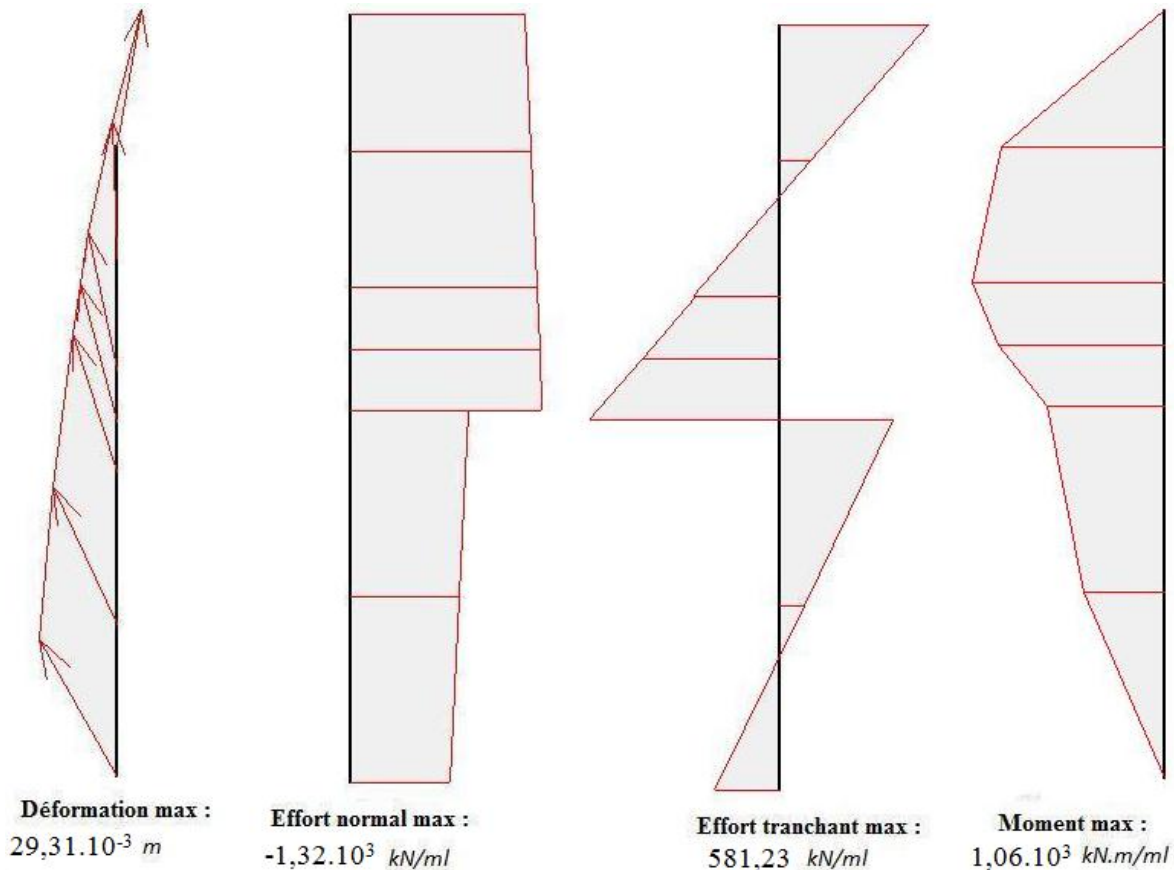
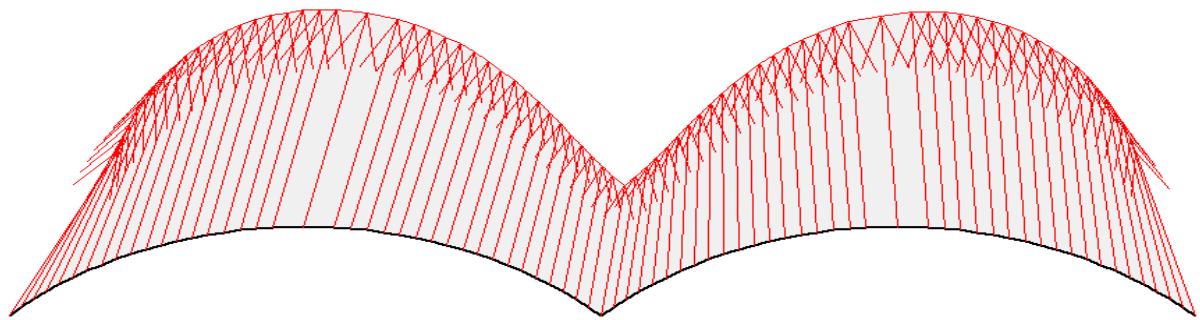


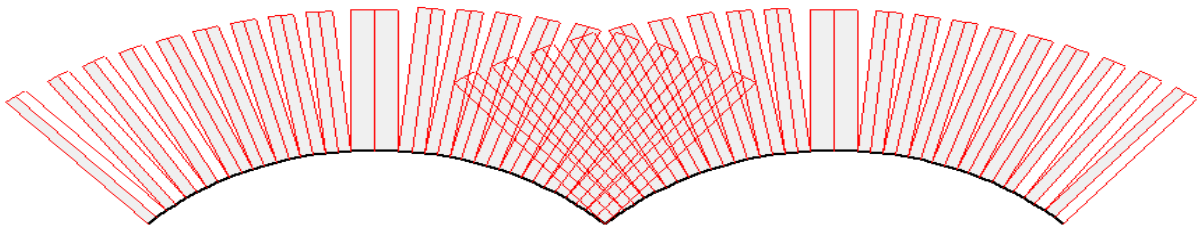
Figure VII. 6 : *Diagrammes de déformation et efforts internes de la paroi de rive droite*

VII .7.3. La double voûte

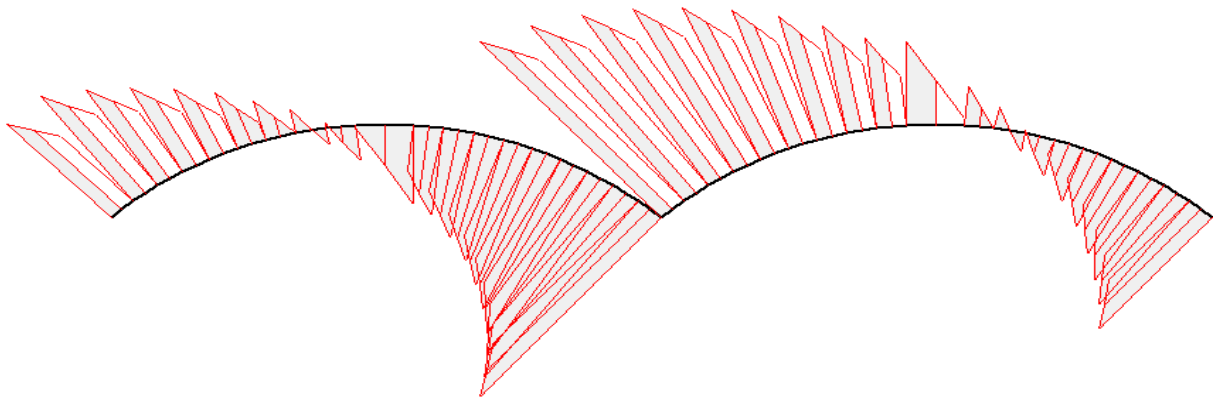
La double voûte présente une déformation maximale de $27,96.10^{-3}m$ à la phase de calcul numéro 3, un effort normal maximal de compression de valeur $= -1,62.10^3kN/ml$ à la phase de calcul numéro 8, un effort tranchant maximal de valeur $= 662,93kN/ml$ à la phase de calcul numéro 9 et un moment fléchissant maximal négatif de valeur $: -2,37.10^3kN.m/ml$ à la phase de calcul numéro 9 qui sont représentés sur la figure VII. 7



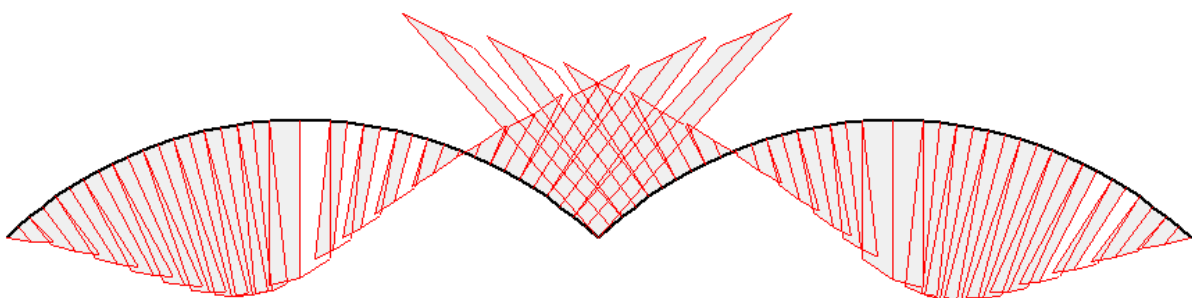
Déplacement max $27,96 \cdot 10^{-3} m$



Effort Normal $-1,62 \cdot 10^3 KN/ml$



Effort tranchant max $662,93KN/ml$



Moment max $-2,36 \cdot 10^3 KN.m/ml$

Figure VII. 8 : *Les différents diagrammes de déformation et efforts internes de la voûte double*

VII .7.4. Dalles (radier)

les deux dalles présentent une déformation maximale de $27,96.10^{-3}m$ à la phase de calcul numéro 3, un effort normal maximal de compression de valeur = $-1,62.10^3kN/ml$ à la phase de calcul numéro 8, un effort tranchant maximal de valeur = $662,93kN/ml$ à la phase de calcul numéro 9 et un moment fléchissant maximal négatif de valeur = $-2,37.10^3kN.m/ml$ à la phase de calcul numéro 9 qui sont représentés sur la figure VII. 9

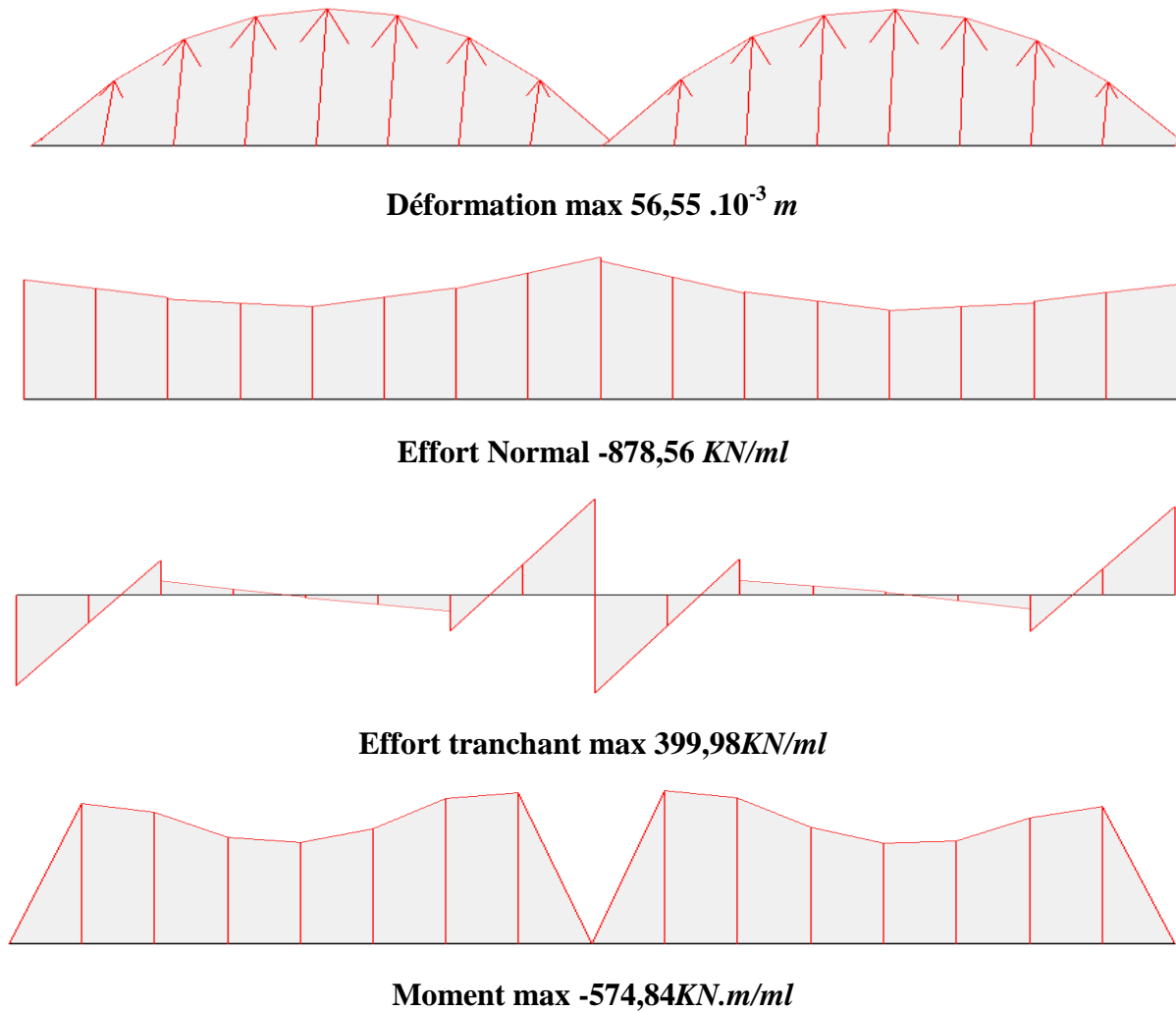


Figure VII. 9 : Les différents diagrammes des deux dalles cote à cote

VII .8.CALCUL DES SOLLICITATIONS PAR LA METHODE DES EQUILIBRES LIMITES

Dans cette partie nous allons nous intéresser aux sollicitations agissantes sur la paroi moulée latérale en phase 8 des étapes de calcul et puis on les compare à celles trouvées par le calcul numérique (PLAXIS) ; pour cela nous allons d'abord commencer par la détermination

des réactions entre les voûtes et les parois moulées, qui passe d'abord par l'évaluation des charges permanentes.

Le volume des terres considéré est celui qui est limité par le prolongement des axes verticaux des parois moulées externes comme indiqué sur la figure VII.

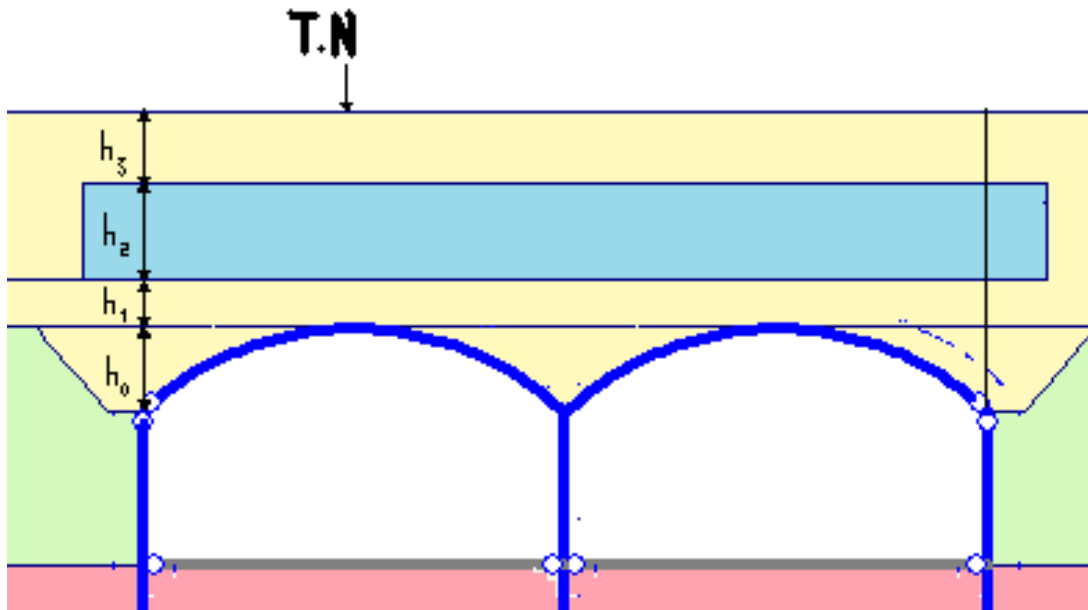


Figure VII. 10 : hauteur des couches de remblai sur la voûte

Donc le poids total des terres est :

$$P_{(S)} = \left(\frac{1}{2} \gamma_{\text{remblai}} h_0 + \gamma_{\text{remblai}} h_1 + \gamma_{\text{polystyrene}} h_2 + \gamma_{\text{remblai}} h_3 \right) \times 1\text{m}$$

Avec h_i : hauteurs respectives des couches de remblai et γ_i : leur poids volumique

Application numérique :

$$P_{(S)} = \left(\frac{1}{2} 20 \times 3 + 20 \times 2 + 0.24 \times 4 + 20 \times 3 \right) \times 1 = 130.96 \text{ kN/ml}$$

Remarque : une approximation de (1/2) est faite pour la prise en compte du poids des terres se trouvant entre la base et la clé de voûte de hauteur h_0 (forme convexe des voûtes)

Calcul du poids propre de la voûte

On commence par la détermination de la surface des deux voûtes S_v

$$S_v = \frac{\pi \emptyset}{360} ((R_{\text{ext}})^2 - (R_{\text{int}})^2) \times 2$$

Où \emptyset : rayon de l'arc (voûte), R_{ext} : rayon de la fibre supérieur de la voûte, R_{int} : rayon de la fibre inférieur de la voûte.

Application numérique :

$$S_v = \frac{\pi \cdot 84,77}{360} ((14,31)^2 - (13,31)^2) \times 2$$

$$S_v = 40,9m^2$$

Le poids de la voûte par unité de largeur est :

$$P_v = \frac{S_v \rho_{BA}}{2l} \times 1 = \frac{40,9 \times 25}{35,2} \times 1 = 29,04 \text{ kN/m}$$

Avec l : largeur de la voûte, ρ_{BA} : poids volumique du béton armé

La charge totale permanente (P_t) est la somme du poids propre de la voûte et du poids des terres

$$P_t = P_{(S)} + P_v = 130,96 + 29,04 = 160 \text{ kN/ml}$$

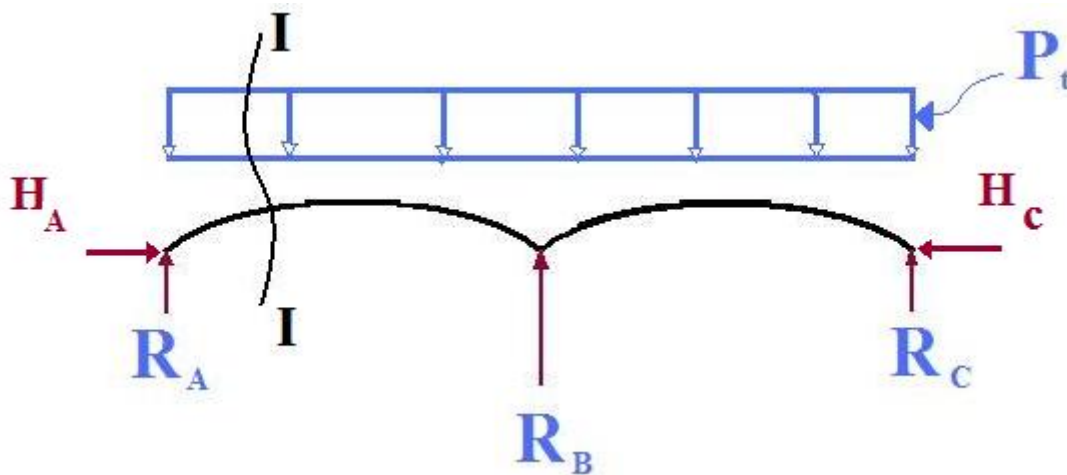


Figure.VII.11 : Répartition de la charge totale sur la double voûte

Calcul des réactions :

L'équilibre des forces par rapport à la verticale nous donne :

$$\sum F_{\text{verticales}} = 0 \Leftrightarrow R_1 + R_2 + R_3 = P_t \cdot 2l$$

L'équilibre des forces par rapport à l'horizontale nous donne :

$$\sum F_{\text{horizontales}} = 0 \Leftrightarrow H_A = H_C$$

La somme des moments par rapport au point A

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 2l \cdot R_3 + l \cdot R_2 = P_t \cdot 2l^2 \Leftrightarrow R_2 = 2(P_t \cdot l - R_3)$$

La somme des moments par rapport au point B

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow lR_1 = lR_3 \Leftrightarrow R_1 = R_3$$

On a un système hyperstatique, donc pour la détermination des réactions on utilise le théorème de CASTIGLIANO pour le calcul des déplacements et on l'applique au point A en admettant que le déplacement en ce point est nul. La formule du Théorème de CASTIGLIANO s'écrit comme suit :

$$\delta_i = \frac{1}{EI} \int M_x \frac{\partial M_x}{\partial F} dx + \frac{1}{EA} \int N_x \frac{\partial N_x}{\partial F} dx + \frac{\lambda}{EG} \int T_x \frac{\partial T_x}{\partial F} dx$$

Avec δ_i : déplacement au point « i », E : module d'élasticité, I : inertie, M_x : moment fléchissant à la distance « x » d'une section donnée « x », A : section, F_i : force appliquée au point « i », N_x : effort normal à la distance « x » d'une section donnée, T_x : effort tranchant à la distance « x » d'une section donnée, λ : coefficient de forme, G : module de glissement.

En prenant une section forfaitaire et en sachant que l'effet du moment fléchissant est prédominant (on néglige l'effet de l'effort tranchant et de l'effort normal exercés sur la voûte). le théorème est appliqué sur une voûte isolée où l'intégrale est faite en coordonnées polaires entre les deux angles α_1 et α_2

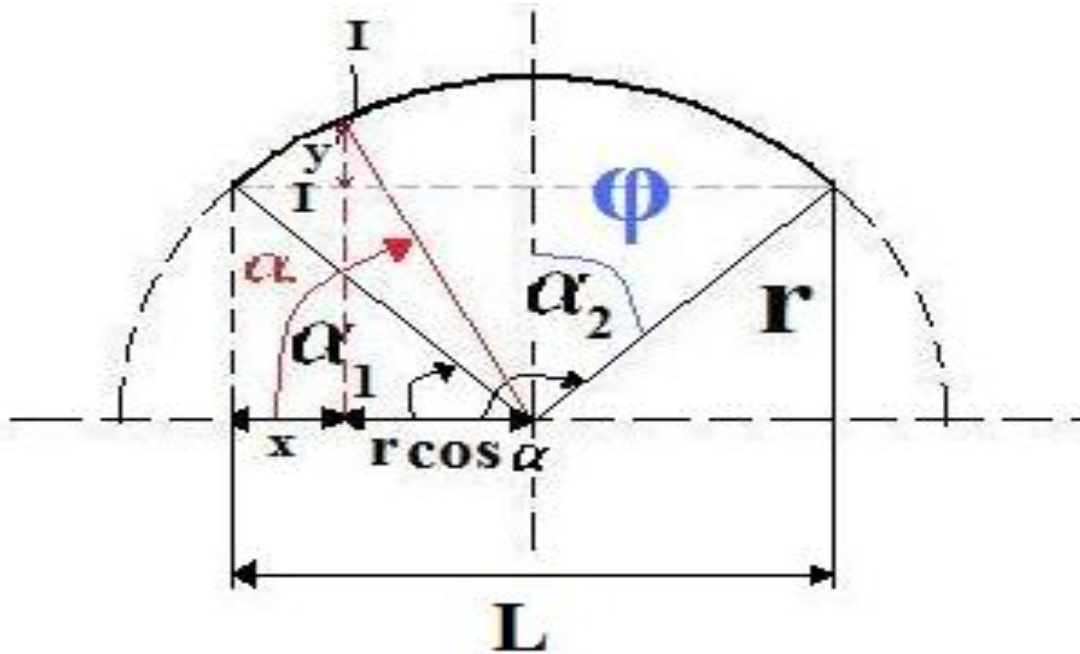


Figure VII.12 : Section dans une voûte isolée

Avec $r = 13,81$ m (rayon de l'arc à l'axe de la voûte),

$$\alpha_1 = 47,61^\circ$$

$$\alpha_2 = 132,39^\circ$$

$$\varphi = 42,39^\circ$$

$$\delta_A = \frac{1}{EI} \int M_z \frac{\partial M_z}{\partial F} dx$$

$$M_{I-I} = R_A x - P_t \frac{x^2}{2} - H_A y$$

Avec $x = \frac{L}{2} - r \cos \alpha$ et $dx = R d\alpha$ et $y = r(\cos \alpha + \cos \varphi)$

$$M_{I-I} = R_A \left(\frac{L}{2} - r \cos \alpha \right) - \frac{P_t}{2} \left(\frac{L}{2} - r \cos \alpha \right)^2 - H_A r (\cos \alpha + \cos \varphi)$$

Vue la symétrie, l'expression du moment total est :

$$M_t = 2R_A \left(\frac{L}{2} - r \cos \alpha \right) - P_t \left(\frac{L}{2} - r \cos \alpha \right)^2 - 2H_A r (\cos \alpha + \cos \varphi)$$

D'où sa dérivée :

$$\frac{\partial M}{\partial R_A} = 2 \left(\frac{L}{2} - r \cos \alpha \right) \quad \frac{\partial M}{\partial H_A} = 2r(\cos \alpha + \cos \varphi)$$

Le déplacement horizontal au point A s'écrira :

$$\delta_{A,H} = \frac{1}{EI} \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} M_t \frac{\partial M_t}{\partial H_A} r d\alpha = 0$$

Le déplacement vertical au point A s'écrira :

$$\delta_{A,V} = \frac{1}{EI} \int_{\alpha_1}^{\alpha_2} M_t \frac{\partial M_t}{\partial R_A} r d\alpha = 0$$

En résolvant le système $\delta_{A,H} = 0$ et $\delta_{A,V} = 0$ on obtient

$$R_A = 1277 kN$$

$$H_A = 870 kN$$

Puis en remplaçant dans l'équation qui nous donne l'équilibre des forces verticales on déduit la valeur de la réaction verticale au point B :

$$R_B = 3078 kN$$

On peut d'hors et déjà faire une première comparaison des efforts normaux trouvés analytiquement et ceux trouvés numériquement, en sachant que ces efforts de compression sont appliqués au sommet des parois. Dans le tableau VII. 6 nous allons représenter cette comparaison.

Tableau VII. 6 : résultats de la comparaison des efforts normaux

| éléments | Méthode analytique (kN) | Méthode PLAXIS (kN) | Ecart % |
|----------------|-------------------------|---------------------|---------|
| Paroi centrale | 3078 | 2977 | 3,3 |
| Paroi latérale | 1277 | 1155 | 9,5 |

Une deuxième comparaison est faite en ce qui concerne l'effort tranchant au sommet de la paroi, qui est représentée dans le tableau VII. 7 :

Tableau VII. 7 : résultats de la comparaison de l'effort tranchant

| Élément | Logiciel (kN/ml) | Analytique (kN/ml) | Ecart (%) |
|---------------|------------------|--------------------|-----------|
| Paroi de rive | 631,5 | 870 | 27 |

Calcul de la fiche

On suppose que le remblai et le sable forment un même sol de poids volumique $\delta=20\text{kN/m}^3$ et on considère ce sol comme étant une surcharge uniforme de valeur $q=20\times 9\times 1=180\text{ kN/m}$

Calculons les contraintes horizontales qui s'exercent sur le mur (paroi de rive) pour la détermination de la fiche, en supposant que le mur admet une rotation autour du point d'intersection avec la dalle comme il est représenté sur la figure VII. 13 :

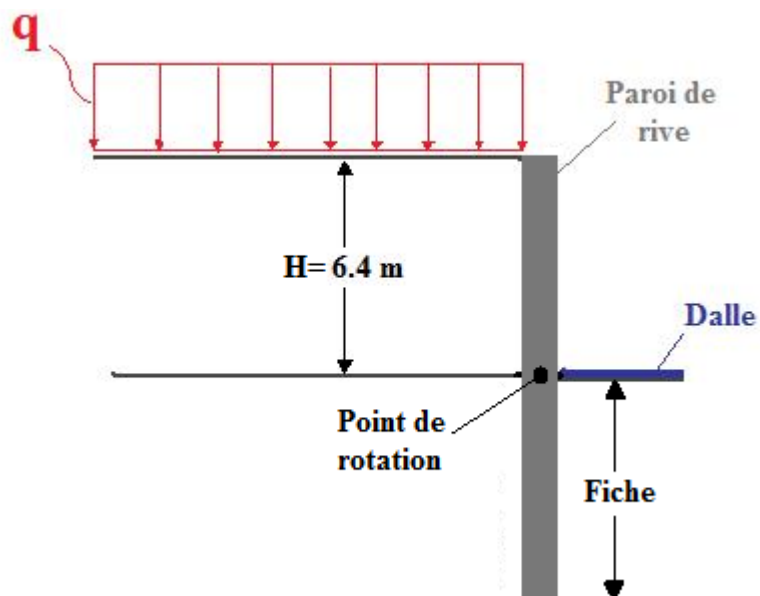


Figure VII.13 : poids des terres retenu par la paroi moulée

Sachant que la force transmise par la voûte au mur fait que le sol se trouve dans un état passif de RANKINE (Butée) on aura la valeur du coefficient de butée à la rupture dans le sable donnée par :

$$K_{p_{\text{sable}}, \text{rupture}} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2(45 + 17.5) = 3.69$$

$K_{p_{\text{sable}}, \text{rupture}}$: coefficient de poussée des terres à l'état passif du sable,

ϕ : angle de frottement interne du sable.

Comme la déformation maximale au sommet de la paroi est de l'ordre de 3 cm, et sachant que l'état passif maximal est atteint quand la déformation en ce même point est de l'ordre de $(H/10)$ soit 64 cm, donc la valeur du coefficient de poussée passif dans notre cas est comprise entre le coefficient de poussée des terres au repos et le coefficient de poussée des terres passif à la rupture :

$$K_0 < K_{p_{sable}} \lll K_{p_{sable, rupture}} \Leftrightarrow 0,546 < K_{p_{sable}} \lll 3,69$$

On prend $K_{p_{sable}} = 1,1$

L'expression de la contrainte horizontale est donnée par :

$$\sigma_{H_{sable}} = (\sigma_v \times K_p + 2c\sqrt{K_p}) \times \cos \delta$$

Avec c : cohésion du sable, δ : angle de frottement sol-structure, donné par $\frac{2}{3}\phi$

Pour le calcul des contraintes on négligera le terme de la cohésion pour aller dans le sens de la sécurité, et on négligera aussi les forces de poussée active.

On calculera les contraintes aux points A, B et C indiqués sur la figure **VII. 14**

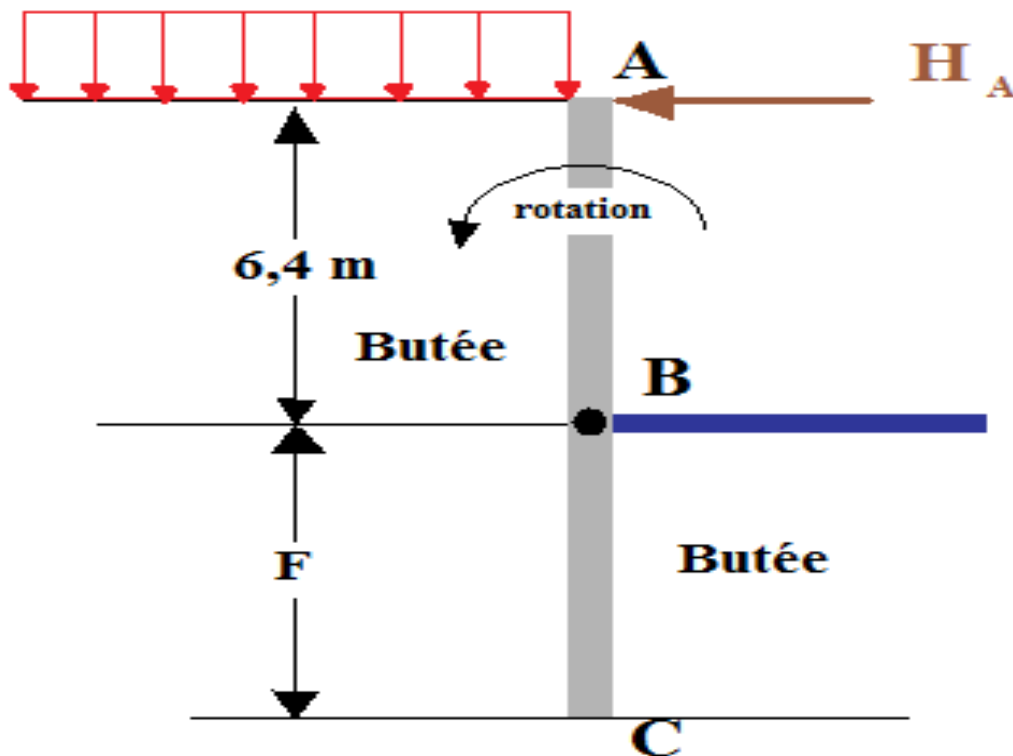


Figure VII.14 : points A,B et C

La contrainte horizontale au point A ($z=0$) est :

$$\sigma_{H_{sable}} = (180 \times K_p) \times \cos \delta$$

$$\sigma_{H_{sable}} = (180 \times 1,1) \times \cos(23,1^\circ) = 182,12 \text{ kN/m/ml}$$

La contrainte horizontale au point B dans le sable (z=6.4m) est :

$$\sigma_{H_{sable}} = (\sigma_v \times K_p) \cos \delta$$

$$\sigma_{H_{sable}} = \{[(6.4 \times 20) + 180] \times 1,1\} \cos(23,1^\circ) = 311,64 \text{ kPa}$$

La contrainte horizontale au point B dans la marne coté butée (z=6.4m) est :

$$\sigma_{H_{marne}} = (\sigma_v \times K_p) \cos \delta = 0 \text{ (la dalle n'étant pas encore réalisée)}$$

$$\text{Avec : } K_0 < K_{p_{marne}} \lll K_{p_{marne, rupture}} \Leftrightarrow 0,426 < K_{p_{sable}} \lll 2,66$$

$$K_{p_{marne}} = 0,86$$

La contrainte horizontale au point C dans la marne coté butée est :

$$\sigma_{H_{marne}} = (\sigma_v \times K_p) \cos \delta$$

$$\sigma_{H_{marne}} = (21 \times F \times 0,86) \times \cos(18^\circ) = 17,18F$$

La somme des moments en fonction de la fiche (F) par rapport au point de rotation nous donne la valeur de F, où : F = 5,50 pour aller dans le sens de la sécurité on prendra une fiche de 6 m. le diagramme des contraintes est représenté sur la figure VII. 15 :

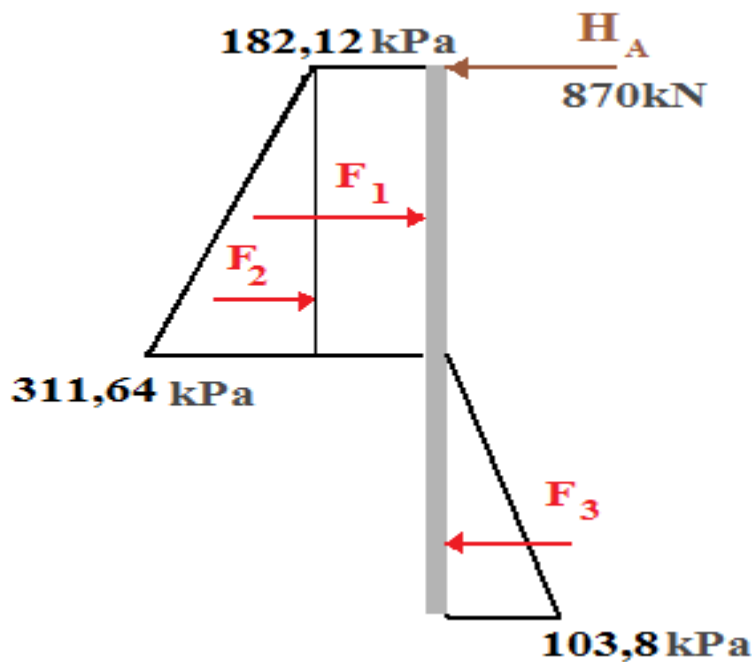


Figure VII.15 : Diagramme force de poussée passive

VII.9.ETUDE DYNAMIQUE

La région d'Alger est une région à forte sismicité (zone 3), ainsi pour écarter tout risque d'instabilité, un calcul des sollicitations sismiques est indispensable dans notre étude. Nous aborderons deux méthodes analytiques.

VII.10.LA METHODE RUSSE [12]

La charge verticale sismique est déduite directement de la charge statique verticale en appliquant la formule suivante :

$$D_v = P_v + \alpha_v P_v$$

Où :

P_v : Charge verticale statique

α_v : Coefficient de l'accélération sismique

Pour la région d'Alger l'accélération sismique est égale à 0.3g

VII.11.METHODE DE MONONOBE OKABE [12]

Cette méthode s'appuie sur la formule de NEWMARK :

Force sismique = force statique + 0,2 force statique + 0,4 x 0,2 force statique = 1,28 force statique.

En résumé ces deux méthodes donnent des résultats similaires ainsi l'étude sismique se fera par une majoration de 30% des sollicitations statiques.

Les sollicitations sismiques sont données dans les tableaux suivants :

Tableau VII.8 : *effort sismique de la double voûte*

| Voûte | | |
|--------------|----------------------|----------------------|
| Effort | statique | Sismique |
| N (kN /ml) | 1.62 10 ³ | 2.11 10 ³ |
| T(KN /ml) | 662.93 | 861.81 |
| M(kN .m /ml) | 2.36 10 ³ | 3.07 10 ³ |

Tableau VII.9 : *effort sismique de la paroi centrale*

| Paroi moulée centrale | | |
|-----------------------|----------------------|----------------------|
| Effort | Statique | Sismique |
| N (kN /ml) | 3.15 10 ³ | 4.09 10 ³ |
| T(kN /ml) | 252.06 | 327.68 |
| M(kN .m /ml) | 333.23 | 433.20 |

Tableau VII.10 : effort sismique de la paroi latérale

| Paroi moulée latérale | | |
|-----------------------|----------------------|----------------------|
| Effort | Statique | Sismique |
| N (kN /ml) | 1.32 10 ³ | 1.72 10 ³ |
| T(kN /ml) | 581.23 | 755.60 |
| M(kN .m /ml) | 1.06 10 ³ | 1.38 10 ³ |

Tableau VII.11 : effort sismique du radier

| Radier | | |
|--------------|----------|----------|
| Effort | Statique | Sismique |
| N (kN /ml) | 878.56 | 1142.13 |
| T(kN /ml) | 399.98 | 519.97 |
| M(kn .m /ml) | 574 .84 | 747.30 |

VII.10.CONCLUSION

Après un calcul numérique détaillé (logiciel PLAXIS) des différentes phases de construction qui nous permet la détermination des sollicitations maximales agissantes sur les éléments de la structure, on remarque que la phase 5 est la plus défavorable pour la paroi centrale et que les phases 8 et 9 le sont pour les parois de rives et pour la double voûte.

Le logiciel PLAXIS tient compte de l'interaction entre le sol et la structure, basé sur la méthode des éléments finis, nous donne des résultats très précis.

La comparaison des efforts qui a été faite est représentée dans le tableau suivant :

Tableau VII.12 : Résultat de comparaison entre calcul numérique et calcul analytique

| Type de sollicitation | Logiciel (PLAXIS) | Analytique | Ecart |
|--|-------------------|-------------|-------------|
| Efforts normal paroi de rive (kN/ml) | 1155 | 1277 | 9,5% |
| Efforts tranchant paroi de rive (kN/ml) | 631,5 | 870 | 27% |
| Effort normale paroi centrale (kN/ml) | 2977 | 3078 | 3,3% |

On voit un écart inférieur à 10% dans la comparaison des efforts normaux ce qui est très acceptable mais l'écart assez important de l'effort tranchant est due aux approximation faite sur le chargement et les déplacements.

En réalité l'étude dynamique est une étude pseudo statique car elle se résume à la majoration des effort de 30%, en suite on dimensionne l'ouvrage avec ces efforts majorés.

Conclusion générale

Les tranchées couvertes sont des tunnels, généralement en béton armé, construits à ciel ouvert sur un terrain préalablement aménagé (avec ou sans l'excavation d'une fouille) avant d'être recouverts progressivement d'un matériau de remblayage mis en place par couches puis compacté.

Dans le cadre de la réalisation de tunnels peu profonds, la technique de construction à ciel ouvert demeure la mieux appropriée en raison des avantages qu'elle présente en matière de coûts et de délais de réalisation.

Néanmoins, cette méthode de construction présente des inconvénients dans les zones urbaines compte tenu des difficultés rencontrées dans les opérations d'implantation des installations, d'évacuation des déblais et de bétonnage et ce, sans évoquer les contraintes qui pourraient être rencontrées lors de la réalisation des murs de soutènement (obstacles souterrains : réseaux non repérés, anciennes constructions...).

Notre étude du tunnel de BENCHAOUA a consisté à l'évaluation des sollicitations lors des différentes phases de réalisation afin de dimensionner les éléments structuraux (parois, voûtes, radier), et une comparaison des sollicitations trouvées numériquement avec celles trouvées analytiquement (méthode des équilibres limites).

Si la technique à ciel ouvert venait à être retenue pour la réalisation d'un tunnel en zone urbaine, il serait judicieux de recueillir toutes les données nécessaires à même de faciliter la réalisation de l'ouvrage dans les conditions optimales, ce qui permettrait d'éviter toutes retombées négatives inhérentes aux coûts et aux délais de réalisation.

Dans notre cas une étude géotechnique a été effectuée dans la zone où sera construit le futur tunnel de BENCHAOUA pour la détermination des paramètres de résistance du sol et cette étude s'est traduite par la réalisation de deux campagnes de reconnaissance géotechnique qui ont stratifiées le sol en deux couches (un sable argileux dans les 12 premiers mètres de profondeur et au delà une marne sablonneuse).

Le soutènement des terres a été réalisé par le biais du procédé parois moulée et l'avantage de ce dernier est qu'il apporte minimum de gêne à la circulation.

Quant aux méthodes de calcul utilisées, il est à noter que les résultats obtenus par la méthode des équilibres limites des poussées et butées comparés à ceux donnés par le logiciel PLAXIS sont très proches, car ce dernier ne fait pas d'approximation sur le sol mais tient réellement compte des caractéristiques de résistance mécanique et de l'interaction sol-structure .

Mais bien que le logiciel PLAXIS soit performant et donne des résultats précis, seuls l'expérience et le bon sens de l'ingénieur sauront apprécier les résultats .

Références bibliographiques

- [1] Dossier pilote des tunnels « Section1– Introduction », Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement– direction des routes, Juillet 1998
- [2] : «Cahier d'Éléments Géotechniques et Géologiques– Document N° : L1B GCG A1 NT 2 », ENSITRANS
- [3] Dossier pilote des tunnels « Section4– Procédés de creusement et soutènement» Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement– direction des routes, Juillet 1998
- [4] C.BRICE, P.KAROLOUS « Projet de recherche documentaire– Techniques de construction de tunnels en milieu urbain », U.L.B– Faculté des Sciences Appliquées.
- [5] A.MAYER « les parois moulées dans le sol », Editions Eyrolles, 1972
- [6] P.BOUQUET « Pieux et palplanches », Techniques de l'Ingénieur, traité de Construction.
- [7] « Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées »,Mars-avril 1985.
- [8] R.B.J. BRINKGEREVE, P.A. VERMEER : « PLAXIS Version 8, manuel de référence», DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [9] R.HOLTZ, W.KOVACS, « Introduction à la géotechnique », Editions de l'école polytechnique de Montréal, 1991
- [10] JEAN-LOUIS BATOZ, GOURI DHATT « Modélisation des structures par éléments finis volume 2 », Hermès paris 1990.
- [11] JEAN-LOUIS BATOZ, GOURI DHATT « Modélisation des structures par éléments finis volume 3 », Hermès paris 1990.
- [12] C .CHERCHALI « TUNNEL Calcul Revêtement Définitif Tome 2 », O.P.U 1993.

Annexe A

DIMENSIONNEMENT

1. VOUTE A X=0

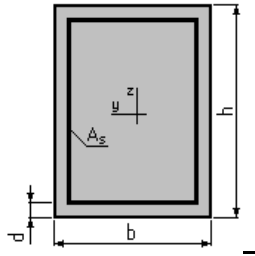
Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section comprimée:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 10,0 \text{ (cm)}$$

Forces:

| | N (kN) |
|------------------------------------|----------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 0,000 |
| Etat Limite de Service | 2106,000 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,000 |

Résultats:

Résistance des Matériaux:

| | | | | | |
|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Section brute | $B = 10000,0$ | (cm ²) | Section réduite | $B_r = 9604,0$ | (cm ²) |
| Long flambement | $I_{fy} = 3,0$ | (m) | Long flambement | $I_{fz} = 3,0$ | (m) |
| Inertie | $I_y = 8333333,3$ | (cm ⁴) | Inertie | $I_z = 8333333,3$ | (cm ⁴) |
| Rayon de giration | $i_y = 28,9$ | (cm) | Rayon de giration | $i_z = 28,9$ | (cm) |
| Elancement | $\lambda_y = 10,4$ | | Elancement | $\lambda_z = 10,4$ | |
| | $\alpha = 0,00$ | | N_u (béton seul) | $= 0,000$ | (kN) |

Béton:

$$\sigma \text{ (ELS)} = 1,7 \text{ (MPa)}$$

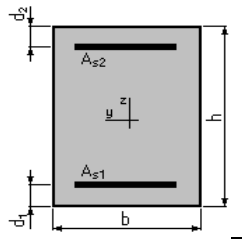
$$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$$

Acier:

| | | |
|-------------------|---------------|----------------------------|
| Section théorique | A_s | = 100,0 (cm ²) |
| Section minimum | $A_{s\ min}$ | = 100,0 (cm ²) |
| Section maximum | $A_{s\ max}$ | = 500,0 (cm ²) |
| théorique | ρ | = 1,50 (%) |
| minimum | ρ_{\min} | = 1,00 (%) |
| maximum | ρ_{\max} | = 5,00 (%) |

2. VOUTE A X=L/2**Hypothèses:****Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)****Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section travaillant en flexion composée:

| | | |
|-------|---------|------|
| b | = 100,0 | (cm) |
| h | = 100,0 | (cm) |
| d_1 | = 10,0 | (cm) |
| d_2 | = 10,0 | (cm) |

Efforts appliqués:

| Cas N ^o | Type | N (kN) | M (kN*m) |
|--------------------|------|----------|-----------|
| 1. | ELS | 2106,000 | -1755,000 |

Résultats:**Sections d'Acier:**

| | | | |
|-------------------|--|-------------------|---|
| Section théorique | $A_{s1} = 0,0$ (cm ²) | Section théorique | $A_{s2} = 89,9$ (cm ²) |
| Section minimum | $A_{s\ min} = 31,5$ (cm ²) | Section maximum | $A_{s\ max} = 225,0$ (cm ²) |
| théorique | $\rho = 1,00$ (%) | | |
| minimum | $\rho_{\min} = 0,35$ (%) | maximum | $\rho_{\max} = 2,25$ (%) |

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 2106,000 (kN)** **M = -1755,000 (kN*m)**

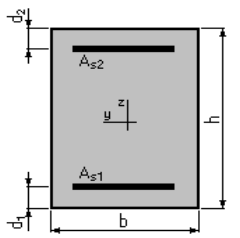
Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 50,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 73,0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14,0$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 161,3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s,lim} = 161,3$ (MPa)

3. VOUTE A X=L**Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 100,0$ (cm)
 $d_1 = 10,0$ (cm)
 $d_2 = 10,0$ (cm)

Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN) | M (kN*m) |
|--------|------|----------|----------|
| 1. | ELS | 2106,000 | 3068,000 |

Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 195,2$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 72,7$ (cm²)

| | | | |
|---------------------------|-----------------------------|-----------------|------------------------------|
| Section minimum théorique | $A_{s\ min} = 31,5\ (cm^2)$ | Section maximum | $A_{s\ max} = 225,0\ (cm^2)$ |
| minimum | $\rho = 2,98\ (\%)$ | maximum | $\rho_{max} = 2,25\ (\%)$ |
| | $\rho_{min} = 0,35\ (\%)$ | | |

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 2106,000 (kN)** **M = 3068,000 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 52,4\ (cm)$
 Bras de levier: $Z = 72,5\ (cm)$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15,0\ (MPa)$
 Contrainte limite: $0,6\ f_{cj} = 15,0\ (MPa)$

Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 161,3\ (MPa)$
 comprimée: $\sigma_s' = 182,1\ (MPa)$
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 161,3\ (MPa)$

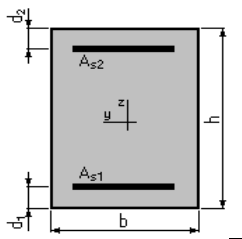
4. PAROI MOULEE LATERALE

Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0\ (MPa)$ **Acier: $f_e = 400,0\ (MPa)$**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section travaillant à la flexion composée:



$b = 100,0\ (cm)$
 $h = 100,0\ (cm)$
 $d_1 = 10,0\ (cm)$
 $d_2 = 10,0\ (cm)$

Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN) | M (kN*m) |
|--------|------|----------|----------|
| 1. | ELS | 1716,000 | 1378,000 |

Résultats:**Sections d'Acier:**

| | | | |
|-------------------|---|-------------------|---|
| Section théorique | $A_{s1} = 60,1 \text{ (cm}^2\text{)}$ | Section théorique | $A_{s2} = 60,1 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum | $A_{s \text{ min}} = 100,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ | Section maximum | $A_{s \text{ max}} = 500,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| théorique | $\rho = 1,20 \text{ (\%)}\text{}$ | | |
| minimum | $\rho_{\text{min}} = 1,00 \text{ (\%)}\text{}$ | maximum | $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}\text{}$ |

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 1716,000 (kN)** **M = 1378,000 (kN*m)**

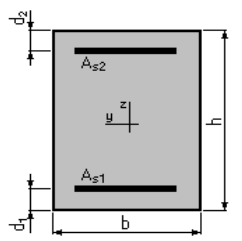
| | |
|---------------------------|-----------------------------------|
| Coefficient de sécurité: | 1,00 |
| Position de l'axe neutre: | $y = 42,4 \text{ (cm)}$ |
| Bras de levier: | $Z = 75,9 \text{ (cm)}$ |
| Contrainte maxi du béton: | $\sigma_b = 9,6 \text{ (MPa)}$ |
| Contrainte limite: | $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$ |

| | |
|-------------------------------|--|
| Contrainte de l'acier: | |
| tendue: | $\sigma_s = 161,3 \text{ (MPa)}$ |
| comprimée: | $\sigma_s' = 109,6 \text{ (MPa)}$ |
| Contrainte limite de l'acier: | $\sigma_{s \text{ lim}} = 161,3 \text{ (MPa)}$ |

5. PAROI MOULEE CENTRALE**Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$ **Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section travaillant en flexion composée:

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 100,0 \text{ (cm)}$$

$d_1 = 10,0$ (cm)
 $d_2 = 10,0$ (cm)

Efforts appliqués:

| Cas N ^o | Type | N (kN) | M (kN*m) |
|--------------------|------|----------|----------|
| 1. | ELS | 4100,000 | 433,200 |

Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|---|-------------------|---|
| Section théorique | $A_{s1} = 50,0$ (cm ²) | Section théorique | $A_{s2} = 50,0$ (cm ²) |
| Section minimum | $A_{s\ min} = 100,0$ (cm ²) | Section maximum | $A_{s\ max} = 500,0$ (cm ²) |
| théorique | $\rho = 1,00$ (%) | | |
| minimum | $\rho_{\min} = 1,00$ (%) | maximum | $\rho_{\max} = 5,00$ (%) |

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELS N = 4100,000 (kN) M = 433,200 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,69
 Position de l'axe neutre: $y = 138,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 49,4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,6$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

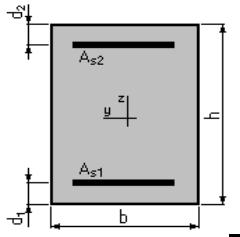
Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 77,7$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 161,3$ (MPa)

6. RADIER

Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:

$$\begin{aligned}
 b &= 100,0 & (\text{cm}) \\
 h &= 50,0 & (\text{cm}) \\
 d_1 &= 10,0 & (\text{cm}) \\
 d_2 &= 10,0 & (\text{cm})
 \end{aligned}$$

Efforts appliqués:

| Cas N ^o | Type | N (kN) | M (kN*m) |
|--------------------|------|----------|----------|
| 1. | ELS | 1141,000 | 746,000 |

Résultats:**Sections d'Acier:**

| | | | |
|-------------------|---|-------------------|---------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 110,7 \text{ (cm}^2\text{)}$ | Section théorique | $A_{s2} = 91,9 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum | $A_{s\text{min}} = 6,1 \text{ (cm}^2\text{)}$ | | |
| théorique | $\rho = 5,06 \text{ (\%)}$ | | |
| minimum | $\rho_{\text{min}} = 0,15 \text{ (\%)}$ | | |

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELS N = 1141,000 (kN) M = 746,000 (kN*m)

| | |
|---------------------------|-----------------------------------|
| Coefficient de sécurité: | 1,00 |
| Position de l'axe neutre: | $y = 23,3 \text{ (cm)}$ |
| Bras de levier: | $Z = 32,2 \text{ (cm)}$ |
| Contrainte maxi du béton: | $\sigma_b = 15,0 \text{ (MPa)}$ |
| Contrainte limite: | $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$ |

| | |
|-------------------------------|--|
| Contrainte de l'acier: | |
| tendue: | $\sigma_s = 161,3 \text{ (MPa)}$ |
| comprimée: | $\sigma_s' = 128,4 \text{ (MPa)}$ |
| Contrainte limite de l'acier: | $\sigma_{s\text{lim}} = 161,3 \text{ (MPa)}$ |

| éléments | | $A_{S1} (cm^2)$ | | $A_{St} (cm^2)$ |
|-----------------------|-------|--------------------------|----------------|-----------------|
| | | $A_{S1}(cm^2)$ | $A_{S2}(cm^2)$ | |
| voûte | X=0 | 100 | | 34,35 |
| | X=L/2 | 0 | 89,4 | 25,18 |
| | X=L | $A_{Smin}=31,5$ 195,2 | 72,7 | 55,68 |
| Paroi moulée latérale | | 60,1 | 60,1 | 20,13 |
| Paroi moulée centrale | | 50 | 50 | 19,24 |
| Radier | | 110,7 | 91,9 | 48,70 |

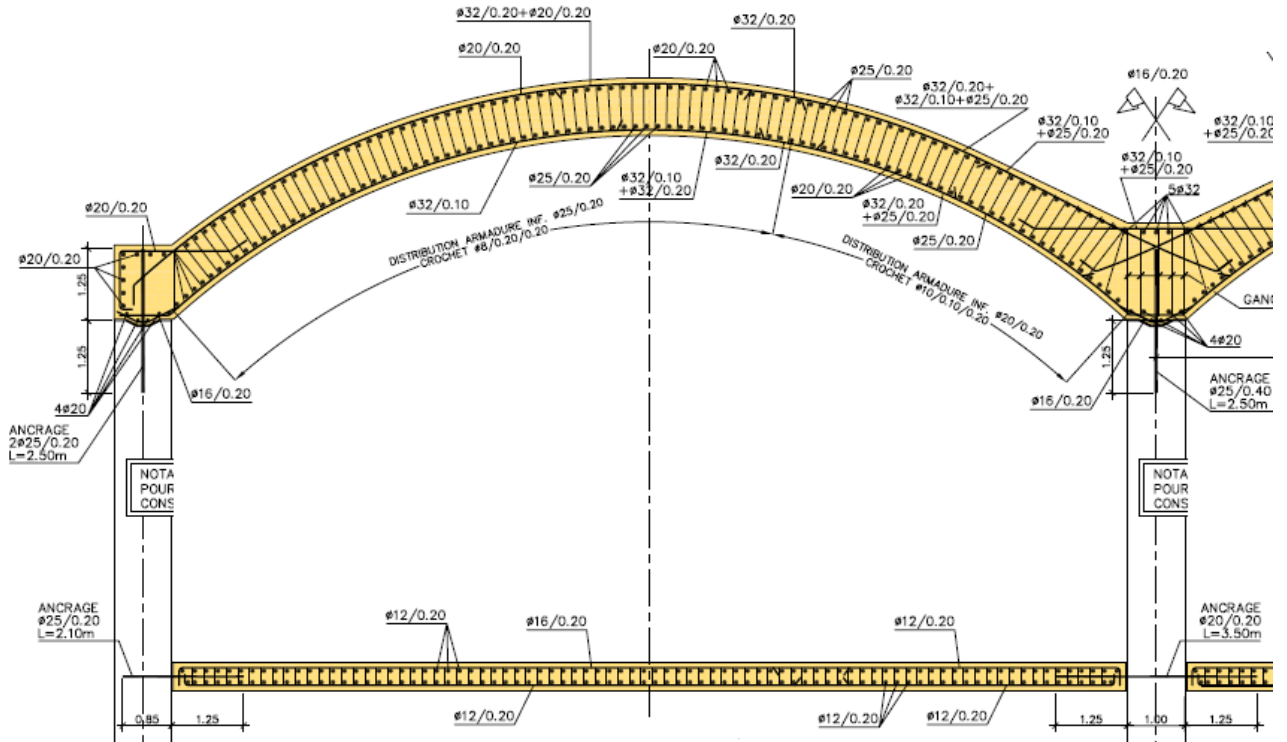


Figure 1 : ferrailage de la voûte et du radier

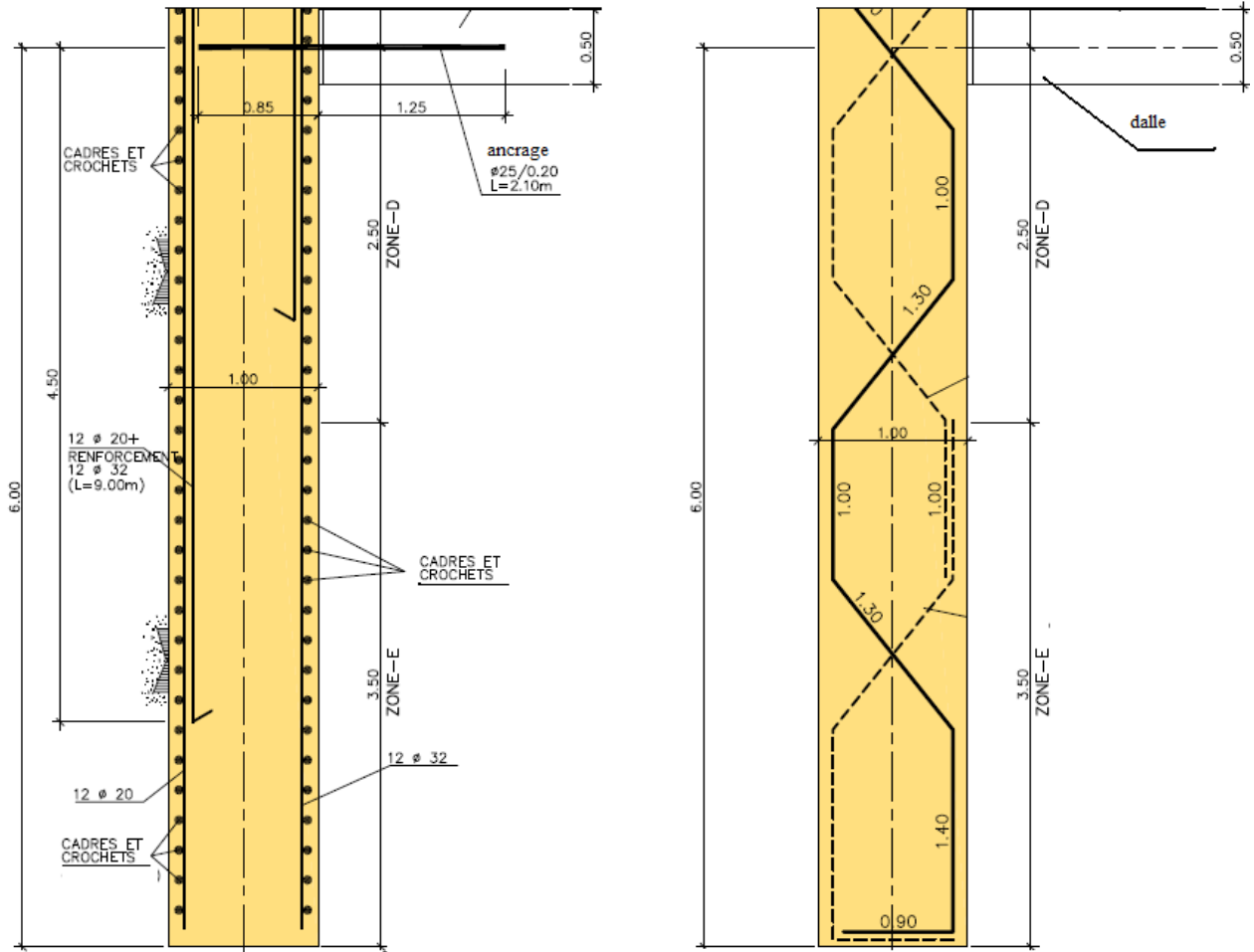


Figure 2 : coupe ferrailage de la partie ancrée de la paroi latérale

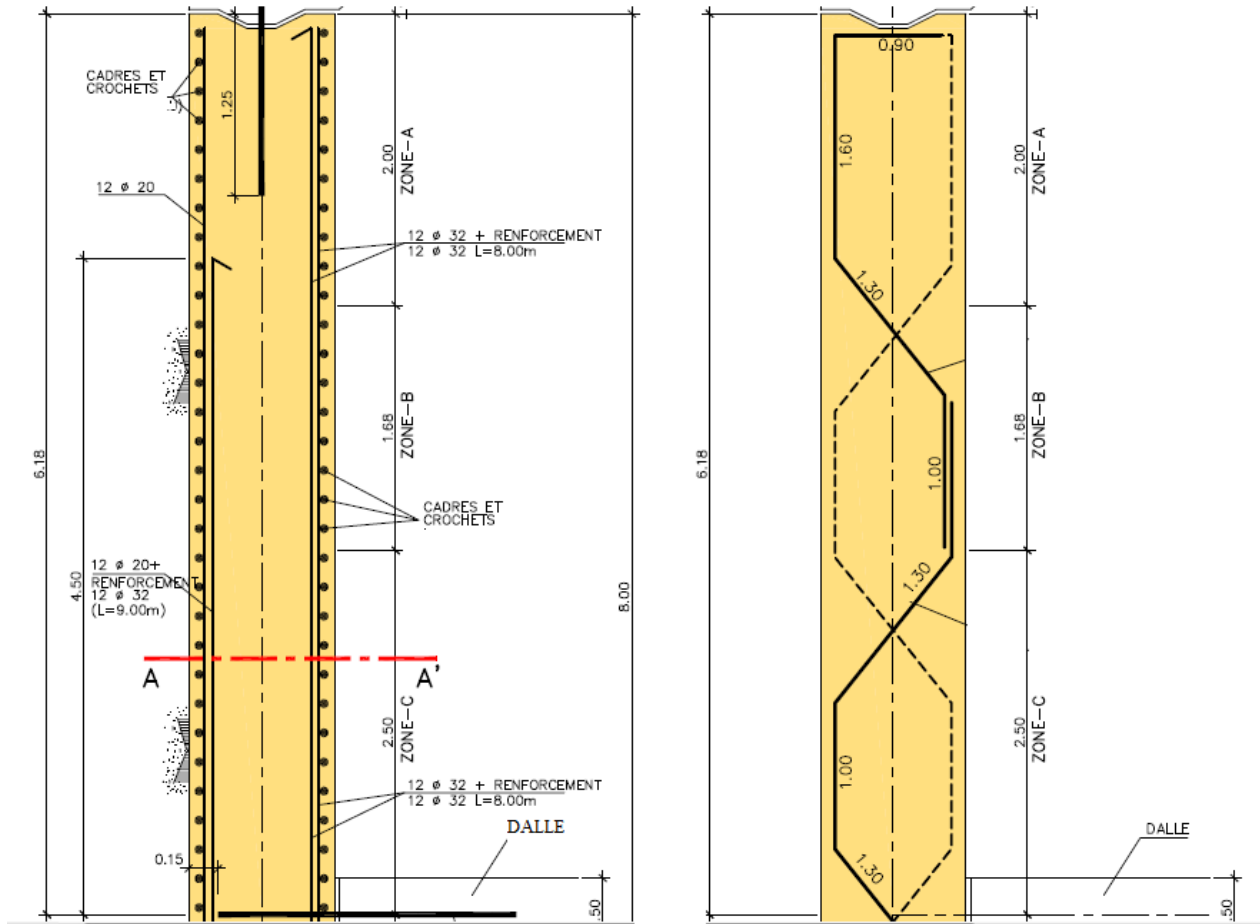


Figure 3 : coupe ferrailage de la paroi moulée au dessus de la dalle

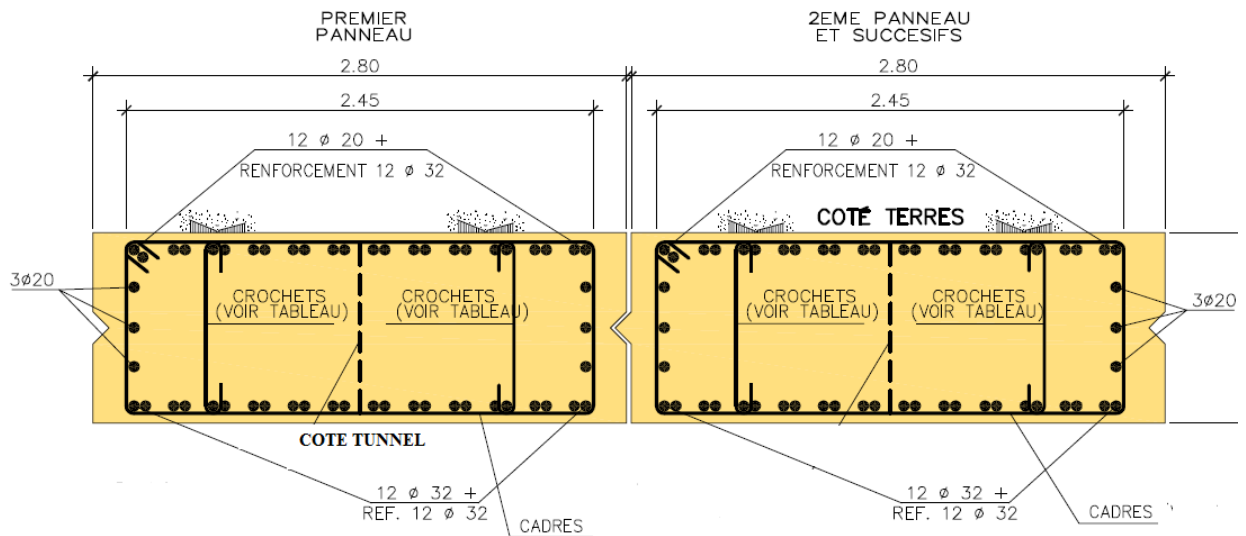


Figure 4 : coupe A - A'

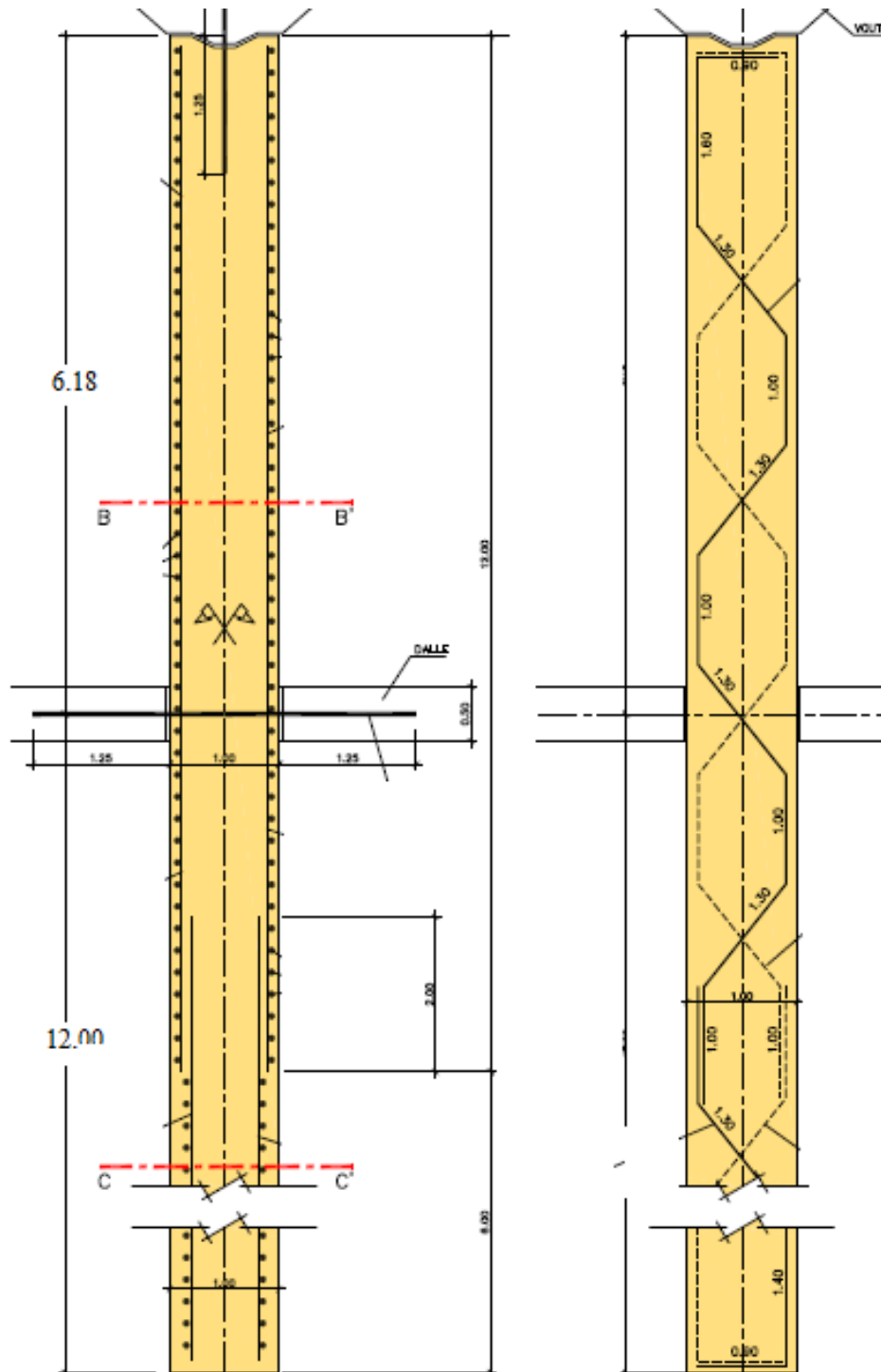


Figure 5 : coupe ferrailage paroi centrale

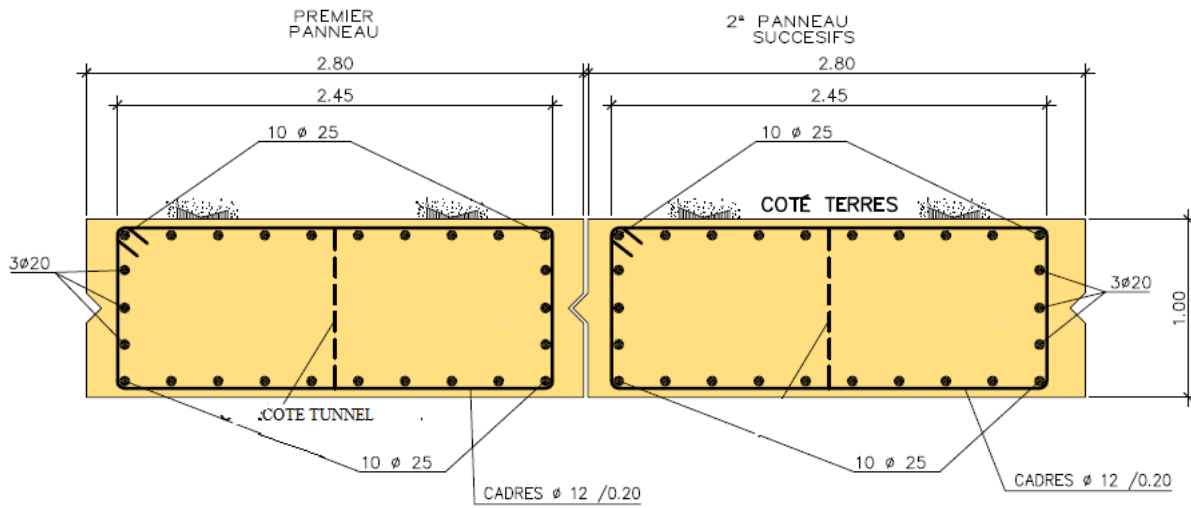


Figure 6 : coupe B-B'

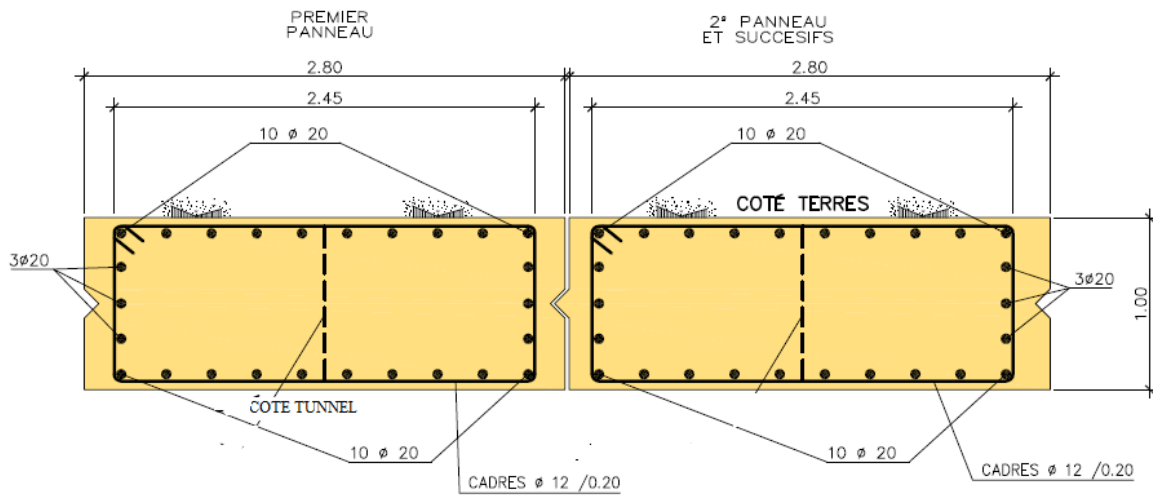


Figure 7 : coupe C-C'

Annexe B

PREMIERE COMPAGNE DE RECONNAISSANCE

La 1^{ère} campagne de reconnaissance géotechnique s'est faite en janvier 2007 et qui s'est traduite par 3 sondages carottés (S22+840, S23+100, S23+260), la figure suivante montre l'emplacement des trois sondages .

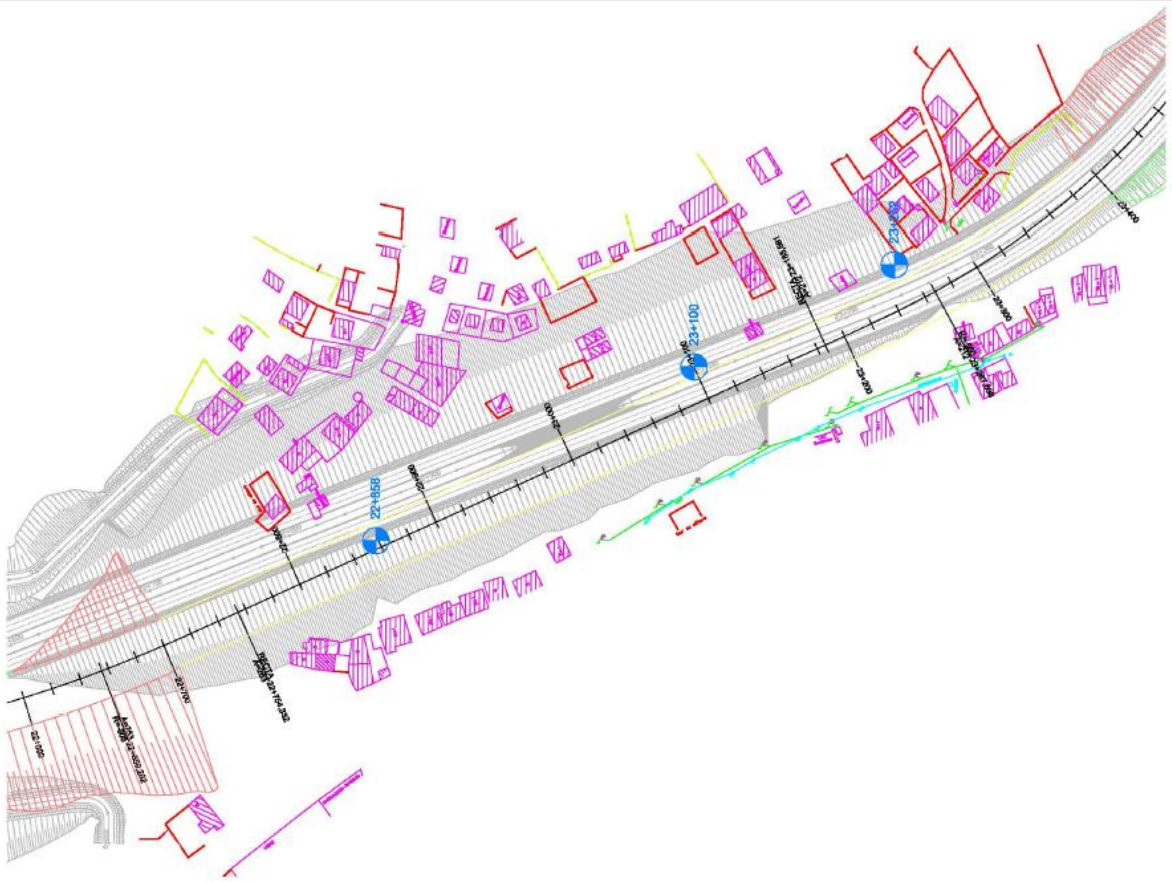


Figure 1 : *Emplacement des sondage effectués en 2007*

La stratigraphie obtenue des sondages est illustré dans les figures qui suivent :

Sondage S22+840

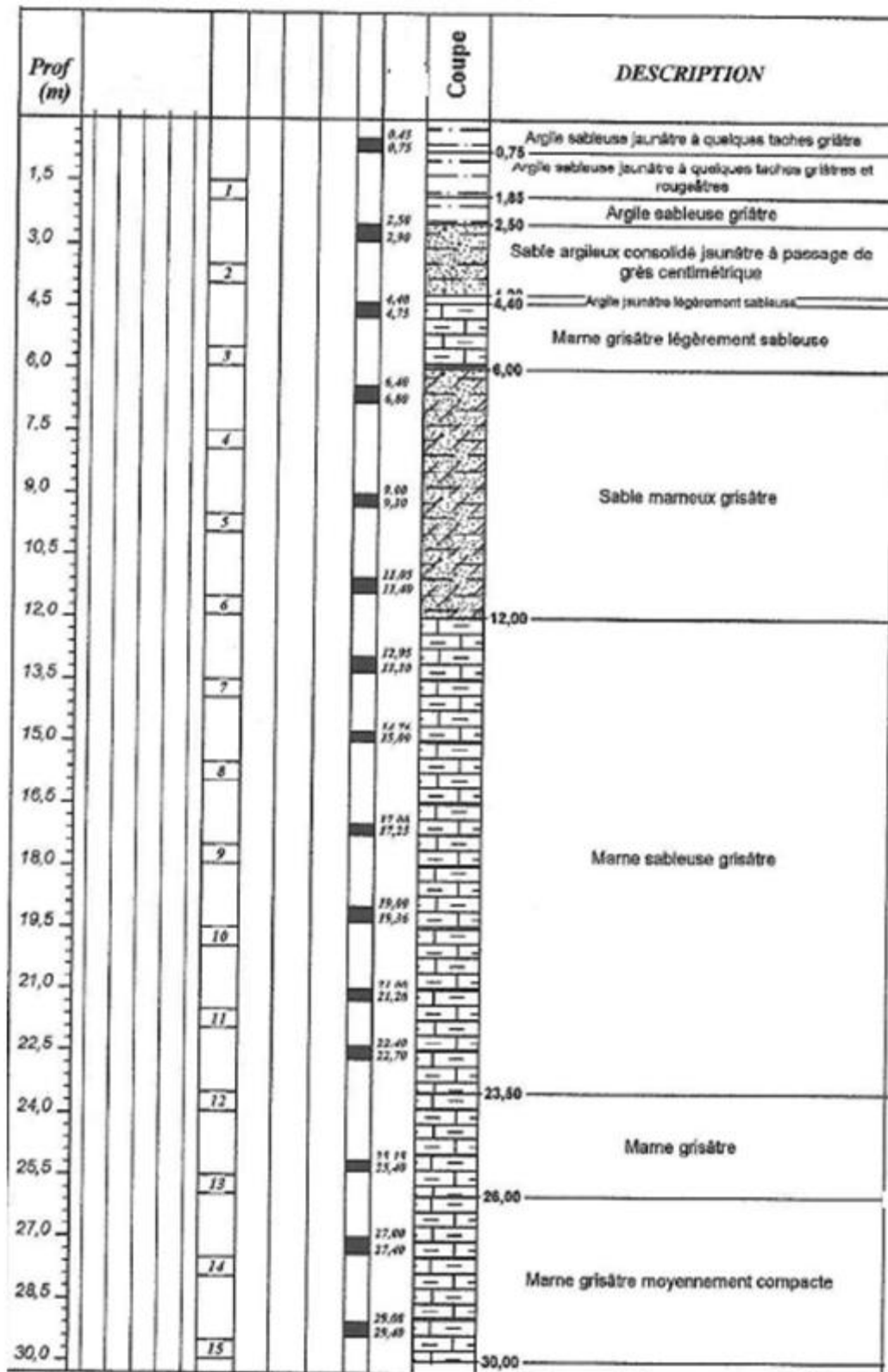


Figure 2 : Stratigraphie du S22+840

Sondage S23+100

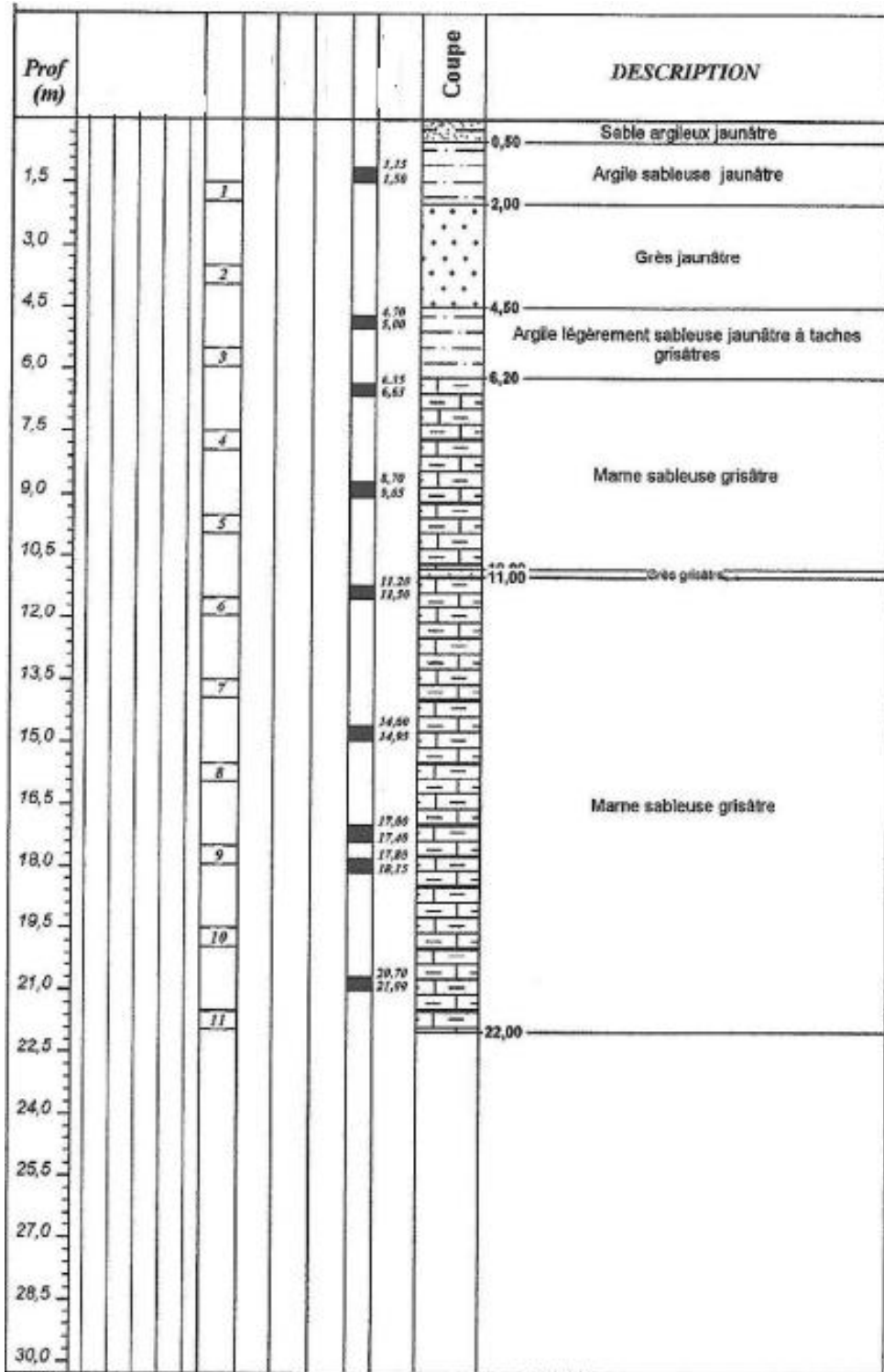


Figure 3 :Stratigraphie (S22+840)

Sondage S23+260

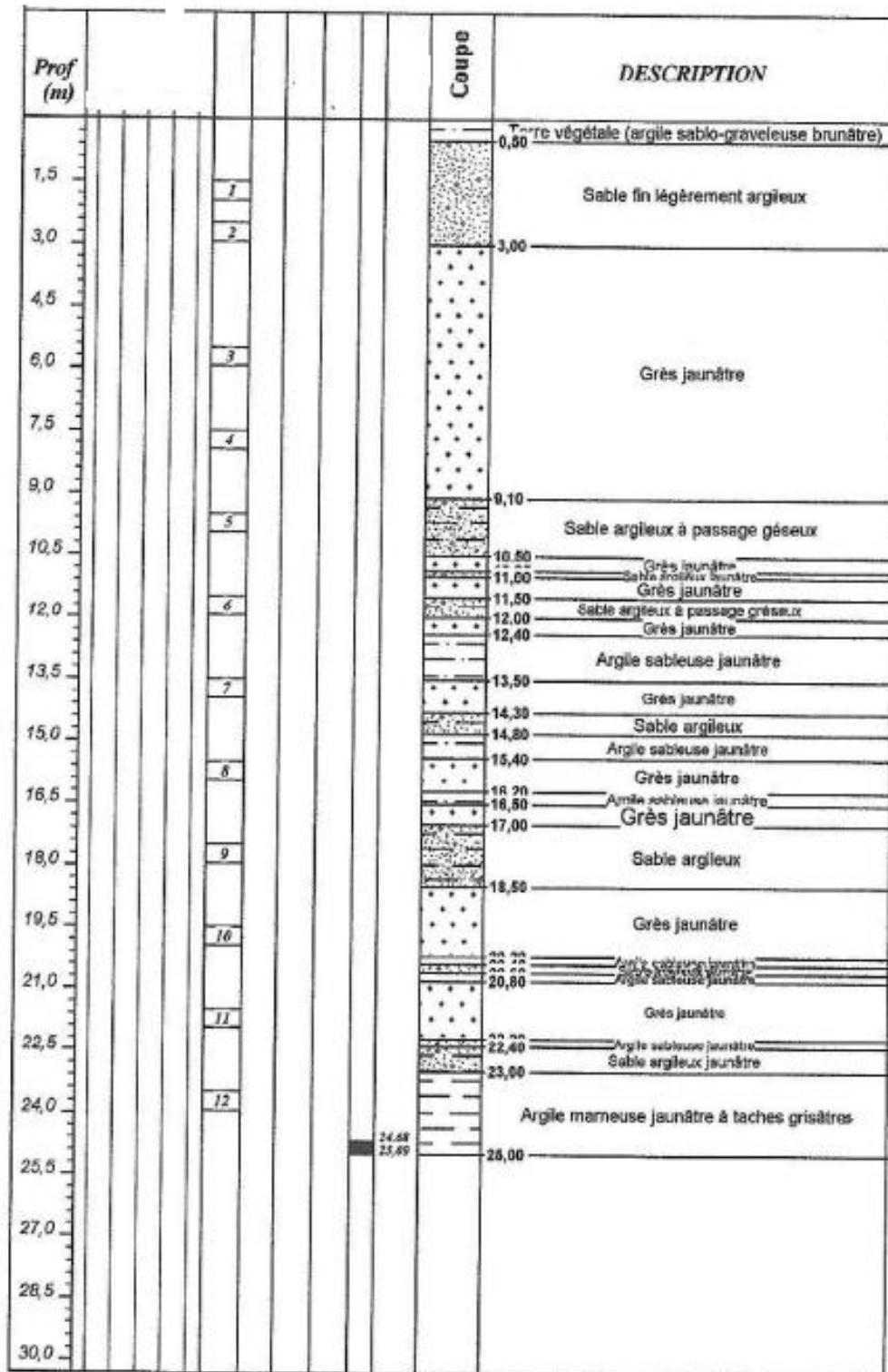


Figure 4 : Stratigraphie du S23+260

Trois autres sondages(SM10 ,SM10B,SM11) ont été effectués en janvier 2008

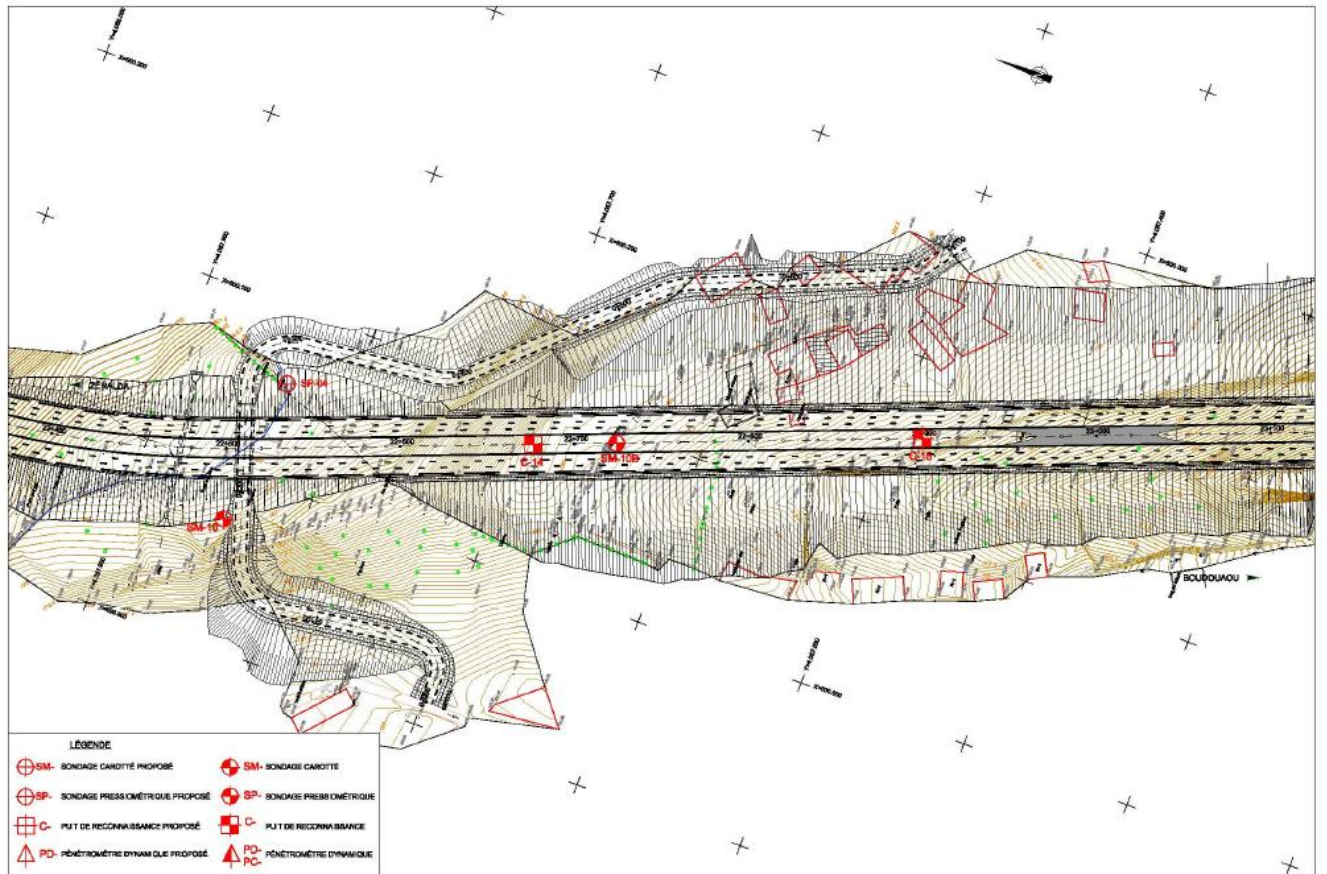


Figure 5 : *Emplacement des sondages effectués en 2008*

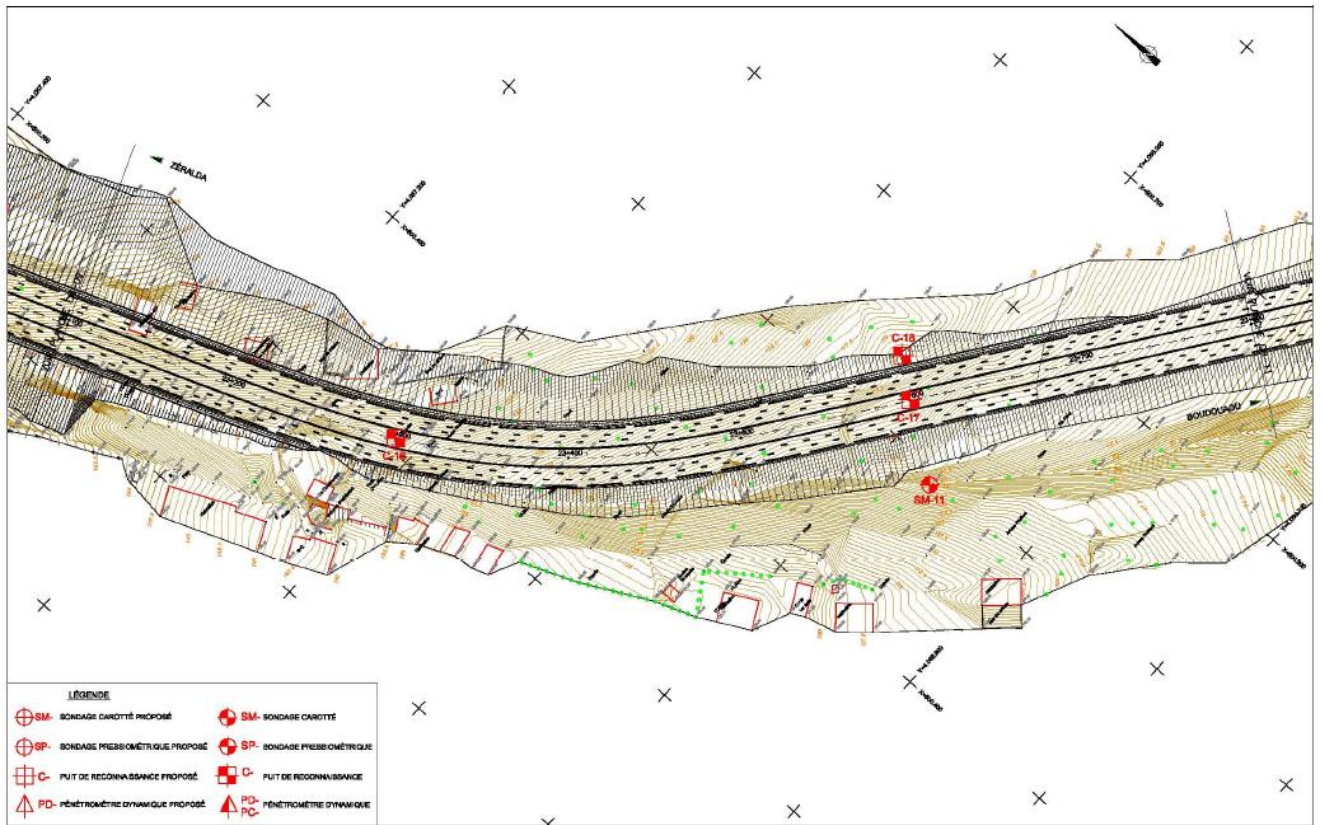


Figure 6 : emplacement des sondages effectués en 2008

La stratigraphie des trois sondages est illustrées dans les figures qui suivent
sondage SM 10

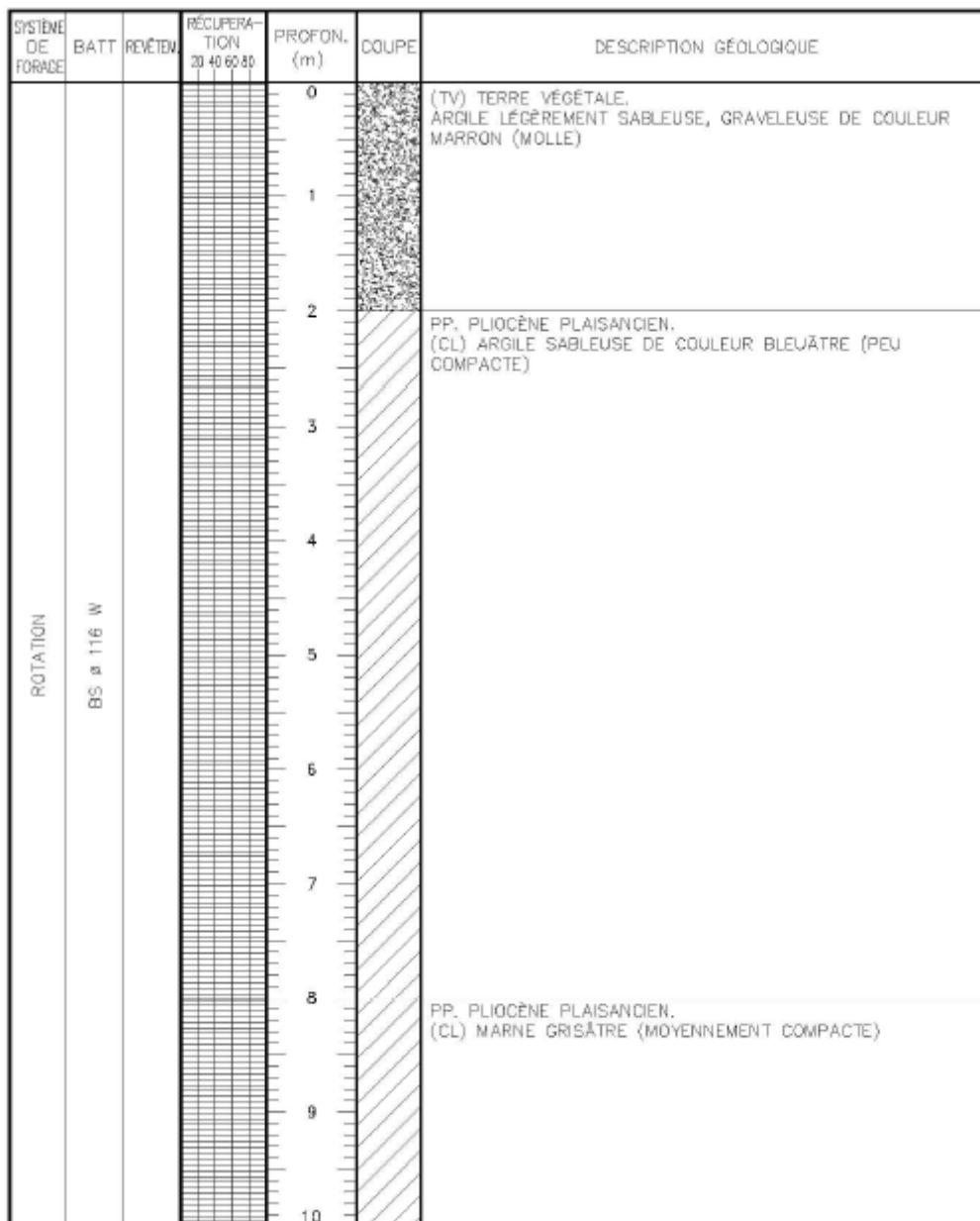


Figure 7 : stratigraphie SM10

| SYSTÈME DE FORAGE | BATT | REVÊTEM | RÉCUPÉRATION | | | PROFON. (m) | COUPE | DESCRIPTION GÉOLOGIQUE |
|-------------------|------------|---------|--------------|----|-------|-------------|---|---|
| | | | 20 | 40 | 60/80 | | | |
| ROTATION | BS ø 116 W | | | | | 10 | PP. PLIOCÈNE PLAISANCIEN. (CL) MARNE GRISÂTRE (MOYENNEMENT COMPACTE) | |
| | | | | | | 11 | | - Au delà de 11.00m de profondeur la COMPACTÉ DEVIENT COMPACTE |
| | | | | | | 12 | | |
| | | | | | | 13 | | |
| | | | | | | 14 | | |
| | | | | | | 15 | | |
| | | | | | | 16 | | |
| | | | | | | 17 | | |
| | | | | | | 18 | | |
| | | | | | | 19 | | - Au delà de 19.00m de profondeur la COMPACTÉ DEVIENT TRÈS COMPACTE |
| | | | | | | 20 | | |

Figure 8 : Stratigraphie SM10

Sondage SM 10B

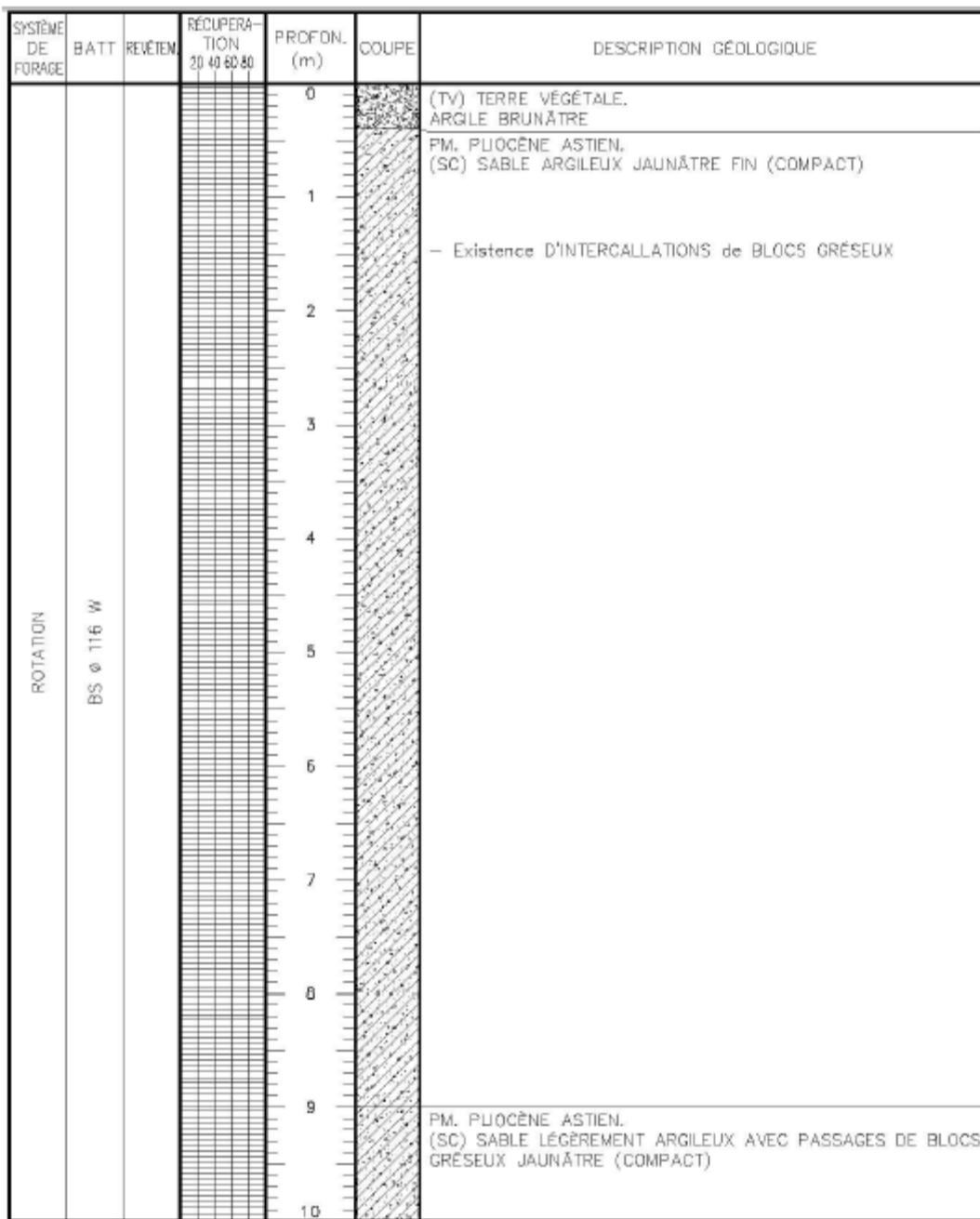


Figure 10 : stratigraphie SM10B

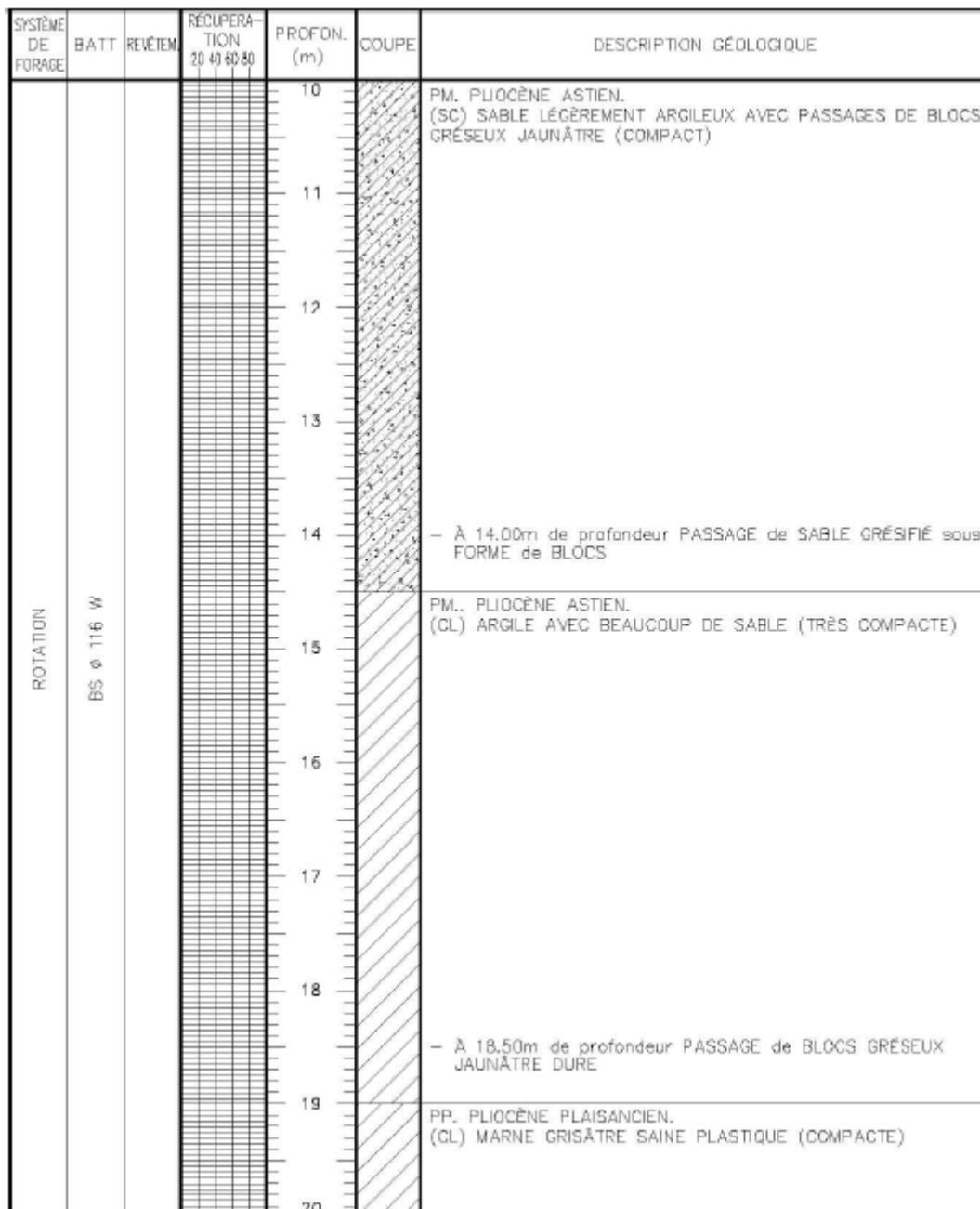


Figure 11 : stratigraphie SM10B

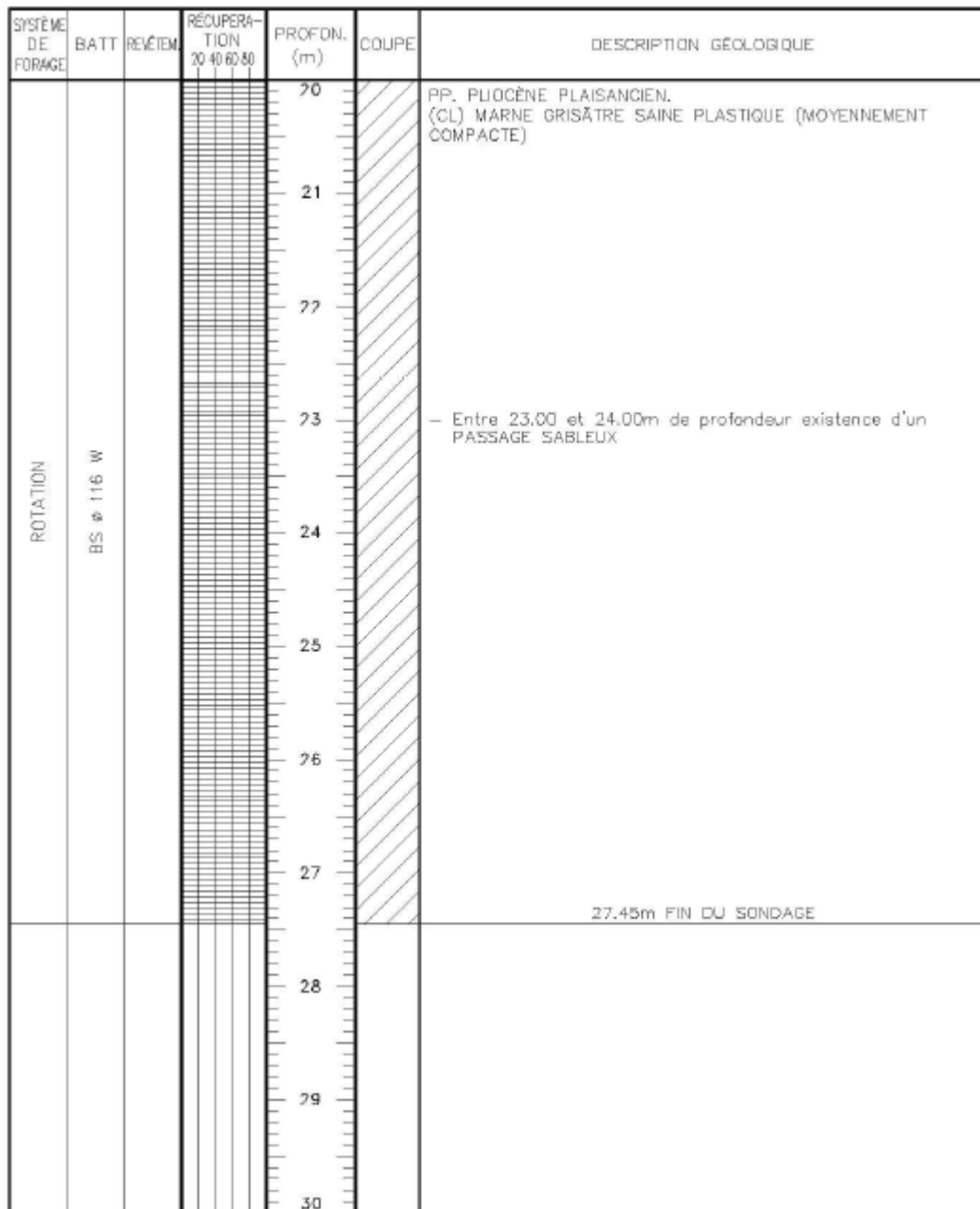


Figure 12 : stratigraphie SM10B

Sondage SM 11

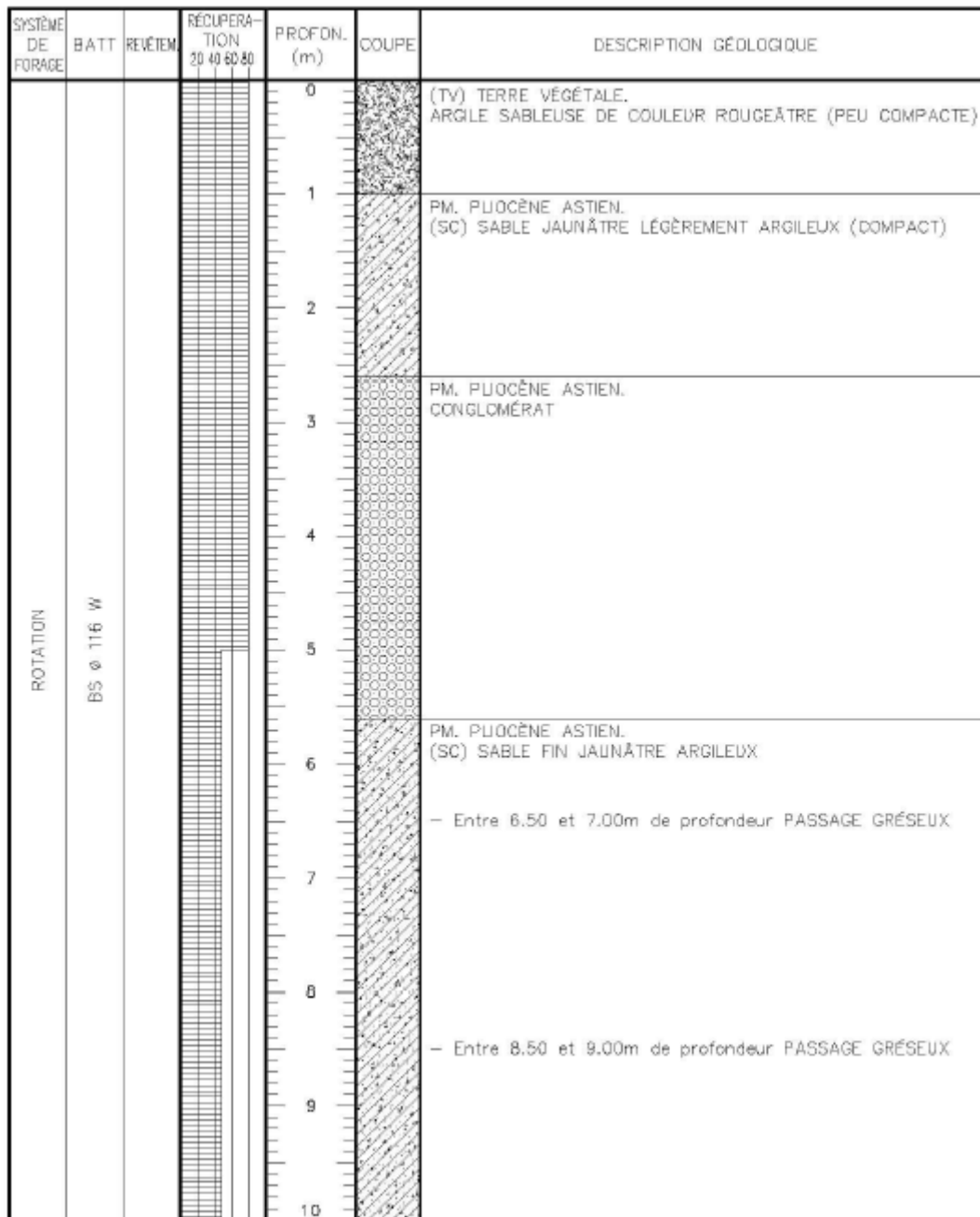


Figure 13 : stratigraphie SM11

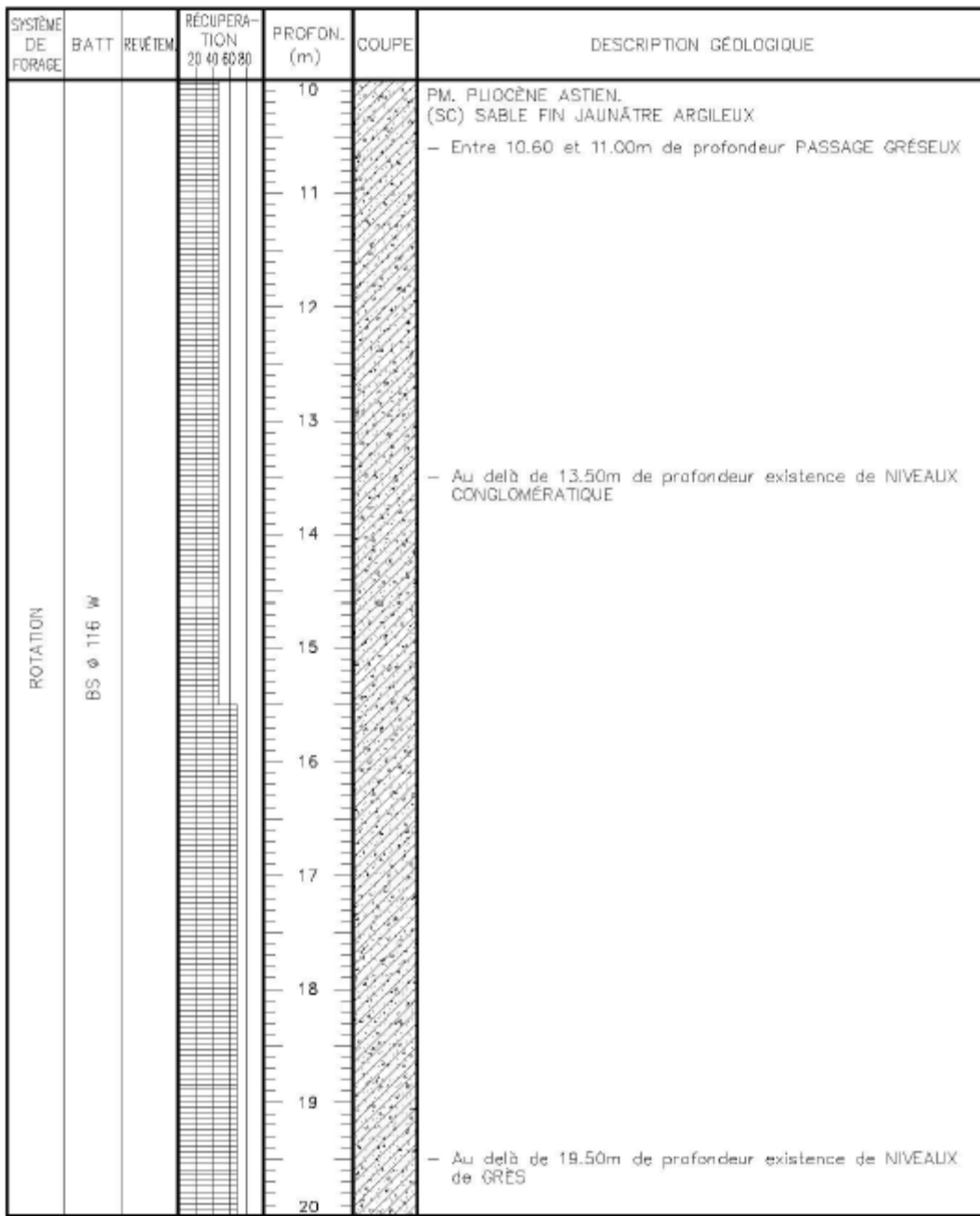


Figure 14 : stratigraphie SM11

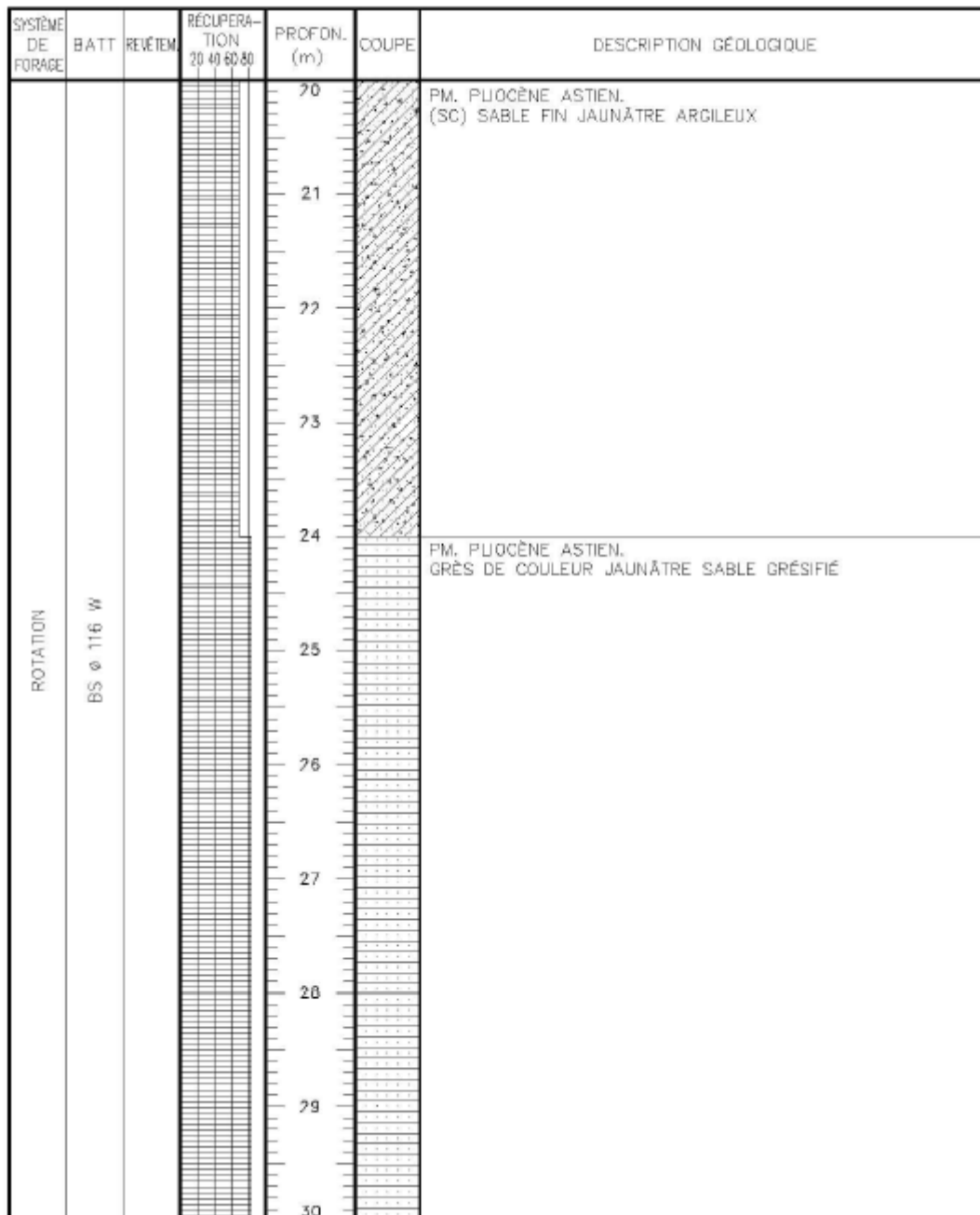


Figure 15 : stratigraphie SM11

Annexe C

1. Diagrammes des sollicitations et de la déformation de la paroi moulée centrale dans les différentes phases

- *Phase 2*

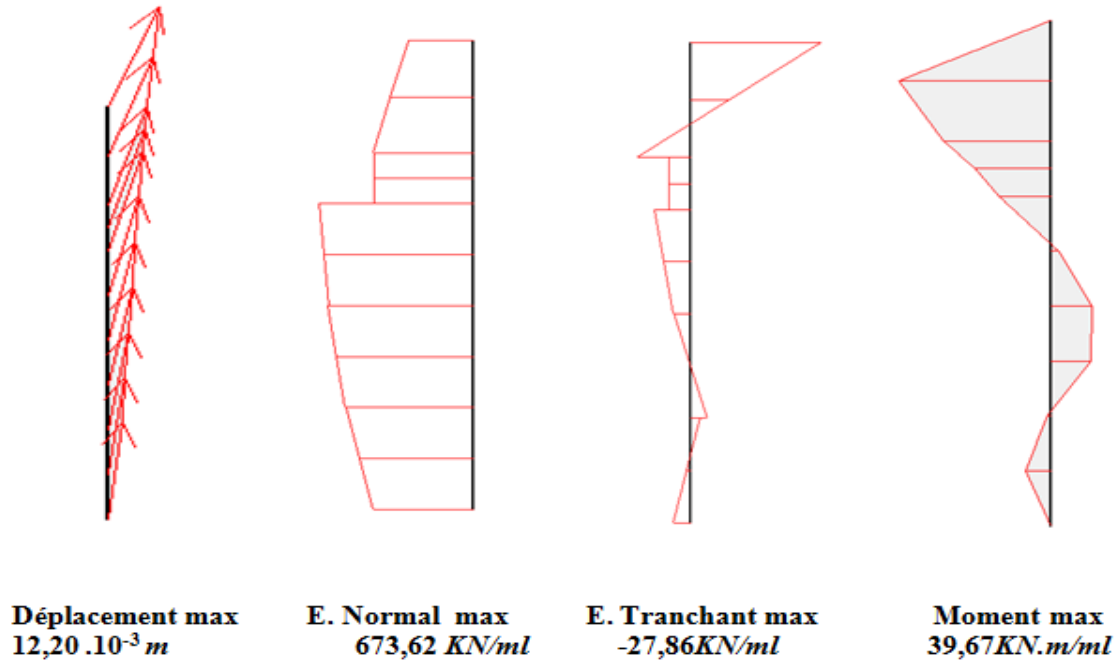


Figure 1 : Les différents diagrammes de la phase 2

- *Phase 3*

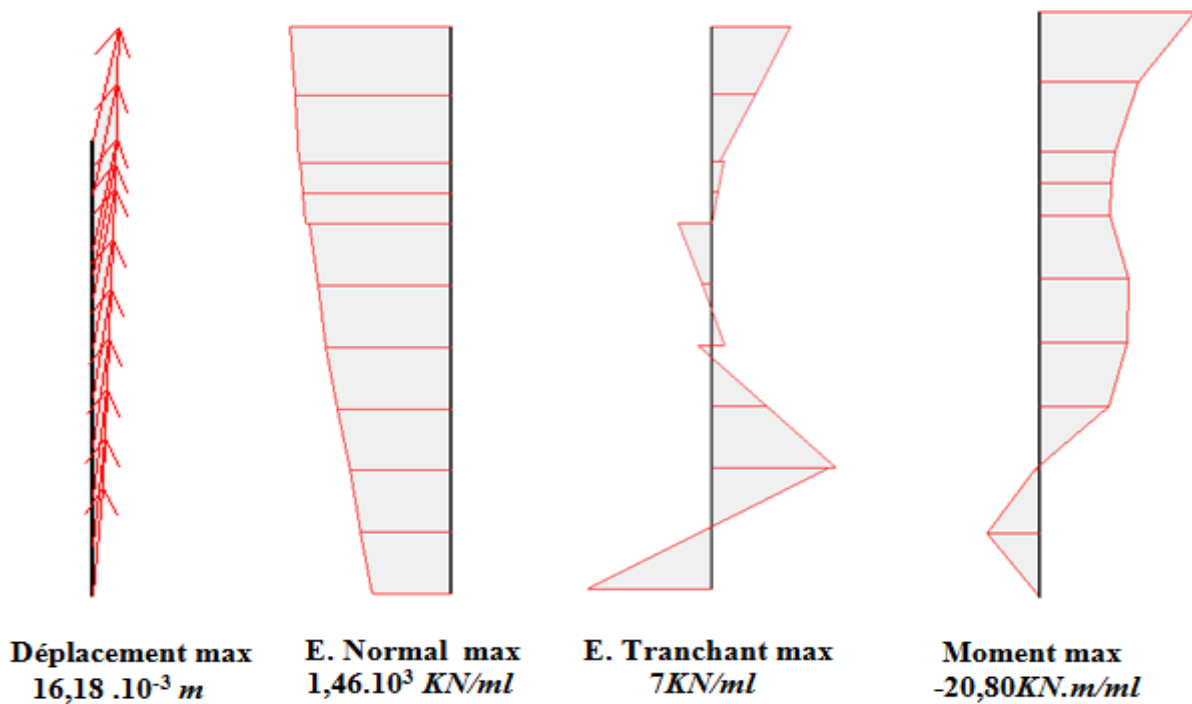


Figure 2 : Les différents diagrammes de la phase 3

- *Phase 4*

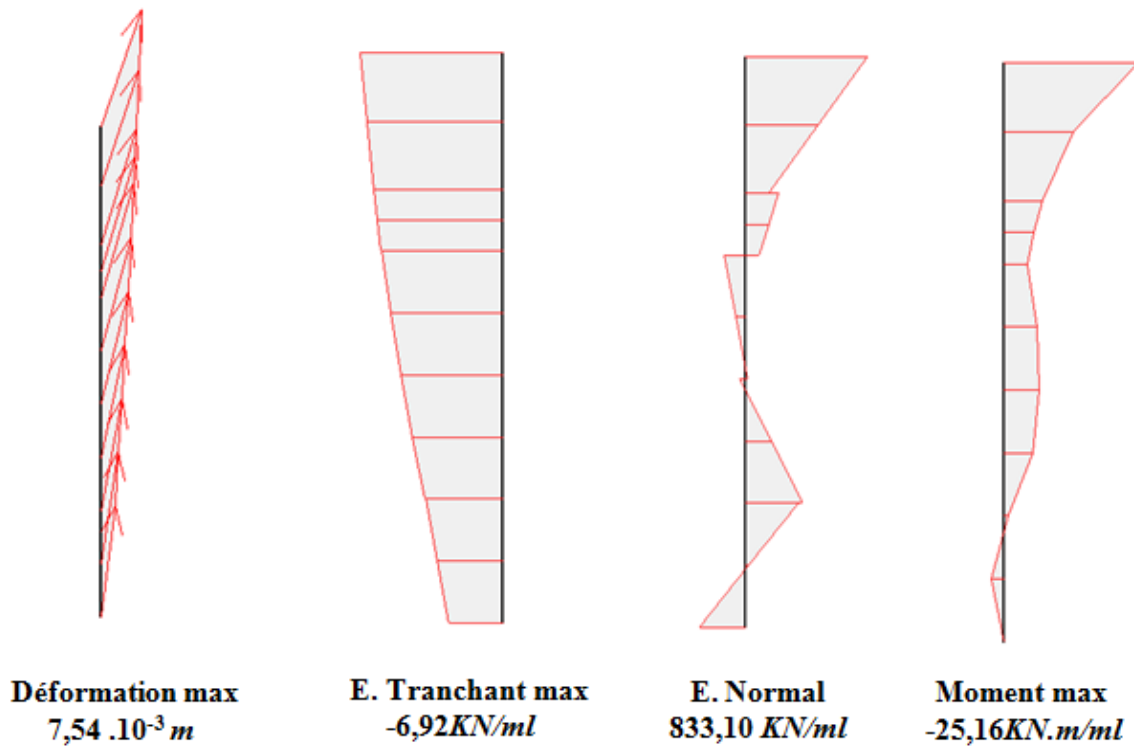


Figure 3 : Les différents diagrammes de la phase 4

- *Phase 5*

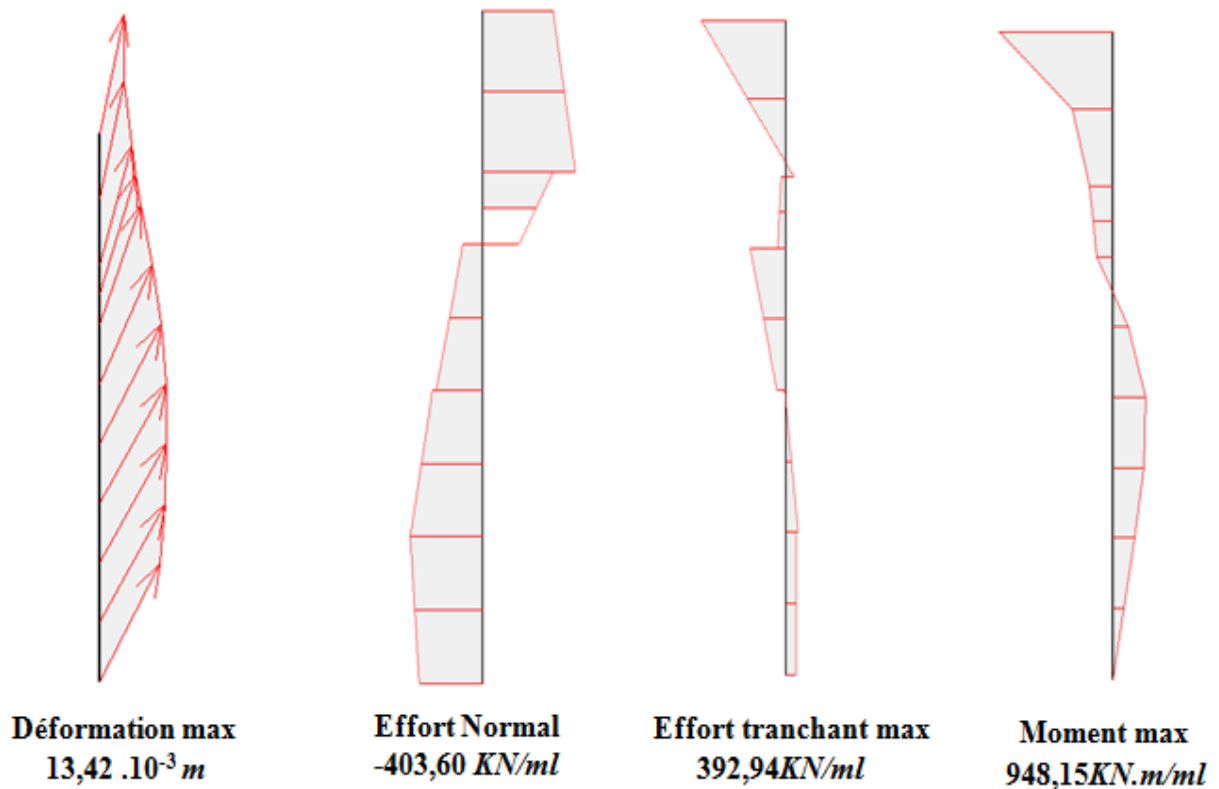


Figure 4 : Les différents diagrammes de la phase 5

- *Phase 6*

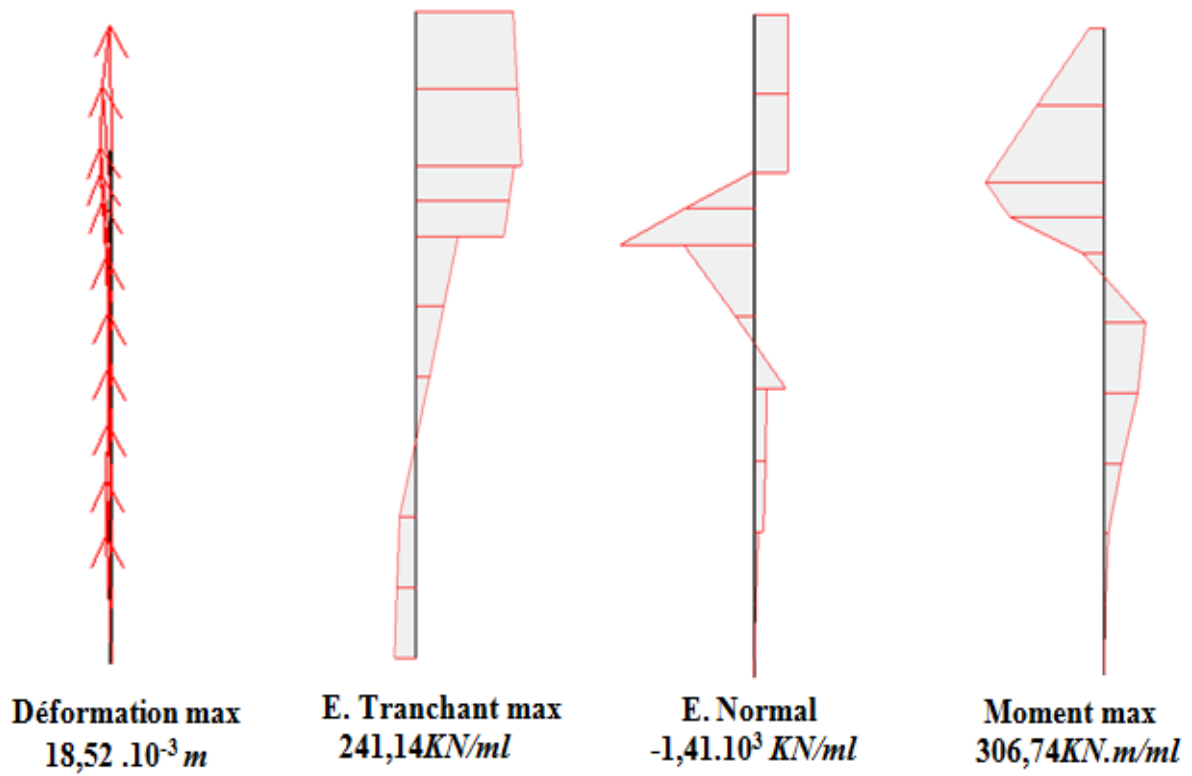


Figure 5 : Les différents diagrammes de la phase 6

- *Phase 7*

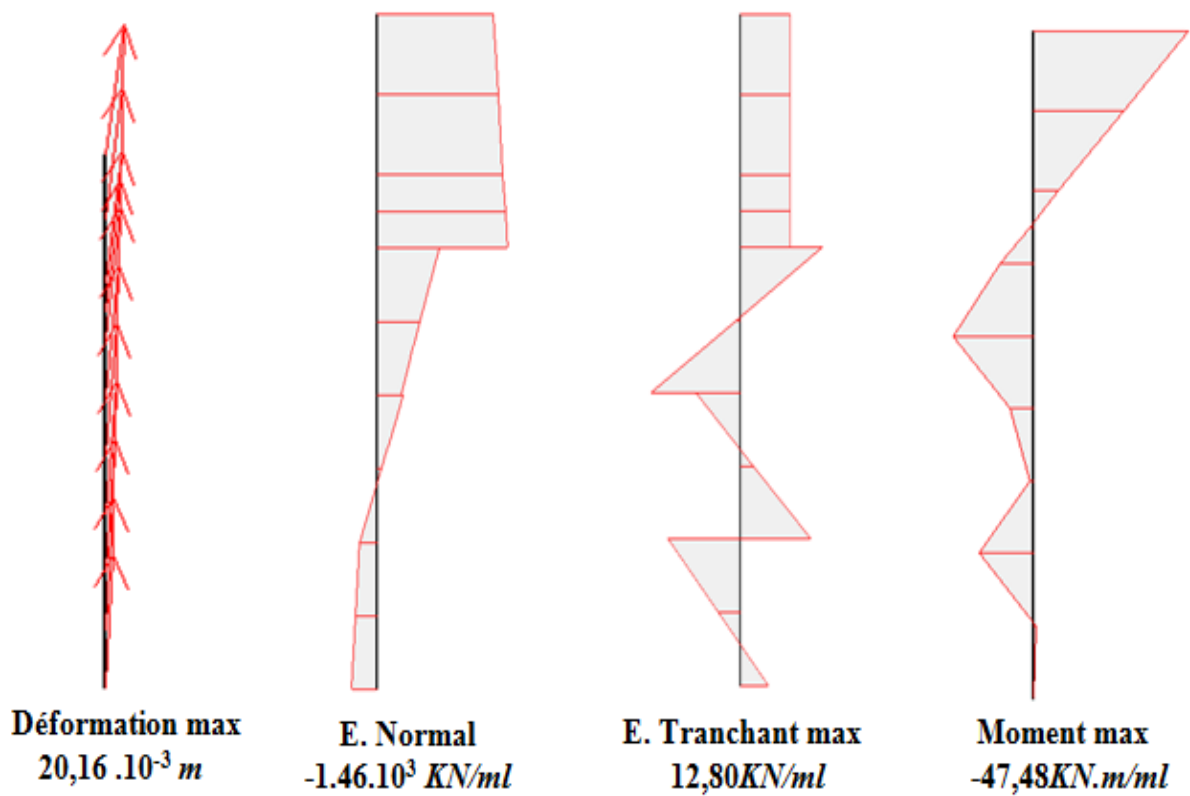


Figure 6 : Les différents diagrammes de la phase 7

- *Phase 8*

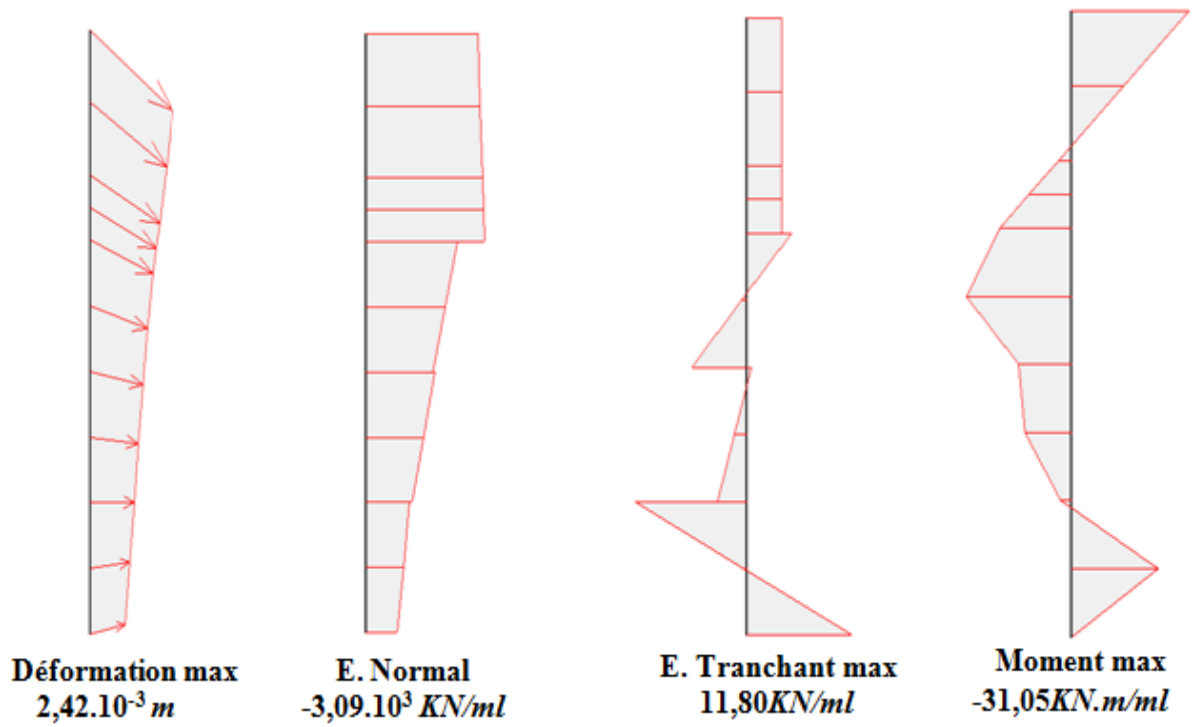


Figure 7 : Les différents diagrammes de la phase 8

- *Phase 9*

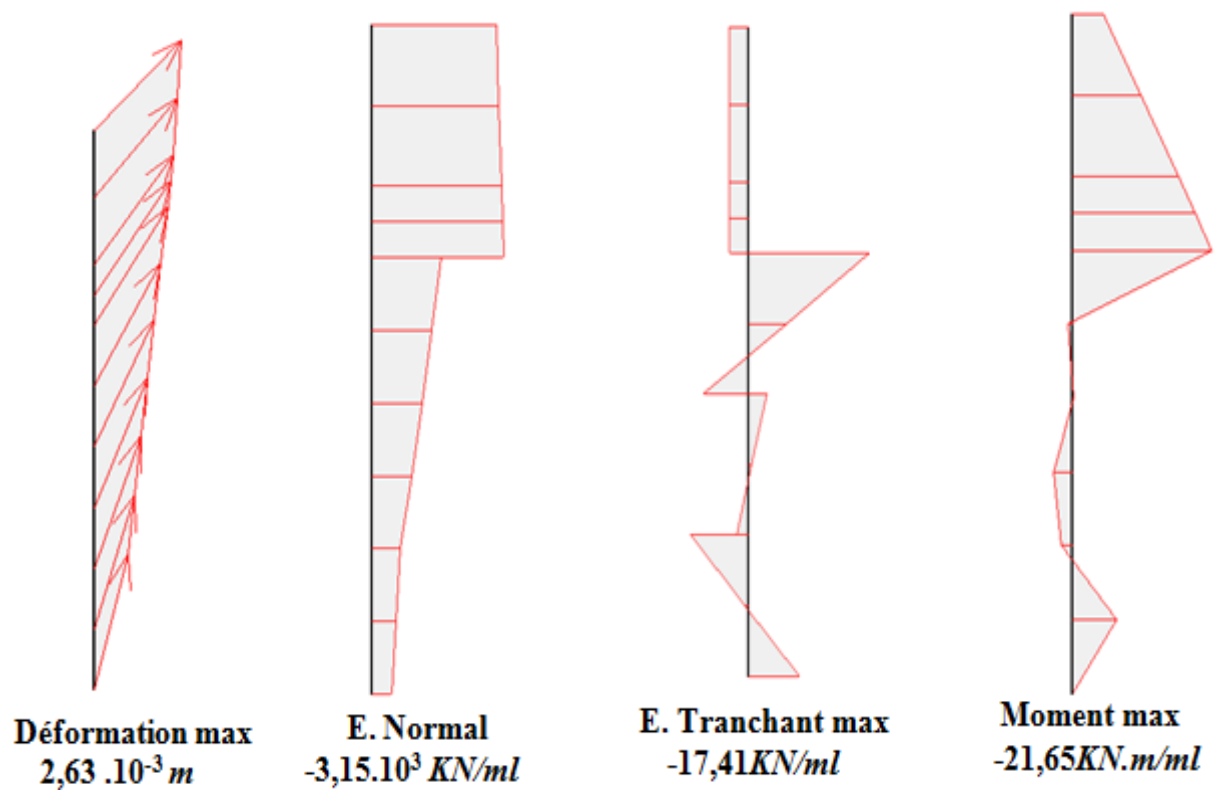


Figure 8 : Les différents diagrammes de la phase 9

2. Diagrammes des sollicitations et de la déformation de la paroi moulée de rive gauche dans les différentes phases

- Phase 2

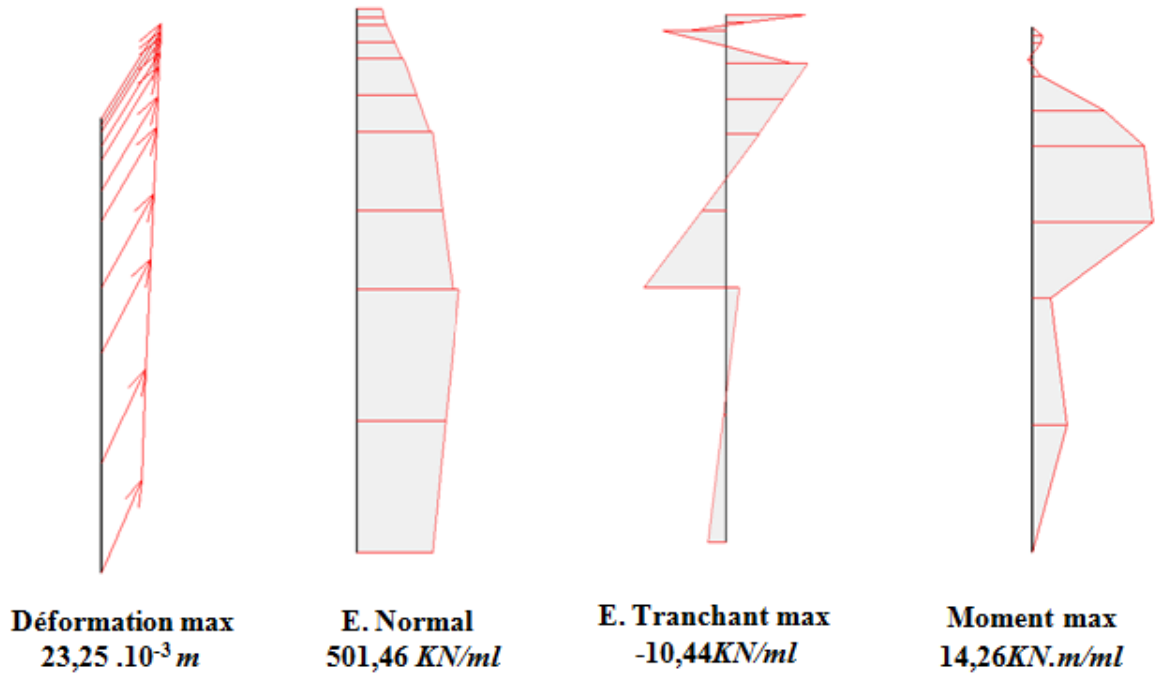


Figure 9 : Les différents diagrammes de la phase 2

- Phase 3

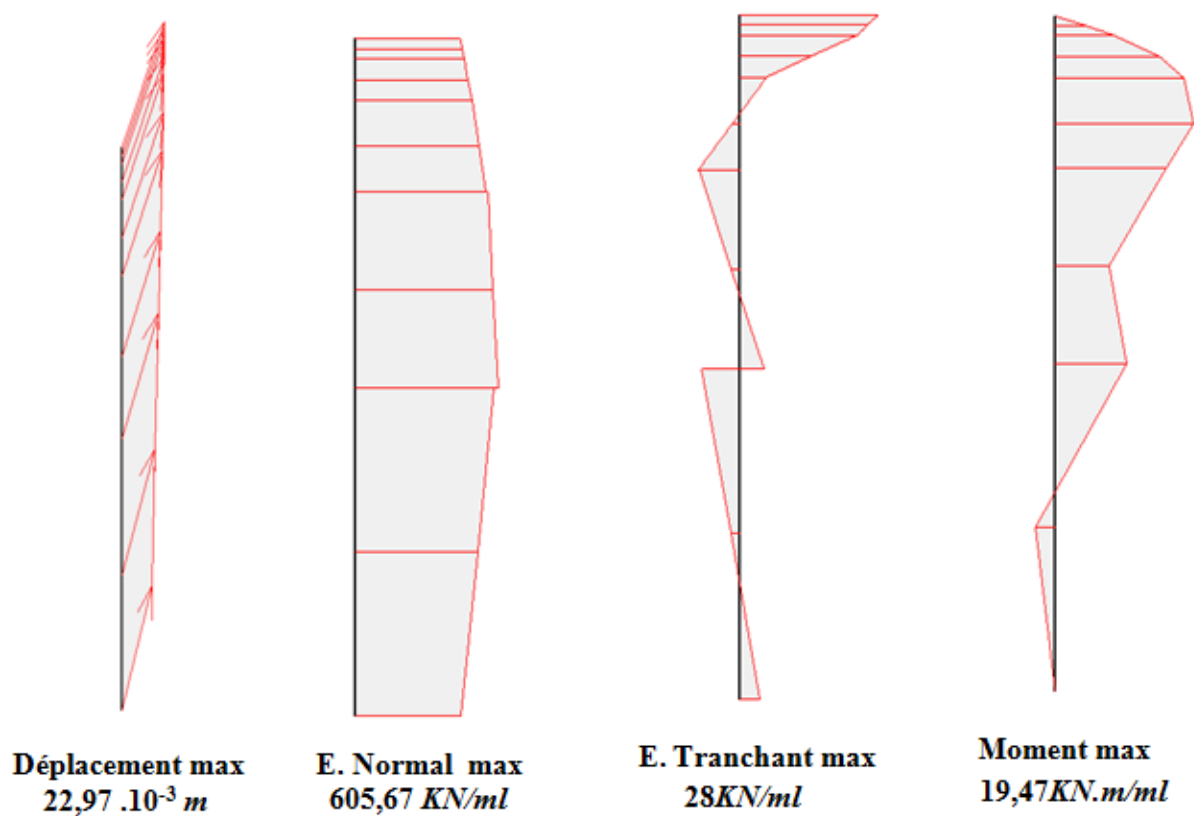


Figure 10 : Les différents diagrammes de la phase 3

- *Phase 4*

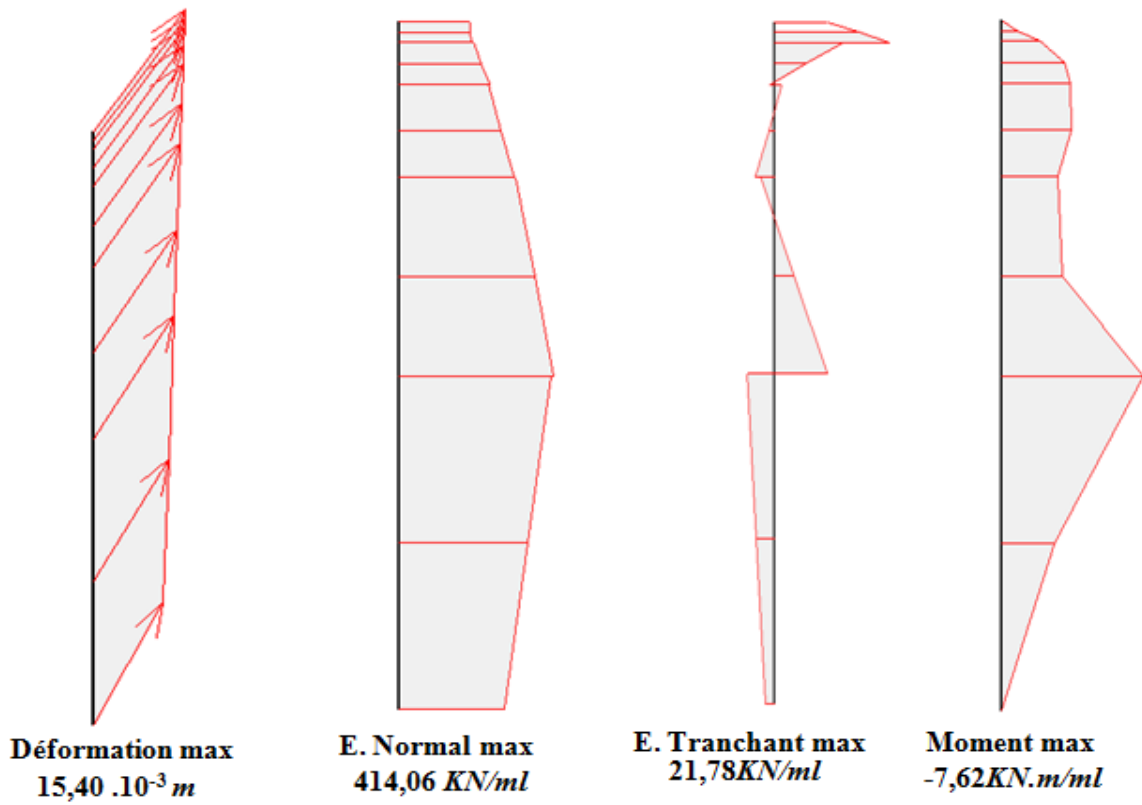


Figure 11 : Les différents diagrammes de la phase 4

- *Phase 5*

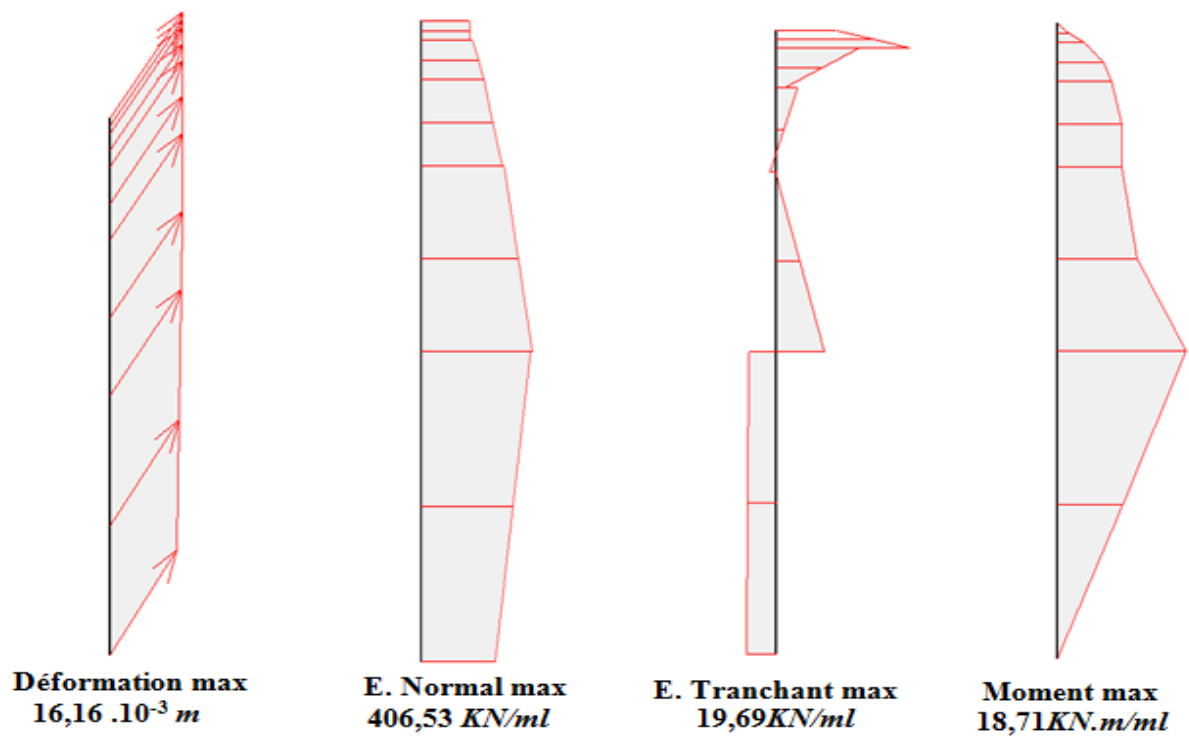


Figure 12 : Les différents diagrammes de la phase 5

- Phase 6

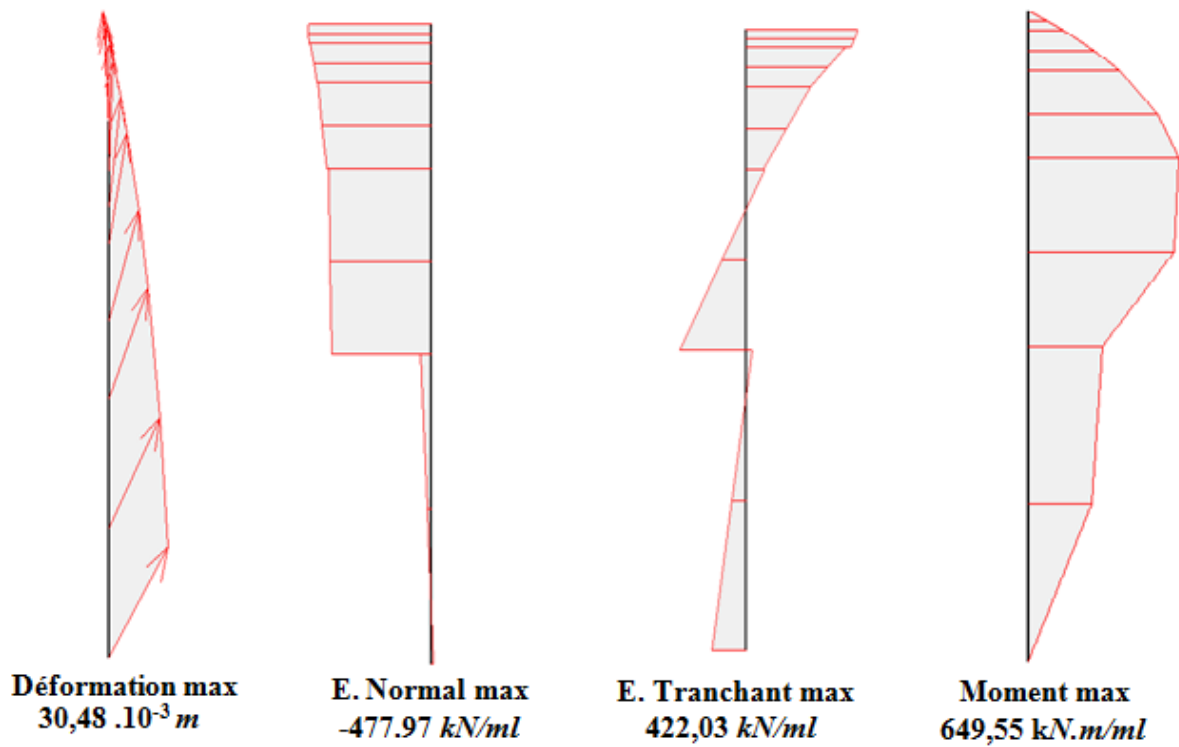


Figure 13 : Les différents diagrammes de la phase 6

- Phase 7

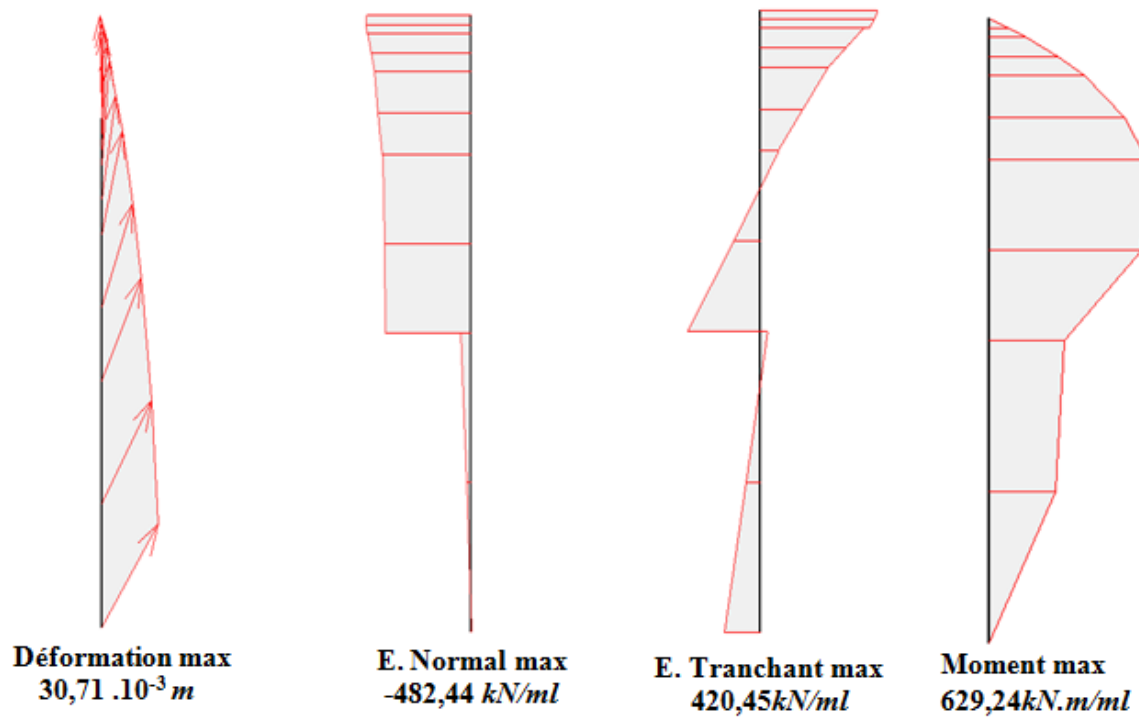


Figure 14 : Les différents diagrammes de la phase 7

- *Phase 8*

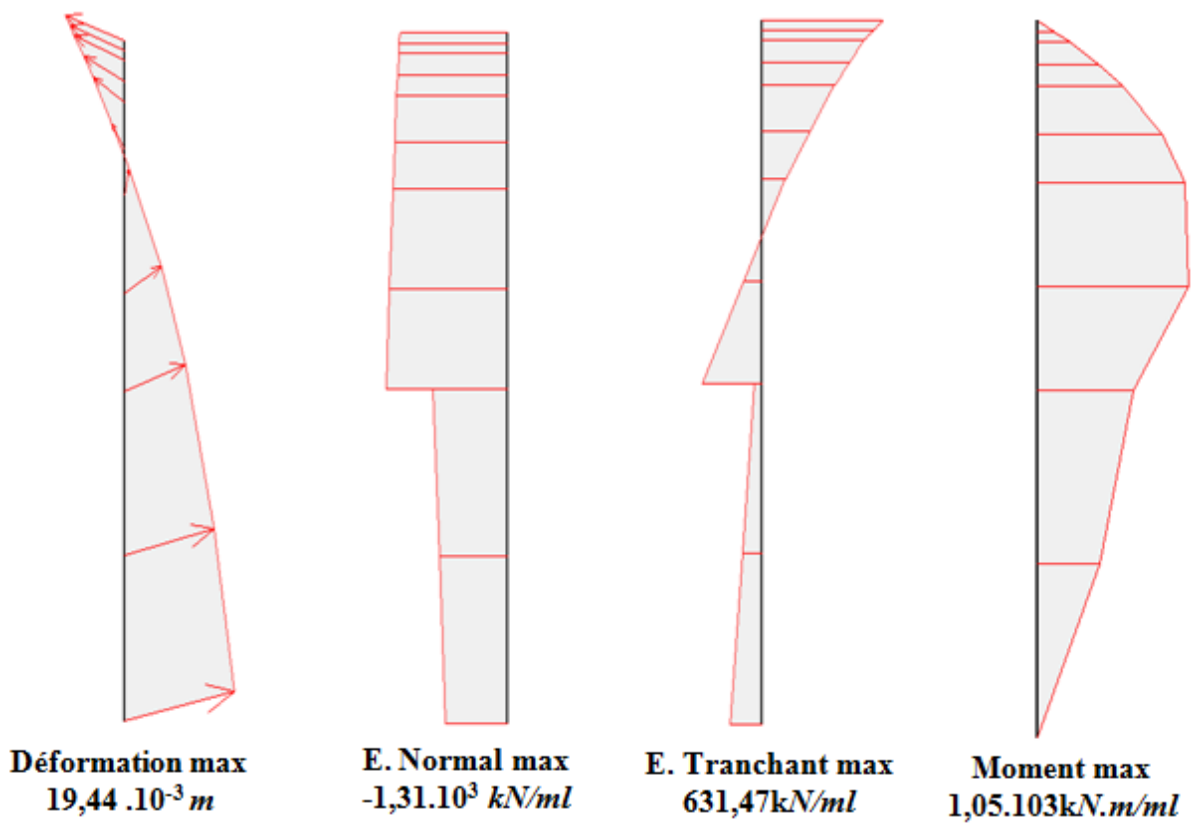


Figure 15 : Les différents diagrammes de la phase 8

- *Phase 9*

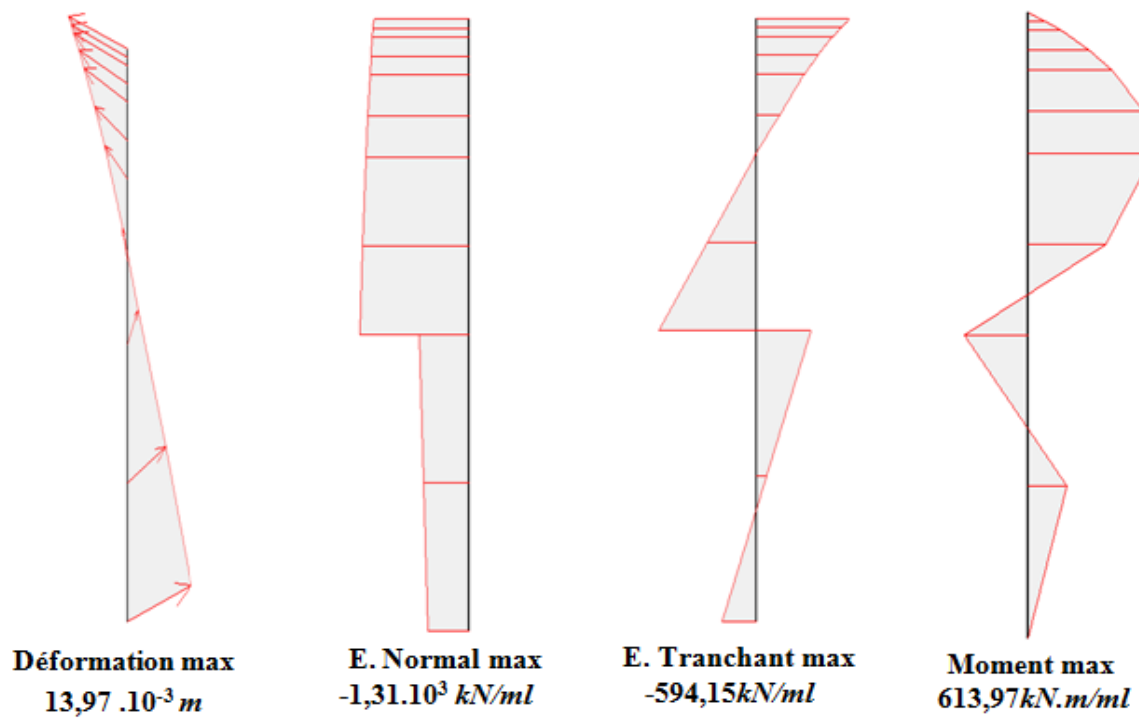


Figure 16 : Les différents diagrammes de la phase 9

3. Diagrammes des sollicitations et de la déformation de la double voûte dans les différentes phases

- *Phase 3 :*

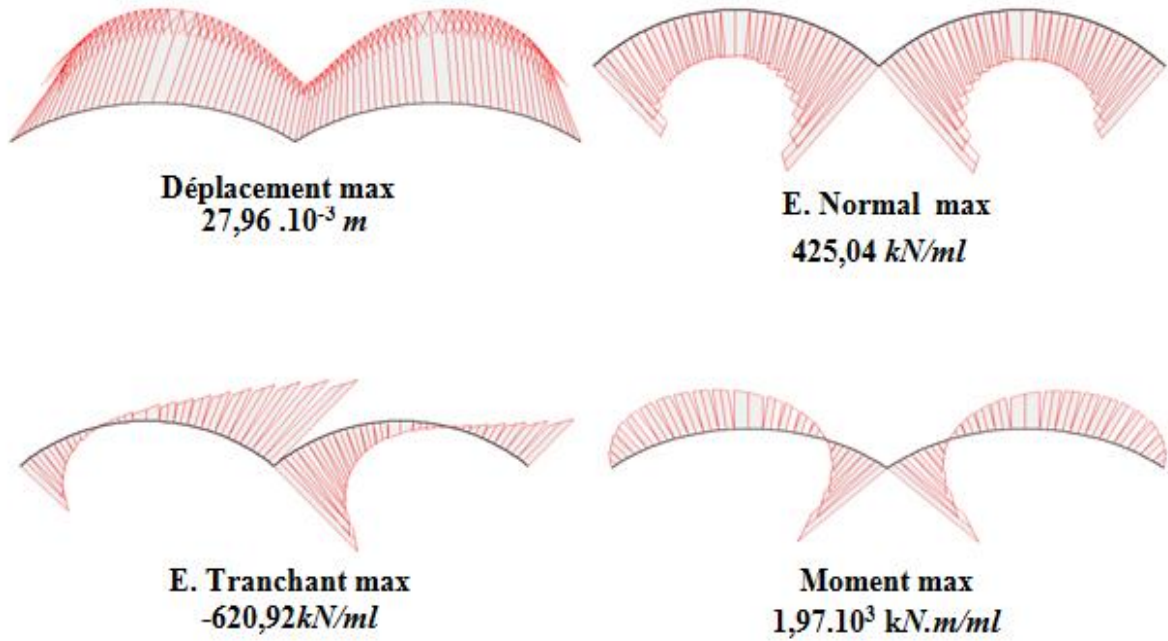


Figure 17 : Les différents diagrammes de la phase 3

- *Phase 4*

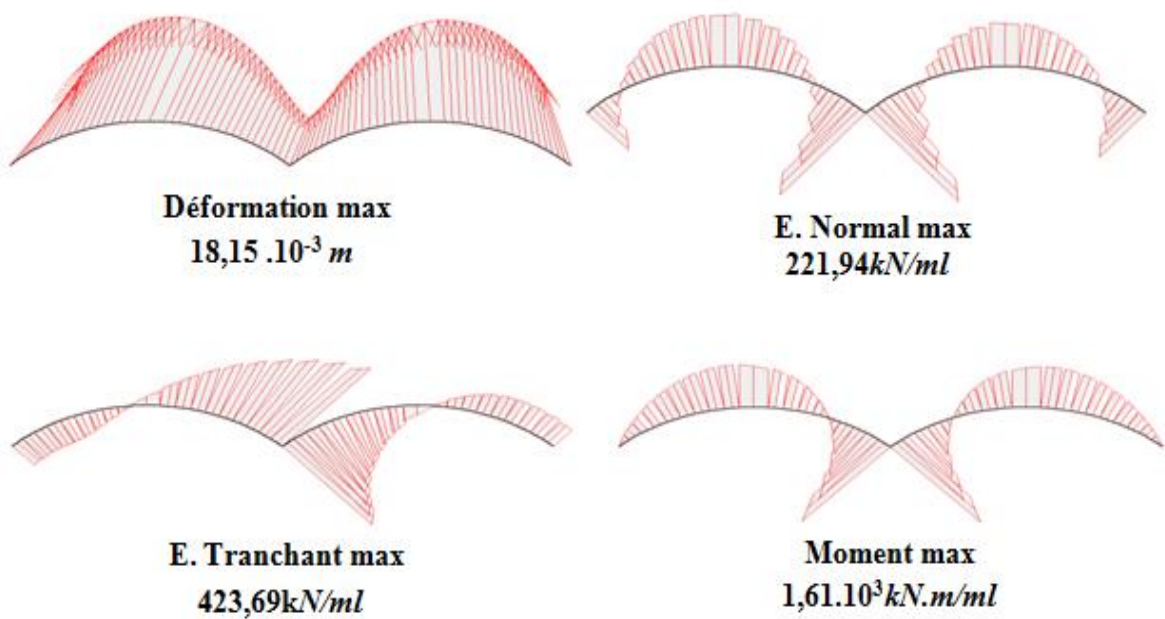


Figure 18 : Les différents diagrammes de la phase 4

- *Phase 5*

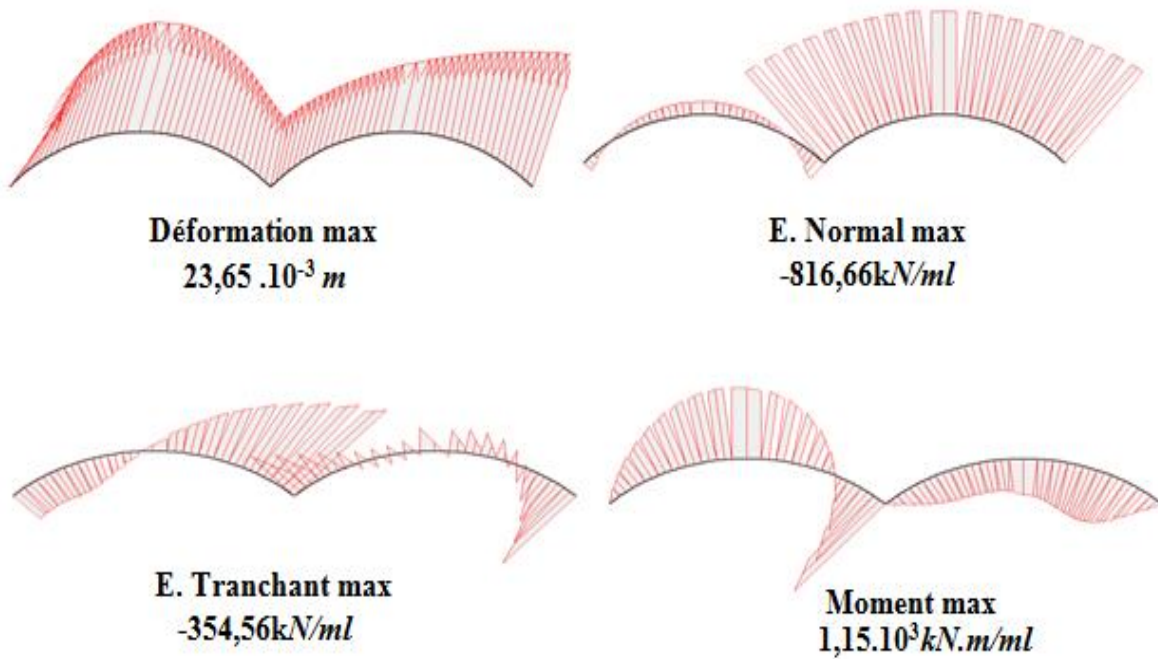


Figure 19 : Les différents diagrammes de la phase 5

- *Phase 6*

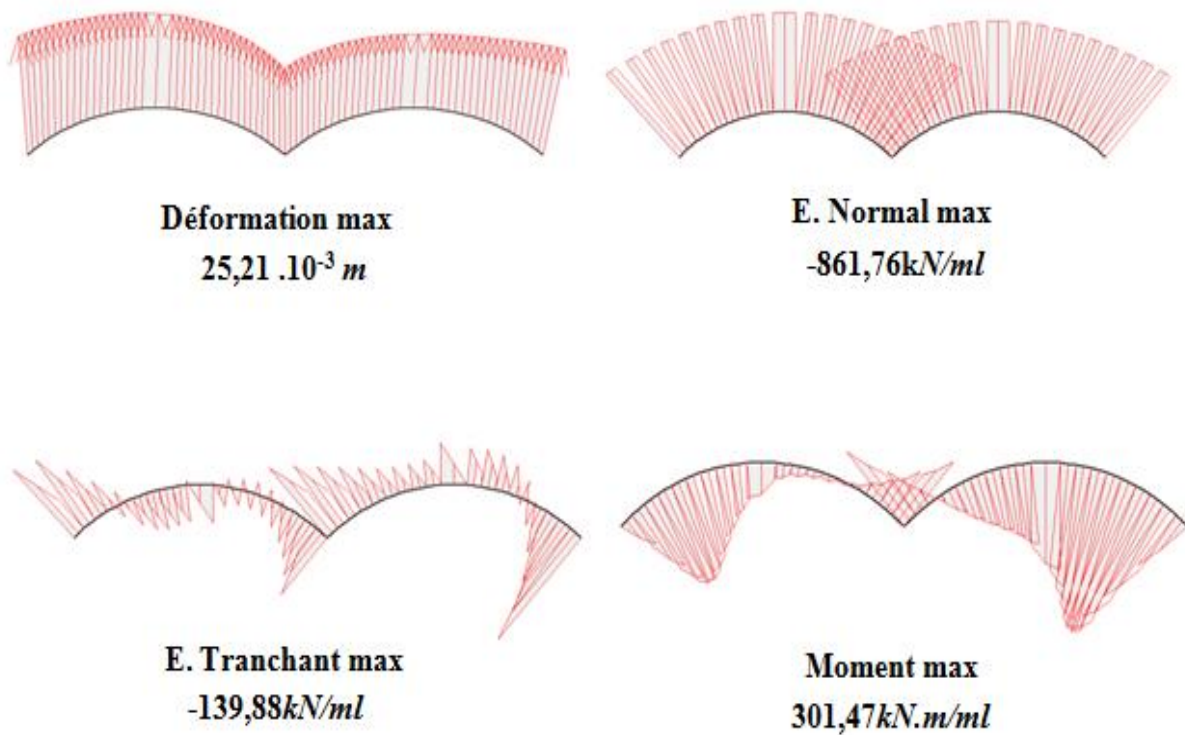


Figure 20 : Les différents diagrammes de la phase 6

- *Phase 7*

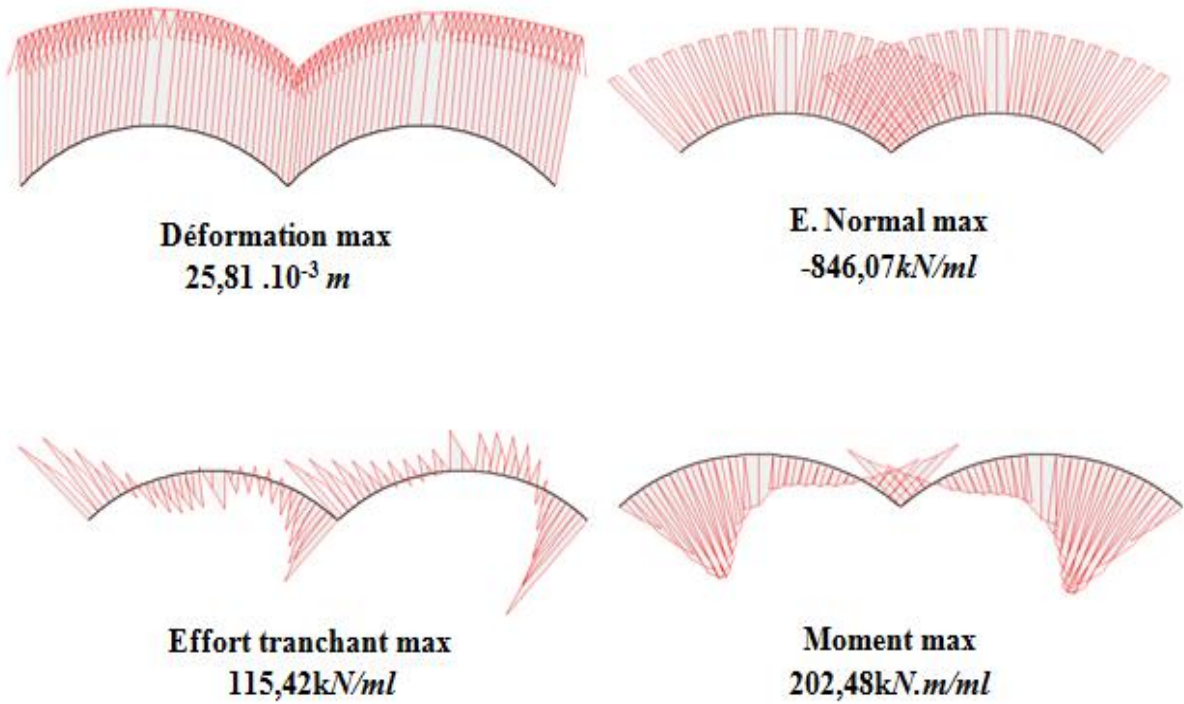


Figure 21 : Les différents diagrammes de la phase 7

- *Phase 8*

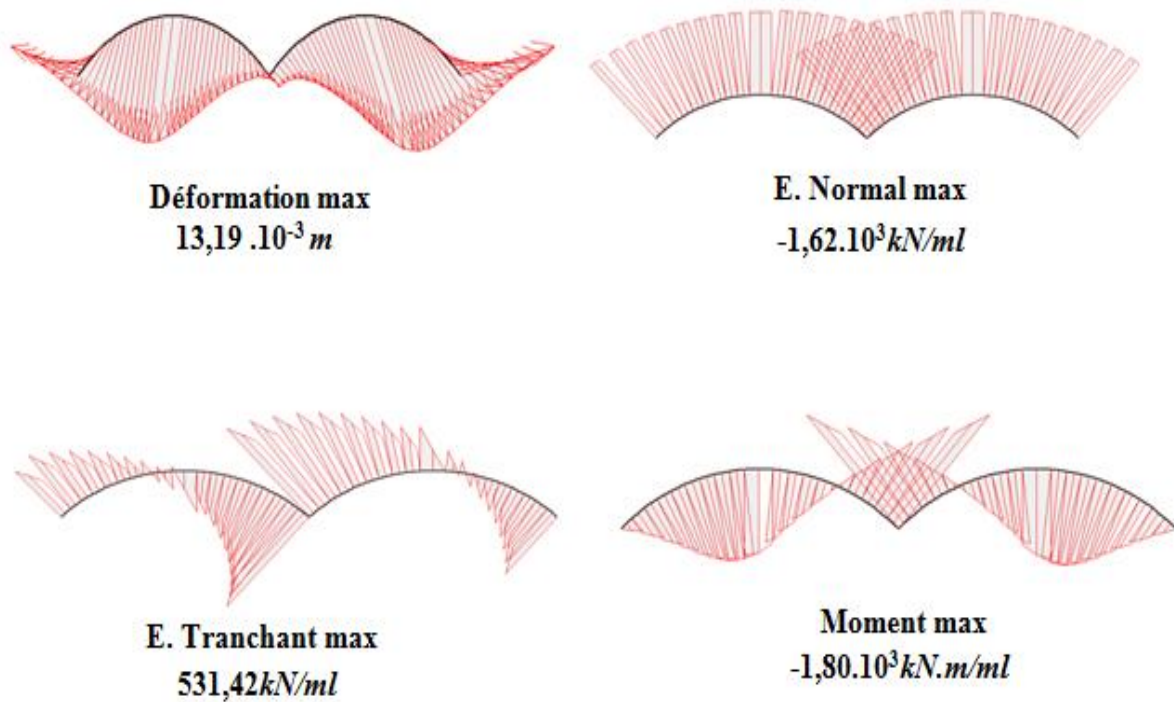


Figure 22 : Les différents diagrammes de la phase 8

- *Phase 9*

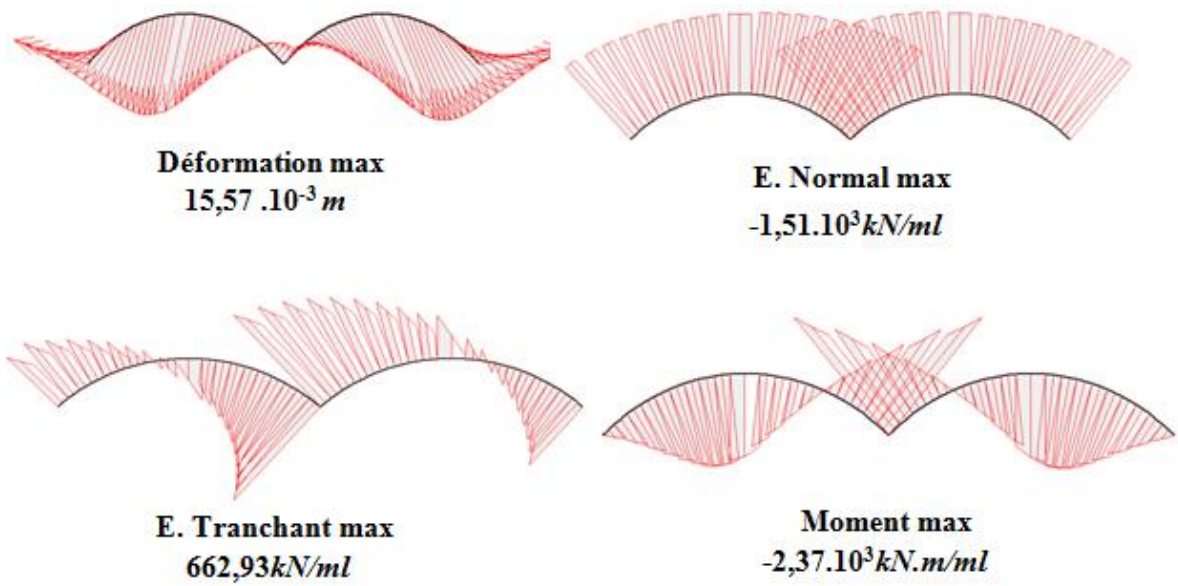


Figure 23 : Les différents diagrammes de la phase 9

4. Diagrammes des sollicitations et de la déformation des dalles dans la phase 9

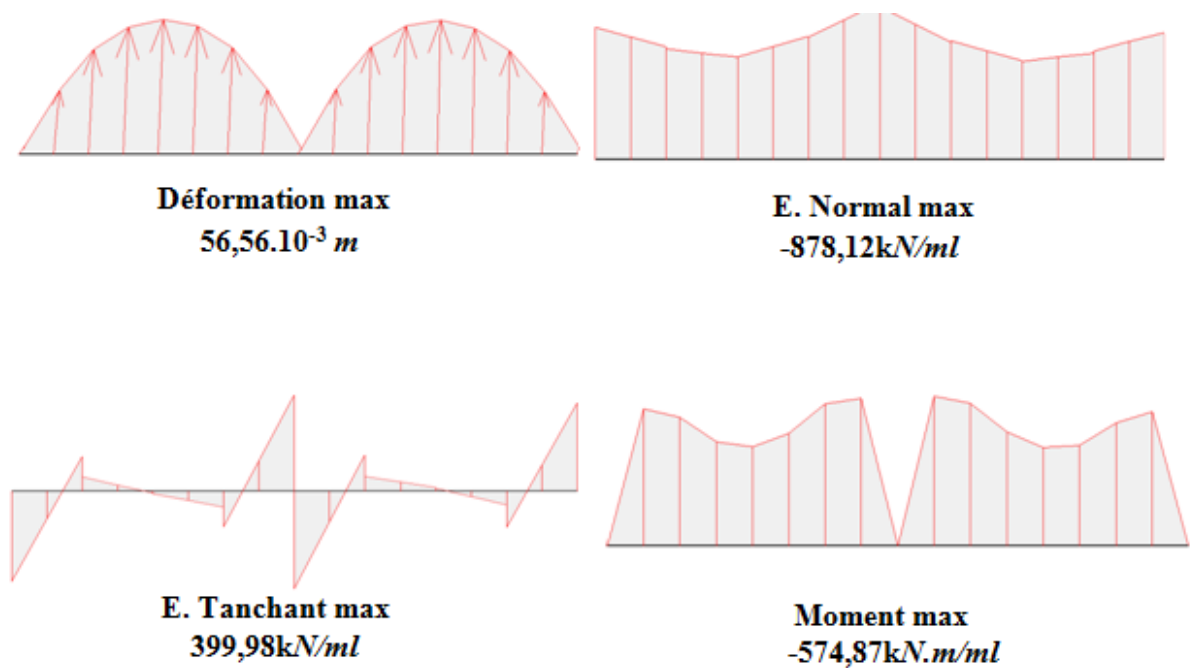


Figure 24 : Les différents diagrammes de la phase 9