

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :
HADDAD Khadidja

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie Civil
Option : Structure

Thème :

ETUDE DE LA STABILITE DU Puits DE VENTILATION PV04
PROJET METRO D'ALGER (Extension LOT-1)
El Harrach Centre -Aéroport International d'Alger

Devant le jury composé de :

AITTAHAR Kamel	Professeur	UAMOB	Président
MOHAMADI Saddika	MAA	UAMOB	Encadreur
AIT-AHMED Fatiha	MAA	UAMOB	Examinateur
BOUMAIZA Malika	MAA	UAMOB	Examinateur

Année Universitaire 2018/2019

Dédicaces

On dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui n'ont jamais cessé de nous soutenir et de nous encourager et de nous orienter dans la bonne voie.

A mon frère Mohamed.

A mes frères Rabah et Hamza.

A mes sœurs Houria, Halima qui ont su être présent pour nous.

A mes sœurs Houda et Rapan.

A mon marié Mohamed Amine.

A Mohamed et Baghdad.

A tous mes amis.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Khadija

Remerciements

Au terme de ce travail, je tiens à remercier, en premier lieu Mme. Mohamadi, pour avoir accepté de diriger ce travail qui me permet de lui témoigner mes sincères et profondes gratitude.

Je tiens à remercier particulièrement Mr. Zrièche et Pr. Moussai pour leurs aide et soutien.

Je tiens à remercier mon mari pour ses encouragements et ses motivations le long de la réalisation de ce projet.

Par la même occasion, je tiens à remercier Mr. Saoudi Djalal en particulier et les responsables de la direction qui nous ont procuré l'environnement adéquat et les moyens nécessaires à la réalisation de ce mémoire.

J'adresse également nos remerciements à mes parents, frères, sœurs, amies et toutes les personnes proches qui ont contribué grâce à leur aide à la construction de ce travail.

Enfin un grand merci aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer mon modeste travail.

Khadija

Table des matières

Dédicaces

Remerciements

Abréviations.....I

Liste des figuresIV

Liste des tableaux X

Liste des annexes XII

RésuméXIII

Introduction générale..... a

Chapitre I : Généralités

1. Introduction..... 4

2. Description du projet extension du Métro d’Alger lot-1 4

2.1. L’importance du projet 4

2.2. Objectif 4

2.3. Situation actuelle du Métro d’Alger 4

2.4. Description de la ligne LOT-1 du Métro d’Alger 6

3. Description des ouvrages du projet 7

3.1. Le Tunnel 8

3.2. Les Stations 10

3.3. Les puits de ventilation 11

3.4. Caractéristique du Puits de ventilation PV04 12

3.4.1. Géométrie du puits..... 12

3.4.2. Matériaux utilisés pour la réalisation des puits 12

3.4.3. Structure Génie Civil 19

4. Tracé du projet..... 19

4.1. Paramètres du tracé en plan 20

4.2. Paramètre du tracé en profil en long 20

5. Conclusion 21

Chapitre II : Méthode de creusement et de soutènement

1. Introduction.....	23
2. Processus de choix de la méthode de creusement	23
2.1. Les principes de base pour la conception des solutions de blindage et d'excavation de puits.....	24
3. Les puits dans les tunnels	24
4. La réalisation des puits d'attaque	25
5. Techniques de creusement	25
5.1. Méthodes de creusement des puits.....	25
5.1.1. Les méthodes directes de creusement en puits	25
5.1.2. Les méthodes de creusement en cheminée	26
5.1.3. Les méthodes mixtes utilisant un avant-trou	27
5.1.4. La technique de creusement A ciel ouvert.....	27
6. Les techniques de soutènement.....	28
6.1. Mode d'action des soutènements	29
6.2. Le soutènement de puits de ventilation (PV04).....	31
6.2.1. Les pieux forés avec tirant d'ancrage ou avec buttons.....	31
6.2.2. Profilés métalliques pour système de butonnage.....	32
6.2.3. Jet grouting	33
6.2.4. Béton Projeté et Treillis Soudé.....	34
7. Conclusion	35

Chapitre III : Reconnaissances du site

1. Introduction :	37
2. Contexte géologique :.....	37
2.1. Aperçu géologique régional	37
2.2. Aperçu géologique local	39
2.2.1. Stratigraphie.....	39
3. Tectonique et sismicité.....	40
4. Hydrologie	41
4.1. Climatologie.....	41
4.2. Température	41

Table des matières

4.3.	Précipitations.....	42
4.4.	Eaux de surface	42
5.	Les formations aquifères	43
5.1.	Morphologie et structure des réservoirs.....	43
5.2.	Le réservoir astien.....	43
5.3.	Le réservoir quaternaire	44
6.	Lectures des niveaux piézométriques.....	46
7.	Les essais in situ et en laboratoire effectués dans le « PV04 »	47
7.1.	Essais in situ.....	47
7.1.1.	Le pénétromètre dynamique SPT	47
7.1.2.	L'essai pressiométrique Menard « PMT »	48
7.1.3.	L'essai piézométrique.....	50
7.2.	En laboratoire.....	50
7.2.1.	Les essais d'indentification et physique	50
8.	La courbe géotechnique.....	54
9.	Exemple.....	55
9.1.	Les résultats de sondage SC 34.....	55
10.	Conclusion.....	57

Chapitre IV : Modélisation numérique du puits de ventilation PV04

1.	Introduction.....	59
2.	Présentation du logiciel PLAXIS v8.2.....	59
2.1.	Le programme d'entrée des données (input)	59
2.1.1.	Le menu d'entrée des données (Main menu).....	60
2.1.2.	La barre d'outils générale (Tool bar (general))	60
2.1.3.	La barre d'outils de géométrie (Tool bar (geometry)).....	60
2.1.4.	Les règles (Rulers).....	60
2.1.5.	La planche à dessin (Draw area).....	61
2.1.6.	Axes	61
2.1.7.	Entrée manuelle des données.....	61
2.1.8.	Indication de la position du curseur.....	61
2.1.9.	Les outils de conception géométrique	61
3.	Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS	62

Table des matières

3.1.	Le modèle de Mohr-Coulomb.....	63
3.1.1.	Module de Young	64
3.1.2.	Le coefficient de Poisson.....	65
3.1.3.	L'angle de frottement	65
3.1.4.	La cohésion.....	65
3.1.5.	Angle de dilatance	65
4.	Modélisation du puits de ventilation PV04.....	65
4.1.	Paramètres géotechniques du site	65
4.1.1.	Schéma statique	66
4.1.2.	Niveau d'eau.....	66
4.2.	Charges	67
4.2.1.	Poussées des terres.....	67
4.2.2.	Poussés à la surface	67
4.2.3.	Action sismique	67
4.3.	Combinaison d'actions	68
4.4.	Caractéristique des matériaux utilisé	68
4.4.1.	Paramètres des matériaux géotechniques (terre)	68
4.4.2.	Paramètre de matériaux des rideaux (pieux)	68
4.4.3.	Paramètre des matériaux des butons.....	69
4.5.	Présentation du Phasages numériques par PLAXIS 2D	69
4.5.1.	Phasage exécutif et phasage numérique (modélisation).....	69
4.5.2.	Section type A	71
4.5.3.	Section type B.....	72
5.	Résultats de la modélisation numérique	74
5.1.	Forme de déformation (déformed mech)	74
5.1.1.	Section type A :	74
5.1.2.	Section type B :	75
5.2.	Champ des déplacements horizontaux.....	76
5.2.1.	Section type A	76
5.2.2.	Section type B.....	77
5.3.	Contraintes principales effectives	78
5.3.1.	Section A	78
5.3.2.	Section B.....	79
5.4.	Déplacements horizontaux des rideaux	80
5.4.1.	Section type A	80
5.4.2.	Section type B.....	81
5.5.	Tassements de la surface autour de l'excavation.....	82
5.5.1.	Section type A	82

Table des matières

5.5.2. Section type B.....	82
6. Conclusion	83
<u>Chapitre V : Vérification structurelle des rideaux et du système de butonnage</u>	
1. Introduction.....	85
2. Vérification structurelle du rideau de pieux	85
2.1. Efforts sur les rideaux	85
2.1.1. Section type A	85
2.1.2. Section type B.....	88
2.2. Sommaire des résultats obtenues	91
3. Détermination du ferrailage nécessaire des pieux en cours de phase	92
3.1. Calcul de Section en Flexion simple (ELS).....	93
3.1.1. Hypothèses :	93
3.1.2. Section :	93
3.1.3. Efforts appliqués.....	94
3.1.4. Résultats.....	94
3.2. Calcul de Section en Flexion simple (ELU (situation accidentelle)).....	94
3.2.1. Hypothèses.....	94
3.2.2. Section	94
3.2.3. Efforts appliqués.....	95
3.2.4. Résultats.....	95
3.3. Calcul de Ferrailage transversal des pieux	95
3.3.1. Vérification de cisaillement.....	95
3.3.2. Calcul des armatures transversales	96
3.3.3. Pourcentage minimum des armatures transversales	97
3.4. Les résultats de ferrailage final	97
4. Vérification des butons	99
4.1. Caractéristique de HEB500.....	99
4.2. Calcul des moments d'inertie par rapport à (Y/Z)	99
4.3. Vérification de système de butonnage numéro 1 qui est liée à la première poutre... 100	
4.3.1. Vérification de la section transversale.....	100
4.3.2. Vérification de la stabilité de la pièce	100
4.4. Vérification de système de butonnage numéro 2 qui est liée à la deuxième poutre.. 102	
4.4.1. Vérification de la section transversale.....	102
4.4.2. Vérification de la stabilité de la pièce	103
4.5. Vérification de système de butonnage numéro 3 qui est liée à la troisième poutre .. 104	

Table des matières

4.5.1. Vérification de la section transversale.....	105
4.5.2. Vérification de la stabilité de la pièce	105
5. Conclusion	107

Chapitre VI : Analyse de la stabilité du fond de l'excavation

1. Introduction.....	109
2. Les types d'écrans de soutènement	109
3. Les méthodes de calcul	111
4. Analyse de la stabilité du fond de l'excavation	111
4.1. Calcul de facteur de sécurité globale	112
4.1.1. Charge défavorable.....	113
4.1.2. Charge favorable.....	113
5. Conclusion	117
Conclusion générale	119
Bibliographie.....	122
Annexes	124

Abréviations

A :	Surface [m ²] ;
As :	Section d'armature [cm ²] ;
A1.1 :	Première niveau de butonnage section type A position gauche ;
A1.2 :	Première niveau de butonnage section type A position droite ;
A2.1 :	Deuxième niveau de butonnage section type A position gauche ;
A2.2 :	Deuxième niveau de butonnage section type A position droite ;
A3.1 :	Troisième niveau de butonnage section type A position gauche ;
A3.2 :	Troisième niveau de butonnage section type A position droite ;
B :	Largeur de l'excavation [m] ;
B1.1 :	Première niveau de butonnage section type B position gauche ;
B1.2 :	Première niveau de butonnage section type B position droite ;
B2.1 :	Deuxième niveau de butonnage section type B position gauche ;
B2.2 :	Deuxième niveau de butonnage section type B position droite ;
B3.1 :	Troisième niveau de butonnage section type B position gauche ;
B3.2 :	Troisième niveau de butonnage section type B position droite ;
b₀ :	Langueur de la section du buton ;
B.E.T :	Bureau d'étude ;
C20/25 :	Classe de béton ;
C30/37 :	Classe de béton ;
C25/30 :	Classe de béton ;
C :	Cohésion [KN/m ²] ;
Ca :	Adhérence entre le sol et la paroi KPa] ;
Comb_fond :	Combinassent fondamentale numéro 1 état limite service ;
Comb_sismique :	Combinassent sismique numéro 1 état limite ultime Situation accidentelle
Cu :	Cohésion non-drainée [KN/m ²] ;
Cu :	Coefficient d'uniformité de Hazen ;
Cc :	Coefficient de courbure ;
D :	Diamètre [m] ;
d :	Enrobage [m] ;
D :	Profondeur d'encastrement [m] ;

Abréviations

d :	Distance de centre de gravité des armatures tendues à la fibre la plus comprimée de la section ;
E :	Module d'élasticité (Young) [KN/m ²] ;
EA :	Module de rigidité normal [KN/m ²] ;
Ei :	Module d'élasticité instantané [MPa] ;
EI :	Module de rigidité en flexion [KN/m ²] ;
Em :	Module de déformation du sol ;
E.M.A :	Entreprise Métro Alger ;
E.L.A :	Etat limite accidenter ;
E.L.S :	Etat limite servisse ;
E.L.U :	Etat limite ultime ;
Ep :	Module pressiométrique [KN/m ²] ;
esp :	Espacement entre les rideaux [m] ;
Ev :	Module d'élasticité différé [MPa] ;
Fc28 :	Résistance à la compression du béton [MPa] ;
Fe :	Limite d'élasticité caractéristique [MPa] ;
Fs :	Facteur de sécurité globale [-] ;
H :	Longueur de la paroi [m] ;
i :	[m ²] ;
I :	Moment quadratique [m ⁴] ;
Ic :	Indice de consistance ;
IL :	Indice de liquidité ;
Ip :	Indice de plasticité ;
K0 :	Coefficient de pression latéral [-] ;
L :	Largeur [m] ;
L :	Longueur [m] ;
L/pièce :	La largeur de la pièce de système de butonnage [m] ;
M :	Moment [KN.m] ;
MEF :	Méthode élément fini ;
Nc :	Factor de capacité portante [-] ;
NMA :	Nouvelle méthode d'autrichienne ;
Pr :	La pression de fluage ;
PL :	Pression limite ;

Abréviations

PM 1.1 :	Système de butonnage numéro 1, profiler métallique numéro1,
PM 2.13 :	Système de butonnage numéro 2, profiler métallique numéro 13,
PM 1.4 :	Système de butonnage numéro 3, profiler métallique numéro 4
PVC :	Poly vinyl chloride (polymère thermoplastique) ;
Qag :	Argiles peu sableuses et peu graveleuses ;
Q_{MS} :	Sables grossiers limoneux argileux ;
Q_M :	Argiles marneuses sableuses par endroit ;
R :	Rayon de courbure du tu tunnel [m] ;
R :	Remblais ;
SB1 :	Systèmes de butonnage numéro 1 ;
SB2 :	Systèmes de butonnage numéro 2 ;
SB3 :	Systèmes de butonnage numéro 3 ;
S7 :	Sondage ;
T :	Température [°] ;
T_u :	Effort tranchant maximum ;
V_s :	Point volumique des grains solides ;
W :	Poids [KN/m] ;
WL :	Limite de liquidité ;
WP :	Limite de plasticité ;
z :	Profondeur [m] ;
W :	Teneur en eau [%] ;
Φ :	Diamètre [m] ;
v :	Coefficient de poisson [-] ;
φ :	Angle de frottement interne [°] ;
Ψ :	Angle de dilatance [°] ;
γ_h :	Poids volumique humide [KN/m ²] ;
γ_{sat} :	Poids volumique sec [KN/m ²] ;
γ :	Poids volumique [KN/m ³] ;
σ_t :	Résistance à la traction [KN/m ²] ;
σ_c :	Résistance à la compression [KN/m ²] ;

Liste des figures

Chapitre I : Généralités

Figure I.1 : Carte situation du Métro d'Alger.	5
Figure I.2 : Tracé de l'extension LOT1 du métro d'Alger.	6
Figure I.3 : Différents ouvrage du projet LOT1 du métro d'Alger.	8
Figure I.4 : Section du tunnel de l'extension LOT1 du métro d'Alger.	9
Figure I.5 : Section du tunnelier.	10
Figure I.6 : Blindage du Puits en Pieux forés Ø80cm Espacé de 1.1m.	13
Figure I.7 : Coupe type en profondeur des pieux.	14
Figure I.8 : Murette guide – section type.	15
Figure I.9 : Rideaux des pieux et béton projeté.	16
Figure I.10 : Système de butonnage N°1 –Cote +19.75m (SB-1-2-3-4-5 et 6).....	16
Figure I.11 : Système de butonnage N°2 –Cote +14.70m (SB-7-8-9-10-11-12 et 13)	17
Figure I.12 : Système de butonnage N°3 –Cote +7.68m (SB-14-15-16 et 17)	17
Figure I.13 : Eléments en béton armé du puits.	19

Chapitre II : Méthode de creusement et de soutènement

Figure II.1 : Creusement à ciel ouvert (tranchées ouvert).	28
Figure II.2 : Creusement à ciel ouvert (tranchées couvertes).	28
Figure II.3 : Mode opératoire des pieux forés tubé	31
Figure II.4 : Schéma d'exécution de pieux avec tirant.	32
Figure II.5 : Cintre lourd en HEB.	32
Figure II.6 : Pieux avec des buttons.	33
Figure II.7 : Mode d'emplois du jet grouting	34
Figure II.8 : Coupe type Pieux forés et soutènement entre Pieux.	35

Chapitre III : Reconnaissances du site

Figure III.1 : Carte géologique simplifiée du Maghreb	37
Figure III.2 : Carte et coupe structurales schématiques de la chaîne maghrébine	38
Figure III.3 : Aperçu des cartes géologiques d'ALGER et d'ARBAA au 1/50 000.....	39
Figure III.4 : Localisation de la faille de Thénia.....	40
Figure III.5 : Carte des bassins versants et stations de jaugeage.....	43
Figure III.6 : Mécanismes hydrodynamiques des nappes de la Mitidja.....	44
Figure III.7 : Carte Hydrogéologique de la région d'Alger.	45
Figure III.8 : L'essai SPT.....	48
Figure III.9 : Pressiomètre Menard.	49
Figure III.10 : Piézométrie.	50
Figure III.11 : La courbe géotechnique du « PV04 ».....	54
Figure III.12 : Lithologie sondage SC34.....	56
Figure III.13 : Sondage SC 34.....	57

Chapitre IV : Modélisation numérique du puits de ventilation PV04

Figure IV.1 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données.	60
Figure IV.2 : Courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb.	63
Figure IV.3 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	64
Figure IV.4 : Définition du module à 50 % de la rupture.	64
Figure IV.5 : Les différentes couches composant le tronçon étudié.	66
Figure IV.6 : Identification des sections types analysées.....	69
Figure IV.7 : Phasage numérique de calcul de la section A.....	72
Figure IV.8 : Phasage numérique de calcul de la section B.....	73
Figure IV.9 : – Section Type A – COMB_FOND – forme de déformation.	74
Figure IV.10 : – Section Type A – COMB_ SISMIQUE– forme de déformation.	74
Figure IV.11 : – Section Type B – COMB_FOND – forme de déformation.....	75

Liste des figures

Figure IV.12 : – Section Type B – COMB_SISMIQUE– forme de déformation.....	75
Figure IV.13 : – Section Type A – COMB_FOND – champ des déplacements horizontaux.	76
Figure IV.14 : – Section Type A – COMB_SISMIQUE – champ des déplacements horizontaux.....	76
Figure IV.15 : – Section Type B – COMB_FOND – champ des déplacements horizontaux..	77
Figure IV.16 : – Section Type B – COMB_SISMIQUE – champ des déplacements horizontaux.....	77
Figure IV.17 :– Section Type A – COMB_FOND – Contraintes principales effectives – $\sigma'_{\max}=447.35 \text{ KN/m}^2$	78
Figure IV.18 :– Section Type A – COMB_SISMIQUE – Contraintes principales effectives – $\sigma'_{\max}=815.83 \text{ KN/m}^2$	78
Figure IV.19 :– Section Type B – COMB_FOND – Contraintes principales effectives – $\sigma'_{\max}=549.24 \text{ KN/m}^2$	79
Figure IV.20 :– Section Type B – COMB_SISMIQUE – Contraintes principales effectives – $\sigma'_{\max}=957.04 \text{ KN/m}^2$	79
Figure IV.21 : – Section Type A – COMB_FOND – Déplacements horizontaux des rideaux (Ux) (Max = $23.58 \cdot 10^{-3} \text{m}$; Min = $-52.11 \cdot 10^{-3} \text{m}$).....	80
Figure IV.22 : – Section Type A – COMB_SISMIQUE– Déplacements horizontaux des rideaux (Ux) (Max = $-53.39 \cdot 10^{-3} \text{m}$; Min = $23.51 \cdot 10^{-3} \text{m}$).....	80
Figure IV.23 : – Section Type B – COMB_FOND – Déplacements horizontaux des rideaux (Ux) (Max = $17.63 \cdot 10^{-3} \text{m}$; Min = $-8.45 \cdot 10^{-3} \text{m}$).....	81
Figure IV.24 : – Section Type B – COMB_SISMIQUE– Déplacements horizontaux des rideaux (Ux) (Max = $-35.40 \cdot 10^{-3} \text{m}$; Min = $-32.50 \cdot 10^{-3} \text{m}$).....	81
Figure IV.25 : – Section Type A – COMB_FOND – Tassements autour de l'excavation.....	82
Figure IV.26 : – Section Type B – COMB_FOND – Tassements autour de l'excavation.....	82

Liste des figures

Chapitre V : Vérification structurelle des rideaux et du système de butonnage

Figure V.1 : – Section type A – Diagramme enveloppe de moments fléchissant agissants de dimensionnement des Rideaux – COMB_FOND.	85
Figure V.2 : – Section type A – Diagramme enveloppe des efforts tranchante agissants de dimensionnement des Rideaux – COMB_FOND.	86
Figure V.3 : – Section type A – Diagramme enveloppe de moments fléchissant agissants de dimensionnement des Rideaux– COMB_SISMIQUE.	87
Figure V.4 : – Section type A – Diagramme enveloppe des efforts tranchante agissants de dimensionnement des Rideaux– COMB_SISMIQUE.	88
Figure V.5 : – Section type B – Diagramme enveloppe de moments fléchissant agissants de dimensionnement des Rideaux – COMB_FOND.	88
Figure V.6 : – Section type B – Diagramme enveloppe des efforts tranchante agissants de dimensionnement des Rideaux – COMB_FOND.	89
Figure V.7 : – Section type B – Diagramme enveloppe de moments fléchissant agissants de dimensionnement des Rideaux– COMB_SISMIQUE.	90
Figure V.8 : – Section type B – Diagramme enveloppe des efforts tranchante agissants de dimensionnement des Rideaux– COMB_SISMIQUE.	91
Figure V.9 : Ferrailage transversale.	93
Figure V.10 : Ferrailage transversale	94
Figure V.11 : Vue en 3D du ferrailage des pieux	98
Figure V.12: Ferrailage transversal.....	98
Figure V.13 : coupe transversale de profilé.	99

Chapitre VI : Analyse de la stabilité du fond de l'excavation

Figure VI.1 : Mécanisme de rupture de la fondation d'une excavation	112
Figure VI.2 : Diagramme pour l'estimation des déplacements en fonction de la profondeur de la fouille et du coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement de fond de fouille pour des écrans butonnés dans de l'argile.....	114
Figure VI.3 : le diagramme de N_c en fonction de (H/B)	116

Liste des figures

Annexes

Figure A1.1 : Station HACEN BADI.....	125
Figure A1.2 : Station pôle universitaire.	126
Figure A1.3 : Station BEAU LIEU.	128
Figure A1.4 : Station OUED SMAR.....	129
Figure A1.5 : Station université HOUARI BOUMEDIENE.	131
Figure A1.6 : Station RABIA TAHAR.	132
Figure A1.7 : Station SMAIL YEFSAH.	133
Figure A1.8 : Station centre des affaires B.E.Z.	135
Figure A1.9 : Station AEROPORT.	136
Figure A2.1 : Puits de ventilation PV1.	137
Figure A2.2 : Puits de ventilation PV2.	138
Figure A2.3 : Puits de ventilation PV3.	139
Figure A2.4 : Puits de ventilation PV4.	141
Figure A2.5 : Puits de ventilation PV5.	142
Figure A2.6 : Puits de ventilation PV6.	143
Figure A2.7 : Puits de ventilation PV7.	144
Figure A2.8 : Puits de ventilation PV8.	145
Figure A2.9 : Puits de ventilation PV9.	146
Figure A2.10 : Puits de ventilation PV10.	147
Figure A3.1 : Implantation des pieux de puits de ventilation PV04	148
Figure A4.1 : Résultat d’essai piézométrique SC34.	149
Figure A4.2 : Lithologie sondage SC35.....	154
Figure A4.3 : Lithologie sondage SC36.....	156
Figure A5.1: Boite de dialogue onglet « Project ».....	158
Figure A5.2: Boite de dialogue onglet « Dimensions ».....	159

Liste des figures

Figure A5.3 : Boite de dialogue onglet General pour Re.....	160
Figure A5.4 : Boite de dialogue onglet paramètre pour le Re.....	160
Figure A5.5: Boite de dialogue onglet Interface pour Re.	161
Figure A5.6 : Boite de dialogue onglet General pour Qag.....	161
Figure A5.7: Boite de dialogue onglet paramètre pour le Qag.	162
Figure A5.8 : Boite de dialogue onglet Interface pour Qag.	162
Figure A5.9: Boite de dialogue onglet General pour Qs.....	163
Figure A5.10 : Boite de dialogue onglet paramètre pour le Qs.....	163
Figure A5.11: Boite de dialogue onglet Interface pour Qs.	164
Figure A5.12: Boite de dialogue onglet General pour Qa.....	164
Figure A5.13 : Boite de dialogue onglet paramètre pour le Qa.	165
Figure A5.14 : Boite de dialogue onglet Interface pour Qa.	165
Figure A5.15 : Propriété de pieux.	167
Figure A5.16 : Valeur de la charge.	168
Figure A7.1 : Modale global de l'analyse « puits de ventilation »	171
Figure A7.2 : Définition géométrique du modèle niveau de soutènement 1 à cote +19.75... 171	
Figure A7.3 : Définition géométrique du modèle niveau de soutènement 2 à cote +14.70... 172	
Figure A7.4 : Définition géométrique du modèle niveau de soutènement 3 à cote +7.68..... 172	

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités

Tableau I.1 : Situation des lignes du Métro d'Alger.	6
Tableau I.2: Dimesnions du tunnel de l'extension LOT1 du métro d'Alger.	9
Tableau I.3 : Les caracteristiques de chaque station.	11
Tableau I.4 : Géométrie du puits de ventilation.	12
Tableau I.5 : Caractéristiques de système de blindage.....	13
Tableau I.6 : Profondeurs des Pieux par type.....	14
Tableau I.7 : Liste Systèmes de butonnage.	18
Tableau I.8 : La structure du génie civil.....	19

Chapitre III : Reconnaissances du site

Tableau III.1 : Les principales caractéristiques des aspects météorologiques régionales du secteur à étudier.....	41
Tableau III.2 : Niveaux piézométriques.	46

Chapitre IV : Modélisation numérique du puits de ventilation PV04

Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération selon la classe ouvrages et la zone de sismicité. ...	67
Tableau IV.2 : Paramètres géotechniques utilisés dans la modélisation.	68
Tableau IV.3 : Phasage exécutif adopté pour la modélisation des travaux d'excavation.	70
Tableau IV.4 : Résultat de déplacements horizontaux des rideaux.....	83

Chapitre V : Vérification structurelle des rideaux et du système de butonnage

Tableau V.1 : Résultat des efforts fléchissant sur les rideaux - Section A -.	91
Tableau V.2 : Résultat des efforts fléchissant sur les rideaux - Section B -.	92
Tableau V.3 : Résultat des efforts tranchant sur les rideaux - Section A -.	92
Tableau V.4 : Résultat des efforts tranchant sur les rideaux - Section B -.	92
Tableau V.5 : dimensions du profilé métallique HEB500.	99
Tableau V.6 : les valeurs statiques du profilé métallique HEB500.	99

Chapitre VI : Analyse de la stabilité du fond de l'excavation

Tableau VI.1 : Calcul de la charge défavorable. 113

Tableau VI.2 : Facteur de sécurité globale mécanisme de rupture de la fondation d'excavation.
..... 116

Annexes

Tableau A4.1: Résultat d'essai PMT sur l'échantillon SC36-SP24..... 149

Tableau A4.2 : Résultat d'essai piézométrique SC35..... 150

Tableau A4.3 : Résultats des paramètres physiques. 151

Tableau A4.4 : Résultats des paramètres mécaniques..... 152

Tableau A5.1 : – Caractéristiques des éléments type « fixed-endanchor » considérés pour
simuler les niveaux de butonnage matérialisés par des profils métalliques 166

Tableau A5.2 : Caractéristiques par mètre de développement des éléments type « plate »
considérés pour simuler la structure de blindage (valeurs de référence) 167

Tableau A6.1 : tableaux de ferrailage. 169

Tableau A7.1 : Les valeurs d'effort axial maximale des butons..... 170

Tableau A7.2 : Les efforts axiaux agissants sur la poutre N°1. 173

Tableau A7.3 : Les efforts axiaux agissants sur la poutre N°2. 173

Tableau A7.4 : Les efforts axiaux agissants sur la poutre N°3. 174

Liste des annexes

Liste des annexes

Annexe 1 : les stations de Lot-1 métro d'Alger	124
Annexe 2 : les puits de ventilation de Lot-1 métro d'Alger.....	137
Annexe 3 : Implantation et définition géométrique des pieux	148
Annexe 4 : Résultats des essais in situ	149
Annexe 5 : Modélisation du projet.....	158
Annexe 6 : Tableaux des sections de ferrailage.....	169
Annexe 7 : Vérification structurelle du système de butonnage :.....	170

Résumé

Ce travail représente l'étude d'un puits d'attaque (ventilation) du projet métro d'Alger tronçon El Harrach Centre -Aéroport International d'Alger, l'extension (Lot 1) à une longueur d'environ 9500 m, qui a servi pour le creusement des galeries de ventilation.

L'objectif de cette étude est l'évaluation des sollicitations lors des différentes phases d'exécution afin de dimensionner les différents éléments structuraux : pieux, anneau, radier, ainsi que l'étude de la stabilité du pieux lors du creusement.

Pour estimer les différentes charges et déplacements des différentes phases de construction de divers points des profondeurs de cet ouvrages et de massif du sol autour du puits, une modélisation en éléments finis avec le logiciel PLAXIS a été réalisée en tenant compte du comportement drainé des couches de sol ainsi que l'action sismique.

L'action sismique a été prise en compte par une analyse pseudo-statique en considérant une accélération égale à 0.1g (valeur recommandée par le maitre d'ouvrage « entreprise Métro d'Alger »).

Mots clés : Puits de ventilation, pieux, stabilité, comportement drainé, action sismique.

Abstract

This work represents the study of an attack shaft (ventilation) of the Algiers metro project section El Harrach Center-Algiers International Airport, the extension (Lot 1) has a length of about 9500 m, which served for digging ventilation galleries.

The objective of this study is the evaluation of the stresses during the various phases of execution in order to size the various structural elements: piles, ring and invert, as well as the study of the stability of the piles.

To estimate the different loads and displacements of the various phases of construction at various points of the depths of this structure and soil mass around the shaft, a finite element modeling with the PLAXIS software was carried out taking into account the drained behavior of the soil layers and the seismic action.

The seismic action was taken into account by a pseudo-static analysis considering acceleration equal to 0.1g.

Keywords: Ventilation shaft, piles, stability, drained behavior, seismic action.

ملخص

يمثل هذا العمل دراسة عمود التهوية لمشروع مترو الجزائر العاصمة بجزء مركز الحراش - مطار الجزائر الدولي، ويبلغ طول الامتداد (Lot 1) حوالي 9500 متر ، والذي صمم من أجل حفر صالات التهوية. الهدف من هذه الدراسة هو تقييم الضغوط أثناء مراحل التنفيذ المختلفة من أجل تحديد أبعاد العناصر الهيكلية المختلفة. وكذلك دراسة استقرار الأوتاد. لتقدير الأحمال المختلفة وقيمة الانتقال في مختلف مراحل البناء نقاط مختلفة من أعماق هذا الهيكل وكتلة التربة حول العمود ، تم تصميم عمود التهوية باستعمال برنامج PLAXIS مع الحركة الزلزالية بالاعتبار من خلال تحليل قيمة ثابت التسارع الذي يساوي 0.1 g. الكلمات المفتاحية: عمود التهوية ، الأوتاد ، استقرار ، الحركة الزلزالية.

Introduction générale

Introduction générale

Depuis toujours, l'homme a eu besoin de se déplacer pour accomplir ses tâches quotidiennes. De ce besoin de se déplacer est apparu le besoin de concentration, de convergence, d'où la naissance des villes. Au cours du temps, ce phénomène est parfois devenu si important que l'on en arrive à parler de mégapole (agglomération urbaine de dimensions considérables, qui regroupe parfois plusieurs villes).

La ville d'Alger a connu un accroissement démographique important, ce qui a rendu la circulation et le déplacement très difficiles, d'où la nécessité de créer une soupape dans le but de désengorger la ville.

L'espace restreint disponible a fait du métro le mode de transport adéquat, apte à répondre aux besoins de mobilité allant croissant de la population, assurer l'articulation avec l'aménagement urbain, assurer l'équité sociale en rendant accessibles des quartiers et des fonctions autrement difficiles à atteindre par les autres modes de déplacements et faire des stations une bonne interface entre l'urbanisme et le transport.

Le processus d'implantation du métro d'Alger, comme tout de mode de transport lourd, se repèrent autour de deux modes de production principaux : le premier mode de construction de la ligne tient à une lecture de la ville et de la production urbaine marquée par un prisme social (par exemple, relier des quartiers que tout séparait par le passé, favoriser une mixité d'échanges, etc.). Dans ce cas, les déplacements et leur accessibilité sont vus comme un outil d'aménagement et d'appropriation des attributs de la ville. Le second mode de production est davantage ancré dans un référentiel environnemental – favoriser les transports en commun « propres », face à la congestion automobile et la pollution urbaines, sinon rendre la ville plus vivable.

Le métro d'Alger apparaît donc comme la solution idoine pour répondre aux préoccupations d'ordre aussi bien urbain, environnemental que social, associée à sa première raison d'être, en l'occurrence la satisfaction des besoins de mobilité de la population.

Les principaux éléments constitutifs d'un métro en général sont, tunnels, stations, puits et rameaux.

Pour valider ce thème nous avons essayé à répondre à la problématique suivante :

Comment maintenir la stabilité des parois d'un puits de ventilation durant la phase du creusement ?

Introduction générale

Pour ce faire, nous avons réparti notre travail en six chapitres, qui se divisent comme suit:

Le premier chapitre concerne les généralités sur le Métro d'Alger.

Le second chapitre présente les méthodes de creusements et de soutènements de puits de ventilation PV-04.

Le troisième chapitre présente les informations géologiques et géotechniques, comme les paramètres géotechniques déduits pour l'utilisation dans les calculs de dimensionnement du blindage.

Le quatrième chapitre qui représente une présentation de logiciel PLAXIS, ainsi l'application de la modélisation de puits de ventilation.

Dans le cinquième chapitre nous allons présenter les résultats des analyses numériques effectués avec PLAXIS, afin de calculer la section d'armatures des pieux et la vérification de système du butonnage.

Le sixième chapitre présente l'analyse de la stabilité du fond de l'excavation pour le calcul de facteur de sécurité globale.

Enfin, nous avons clôturer notre projet par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

1. Introduction

Dans le but de faciliter les déplacements des citoyens via un moyen de transport confortable et sécurise, l'entreprise métro d'Alger a commencé les travaux de réalisation des lignes de métro vers des destinations divers, dans ce chapitre nous allons présenter le projet de métro d'Alger.

2. Description du projet extension du Métro d'Alger lot-1 [1]

2.1. L'importance du projet

La satisfaction de la demande de transport est une des principales préoccupations sociales et économiques d'un pays. En Algérie, le secteur du transport connaît une véritable mutation. Nombre de projets ont été réalisés où sont en phase de réalisation, afin de rendre ce secteur plus performant et plus efficace dans sa contribution dans le développement économique du pays.

2.2. Objectif

La stratégie sectorielle a pour objectif de développer l'offre de transport afin de :

- ❖ Construire un réseau de chemin de transport conforme au projet de développement à moyen et long terme de la ville d'Alger,
- ❖ Satisfaire les besoins de mobilité des personnes et des biens,
- ❖ Améliorer qualitativement le service de transport en commun de la ville d'Alger en atténuant les embouteillages grâce à la répartition améliorée du trafic par extension de la ligne du métro,
- ❖ Développer de manière équilibrée les régions en reliant à travers la ligne du métro le centre-ville d'Alger à sa périphérie.

2.3. Situation actuelle du Métro d'Alger

A l'heure actuelle, la ligne-1 du métro d'Alger et ses divers extensions (A, B et C) sont en cours d'exploitation.

- ❖ **La ligne-1** du métro d'Alger en service s'étend sur une longueur de 8,2km allant de « Tafourah Grande Poste » jusqu'à « Haï El Badr » en comportant 10 stations.
- ❖ **L'extension-A** se déploie sur une longueur de 1,6km entre « Emir Abdelkader » et « Place des Martyrs » en comportant 2 stations.
- ❖ **L'extension-B** se déploie sur une longueur de 3,6 km entre « Haï El Badr » et « El Harrach centre » en comportant 4 stations.
- ❖ **L'extension-C** se déploie sur une longueur de 3,6 km entre « Haï El Badr » et « Aïn Naadja-2 » en comportant 3 stations.

A part ces extensions, les autres extensions (LOT-1, 2, 3) sont en cours de réalisation.

- ❖ **Extension LOT-1** : à partir de « El Harrach Centre », terminus de l'extension B, une nouvelle extension LOT1 commence avec une longueur totale de 9,5km jusqu'à « Aéroport International d'Alger » en comportant 9 stations.
- ❖ **Extension LOT-2** : depuis « Aïn Naadja 2 » terminus de l'extension C, une autre extension commence avec une longueur de 6km jusqu'à Baraki, en comprenant 6 stations implantées le long du tracé.

Les autres prolongements du projet, à savoir LOT-3 et 4 sont en phase d'élaboration.

- ❖ **L'extension LOT-3** commence depuis « Place des Martyrs », dernière station de l'extension A, jusqu'à « Chevalley ». La longueur totale du LOT-3 est de 9,5km et 8 stations sont implantées le long du tracé.
- ❖ **L'extension LOT-4** est élaborée en deux tronçons séparés : l'un allant de « Chevalley » à « Draria » et l'autre de « Stade du 05 Juillet » à « Ouled Fayet ». Avec une longueur totale de 16,70km, le LOT4 comporte 16 stations.



Figure I.1 : Carte situation du Métro d'Alger [1].

Tableau I.1 : Situation des lignes du Métro d'Alger [1].

Situation	Réseaux du Métro d'Alger	Longueur (Km)	Nbre de Stations
En Exploitation	Ligne-1 HAI EL BADR - TAFOURAH	8,2	10
	Extension -L1A PLACE EMIR ABDELKADER - PLACE DES MARTYRS	1,6	2
	Extension -L1B HAI EL BADR - EL HARRACH CENTRE	3,6	4
	Extension -L1C HAI EL BADR - AIN NAADJA 2	3,6	3
En Réalisation	LOT-1 EL HARRACH CENTRE - BAB EZZOUAR - AEROPORT	9,5	9
	LOT-2 AIN NAADJA 2 - BARAKI	6	6
En Etude	LOT-3 PLACE DES MARTYRS - BAB EL OUED - CHEVALLEY	9,5	8
	LOT-4 CHEVALLEY - DELLY BRAHIM - EL ACHOUR - DRARIA DELLY BRAHIM - CHERAGA - OULED FAYET	7,6	8
		9,1	8
Total		58,70	58

2.4. Description de la ligne LOT-1 du Métro d'Alger

Le prolongement de la ligne du Métro d'Alger LOT-1 s'étend sur 9.575km depuis El Harrach Centre qui est la dernière station de l'extension L1B (en cours d'exploitation) jusqu'à l'aéroport International d'Alger. Elle comprend un tunnel double voie, 09 nouvelles stations et 10 puits de ventilation sur tout le tracé. [1]



Figure I.2 : Tracé de l'extension LOT1 du métro d'Alger [1].

L'extension LOT 1 va d'El Harrach Centre jusqu'à l'aéroport en passant par Oued Smar (Beaulieu) et Bab Ezzouar. Aux alentours du tracé, se trouvent les zones d'habitation, les

zones d'aménagement urbain, le camp militaire, les écoles, les administrations, et le commissariat.

Le LOT 1 dessert 4 communes : El Harrach, Oued Smar, Bab Ezzouar, Dar El Beida.

Dans la Commune El Harrach, le tracé trouve son origine à El Harrach Centre où se situe la dernière station de l'extension B et passe par la Caserne de transmission, l'hôpital, les administrations et Hacem Badi (Belfort) abritant un grand nombre d'habitations. Une autre variante du tracé dessert Boumati où se trouvent le marché, le rabattement de bus et une grande zone d'habitation.

Quant à la commune Oued Smar, le tracé traverse la zone où s'installent plusieurs établissements scolaires tels qu'Institut National Agronomique, Ecole Polytechnique d'architecture et d'urbanisme, Ecole Vétérinaire, Résidence Universitaire Bouraoui. Ensuite, il passe le camp militaire de matériels de guerre, l'école technique, le commissariat et la zone d'habitation de Beaulieu.

Dans la commune Bab Ezzouar, le tracé passe Cité Universitaire Jeunes Filles, El Djorf, Université Houari Boumediene, Cité Rabia Tahar où se trouve la station du tramway d'Alger, Business District et une grande zone d'immeubles.

La dernière station du LOT 1 est implantée à l'intérieur de l'aéroport international d'Alger située dans la commune Dar El Beida.

3. Description des ouvrages du projet

Les différents ouvrages constituant le projet consistent à :

- Un tunnel à voie double réaliser en TBM (Tunneling Boring Machine),
- (09) stations,
- (10) puits de ventilation,
- (02) puits d'arrivé (de sortie) pour la machine TBM de conçu pour creusement du tunnel.

Le tunnel à voie double et les stations sont implantés sur le même axe central du tracé, tandis que les puits de ventilation sont excentrés par rapport à l'axe du tracé. La liaison entre les puits et le tunnel à voie double se fait au biais des rameaux (tunnel transversal).

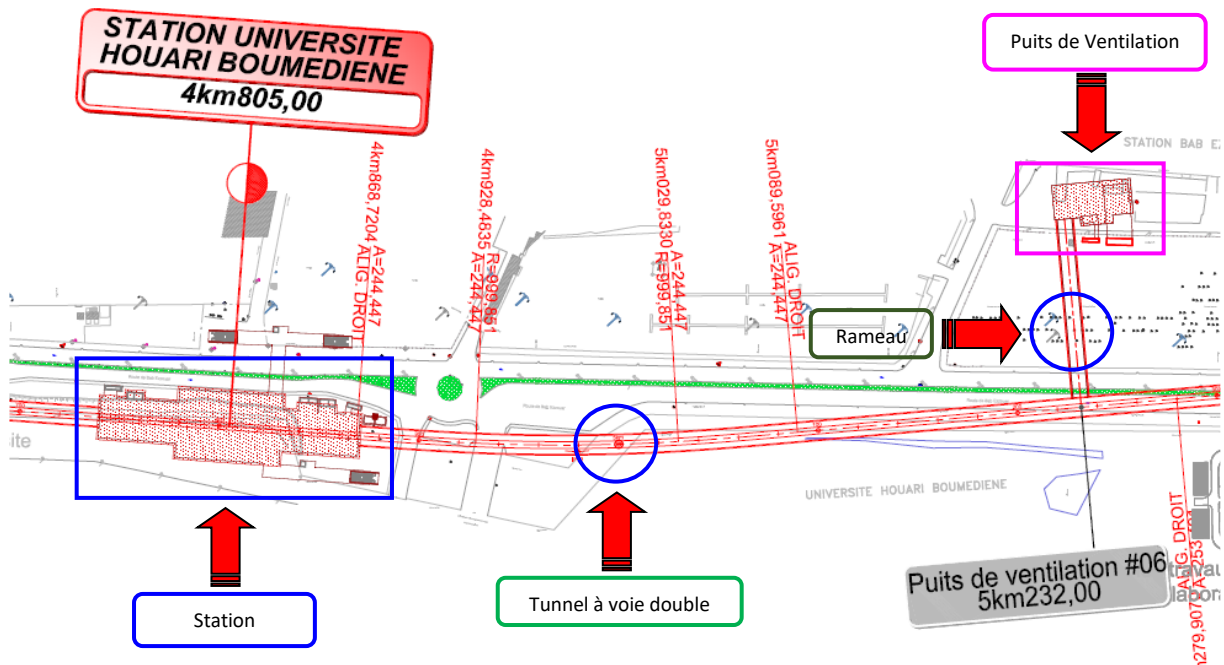


Figure I.3 : Différents ouvrages du projet LOT1 du métro d'Alger [1].

3.1. Le Tunnel

Le tracé du projet constituant le Lot-1 de l'extension du métro d'Alger s'étend de la station d'El Harrach jusqu'à la Station Place de l'aéroport international d'Alger. La longueur globale du tracé est estimée à 9.50 km et la longueur nette du tunnel est de 8355.40 ml hors gabarit des stations qui vaut 1201.6 ml, avec des profondeurs variant de 10 à 100 ml. [1]

Sachant que le tunnel est un ouvrage souterrain et plus au moins profond, les principales contraintes rencontrées sont d'ordre géologique, géotechnique, hydrologique et du milieu urbain.

Les différentes sections du tunnel sont tributaires essentiellement de la méthode de construction choisie, nature et des dimensions des matériels roulants, des différents équipements qui seront mis en place à l'intérieur du tunnel en phase d'exploitation, ainsi des règles de sécurité pour l'évacuation des passagers en cas de problème.

Pour le prolongement LOT-1, le tunnel sera construit par la méthode TBM, cette dernière impose une forme circulaire pour le tunnel.

Le diamètre extérieur et le diamètre intérieur du tunnel sont respectivement 10,2m et 9,3m afin d'assurer les espaces pour l'installation de la voie, d'un passage d'évacuation, des équipements d'alimentation électriques, des caniveaux de drainage, et des équipements de signalisation et de télécommunication.

Tableau I.2: Dimensions du tunnel de l'extension LOT1 du métro d'Alger [1].

Elément	Spécification
Type de tunnelier	Mono-Tube à voie double
Rayon de courbure du Tunnel	R = 200
Diamètre extérieur	10200 mm
Diamètre intérieur	9300 mm
Epaisseur de voussoir	450 mm
Longueur de voussoir	1500 mm
Répartition des anneaux	9+ 01 en Clé

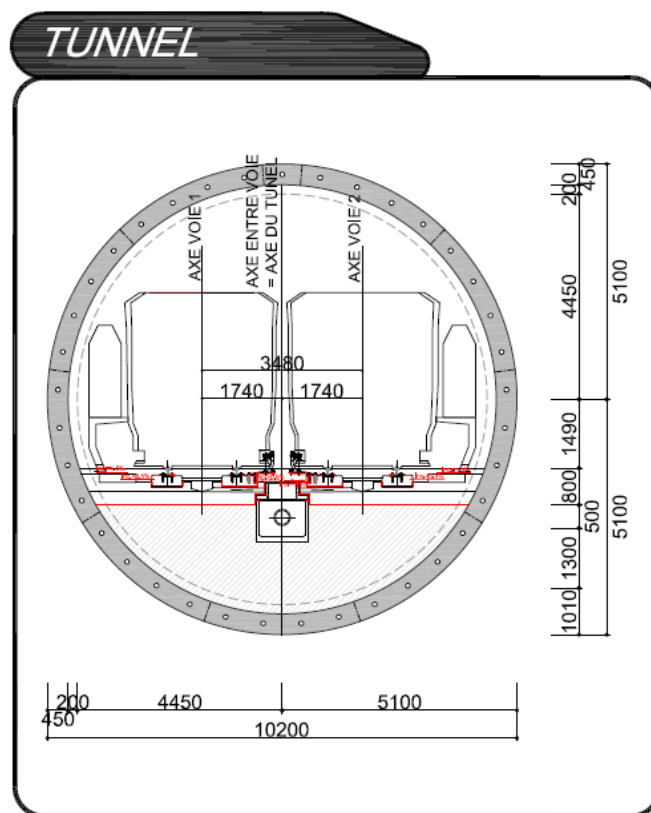


Figure I.4 : Section du tunnel de l'extension LOT1 du métro d'Alger [1].

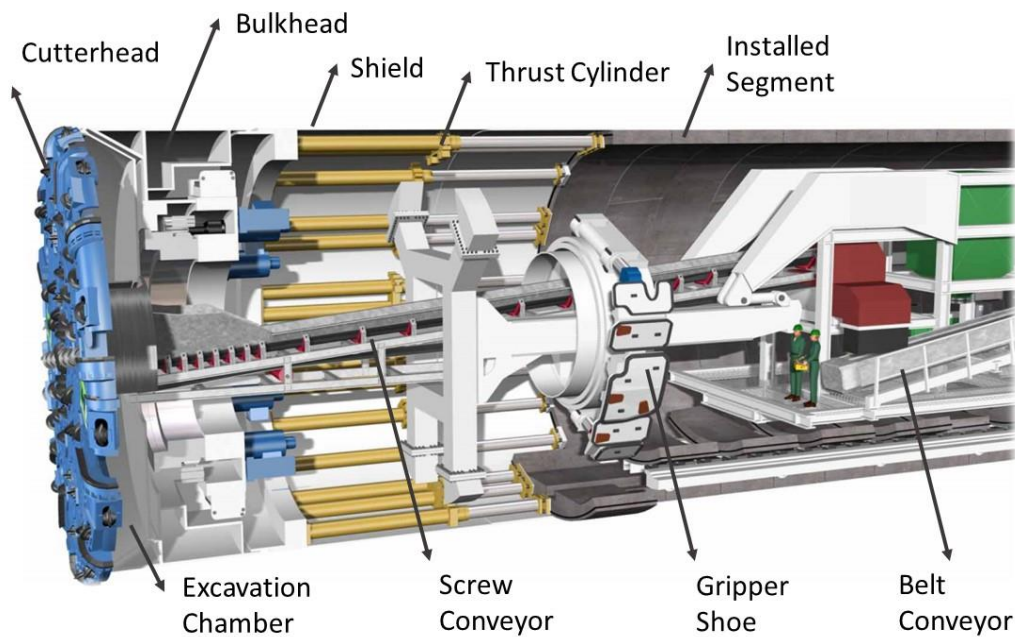


Figure I.5 : Section du tunnelier [1].

3.2. Les Stations

Chaque station est localisée dans l'endroit le plus pertinente en tenant compte des plusieurs aspects tels que : tracé, demande de transport, état actuel d'infrastructure, largeur des routes existantes, déviation du trafic routier pendant les travaux, emplacement des accès et dimension de la station.

La station est dimensionnée en considérant la demande attendue, la largeur des quais, le temps d'évacuation, le type de chaque local prévu ainsi que sa superficie.

Chaque local est localisé en prenant en compte le déplacement rationnel des passagers, et ce pour assurer une meilleure commodité des voyageurs et une gestion efficace des installations tout en garantissant l'évacuation des passagers y compris le personnel, en cas d'incendie ou d'accident.

La localisation, la dimension et les autres caractéristiques de chaque station sont décrites ci-dessous.

Tableau I.3 : Les caractéristiques de chaque station [1].

Nom de station	PK de station	Dimension de la station (B X L)	Profondeur
HACEN BADI	PK0+848.00	18,65mX127,0m	36,4m
POLE UNIVERSITAIRE	PK1+511.00	17,8mX127,0m	32,8m
BEAULIEU	PK2+711.00	15,8mX127,0m	27,1m
OUED SMAR	PK3+807.00	17,8mX127,0m	23,5m
UNIVERSITE HOUARI BOUMEDIENE	PK4+805.00	17,8mX127,0m	20,5m
RABIA TAHAR	PK5+613.00	23,0mX127,0m	19,5m
SMAIL YEFSAH	PK6+710.00	17,8mX127,0m	30,1m
CENTRE DES AFFAIRES	PK7+428.00	17,8mX127,0m	26,7m
AEROPORT	PK8+938.00	17,8mX127,0m	26,3m

(Voir annexe 01)

3.3. Les puits de ventilation

Pour le LOT1, il est prévu d'implanter 10 puits de ventilation (du PV1 au PV10), qui permettent d'assurer une bonne ventilation du tunnel en ligne.

Dans le puits de ventilation en ligne, le désenfumage est effectué à l'aide de la ventilation mécanique en cas d'incendie dans le tunnel.

Les puits de ventilation entre deux stations qui injectent et extraient de l'air en quantité suffisante pour la combustion, permettent de limiter la propagation de l'incendie et d'évacuer les voyageurs tout en sécurité.

Le puits de ventilation est en béton armé et comprend des sorties de secours servant à l'accès des pompiers ainsi qu'à l'évacuation des voyageurs en cas d'urgence.

Le puits de ventilation est implanté en général au milieu des deux stations, mais si les situations environnantes ne le permettent pas, cet ouvrage est localisé dans l'endroit le plus approprié [2] (Voir annexe 02).

Le puis de ventilation est connecté au tunnel par un rameau.

Dans ce mémoire nous nous sommes intéressés à l'étude de puits de ventilation PV04.

3.4. Caractéristique du Puits de ventilation PV04

3.4.1. Géométrie du puits

Tableau I.4 : Géométrie du puits de ventilation [1].

Désignation	Valeur
Longueur	40m
Largeur	26m
Profondeur Max	24m

3.4.2. Matériaux utilisés pour la réalisation des puits

Les caractéristiques des matériaux utilisés pour la construction des ouvrages sont les suivants :

A. Béton

❖ Classes des Bétons

- C20/25 : Béton de propreté ($F_{c28} = 20\text{MPa}$)
- C30/37 : Béton pour élément structure (Dalles, Radiers, Voiles, Gaines de ventilation, Escaliers et Murs intérieures de séparation) $F_{c28} = 30\text{MPa}$)
- C25/30 : Béton projeté $F_{c28} = 25\text{MPa}$)

❖ Module d'élasticité [3]

- Instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{F_{c28}}$
- Différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{F_{c28}}$

Pour le cas de béton structure C30/37 :

- Module d'élasticité Instantané : $E_i = 34179.56 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité Différé : $E_v = 11496.76 \text{ MPa}$

B. Acier

❖ Acier pour armature (FeE500)

- Limite d'élasticité caractéristique : $f_e = 500\text{MPa}$
- Module d'élasticité : $E = 210\,000 \text{ MPa}$

❖ Acier pour treillis soudé (FeE500)

C. Profilés métalliques pour système de butonnage

- Nuance (S275)

✓ Limite d'élasticité : $f_e = 275 \text{ MPa}$

✓ Module d'élasticité : $E = 210\,000 \text{ MPa}$

- Sections : HEB 500, HEB 400, HEB 140

D. Barbacane (Tube en PVC)

✓ $\Phi = 50 \text{ mm}$

✓ $50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$

E. Système de Blindage (Phase Creusement Puits) [2]

Tableau I.5 : Caractéristiques de système de blindage [2].

Désignation	Caractéristique
Pieux forés en Béton Armé	Ø80cm Espacé de 1.1m
Butons en Profilés métallique	HEB-500/400/140 – Nuance S275JR
Soutènement entre Pieux forés	En Béton Projeté et Treillis Soudé
Drainage durant creusement Puits	Barbacane en PVC Ø50cm

- Blindage du Puits en Pieux forés (Voir annexe 03)

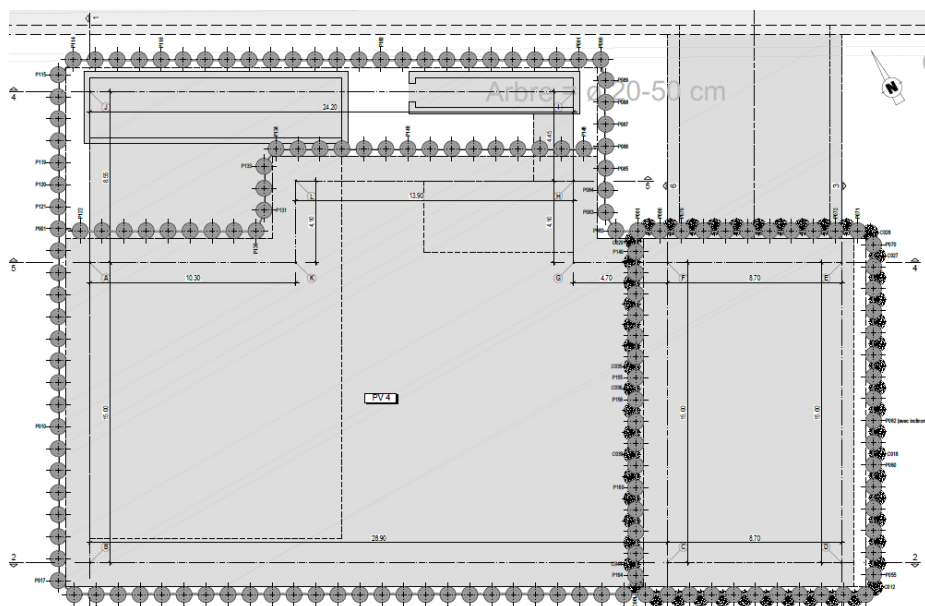


Figure I.6 : Blindage du Puits en Pieux forés Ø80cm Espacé de 1.1m [2].

Tableau I.6 : Profondeurs des Pieux par type [2].

TYPE DE PIEU EN BÉTON ARMÉ Ø800						
TYPE	NIVEAU DE BÉTONNAGE	NIVEAU DE RÉCEPAGE	NIVEAU DE BASE	LONGUEUR DE BÉTONNAGE (m)	LONGUEUR DE RÉCEPAGE (m)	LONGUEUR DU PIEU (m)
PBA1	19.80	19.00	2.50	17.30	0.80	16.50
PBA1a	19.80	19.00	-0.50	20.30	0.80	19.50
PBA1b	19.80	19.00	-3.50	23.30	0.80	22.50
PBA1c	19.80	19.00	-7.00	26.80	0.80	26.00
PBA2	19.80	19.00	-10.00	29.80	0.80	29.00
PBA3	19.80	19.00	-10.00	29.80	0.80	29.00
PBA4	19.80	19.00	10.50	9.30	0.80	8.50
PBA4a	19.80	19.00	5.00	14.80	0.80	14.00
PBA4b	19.80	19.00	7.50	12.30	0.80 <td 11.50	
PBA5	16.45	15.65	2.65	13.80	0.80	13.00
PBA6	7.85	7.05	-9.95	17.80	0.80	17.00

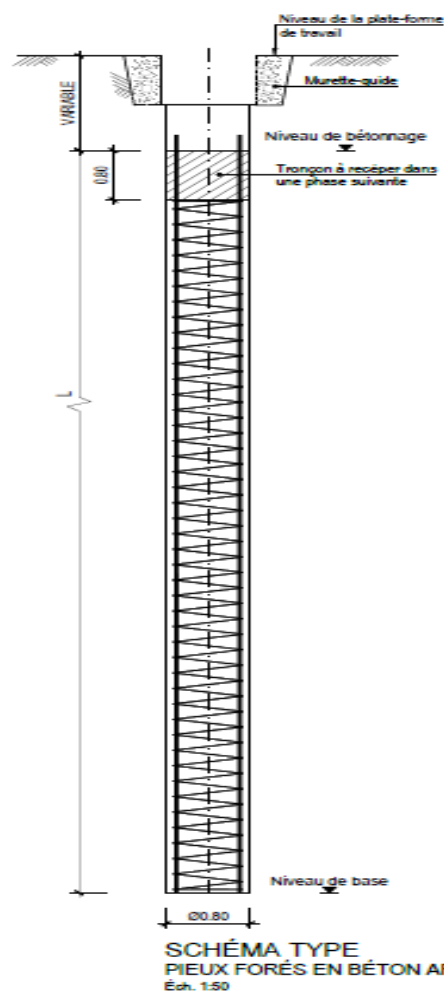


Figure I.7 : Coupe type en profondeur des pieux [2].

Pour assurer le correct alignement des pieux en béton armé et garantir la stabilité de la couche supérieure du terrain à excaver, la construction des murette-guides est considérée indispensable. Dans la figure est présentée la définition géométrique des murettes-guides préconisée dans le projet.

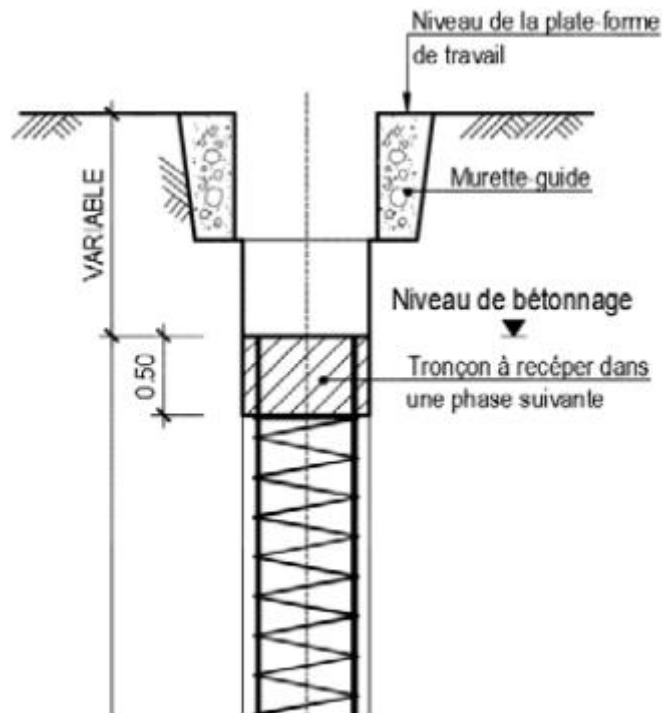


Figure I.8 : Murette guide – section type [2].

Cette structure est constituée par deux murettes parallèles en béton armé, partiellement bétonnés contre le terrain, et la distance entre eux correspondre au diamètre des pieux (0,80 m) additionné de 5 cm. La distance finale correspond à l'espace libre nécessaire au passage de l'équipement de forage des pieux.

Dans les premiers niveaux d'excavation la protection des interstices entre pieux est faite avec une couche de béton projeté entre pieux, qui devra être utile jusqu'à la construction de la structure définitive. Dans la figure nous indiquons la section type de ces rideaux.

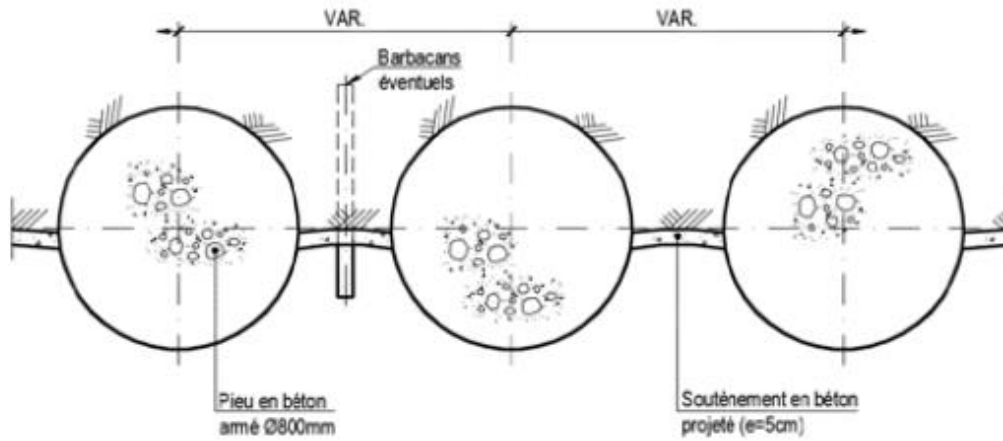


Figure I.9 : Rideaux des pieux et béton projeté [2].

- Système de butonnage

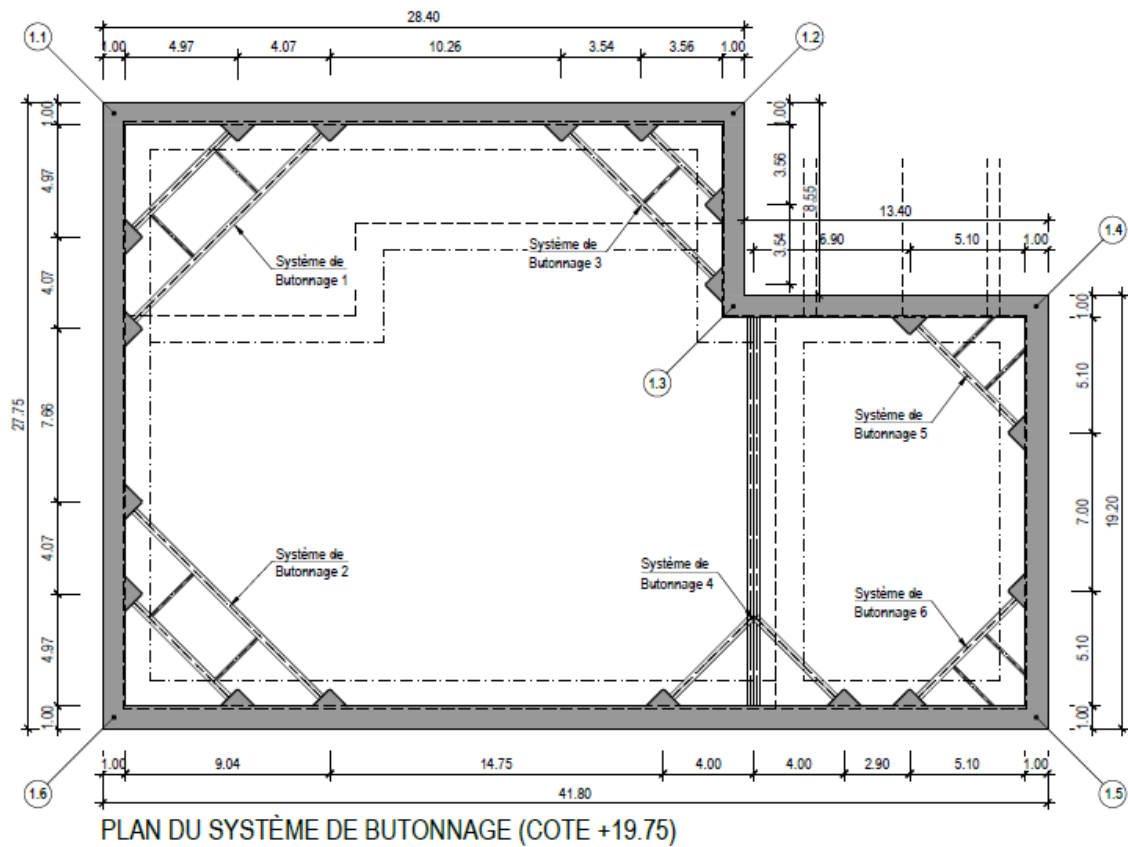


Figure I.10 : Système de butonnage N°1 –Cote +19.75m (SB-1-2-3-4-5 et 6) [2].

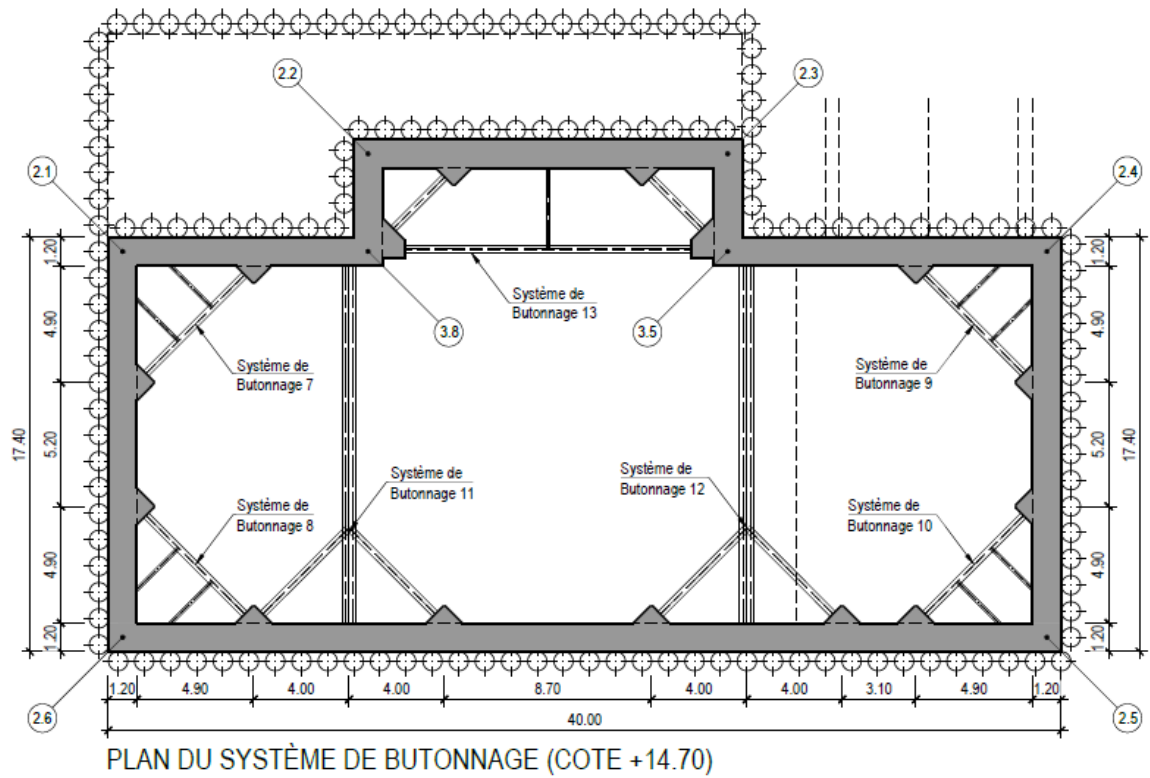


Figure I.11 : Système de butonnage N°2 –Cote +14.70m (SB-7-8-9-10-11-12 et 13) [2].

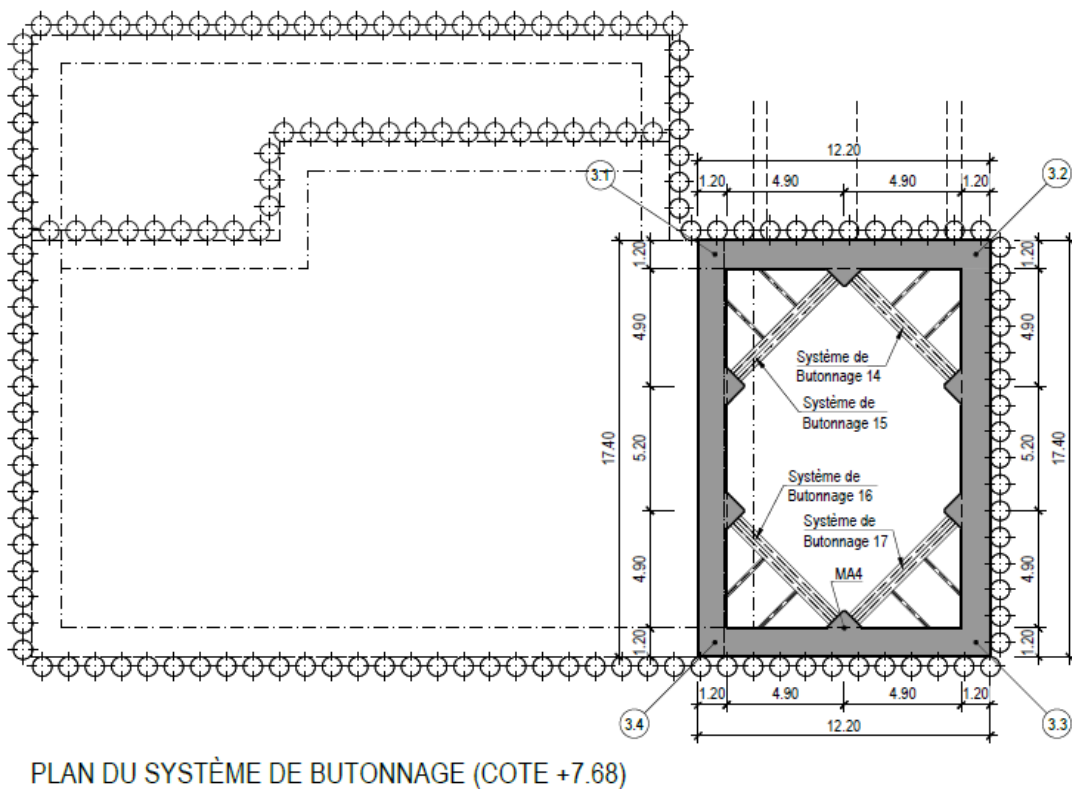


Figure I.12 : Système de butonnage N°3 –Cote +7.68m (SB-14-15-16 et 17) [2].

Tableau I.7 : Liste Systèmes de butonnage [2].

LISTE DES PROFILS MÉTALLIQUES (CLASSE DE RÉSISTANCE S275)					
I.D.	PROFIL	QT.	L/piece	Poids/piece	Poids/système
		(un)	(m)	(kg)	(kg)
SB1	HEB400	1	11.72	1816.60	2933.84
	HEB400	1	5.96	923.80	
	HEB140	2	2.87	96.72	
SB2	HEB400	1	11.72	1816.60	2933.84
	HEB400	1	5.96	923.80	
	HEB140	2	2.87	96.72	
SB3	HEB400	1	8.97	1390.35	2173.53
	HEB400	1	3.97	615.35	
	HEB140	2	2.49	83.91	
SB4	2HEB500	1	17.20	6432.80	8250.44
	HEB500	2	4.86	908.82	
SB5	HEB400	1	6.14	951.70	1131.66
	HEB140	2	2.67	89.98	
SB6	HEB400	1	6.14	951.70	1131.66
	HEB140	2	2.67	89.98	
SB7	HEB500	1	5.86	1095.82	1266.34
	HEB140	2	2.53	85.26	
SB8	HEB500	1	5.86	1095.82	1266.34
	HEB140	2	2.53	85.26	
SB9	HEB500	1	5.86	1095.82	1266.34
	HEB140	2	2.53	85.26	
SB10	HEB500	1	5.86	1095.82	1266.34
	HEB140	2	2.53	85.26	
SB11	2HEB500	1	15.00	5610.00	7427.64
	HEB500	2	4.86	908.82	
SB12	2HEB500	1	15.00	5610.00	7427.64
	HEB500	2	4.86	908.82	
SB13	HEB500	1	11.98	2240.26	3499.28
	HEB500	2	3.06	572.22	
	HEB140	1	3.40	114.58	
SB14	2HEB500	1	5.86	2191.64	2354.07
	HEB140	2	2.41	81.22	
SB15	2HEB500	1	5.86	2191.64	2354.07
	HEB140	2	2.41	81.22	
SB16	2HEB500	1	5.86	2191.64	2354.07
	HEB140	2	2.41	81.22	
SB17	2HEB500	1	5.86	2191.64	2354.07
	HEB140	2	2.41	81.22	
Poids Total (kg)					51391.182

3.4.3. Structure Génie Civil

Tableau I.8 : La structure du génie civil [2].

Elément	Classe de Béton	Epaisseur
Parois – Voile	30MPa	1.2m
Radier	30MPa	1.2m
Dalle	30MPa	1.2m
Gaine de ventilation	30MPa	0.5m et 0.2m

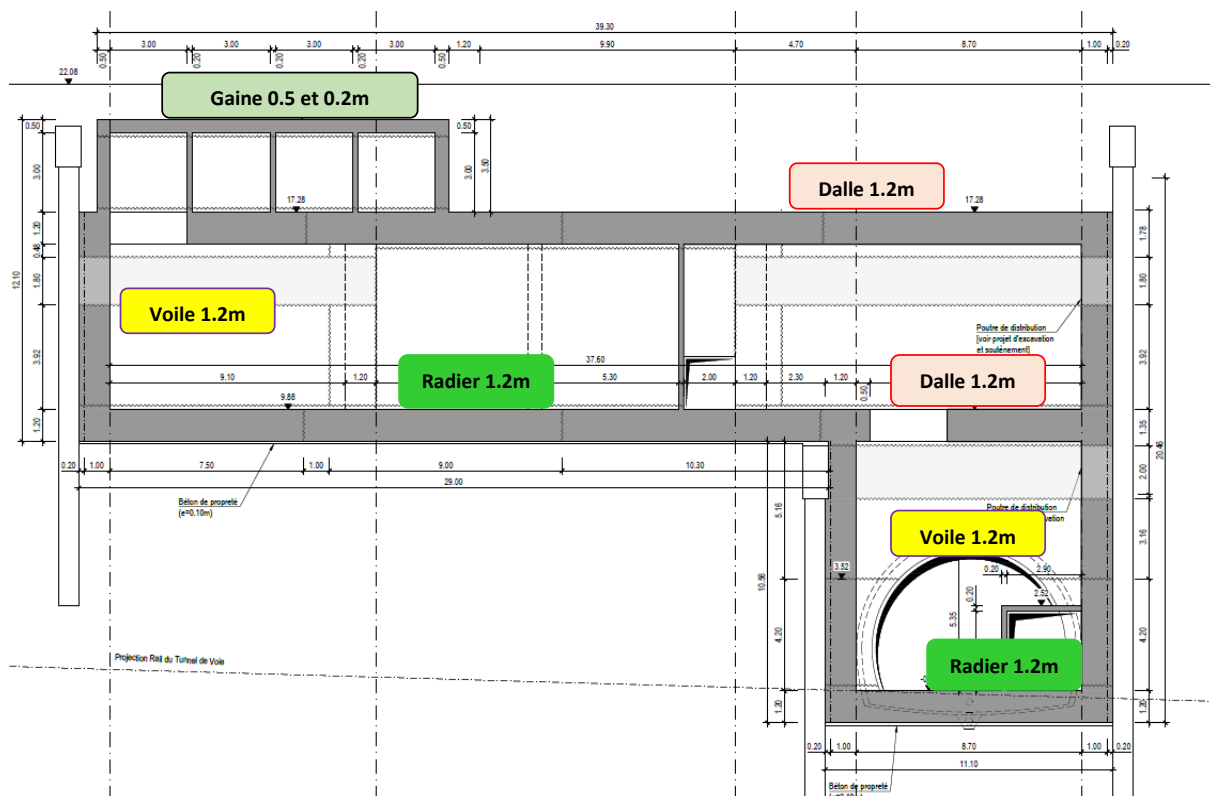


Figure I.13 : Eléments en béton armé du puits [2].

4. Tracé du projet

Les critères principaux de conception du tracé sont :

- ❖ Les besoins et les demandes de l’exploitant de la ligne et du réseau,
- ❖ La localisation des stations par rapport au tissu urbain,

- ❖ Localiser la station dans la zone en alignement droit, ou à la rigueur, dans la zone ayant le rayon de courbure supérieur ou égal à 750 m,
- ❖ Installer la station dans la zone de la pente longitudinale de 2‰,
- ❖ La sécurité et le confort des usagers,
- ❖ Le temps d'accès aux stations,
- ❖ La sécurité de la circulation sur les rames,
- ❖ Installer l'appareil de voie dans la zone en alignement droit,
- ❖ Installer l'appareil de voie dans la zone de la pente longitudinale de 2 à 3‰,
- ❖ Éviter la courbe longitudinale lors de l'installation de la station et de l'appareil de voie,
- ❖ Éviter l'interférence entre la courbe de transition et la courbe longitudinal,
- ❖ La sécurité en phase de construction,
- ❖ Les conditions géométriques,
- ❖ La minimisation des interférences et des coûts.

4.1. Paramètres du tracé en plan [4]

Les valeurs limites ci-après indiquent celles de paramètres applicables à la conception du tracé en plan :

- ❖ Vitesse maximale (km/h) : 70km/h
- ❖ Écartement des voies (mm) : 1 435mm
- ❖ Entraxe (mm) : 3 480mm
- ❖ Rayon minimal de courbure : 110 m
- ❖ Devers maximal : 150 mm
- ❖ Insuffisance maximale de dévers IMax (mm) : 100mm
- ❖ Excès de dévers maximum Max (mm) : 100mm
- ❖ Accélération non compensée aq Max (m/s²) : 0,65m/s²
- ❖ Devers théorique maximal : 2 mm/m
- ❖ Variation d'accélération transversale maximale : 0,40 m/s³

4.2. Paramètre du tracé en profil en long [4]

- ❖ Pente longitudinale maximale en ligne : 55,0‰
- ❖ Pente longitudinale minimale en ligne : 2,0‰
- ❖ La pente longitudinale minimale est de 2 500 m mais jusqu'à 1 250m à la rigueur, et la longueur minimale est de 20m
- ❖ Accélération maximale verticale av Max (m/s²) : 0.22

5. Conclusion

Ce chapitre est une description générale qui permet de préciser les frontières de domaine de champ d'étude et d'avoir une bonne connaissance du système à étudier. Pour cela nous avons pris connaissance de toutes les informations concernant le champ d'étude.

Chapitre II

Méthodes de creusement et de soutènement

1. Introduction

Les ouvrages souterrains regroupent un grand nombre d'ouvrages comme des puits et des tunnels autoroutiers et ferroviaires, des galeries de métro etc.

Tout ouvrage dépend du lieu où il va être érigé. Pour se l'a lors de creusement, il faut prendre en compte divers paramètres, comme le type de sol, la stabilité de celui-ci, la profondeur à laquelle on souhaite arriver, etc.

Ce chapitre présente des différentes méthodes de soutènement et les techniques de creusements des puits. En fonction des différentes données, on aboutira à un choix pour la méthode de creusement adapté à notre puits.

2. Processus de choix de la méthode de creusement

Le choix résulte, en première phase, d'un compromis entre les exigences :

- Du terrain encaissant ;
- Du site et de l'environnement ;
- De la géométrie ;
- Du procédé de construction lui-même.

Cette démarche, plus ou moins détaillée selon la complexité du projet étudié, aboutit à 2 ou 3 variantes techniques possibles. La règle est alors en priorité l'étude de ceux, parmi ces 2 ou 3 procédés de construction, qui assurent le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance : [5]

- La sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction ;
- Une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux) ;
- La souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles) ;
- La limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet tels que :

- Conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés, niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expérience acquise...),
- Insertion du délai global du chantier I dans le planning général d'exécution,
- Coût de la solution et aléas correspondants.

2.1. Les principes de base pour la conception des solutions de blindage et d'excavation de puits [2]

- Recourir à des solutions constructives qui s'adaptent facilement en termes d'évolution de la construction aux solutions prévues dans les différents projets, et qui permettent, de façon suffisamment prudente, de procéder aux excavations jusqu'à la cote de fond définie ;
- Adapter les solutions de construction en fonction du type de travaux en question, de sa dimension et des contraintes qui l'entourent ;
- Contrôler les déplacements de la structure de blindage au fur et à mesure de l'avance de l'excavation ;
- Contrôle de l'affluence d'eau à l'intérieur de l'excavation de façon à éviter soit un abaissement significatif de la nappe phréatique ou des nappes phréatiques installées, soit des phénomènes d'instabilité hydraulique ;
- Recourir aux solutions reconnues en conditions géologiques similaires et à des ouvrages du même type ;
- Intégrer la structure de blindage le plus possible dans la structure finale du puits, en évitant ainsi des travaux postérieurs de démolition dans les zones où il puisse y avoir une interférence entre les structures ;
- Facilité et rapidité d'exécution ;
- Contrôle les coûts associés.

3. Les puits dans les tunnels

Les systèmes de ventilation en tunnel a pour objectif, C'est pour garantir la sécurité en cas d'urgence en cas d'incendie. Afin de créer un environnement sûr et propre. La ventilation des tunnels est principalement dédiée aux urgences en cas d'incendie, où il est essentiel de maîtriser la propagation de la fumée, de créer des zones sûres et de libérer l'environnement

des utilisateurs. Donc les puits de ventilation sont des ouvrages indispensables au fonctionnement du métro en tout sécurité.

4. La réalisation des puits d'attaque

Elle est planifiée en fonction de celle du tunnel, prioritaire de par les moyens qu'elle mobilise.

Pour les puits n'interceptant pas directement le tracé du tunnel, les contraintes de phasage sont de deux ordres : [6]

- Lorsque le fond de puits est dans un terrain non cohérent, réalisation des fondations spéciales avant le passage du tunnelier.
- Excavations du rameau après passage du tunnelier et confortement des voussoirs depuis l'intérieur du tunnel.

5. Techniques de creusement

Les techniques de creusement sont très diverses. Elles varient en fonction de la nature des terrains, de la présence ou non de venues d'eau, de la profondeur des ouvrages, de leur géométrie (section, inclinaison), de l'équipement des entreprises.

5.1. Méthodes de creusement des puits [7]

On peut les regrouper comme suit :

5.1.1. Les méthodes directes de creusement en puits

Ces méthodes comportent toutes le creusement du puits en pleine section du haut vers le bas, les déblais étant remontés à la surface au moyen d'une machine d'extraction. A partir d'une certaine profondeur, le puits doit être équipé à cet effet au fur et à mesure de l'avancement. L'excavation est effectuée manuellement ou à l'aide d'engins dans les sols, au moyen d'explosif dans le rocher.

Dans les terrains rocheux, l'excavation peut également être exécutée par forage au trépan à molettes jusqu'à un diamètre de 2 m environ ou, dans certaines conditions à l'aide d'une machine foreuse pleine section de configuration spéciale jusqu'à 9 m de diamètre, équipée d'un dispositif de remontée hydraulique des déblais. L'emploi de tels moyens mécanisés suppose la réalisation d'un puits sur une grande profondeur.

Dans les terrains meubles, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fouilles verticales au moyen de blindages (palplanches) ou de parois blindées (berlinoise, parois moulées, colonnes jointives de jet) telles qu'utilisées et décrites "Tranchées couvertes".

Avec la technique des parois moulées, des enceintes étanches de 50 à 100 m de profondeur sont maintenant réalisables.

Dans les formations aquifères, on peut avoir recours à la congélation ou au traitement par injection suivant l'épaisseur de la zone aquifère et les caractéristiques du terrain.

Le soutènement est mis en place au fur et à mesure de l'avancement. Son importance est variable selon la nature des terrains. Il peut comporter en particulier l'exécution d'un pré revêtement en béton ou béton projeté auquel est adjoint généralement un dispositif d'étanchéité. Ce pré revêtement est exécuté à l'avancement par tronçons qui peuvent atteindre 20 à 30mètres.

Le revêtement définitif est exécuté soit de façon continue de bas en haut après l'achèvement du creusement, soit en suivant l'avancement avec un certain retard, par tronçons successifs. Il peut être éventuellement armé. Il doit comporter en particulier des appuis logés dans les parois du puits, suffisants pour assurer son ancrage au terrain. L'attention est attirée sur la nécessité d'assurer un bon étanchement de ces structures de puits verticaux, notamment en montagne avec le risque de formation de glace en tête de puits.

5.1.2. Les méthodes de creusement en cheminée

Dans ces méthodes, on s'efforce d'utiliser au mieux la gravité pour assurer l'évacuation des déblais. Elles nécessitent l'exécution préalable d'une galerie de pied du puits pour l'accès au chantier et l'évacuation du marinage. Elles sont adaptées à l'exécution de puits verticaux ou inclinés (une inclinaison supérieure à 30° environ est nécessaire pour assurer le marinage par gravité des déblais), pour les pentes plus faibles, les déblais doivent être évacués par scrapage, goulotte métallique ou marinage hydraulique.

Les méthodes actuelles les plus courantes sont celles utilisant, soit l'explosif avec Plate-forme de travail, soit le creusement mécanisé pour puits inclinés. Dans la première méthode, une plate-forme mobile permettant le transport du personnel et du matériel dans la cheminée sert également de plate-forme de travail pour l'équipe d'avancement. Elle est repliée dans la galerie de pied au moment du tir. De tels dispositifs sont utilisables pour des puits dont la hauteur n'excède pas 300 m. Ils conviennent au creusement de puits verticaux ou inclinés dans un terrain bon ou très bon ne nécessitant pas de soutènement, avec des sections comprises généralement entre 2,5 et 10 m². Il faut bien sûr se prémunir contre les risques de chutes de blocs.

Dans la seconde méthode, une machine foreuse pleine section équipée d'un système de sécurité anti recul fore la galerie inclinée en remontant. Celle-ci a une rampe minimale liée à

l'évacuation gravitaire des déblais dans une goulotte et une rampe maximale de 45° liée à la sécurité.

5.1.3. Les méthodes mixtes utilisant un avant-trou

Ces méthodes combinent les avantages des précédentes, percement d'un avant trou de bas en haut soit par forage soit par minage puis alésage de la cheminée ainsi établie de haut en bas, les déblais étant évacués par la galerie de pied. Cet alésage n'est effectué à l'aide d'explosifs ou de machines foreuses.

Une méthode mixte consiste également à réaliser le puits ou la cheminée par alésages successifs à la machine de bas en haut avec exécution préalable d'un trou pilote foré. Un diamètre de 6 m et une profondeur de 600 m ont déjà été atteints.

5.1.4. La technique de creusement A ciel ouvert

A. Tranchées ouvertes

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

Les mauvais terrains, nécessitent de prendre des dispositions particulières adaptées à chaque site. Si les pentes de talus sont trop faibles, il faut s'accommoder de l'emprise disponible. Il est possible d'augmenter ces pentes par des techniques particulières comme le revêtement en plaques de béton supportées par une poutre en béton armé en partie inférieure, la 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.

C'est la méthode utilisée pour le puits de ventilation PV04.



Figure II.1 : Creusement à ciel ouvert (tranchées ouvert).

B. Tranchées couvertes

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 successivement les piédroits par l'un ou l'autre des procédés, comme on le ferait en tranchée ouverte.

La dalle de toiture est ensuite coffrée à même le sol et en plusieurs parties pour réserver, à tout moment, une ou plusieurs bandes de chaussée pour la circulation de surface. Une fois la dalle terminée, on rétablit définitivement la voirie et on effectue les terrassements à l'abri de la dalle, le radier étant bétonné en dernier.



Figure II.2 : Creusement à ciel ouvert (tranchées couvertes).

6. Les techniques de soutènement

Souvent les excavations souterraines ne sont pas stables, des éboulements ou des effondrements se produisent, soit pendant l'excavation ou après un temps plus ou moins long

dans d'autre cas, la convergence de l'excavation est excessive, ou bien les déformations dues au creusement ne seraient pas admissibles pour les structures voisines. On est alors conduit à soutenir l'excavation ; au point de vue mécanique ce soutènement a pour rôle d'assurer la stabilité à court terme ou à long terme et de contrôler les déformations instantanées ou différées des terrains encaissants. Le soutènement est évidemment le facteur le plus important de la sécurité du chantier.

Les instabilités peuvent apparaître au cours de l'excavation, et le soutènement doit être mis en place au fur et à mesure de la progression du chantier à une distance plus ou moins grande du front d'attaque dans les terrains particulièrement difficiles ; Cependant dans d'autre cas la galerie est stable pendant l'excavation et les effondrements peuvent se produire ultérieurement.

Pour choisir un soutènement et notamment pour déterminer l'épaisseur du revêtement, il faut aussi tenir compte du comportement à long terme des terrains, les déformations différées conduisent dans certains terrains à des sollicitations croissantes ; il convient donc d'étudier successivement le soutènement pendant les travaux d'excavation et les sollicitations de soutènement à long terme, soit pendant la vie de l'ouvrage. [7]

6.1. Mode d'action des soutènements

Le soutènement provisoire est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du soutènement provisoire en fonction de leur mode d'action par apport au terrain.

Les techniques les plus couramment utilisées sont :

- Des soutènements métalliques : cintres métalliques, blindage, boulons ;
- Des soutènements en béton : béton projeté, pré voûte en béton ;
- Des soutènements mixtes : cintres réticulés associés à du béton projeté.

Le cintre permet de suppléer la faiblesse de résistance du béton aux jeunes âges. Une nouvelle méthode de soutènement s'est développée ces dernières années. Elle permet de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur mais déformable de terrain armé. L'excavation est réalisée en pleine section ou en demi-section. Le soutènement, mis en place immédiatement après le creusement, est constitué de boulons armant le terrain et d'une coque mince en béton projeté, armée d'un treillis soudé ou de fibres métalliques éventuellement de cintres. Ce soutènement léger présente une souplesse suffisante pour accepter les déformations du terrain. On fait appel à un soutènement provisoire.

On peut en distinguer quatre catégories différentes : [7]

- ✓ Les soutènements agissants par confinement du terrain encaissant. On distingue :
 - Le béton projeté seul.
 - Le béton projeté associé à des cintres légers.
 - ✓ Les soutènements agissant comme armature du terrain encaissant, il s'agit des boulonnages sous diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément. On distingue :
 - Les boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine)
 - Les boulons à ancrage reparté (scelles à la résine ou au mortier)
 - Les barres foncées
 - Les soutènements agissant par supportage
 - Les cintres lourds ; cintres légers
 - Les plaques métalliques assemblées
 - Les voussoirs en béton
 - Les tubes perforés (voûte parapluie) ;
 - ✓ Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques. On distingue :
 - Les injections de consolidation ;
 - L'air comprimé
 - La congélation
 - ✓ Le soutènement assure les fonctions suivantes :
 - Protection contre les chutes de pierres
 - Soutien des blocs rocheux soumis à des pressions
 - Exercer sur le terrain une certaine réaction
 - S'opposer en tout ou en partie à la détente de la roche supporter le poids du toit d'une galerie.
- D'où :
- Opposer au terrain une pression de confinement
 - Ne pas être trop rigide et pouvoir se déformer (pression...).

6.2. Le soutènement de puits de ventilation (PV04)

D'après les principes de base l'équipe du métro d'Alger a opté pour la méthode de soutènement par les pieux forés avec buttons vu que la nappe au-dessous (absence d'eau) et la profondeur du tracé n'est pas très grande.

6.2.1. Les pieux forés avec tirant d'ancrage ou avec buttons

Cette technique connaît le plus d'applications aujourd'hui, car elle évite les moyens de battage souvent exclus en site urbain, les pieux consiste a coulé du béton armé en place dans un forage, ce dernier peut se réalisée par plusieurs techniques de forage.

La réalisation d'un pieu foré peut être résumée comme suit : [8]

- Fabrication de la cage d'armature.
- Réalisation de la plate-forme de travail.
- Implantation du pieu.
- Mise au point de la foreuse.
- Installation du tubage provisoire (éventuel).
- Forage du pieu jusqu'à la profondeur indiquée sur les plans d'exécution.
- Nettoyage du fond avec le plus grand soin.
- Mise en place de la cage d'armature.
- Dessablage.
- Bétonnage.
- Récupération du tubage provisoire (éventuel).

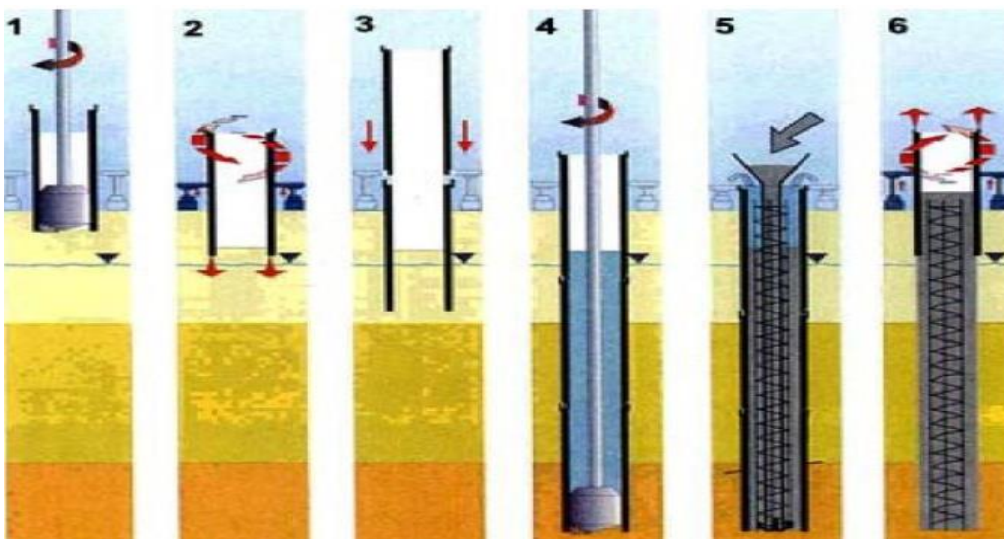


Figure II.3 : Mode opératoire des pieux forés tubé [8].

La stabilité de ce type de soutènement est assurée par la fiche des éléments verticaux auxquels sont souvent associé des dispositifs d'appuis (tirants ou buttons) qui sont mis en place au fur à mesure de l'avancement de creusement.

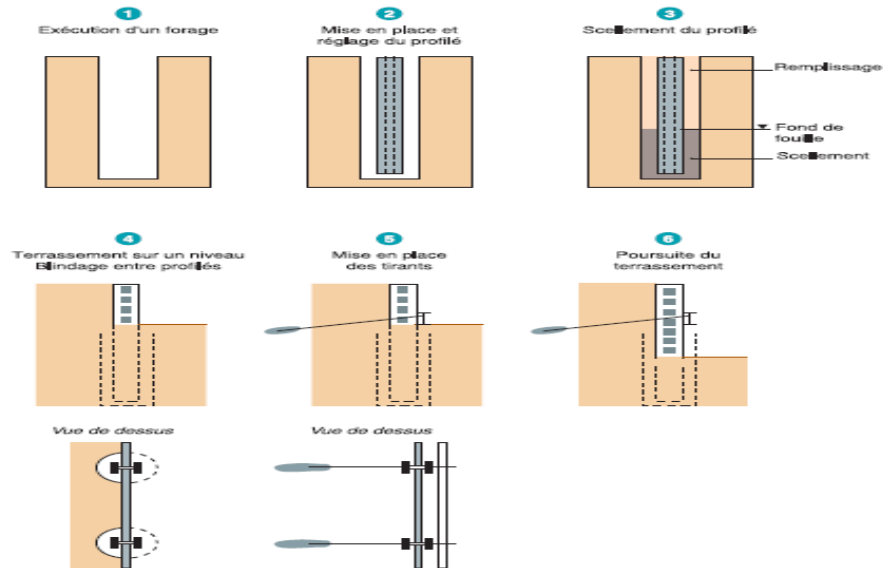


Figure II.4 : Schéma d'exécution de pieux avec tirant [8].

6.2.2. Profilés métalliques pour système de butonnage

A. Les cintres

Ce sont des fers profilés en I ou H, cintrés à la demande selon la courbure, ils peuvent être des cintres lourds (H), réticules pour les soutènements en grande section, ou des cintres légers (TH) utiliser généralement pour les petites sections. [2]

Dans ce projet a été utilisé les HEB-500/400/140 – Nuance S275JR.

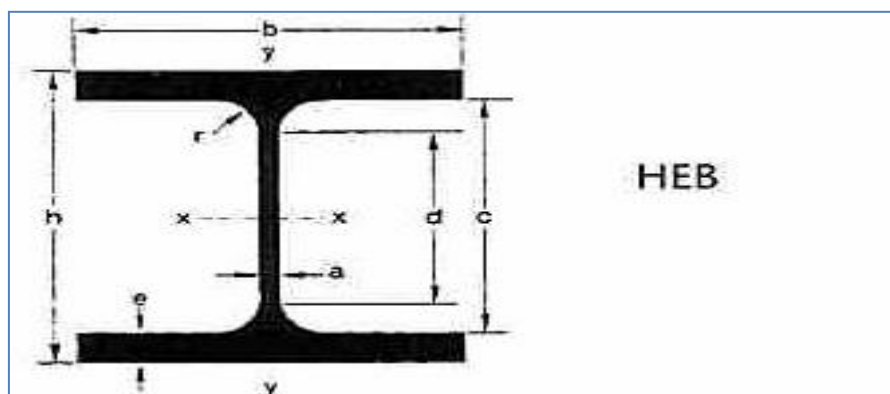


Figure II.5 : Cintre lourd en HEB.



Figure II.6 : Pieux avec des buttons [1].

6.2.3. Jet grouting

Jet grouting consiste à déstructurer le sol à l'aide d'une haute pression (20 à 40 MPA) dans un forage et à mélanger le sol érodé avec un coulis auto-durcissant pour former des colonnes. Les colonnes de Jet-grouting ont généralement un diamètre compris entre 0.80 et 3.50 m et peuvent atteindre une profondeur de l'ordre de 50 m, en fonction de la méthode utilisée et nature de sol. Pour garantir la bonne mise en œuvre du procédé, il est idéal de se trouver en présence d'un sol qui ne soit ni trop dense ni trop cohérent, Néanmoins, tous les types de sol peuvent être traités par cette méthode. [2]

L'avantage qui contient le jet grouting (applicable dans des espaces limitées, la bonne transmission des charge, applicable dans différents types de sol) nous a permis d'utiliser cette nouvelle méthode dans plusieurs domaines :

- Élément de fondation.
- Réalisation des structures de soutènement.
- Améliorer les propriétés géotechniques du sol.
- Réalisation des clous (ancrage horizontal).

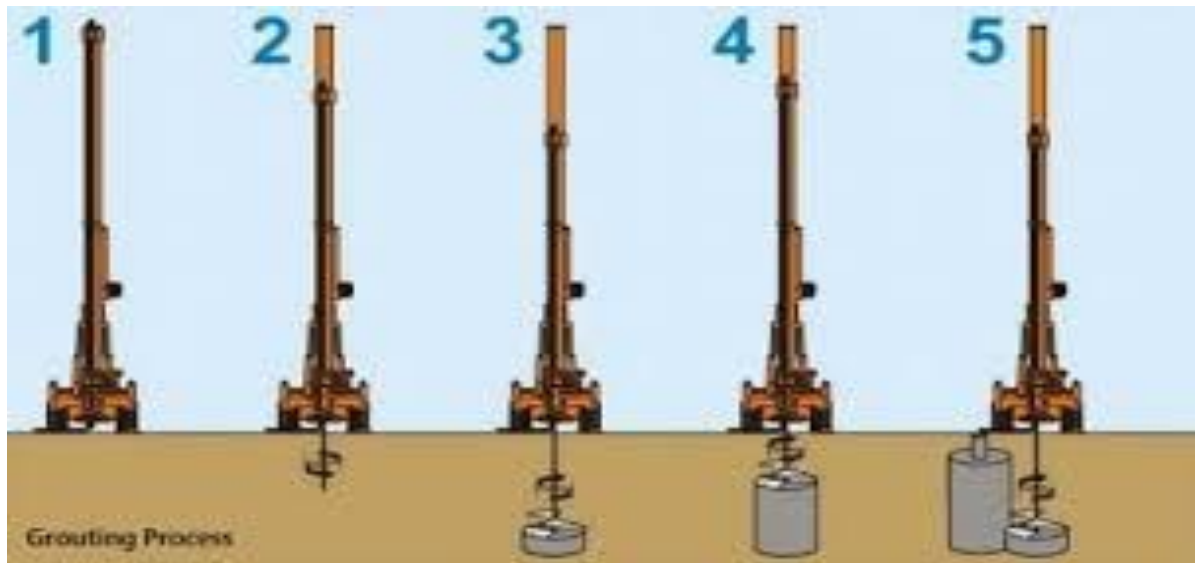


Figure II.7 : Mode d'emplois du jet grouting [8].

6.2.4. Béton Projeté et Treillis Soudé [5]

A. Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Si l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, date seulement d'une vingtaine d'années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NMA).

Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté :

- Le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière ;
- Le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton ;
- Le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton ;

- Dans le cas de très fortes contraintes initiales (forte couverture) et lorsque le terrain présente un comportement plastique, les déformations de convergence indispensables à l'obtention de l'équilibre sous la pression de confinement dont est capable le soutènement risquent d'être incompatibles avec la déformabilité du béton. D'un point de vue pratique, l'épaisseur du béton projeté est généralement comprise entre 10 et 25 cm. Il est le plus souvent mis en place en plusieurs passes et armé de treillis généralement fixé à la paroi par des épingles ou par l'intermédiaire des boulons s'il y en a. La projection peut se faire par voie sèche ou par voie humide. Dans le premier cas, le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance. Dans le deuxième cas, le mélange d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air est injecté à la lance pour assurer la projection.

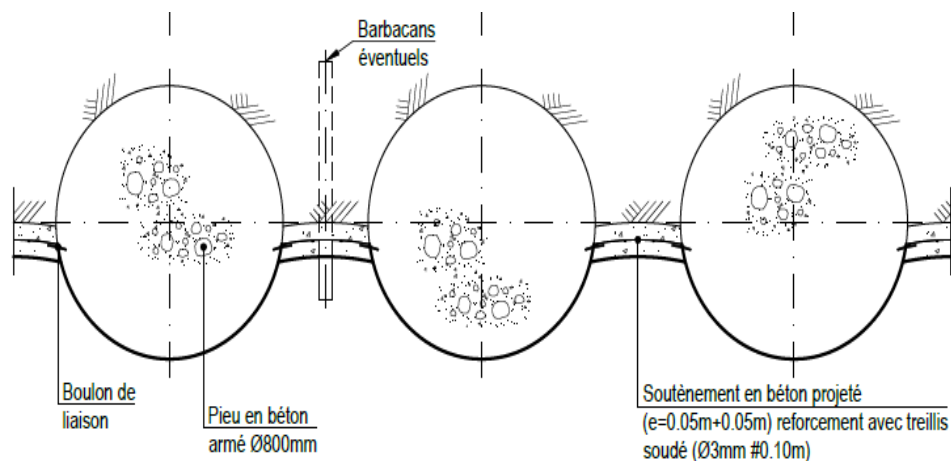


Figure II.8 : Coupe type Pieux forés et soutènement entre Pieux [2].

7. Conclusion

Le choix de la méthode d'exécution revient à l'ingénieur qui doit prendre en considération le type de terrain traversé, la forme et les dimensions de profil transversal de puits sans oublier l'aspect économique qui est très important.

Chapitre III

Reconnaissance du site

1. Introduction :

Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé d'un ouvrage est nécessaire, telles que les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques qui sont des facteurs importants, ils déterminent le degré de difficulté et le coté de réalisation d'un ouvrage souterrain, en influençant le choix et la mise en œuvre des méthodes de construction, dans ce chapitre nous avons présenté un résumé de l'information géologique et géotechnique, comme les paramètres géotechniques déduits pour son utilisation dans les calculs de dimensionnement du blindage.

2. Contexte géologique :

2.1. Aperçu géologique régional [5]

L'Algérie fait partie de l'ensemble Nord-Ouest africain. L'examen du schéma structural montre qu'elle est naturellement subdivisée en deux principaux ensembles (voir figure ci-dessous).

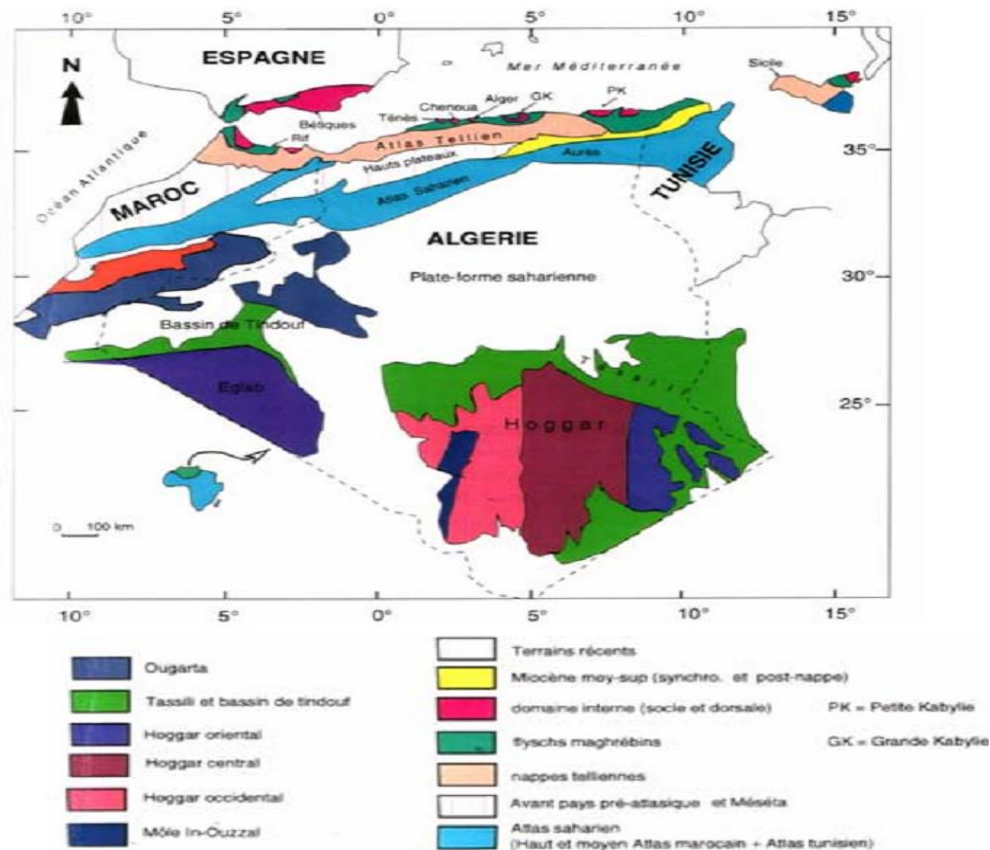


Figure III.1 : Carte géologique simplifiée du Maghreb [4].

Au sud, un domaine méridional, le Sahara avec son climat désertique où affleurent les

socles précambriens du Hoggar et des Eglab sur lesquels viennent en discordance les formations phanérozoïques de la plateforme saharienne.

Au Nord, l'Algérie septentrionale très complexe par son origine et sa disposition, englobant le domaine tellien, l'Atlas saharien et les hautes plaines (D. Belhai, 2001). Étant donné que la zone d'étude est située au nord du Pays, nous nous limiterons à l'étude de cette zone (domaine tellien).

Le domaine tellien fait partie de l'orogène alpin périméditerranéen. Il est subdivisé en plusieurs chaînons eux même appartenant à deux principaux ensembles (voir figure 13) :

Le tell méridional appelé domaine externe des maghrébins formé de terrains autochtones ou parautochtone d'extension réduite (Bibans), et de masses allochtones réparties en nappes telliennes formées de terrains marno-calcaires du Crétacé supérieur et de nappes argilo gréseuses du Crétacé au Miocène. L'ensemble est recouvert en discordance par des terrains post-nappes ;

Le tell septentrional appelé domaine interne des maghrébins constituée d'un socle cristallophyllien ou socle Kabyle surmonté par des formations sédimentaires du paléozoïque ainsi que par la dorsale kabyle et l'Oligo-Miocène kabyle. Les terrains de couvertures post nappes discordantes sur les formations anciennes sont d'âge Mio-Plio-Quaternaire ;

Le domaine des flysch constitués d'un ensemble de nappes à matériel détritique. Cet ensemble regroupe des formations allant du Jurassique moyen à l'Eocène.

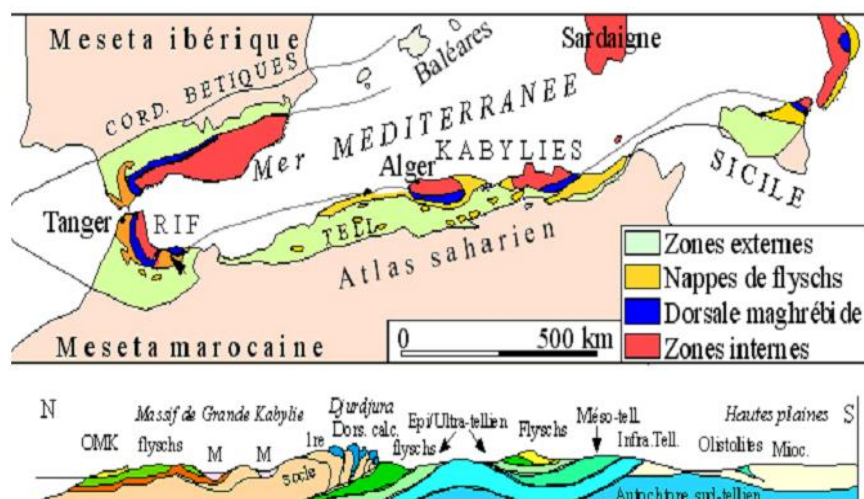


Figure III.2 : Carte et coupe structurales schématiques de la chaîne maghrébine [4].

2.2. Aperçu géologique local

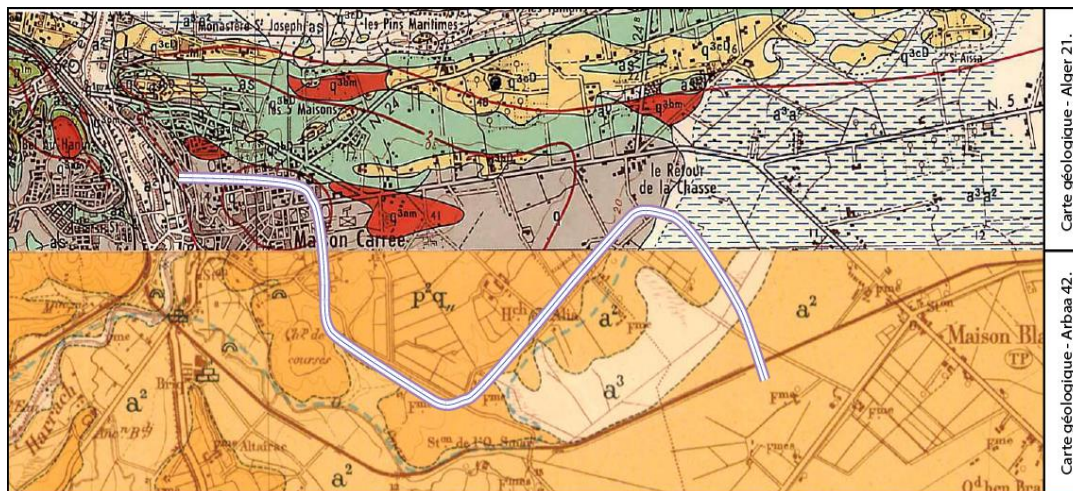


Figure III.3 : Aperçu des cartes géologiques d'ALGER et d'ARBAA au 1/50 000 [4].

2.2.1. Stratigraphie [4]

A. Remblais

- Le long du tracé, de nombreux remblais ont été identifiés dont la nature est hétérogène, ainsi que leurs objectifs, soit des remblais consolidés et compacts au niveau des tracés des infrastructures, soit des remblais de terrassement, non consolidés, ainsi que fréquemment des déchets.
- Les remblais rencontrés le long du tracé présentent des épaisseurs de moindre importance et coïncidant principalement avec les zones urbanisées.

B. a3 : Zones marécageuses : (Carte géologique ARBAA – 42)

- Il s'agit des parties de la plaine occupées jusqu'au 20^e siècle par des marécages et encore inondées actuellement lors des périodes pluvieuses.

C. a2 : Alluvions récentes : (Carte géologique ARBAA – 42)

- Limons de la Mitidja, dans la partie la plus basse de cette plaine et alluvions des vallées, jusqu'à 5m au-dessus des lits des rivières (Fin du comblement flandrien).

D. q3am : Dépôts marins détritiques : (Carte géologique ALGER – 21)

- Il s'agit de formations d'âge Pléistocène, représentées par de très petits galets de quartz et de sable rouge, des poudings et des grès grossiers.

E. p2q,, : Marne et cailloutis de Maison carrée : (Carte géologique ARBAA – 42)

- C'est des formations d'âge Pliocène récent et quaternaire ancien, se traduisant en dépôts de marnes jaunes, dites d'El Harrach et de grès sableux jaunes à stratification entrecroisée, avec parfois des niveaux de galets et de grès sableux jaunes à stratification entrecroisée, avec parfois des niveaux de galets et des lumachelles témoignant d'un milieu littoral agité, avant que la mer reprenne son retrait généralisé.
- Les marnes d'El Harrach constituent aujourd'hui des petits plaquages ou des grandes aires dans la région et ont été bien reconnus dans les sondages ou les sondages ou elles montrent leur nature variée. Sous ce terme seraient groupes de nombreux facies d'argile sableuse, argile a concrétions calcaires.

3. Tectonique et sismicité

L'activité tectonique récente de l'Algérie du Nord est la conséquence de la convergence entre les plaques africaine et eurasiennne (Mc Kenzie, 1972). Elle se traduit d'une part par des plissements et par des fracturations qui affectent notamment les niveaux du Miocène post nappes, du Pliocène et du Quaternaire, et d'autre part par une activité sismique. [5]

Du point de vue tectonique, le projet de la nouvelle extension de la ligne du métro se trouve dans une région à sismicité forte. Le principal accident tectonique observé dans la région est la faille de THENIA qui se situe à la bordure EST de la Mitidja.

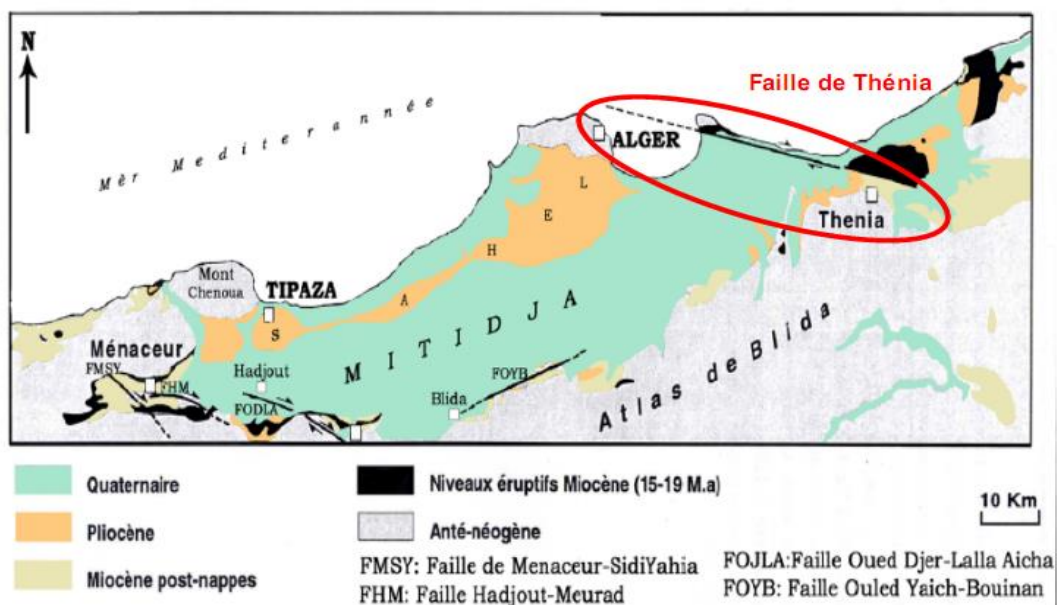


Figure III.4 : Localisation de la faille de Thénia [4].

Elle met en contact le massif de granodioritique miocène de Thénia avec les niveaux marneux du Miocène et du Pliocène. De direction N120, elle se prolonge vers l'Ouest en direction de Cap Matifou, formant un escarpement plio-quadernaire rectiligne, de 60 m d'altitude, dominant au Sud la plaine de la Mitidja. Cette faille, jouant en décrochement, se continue vers le Sud-Est jusqu'à disparaître sous les alluvions d'Oued Isser, et se prolonge en mer vers l'Ouest (Boudiaf, 1996). Sa longueur maximale est estimée à 55 km.

4. Hydrologie [4]

4.1. Climatologie

Le secteur à l'étude s'inscrit au sein de la région d'Alger. Cette zone bioclimatique se définit par des caractéristiques typiques du climat méditerranéen où alternent des étés chauds et humides avec des hivers plus ou moins froids et pluvieux. Les sections qui suivent fournissent les principales caractéristiques des aspects météorologiques régionales du secteur à étudier. Les données présentées proviennent des relevés de trois stations météorologiques de la région.

La station de Dar El Beida a été choisie en raison de sa proximité et de la fiabilité des données qui en émanent (station principale).

Tableau III.1 : Les principales caractéristiques des aspects météorologiques régionales du secteur à étudier [1].

Station	Type de station	La période	Longitude	Latitude	Altitude
Dar EL Beida	Principale	1999 – 2009	03°13'	36°41'	25

4.2. Température

Les températures enregistrées au niveau des stations citées ci-dessus révèlent qu'en période hivernale, ce sont les mois de janvier et février qui sont les plus froids avec des valeurs de l'ordre de 5°C à Dar El Beida. En période estivale, ce sont les mois de juillet et août qui sont les plus chauds, avec des moyennes de température maximale atteignant 30°C pour Dar El Beida. Quant aux températures moyennes annuelles, elles sont de l'ordre de 18°C à Dar El Beida.

4.3. Précipitations

Les précipitations sont caractérisées par une grande variabilité interannuelle et inter mensuelle marquée par une plus grande abondance en hiver et une nette sécheresse en été, ce qui est typique du climat décrit précédemment.

La pluviosité est relativement moyenne à bonne dans les stations étudiées. La moyenne des précipitations annuelles enregistrées pour la période de 1999 à 2009 est de l'ordre de 582,53 mm pour la station de Dar El Beida.

Ces moyennes montrent une alternance régulière, mais non périodique entre les années sèches et les années humides, ne dépassant rarement pas 2 à 3 ans.

Les moyennes mensuelles pour la période de 1999 à 2009 mettent en évidence :

Une période pluvieuse s'étalant d'octobre à mai où le maximum pluviométrique est observé pendant l'automne soit au mois de novembre avec 97 mm pendant l'hiver.

Les minimums sont observés durant la période estivale, c'est la caractéristique essentielle du régime pluviométrique du climat méditerranéen. Le nombre de jours de pluie pendant cette saison est réduit, voir nul pour certains mois, tel celui de juillet qui est invariablement le plus sec pour toute la région.

4.4. Eaux de surface

On peut distinguer dans la région trois bassins versant principaux, à savoir :

- Le Bassin de CHELIF.
- Le bassin de l'oued ISSER.
- Le bassin de la MITIDJA.

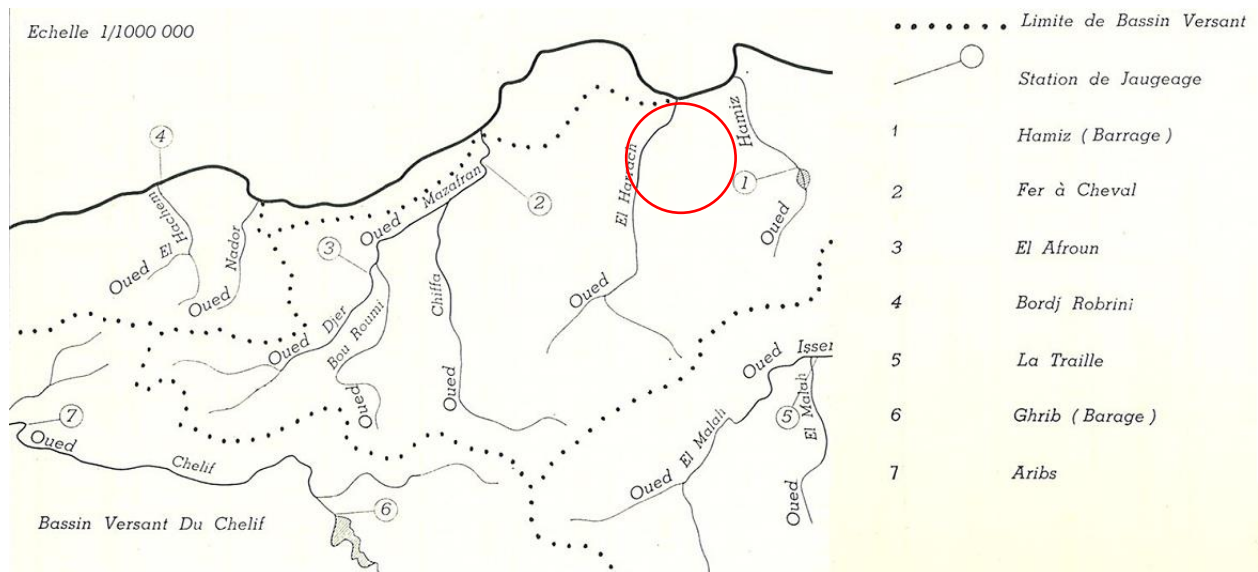


Figure III.5 : Carte des bassins versants et stations de jaugeage [1].

Le bassin de la Mitidja, au sein duquel sera réalisée la future ligne de Métro, est alimenté du côté Ouest par le MAZAFRAN qui reçoit les eaux des oueds DJER, Bou-Roumi et CHIFFA, du côté Est on trouve Oued El Harrach et Oued El HAMIZ.

5. Les formations aquifères

5.1. Morphologie et structure des réservoirs

La plaine de la Mitidja (20m à 50m d'altitude), est située sur l'axe subsident de direction NE-SW, en constant affaissement, se trouvant entre l'Atlas et le Sahel, deux blocs positifs ascendants. Les oueds sont à la recherche d'un niveau de base fuyant, difficilement rattrapé par un alluvionnement à caractère hydromorphe.

Dans la région on peut définir deux ensembles de réservoirs aquifères :

5.2. Le réservoir astien

Il est bien délimité entre un substratum argileux (Marnes du plaisancien) et la couverture des marnes de Maison carrée. Son extension est mal connue. Il s'agit d'une auge à fond plat dont la limite nord se relève pour former le flanc sud du Sahel. Au niveau d'EL HAMIZ, l'Astien est en contact direct avec les alluvions, constituant alors un aquifère unique avec le quaternaire.

L'épaisseur de l'astien est de 150m, mais elle diminue fortement vers le Sud-Est (30m à 15m seulement).

5.3. Le réservoir quaternaire

Il est constitué par les alluvions du quaternaire moyen (Soltano-Tensifien), et la base des alluvions récentes (Rharbien inférieur). Nous rappelons que le substratum est constitué par les marnes de Maison carrée, dont la morphologie très capricieuse de cañons et de hauts fonds impose une inégale répartition des masses alluviales isolées les unes des autres par des marnes non-érodées qui sont sub-affleurantes et déterminent des zones peu aquifères.

Cette nappe est alimentée par la pluviométrie, l'infiltration à parti de l'oued El HAMIZ, ainsi que l'Astien.

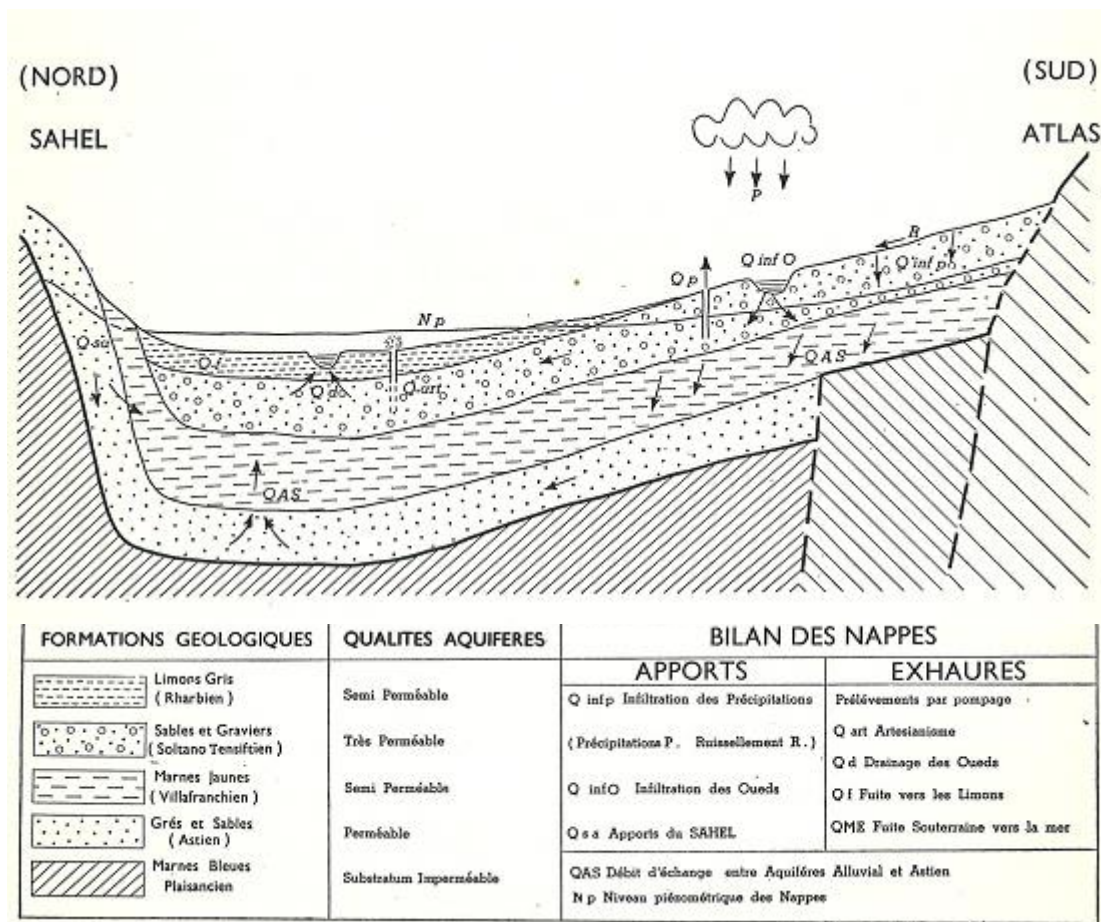
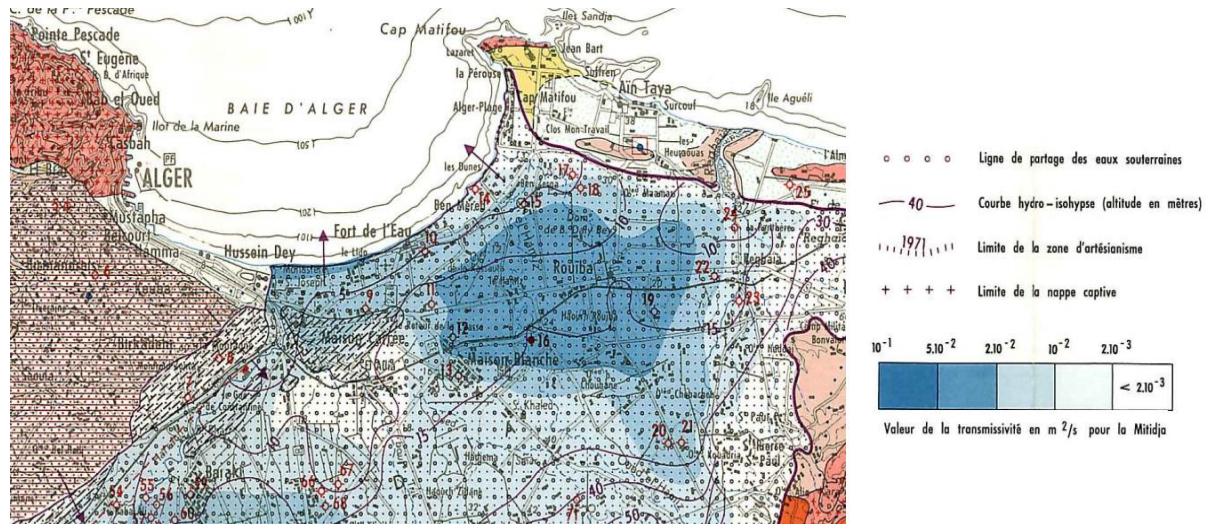


Figure III.6 : Mécanismes hydrodynamiques des nappes de la Mitidja [4].

La nappe s'écoule de l'Atlas vers la mer qui constitue son seul exutoire sous-terrain. A cet écoulement sous-terrain se superpose un écoulement très accentué vers les centres de pompage (Baraki El HARRACH), ainsi que vers les marais de REGHAIA.

Les Fluctuations saisonnières du niveau piézométrique sont quasiment nulles au bord de la côte et atteignent une dizaine de mètres dans les piémonts.

La nappe est libre dans tout le bassin HARRACH-HAMIZ, La carte de transmissivité met en évidence la poche de Rouïba et le haut fond marneux d'EL ALIA au sud d'EL HARRACH.



CLASSÉMENT HYDROGÉOLOGIQUE DES TERRAINS	STRATIGRAPHIE	LITHOLOGIE	HYDROGÉOLOGIE
I II III	QUATÉNAIRE	Alternance d'argiles et de graviers (Mitidja) Sables et graviers (Chélif)	Perméabilité généralement élevée. Ressources en eaux importantes
		Limons de faible perméabilité surmontant les formations ci-dessus	Nappe libre dans les limons (Mazafran-Chélif). Perméabilité faible
		Argiles et cailloutis du Villafranchien (Mitidja) Sables graviers et argiles (Chélif)	Perméabilité faible. Substratum de la nappe des alluvions dans la Mitidja
		Formations à prédominance argileuse	Mauvaise perméabilité. Ressources en eaux faibles. Nappes locales dans les niveaux de graviers (Marengo)
	PLIOCÈNE SUPÉRIEUR (ASTIEN)	Formations dunaires consolidées, quelques lumachelles poudingues et grès	Perméabilité bonne. Nappes phréatiques du Sahel
		Calcaires gréseux, calcaires construits, marnes jaunes, sables	Perméabilité variable. Nappe libre (Région de Birkadem) devenant captive sous la Mitidja
	PLIOCÈNE INFÉRIEUR	Marnes et argiles bleues (Plaisancien et Astien argileux)	Perméabilité très faible. Substratum de la nappe de l'Astien. Pas d'eau

Figure III.7 : Carte Hydrogéologique de la région d'Alger [4].

6. Lectures des niveaux piézométriques [1]

Tableau III.2 : Niveaux piézométriques [1].

Sondage	Niveau de l'eau souterraine (m)	Date de relevé	Sondage	Niveau de l'eau souterraine (m)	Date de relevé
S7	12	05/08/2013	S7	9	29/08/2013
S9	15		S9	11	
S11	Néant		S11	Néant	
S15	Néant		S15	Néant	
S17	Néant		S17	Néant	
S19	10		S19	8	
S21	21		S21	14	
S23	Néant		S23	Néant	
S25	Néant		S25	Néant	
S27	7		S27	5	
S29	22		S29	15	
S31	21		S31	15	
S33	Néant		S33	Néant	
S35	15		S35	11	
S37	25		S37	17	
S39	Néant		S39	Néant	
Sondage	Niveau de l'eau souterraine (m)	Date de relevé	Sondage	Niveau de l'eau souterraine (m)	Date de relevé
S7		19/09/2013	S1	11	12/01/2014
S9	3,6		S3	13	
S11			S5	15	
S15			S13	7	
S17	Néant		S19	10	
S19	9		S27	13	
S21	5,2		S33	Néant	
S23					
S25					
S27					
S29			Sondage	Niveau d'eau (m)	Date
S31			S27	5,9	09/03/2014
S33			S29	10,5	
			S39	12,5	

L'analyse des lectures du niveau piézométrique faites aux niveaux de quelques sondages réalisés confirme l'existence d'une eau sous-terrainne, dans la majorité des points relevés, il reste à définir la nature, ainsi que la provenance de cette dernière.

Une corrélation faite entre la lithologie de formations traversées par les sondages carottés et les lectures piézométriques révèle ce qui suit :

Pour la plupart des cas, les niveaux d'eau rencontrés correspondent à des nappes perchées parfois artésienne d'où la présence de lectures piézométriques dans des niveaux argileux dans certains sondages à l'image du S19, S27 et S29.

Il est à noter qu'au niveau de l'Institut national de l'agronomie (INA) pas loin du sondage S9, se trouve un puits en exploitation, dans lequel le niveau d'eau se trouve à plus de 43m de profondeur.

Au niveau de Puits de ventilation PV4, la nappe phréatique se situe à 12m au-dessous du niveau terrain naturelle.

7. Les essais in situ et en laboratoire effectués dans le « PV04 »

La détermination des caractéristiques d'un sol nécessite la réalisation des essais, ces derniers peuvent être effectués de deux façons :

- ❖ Au sein du massif de sol, par un essai in situ.
- ❖ Au laboratoire après prélèvement d'un échantillon intact.

7.1. Essais in situ [9]

7.1.1. Le pénétromètre dynamique SPT

L'essai au pénétromètre dynamique (SPT Standard Pénétration Test) est sans doute le plus ancien des essais géotechniques in situ, où il a été mis au point en USA dans les années 1930.

Ce test consiste à faire pénétrer dans le sol un échantillonneur standard (échantillonneur Raymond) par l'intermédiaire d'un train de tige sous les coups d'un marteau-pilon d'un poids de 63,5 kg et d'une hauteur de 76 cm. Soit ce marteau, tombant en chute libre sur l'outil échantillonneur, trois mesures sont effectuées en comptant le nombre de coups nécessaire à chaque fois pour l'obtention d'une pénétration de l'outil de 15 cm.

- L'enfoncement de mise en place.
- L'enfoncement d'amorçage.
- L'enfoncement d'essai.

Cet essai présente l'avantage de permettre à la fois de prélever des échantillons remaniés indicatifs des couches traversées et d'avoir une mesure de la résistance du sol.

Cette résistance définie comme la somme des coups de la deuxième et de la troisième pénétration.

L'essai permet

- D'apprécier de façon qualitative la résistance des terrains traversés, et de prévoir la réaction du sol à l'enfoncement de pieux.
- De déterminer l'épaisseur et la profondeur des différentes couches de sol.
- D'effectuer des contrôles de compactage.

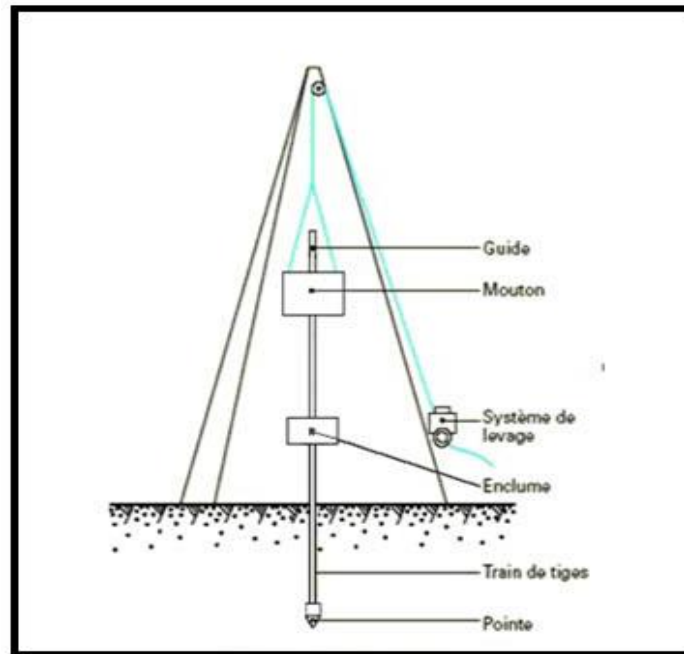


Figure III.8 : L'essai SPT [9].

7.1.2. L'essai pressiométrique Menard « PMT »

Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place, effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage. L'essai permet d'obtenir une courbe de variation volumétrique du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane. On détermine 3 paramètres.

- Le module de déformation du sol « E_m »
- La pression de fluage « P_f »
- La pression limite « P_L »

L'appareil est composé de :

- **Le contrôleur pression volume « CPV »**

Il permet de régler avec précision la pression dans la sonde en vue de réaliser le chargement statique du sol en place et de suivre l'évolution des paliers de chargement.

Alimenté par une bouteille d'azote et logé dans un coffret aluminium muni d'un trépied, il comprend une volumétrie de capacité 800 cm^3 avec voyant de mesure, un détendeur principal, un régulateur différentiel, des manomètres 0-25, 0-60 et 0-100 bar en additionnel, mesurant la pression d'alimentation des cellules de mesure et de garde de la sonde.

- **Les tubulures**

Coaxiales ou jumelées souples, haute résistance à la pression pour une dilatation réduite, elles relient le CPV à la sonde.

- **La sonde tricellulaire**

Elle possède en son centre une cellule dilatable radialement par injection d'eau dont la variation de volume est mesurée au volumètre. Elle est entièrement recouverte d'une gaine qui, gonflée à l'azote, forme deux cellules de garde de part et d'autre de la cellule centrale. Les pressions étant à l'équilibre dans ces trois cellules, le champ de déformation reste ainsi radial aux extrémités de la cellule de mesure.

La mise en œuvre de cet appareil se fait comme suite :

Réalisation d'un forage de telle sorte que sa paroi demeure pratiquement intacte, que son diamètre soit adapté à celui de la sonde (63 ou 76 mm) et que les sols environnants soient le moins perturbé possible. La sonde est placée au niveau désiré et les paliers de chargement sont effectués avec le CPV. Dans les terrains graveleux et bouillant où l'équilibre des parois n'est pas assuré, la sonde sera placée dans un tube fendu déformable radialement introduit dans le terrain par battage, vibrofonçage ou forage simultané.

Une fois la sonde positionnée dans le sol, l'essai pressiométrique commence, des enregistrements sont réalisés automatiquement après 1, 15, 30 et 60 secondes, avec une précision supérieure 0.1 cm^3 sur les volumes et 10 kPa sur les pressions.

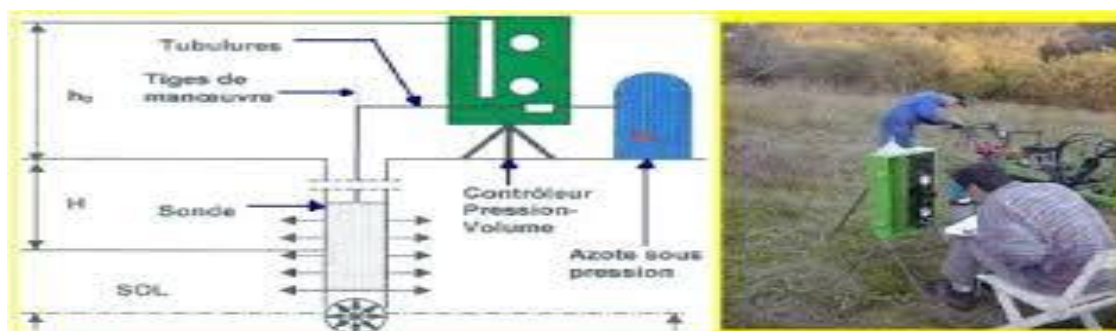


Figure III.9 : Pressiomètre Menard [9].

7.1.3. L'essai piézométrique

L'essai piézométrique Permet de connaître la profondeur du niveau de la nappe phréatique dans les sols au voisinage de l'ouvrage, mais aussi dans les barrages en terre, digues. Il Permet aussi de détecter des fuites à proximité d'ouvrages hydrauliques à condition de placer un nombre suffisant de forages.

L'essai piézométrique consiste qu'après la réalisation d'un forage, on descend dans celui-ci un tube piézométrique crépine sur une longueur minimale de 2 m et bouché à sa partie inférieure. L'espace annulaire compris entre le tube et la paroi du forage est comblé avec un matériau filtre.

Dans le cas où la nappe est captive (en charge), la réalisation d'un bouchon étanche s'impose autour du tube piézométrique au niveau des couches imperméables traversées. La mesure ponctuelle de la profondeur d'eau se fait au moyen d'une sonde équipée d'une électrode que l'on descend axialement dans le tube, lorsque l'électrode entre en contact avec l'eau elle s'allume et donne ainsi la position de la surface de la nappe.



Figure III.10 : Piézométrie [9].

7.2. En laboratoire [9]

On distingue deux types d'essais.

- Les essais d'indentification et physique.
- Les essais mécaniques.

7.2.1. Les essais d'indentification et physique

Pour caractériser un sol, il faut déterminer les paramètres de nature et les paramètres d'état. Les paramètres de nature indiquent les caractéristiques intrinsèques du sol. Ils ne

varient pas au cours du temps et Les paramètres d'état sont en fonction de l'état du sol et caractérisent le comportement du sol sous l'effet d'un chargement donné.

Nous regroupons les essais géotechniques de laboratoire classiques qui permettent de caractériser un sol.

A. Les essais granulométriques

Ils permettent d'obtenir la répartition en pourcentage des grains solides selon leurs dimensions. Deux types d'essais sont envisageables selon le sol à tester :

- Par tamisage (par voie humide ou sèche) pour les éléments de diamètre $D > 80\mu\text{m}$.
- Par sédimentométrie pour les éléments de diamètre $D < 80\mu\text{m}$.

Les résultats sont traduits sous forme d'une courbe granulométrique, tracée dans des axes semi-logarithmiques. À partir de laquelle on peut déterminer.

- Le coefficient d'uniformité de Hazen : $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$
- Le coefficient de courbure : $C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$

B. La teneur en eau

Elle est obtenue par passage à l'étuve à 105°C d'une quantité de sol. C'est le rapport de la masse d'eau évaporée à la masse du sol sec (grains solides). Permet de déterminer le pourcentage massique (W%) d'eau dans le sol étudié.

C. Poids volumique des grains solides

Sa détermination se fait à l'aide d'un pycnomètre. Une masse de sol sec M_s est introduite dans un pycnomètre contenant de l'eau distillée. Après avoir éliminé toutes les bulles d'air, on mesure le volume d'eau déplacé par les grains solides V_s .

D. Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont déterminées en laboratoire sur la fraction du sol passant au tamis 0.40 mm (méthode de la coupelle de Casagrande et du rouleau et appareil de retrait). Cet essai permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau. Il consiste à faire varier la teneur en eau d'une fraction de sol en observant sa consistance.

Permet d'avoir :

- L'indice de plasticité « I_p » : $I_p = w_l - w_p$
- L'indice de consistance : « I_c » : $I_c = \frac{w_l - w}{I_p}$
- L'indice de liquidité « I_L » : $I_L = \frac{w - w_p}{I_p}$

E. Valeur du bleu de méthylène « VBS »

Elle représente la quantité de bleu pouvant être adsorbée sur les surfaces internes et externes des particules du sol. La valeur VBS s'exprime en masse de bleu pour 100g de sol.

❖ Les essais mécaniques

Les essais mécaniques sont des expériences dont le but est de caractériser les lois de comportements des matériaux (mécanique des milieux continus). Et il existe plusieurs types d'essais qui se devisent.

❖ L'essai de compression simple

Il permet de mesurer la résistance à la rupture en compression simple R_c du sol.

L'éprouvette généralement cylindrique, d'élancement de ($H=2D$) est placée entre les deux plateaux d'une presse et soumise à des charges croissantes jusqu'à la rupture. La vitesse d'écrasement doit être suffisamment rapide (1,5 à 2 mm/mn) pour qu'aucun drainage ne puisse se produire pendant l'essai.

La résistance à la compression c'est le rapport de la charge appliqué sur la surface de l'échantillon.

❖ L'essai de cisaillement

- Cisaillement à la boîte.

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre.

Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte donnée. La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à la vitesse de déplacement constante.

L'échantillon est donc cisailé suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une contrainte normale et une contrainte tangentielle déterminées. En répétant plusieurs fois l'essai avec des valeurs différentes de contrainte normale, on peut définir la cohésion et l'angle de frottement.

- Cisaillement triaxial.

L'essai triaxial, consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol, d'élanement voisin de deux, à un champ de contrainte uniforme qui a pour composante :

- Une pression hydrostatique appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant la cellule.
- Une contrainte axiale ou déviatrice, appliquée par l'intermédiaire d'un piston.

On doit fait croître le déviateur jusqu'à rupture de l'éprouvette et laisser la pression hydrostatique constante. En répétant plusieurs fois l'essai on peut tracer les cercles de Mohr correspondants.

F. Coefficient de perméabilité

Le coefficient de perméabilité d'un sol saturé est une caractéristique du sol qui dépend essentiellement de sa granularité, de sa nature, de sa structure, de son indice des vides et de la température.

Plus un sol est fin ou un sol compact, plus les pores sont petits, plus les frottements et les pertes de charge sont importants et plus le coefficient de perméabilité est petit.

Deux méthodes, applications directes de la loi de Darcy, sont utilisées en laboratoire :

- La mesure sous charge constante pour les sols très perméables.
- La mesure sous charge variable pour les sols peu perméables.

G. Essai de gonflement

L'essai de gonflement s'effectue sur des matériaux fins mis en présence d'eau. Il permet de déterminer la pression de gonflement d'un matériau ainsi que sa déformation lorsqu'il est soumis, en présence d'eau, à des contraintes verticales inférieures à cette pression de gonflement.

L'essai s'effectue sur plusieurs éprouvettes du même échantillon prélevées au même niveau. Chaque éprouvette est placée dans une cellule et un effort axial vertical maintenu constant est appliqué.

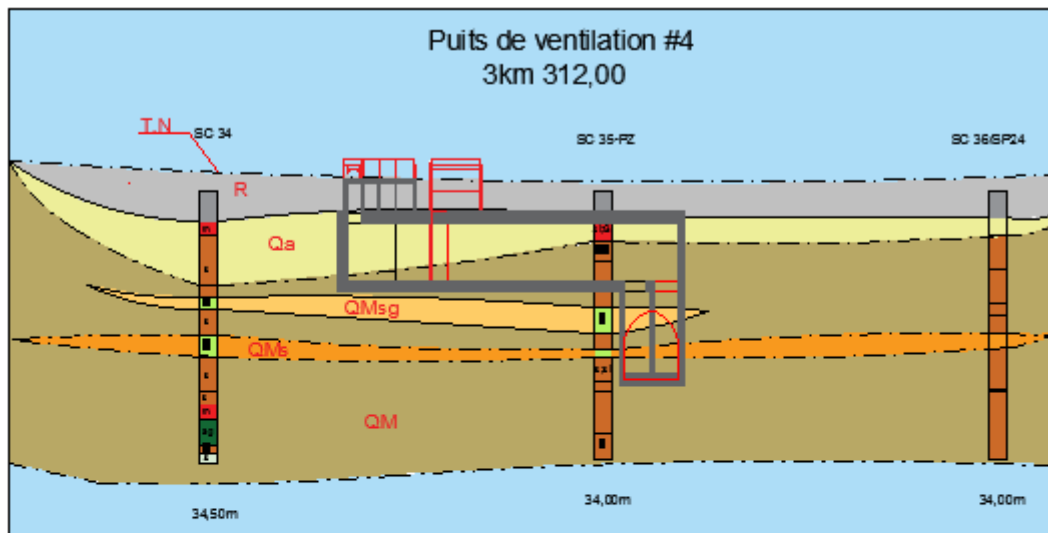
H. L'essai œdométrique

Les essais de consolidation et de compressibilité permettent d'apprécier la déformation verticale des sols. Le but est de mesurer le tassement au cours du temps d'une éprouvette cylindrique (intacte) type galette placée dans une enceinte sans déformation latérale possible au fur et à mesure de l'application de différentes charges verticales constantes. L'éprouvette

est saturée d'eau au préalable au premier chargement et étant drainée en haut et en bas, elle est maintenue saturée pendant l'essai. (Voir annexe 04)

8. La courbe géotechnique

Les résultats obtenus à partir des différents essais sites nous a permet de dessiner la courbe géotechnique de notre puits de ventilation « PV 04 ».



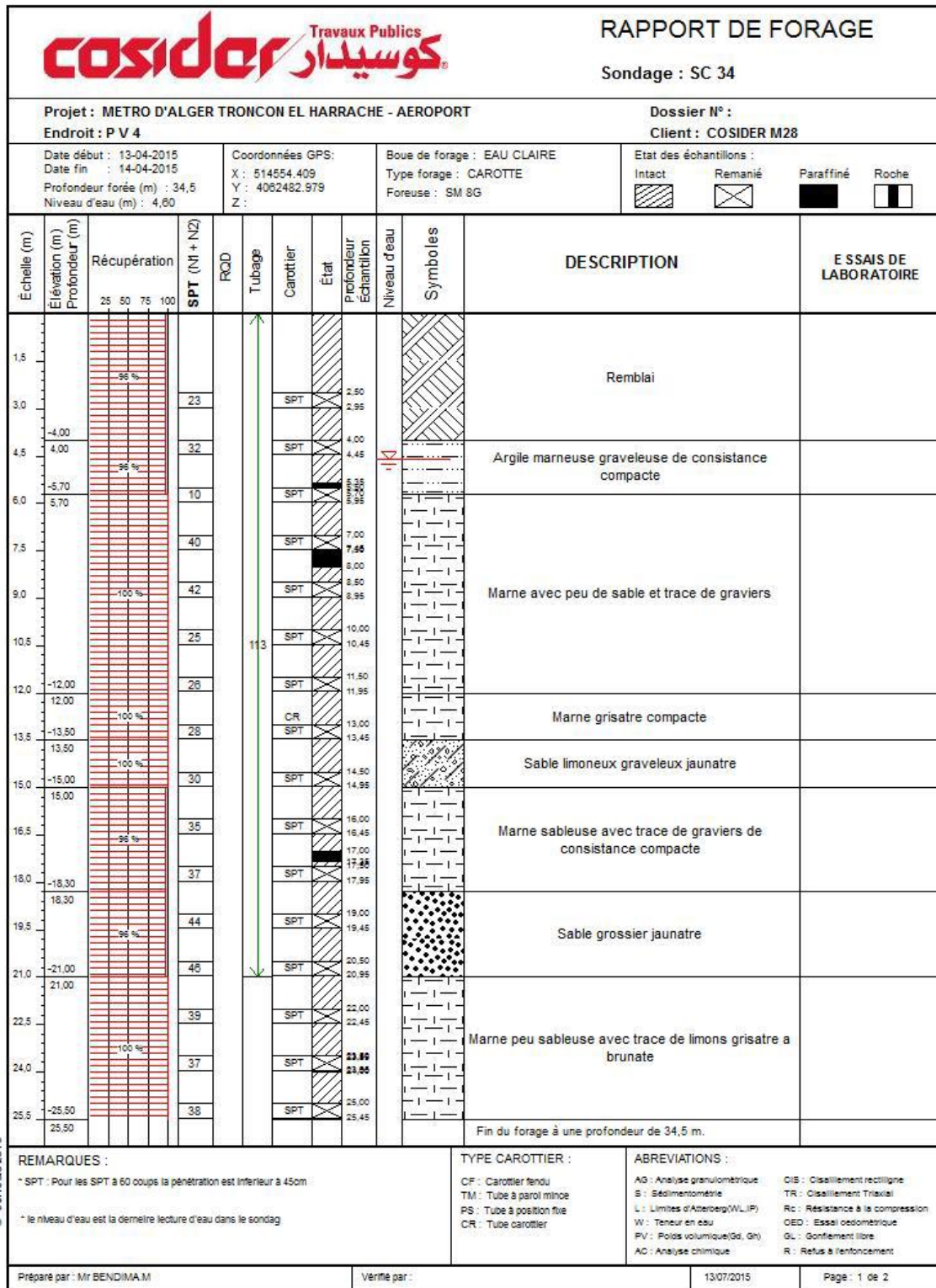
LEGENDE

- R Remblais
- Qa Argile limoneuse peu sableuse par endroit
- QM Sable limono-argileux avec présence de cailloux
- QMs Sable fin à moyen limoneux de couleur brunâtre à marron foncé à claire
- QM Argile Mameuses et Mames jaunâtre à grisâtre, parfois sableuses, avec intercalations importantes mais irrégulières de conglomérats ,et grès

Figure III.11 : La courbe géotechnique du « PV04 » [4].

9. Exemple

9.1. Les résultats de sondage SC 34



© SolTeras 2013

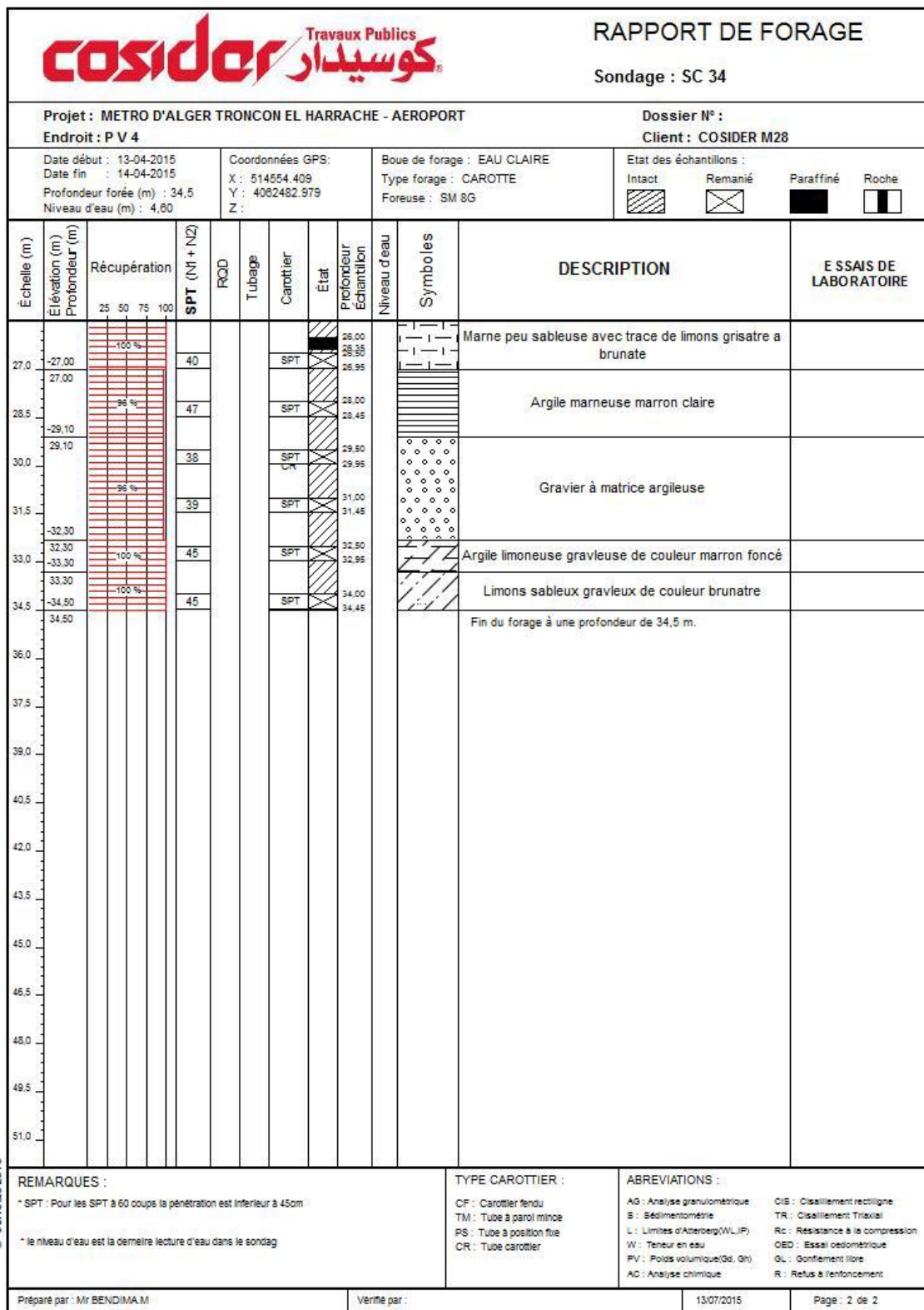


Figure III.12 : Lithologie sondage SC34 [1].



Figure III.13 : Sondage SC 34 [1].

10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons cité les plus importantes reconnaissances du site à déterminer dont les reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques, et de même nous avons cité les différentes études permettant leurs déterminations et en fin nous avons donné un modèle de sol où se situe le tunnel cadre et ses caractéristiques géotechniques générales.

Chapitre IV

Modélisation numérique du puits de ventilation PV04

1. Introduction

Afin de contrôler la stabilité de tel ouvrage (tunnel, galerie, puits...) et de le prévenir, il faut d'abord faire contrôler les déplacements de ces ouvrages et du sol, les contraintes totales effectives dans le sol, et les pressions interstitielles. Pour cela, l'ingénieur doit baser sur des méthodes numériques qui lui permettent d'évaluer les déplacements dans le sol, et qui surviennent lors du creusement du tunnel. Parmi ces méthodes, la plus utilisée est la méthode des éléments finis.

Dans ce chapitre nous allons présenter le logiciel PLAXIS ainsi l'application de la modélisation de puits de ventilation.

2. Présentation du logiciel PLAXIS v8.2

PLAXIS 2D est un outil puissant et convivial pour la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géotechniques en 2D (déformation, stabilité, en mécanique des sols et mécanique des roches). Ses applications sont nombreuses et couvrent les projets d'excavation, remblais et barrages, fondations, tunnels, etc... [6]

2.1. Le programme d'entrée des données (input)

Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales. [6]

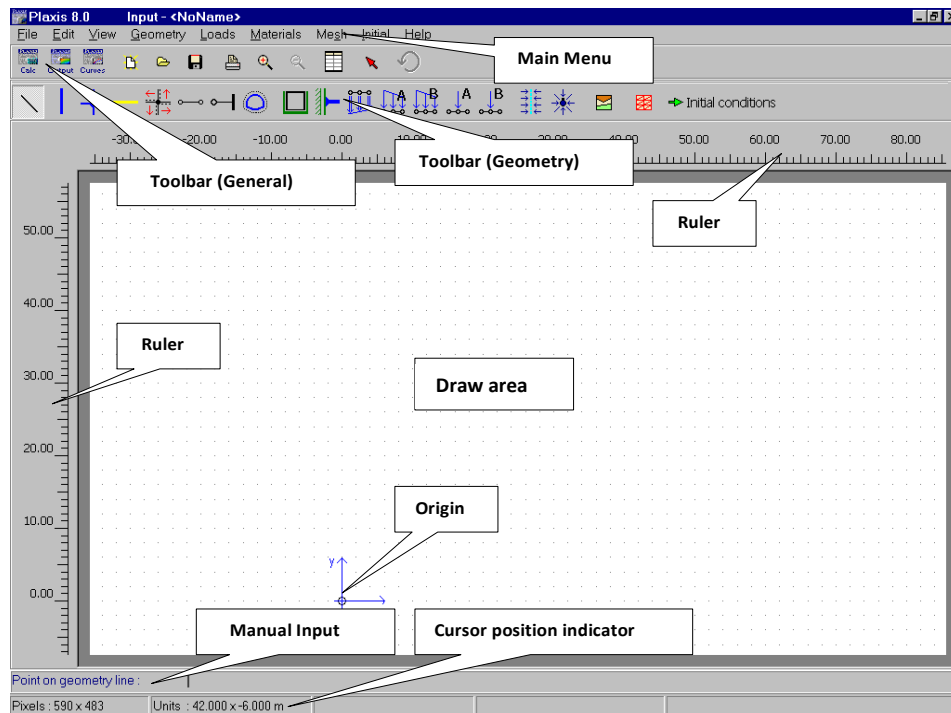


Figure IV.1 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données.

2.1.1. Le menu d'entrée des données (Main menu)

Il contient tous les éléments sur les données et les opérations du programme la plupart de ces éléments sont aussi accessibles par des boutons dans la barre d'outils.

2.1.2. La barre d'outils générale (Tool bar (general))

La barre d'outils contient les icônes relatives aux actions générales comme les opérations sur le disque, l'impression, les zooms ou le choix d'objets. Elle contient aussi les icônes qui servent à lancer les autres modules de PLAXIS (Calcul, Output et Curve).

2.1.3. La barre d'outils de géométrie (Tool bar (geometry))

Cette barre d'outils contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique. Ces icônes sont placées dans un ordre tel qu'il permet en général de définir entièrement le modèle.

2.1.4. Les règles (Rulers)

Sur la gauche et la partie supérieure de la planche à dessin, des règles indiquent les coordonnées physiques x et y du modèle géométrique. Ceci permet d'avoir un aperçu immédiat des dimensions.

2.1.5. La planche à dessin (Draw area)

La planche à dessin est la page sur laquelle le modèle géométrique va être créé et modifié.

2.1.6. Axes

Si l'origine physique se trouve dans l'intervalle des dimensions définies par l'utilisateur.

2.1.7. Entrée manuelle des données

Si le dessin à la souris n'a pas l'exactitude souhaitée, la ligne d'entrée manuelle des données peut être utilisée, elle peut être faite pour tous les éléments géométriques

2.1.8. Indication de la position du curseur

L'indicateur de la position du curseur donne la position actuelle du pointeur de la souris à la fois avec les coordonnées physiques et en pixels.

2.1.9. Les outils de conception géométrique



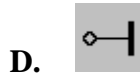
Lorsque l'outil de sélection (la flèche rouge) est actif, un élément géométrique peut être sélectionné en cliquant sur cet élément à la souris dans le modèle géométrique.



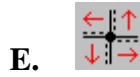
L'élément de base pour créer un modèle géométrique est la ligne (Geometryline). Cet élément peut être sélectionné à partir du menu Géométrie ou à partir de la seconde barre d'outils. Lorsque l'option Géométrie line est sélectionnée.



Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Les plaques peuvent être utilisées pour modéliser l'influence de murs, plaques, coques ou soutènements.



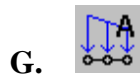
Les ancrages à tête fixe sont des éléments élastiques qui servent à modéliser une liaison à partir d'un seul point.



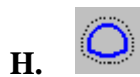
Une "épaisseur virtuelle" est assignée à chaque interface. C'est une dimension fictive utilisée pour définir les caractéristiques du matériau affectées à l'interface.



En sélectionnant les blocages standards (Standard fixities) depuis le menu des charges (Loads) ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils, PLAXIS impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Les blocages standards constituent une solution pratique et rapide pour la saisie des conditions aux limites de beaucoup d'applications.



Deux systèmes de chargement (A et B) sont disponibles pour créer toute combinaison de charges réparties. Les systèmes de chargement A et B peuvent être activés indépendamment.



L'option Tunnels permet de créer des sections de tunnel circulaires ou non, à intégrer dans le modèle géométrique.



La base de données des matériaux peut être activée en sélectionnant une des options dans le menu Matériels ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils.

3. Les modèles de comportement utilisés 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-viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

Dans notre cas ça sera le modèle de Mohr-Coulomb qui est retenu. Étant un modèle de comportement non-linéaire simple et robuste ; n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. [6]

3.1. Le modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique-parfaitement plastique. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

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

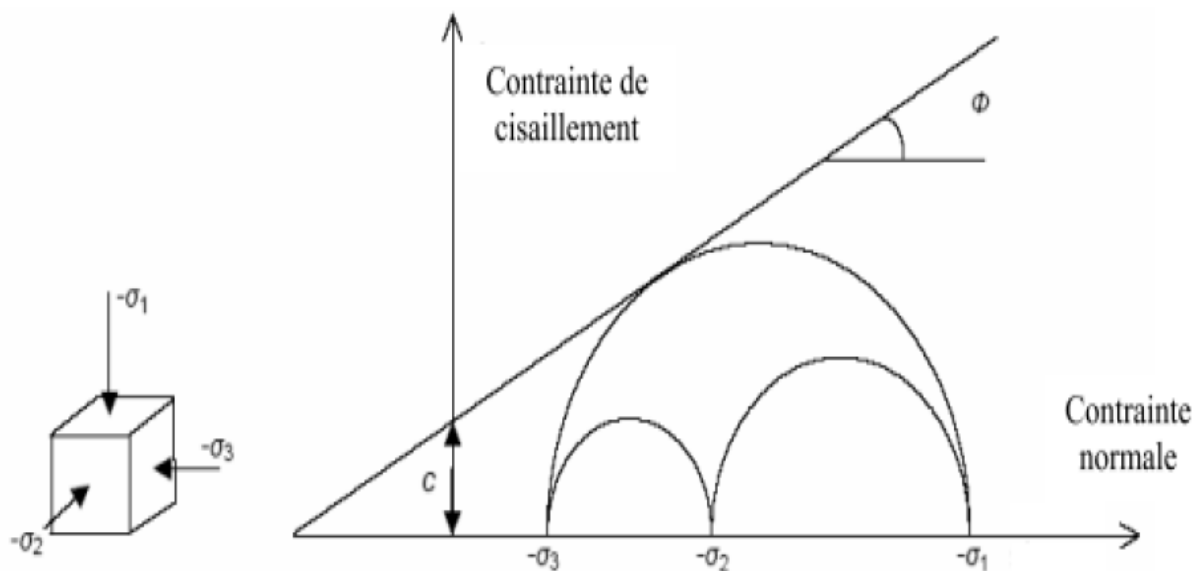


Figure IV.2 : Courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb [10].

Ce modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, qui sont nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. ET angle de dilatance Ψ . [10]

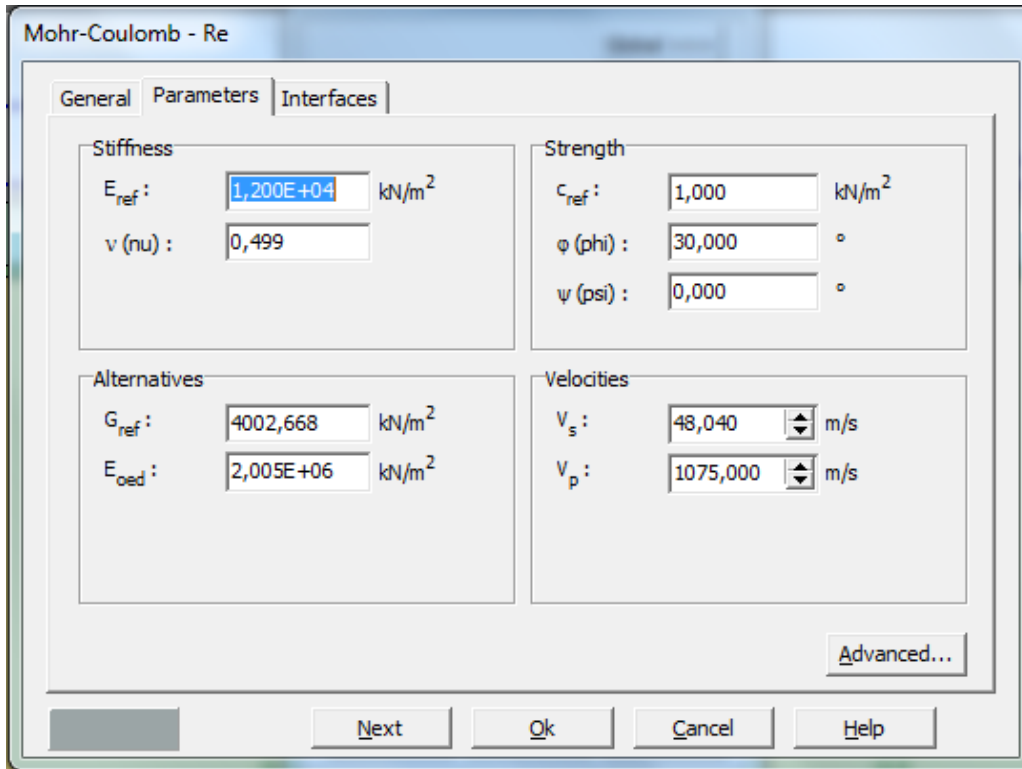


Figure IV.3 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb [10].

3.1.1. Module de Young

Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture. [10]

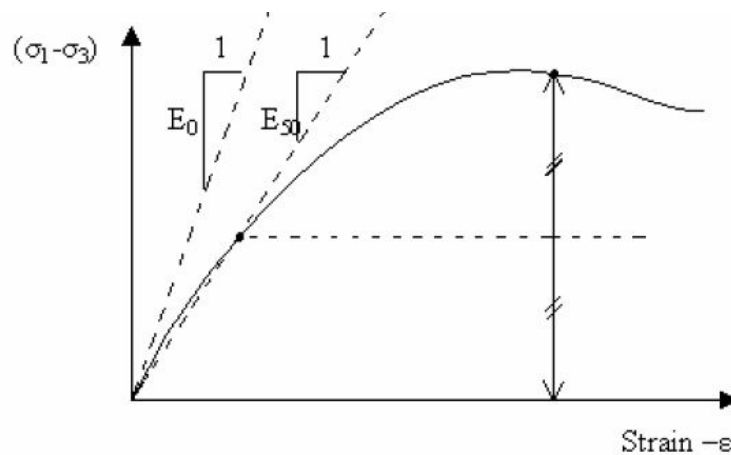


Figure IV.4 : Définition du module à 50 % de la rupture [10].

3.1.2. Le 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 K0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

3.1.3. L'angle de frottement

L'angle de frottement φ (phi) est entré en degrés, il conditionne la résistance au cisaillement.

Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

3.1.4. La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $C_u=0$, 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.

3.1.5. Angle de dilatance

L'angle de « dilatance » noté Ψ c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\Psi = \Phi - 30^\circ \text{ pour } \Phi \geq 30^\circ$$

4. Modélisation du puits de ventilation PV04 (Voir annexe 05)

4.1. Paramètres géotechniques du site

D'après l'analyse de l'information géologique et géotechnique nous avons conclu que le puits de ventilation est situé sur dépôts quaternaires avec facies lithologiques hétérogènes constituées par des argiles limoneuses, sables limono-argileux et argiles avec peu de graves et peu de sable. Au-dessus de ces dépôts se il y a une couche de remblais d'épaisseur moyennée de cinq mètres.

Pour la modélisation numérique nous avons établi un modèle géologique de la géométrie et position des différents facies lithologiques, lequel a été utilisé pour faire le zonage géotechnique en profondeur, c'est-à-dire, pour définir la profondeur et l'épaisseur des « couches » avec comportement géomécanique similaire. Ce zonage en profondeur, résumé dans la Figure IV.5 constitue la base pour le paramétrage géotechnique utilisée dans le projet du blindage.

4.1.1. Schéma statique

Le schéma qui suit consiste en une représentation simplifiée des différentes couches composant le tronçon étudié.

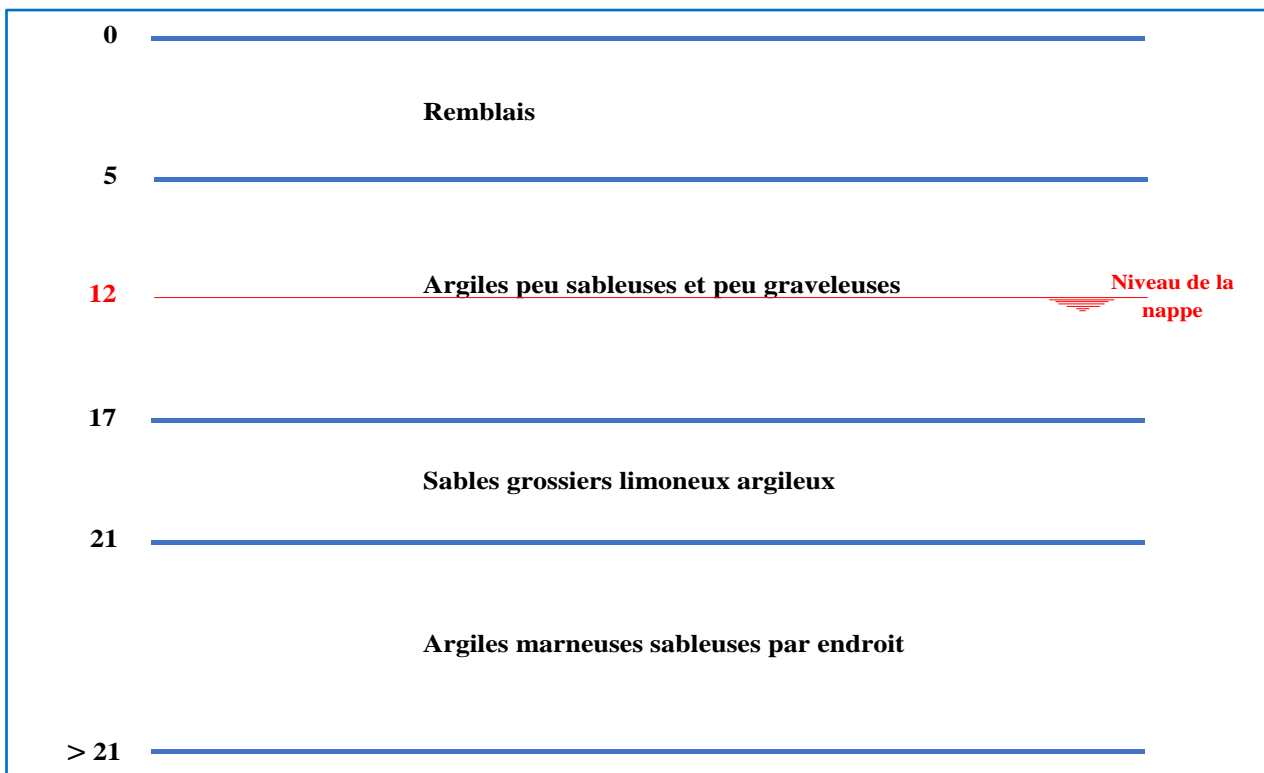


Figure IV.5 : Les différentes couches composant le tronçon étudié.

4.1.2. Niveau d'eau

Le niveau de la nappe phréatique est situé à environ 12 mètres de profondeur.

4.2. Charges

4.2.1. Poussées des terres

4.2.2. Poussés à la surface

Lesquelles peuvent résulter, pendant la phase de construction, de la circulation de véhicules et d'équipements lourds et du stockage de matériaux dans la proximité de l'excavation des surcharges avec une valeur de 55, kPa ont été modélisées selon le phasage exécutif présenté dans les figures.

Ces valeurs ont été obtenues à partir de la multiplication de la valeur de service (50,00 kPa) pour un coefficient de majoration de 1.10 selon l'indication donné par le B.E.T qui a garanti indirectement l'application du coefficient de sécurité ; [4]

4.2.3. Action sismique

L'action sismique est prise en compte par une analyse pseudo-analytique en introduisant l'accélération.

Pour tenir compte de cette accélération sismique une analyse complémentaire a été faite avec le logiciel PLAXIS 2D pour les deux sections de modélisation numérique considérées (Section A et Section B), en refaisant la procédure et toutes les phases et en prenant, à la fin, une phase sismique avec une accélération de valeur **0,1g**. Les résultats des efforts sur le rideau pour cette analyse seront présentés conjointement avec les résultats de l'analyse statique.

A. Explication concernant la charge sismique

Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération selon la classe ouvrages et la zone de sismicité [11].

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hopitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance:Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance:Hanga

La région d'étude est située dans la zone sismique III et dans le groupe 1 – tunnels stratégiques, pour cette zone la valeur d'accélération sismique a adopté sera de **0,4g**. [11]

Selon le **RPAO 2008** une valeur d'accélération sismique de **0.4g** et prise durant le calcul de structure définitive en génie civil de l'ouvrage pour une durée de l'ouvrage égale à 100 ans en Zone III, néanmoins pour la phase de creusement de l'ouvrage elle aura une valeur de **0.1 g** selon l'indication de B.E.T et maître de l'ouvrage (E.M.A) car cette phase provisoire a une durée courte (entre 1.5ans et 2ans).

4.3. Combinaison d'actions

- ELS : $G + Q$ (comb fond1)
- ELU (Situation durable) : $1.35G + 1.5Q$
- ELU (Situation accidentelle) : $G + Q \pm E$ (comb sismique1)

4.4. Caractéristique des matériaux utilisés

4.4.1. Paramètres des matériaux géotechniques (terre) [4]

Tableau IV.2 : Paramètres géotechniques utilisés dans la modélisation.

Les couches	Symboles utilisés dans les dessins	Modèle Constitutif	Profondeurs moyennes (m)	C (KPa)	ϕ (°)	Edrainée (MPa)	v (-)	γ_h (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)
Remblais	R	Mohr Coulomb	0,0 – 5,0	1	35	12	0.3	20	21
Argiles peu sableuses et peu graveleuses	Qag	Mohr Coulomb	5,0 – 17,0	25	25	75	0.3	20.5	21.5
Sables grossiers limoneux argileux	QMs	Mohr Coulomb	17,0 – 21	25	28	170	0.3	21.5	22.5
Argiles marneuses sableuses par endroit	QM	Mohr Coulomb	>21	35	21	95	0.3	21	22

4.4.2. Paramètre de matériaux des rideaux (pieux)

Le rideau est modélisé dans le logiciel PLAXIS 2D comme d'élément type « plate », selon les spécifications du projet et selon les indications des normes applicables, notamment en ce qui concerne la capacité portante et la déformabilité. Ces éléments structurels présentent un comportement linéaire élastique (Voir annexe 05).

4.4.3. Paramètre des matériaux des butons [2]

Les niveaux de butonnage matérialisés par des profils métalliques ont été modélisés comme éléments type « fixed-embed ». Ces éléments ont été modélisés avec un modèle élastique linéaire (compression) caractérisés pour une rigidité axiale équivalent au système de butonnage (Voir annexe 05).

4.5. Présentation du Phasage numériques par PLAXIS 2D

4.5.1. Phasage exécutif et phasage numérique (modélisation)

Le tableau ci-après montre les deux phasages, à savoir :

- Phasage de calcul numérique (Modélisation) en utilisant le **PLAXIS 2D** pour les deux section (A) et (B)
- Phasage des travaux réalisés sur terrain.

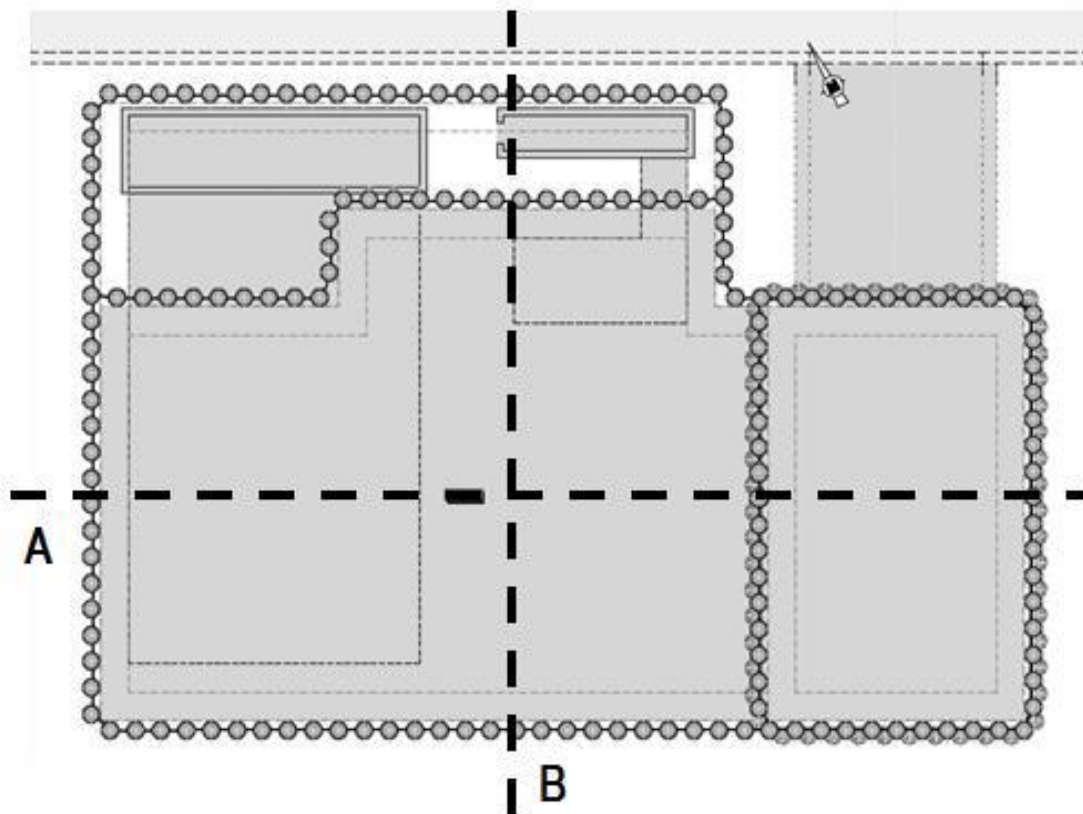


Figure IV.6 : Identification des sections types analysées [2].

Tableau IV.3 : Phasage exécutif adopté pour la modélisation des travaux d'excavation.

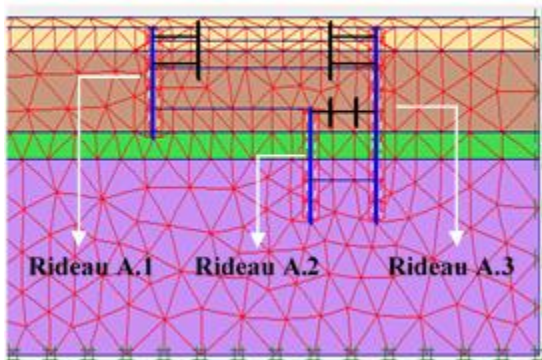
Phasage travaux	Phasage modélisation	
	Section type A	Section type B
-	0 : Maillage d'éléments finis pris en compte dans le modèle de calcul dans les phases d'excavation	Maillage d'éléments finis pris en compte dans le modèle de calcul dans les phases d'excavation
-	1 : Génération de l'état de contrainte initial à travers de l'application du K0	0 : Génération de l'état de contrainte initial à travers de l'application du K0
Exécution des rideaux de pieux	2 : Activation des éléments du type « plate » et activation de la surcharge	2 : Activation des éléments du type « plate » et activation de la surcharge
Excavation jusqu'au niveau de la base de la poutre de couronnement (cote +19.00) et exécution de cette poutre (axe de la poutre à cote +19.75)	3 : Excavation jusqu'à cote +19.00	3 : Excavation jusqu'à cote +19.00
Installation des éléments métalliques pour matérialiser le système de butonnage du premier niveau de de soutènement (Système de boutonnage à cote +19.75)	4 : Activation du premier niveau de soutènement	4 : Activation du premier niveau de soutènement
Excavation jusqu'au niveau de la base de la poutre associé au deuxième niveau de soutènement (cote +13.95) et exécution de cette poutre (axe de la poutre à cote +14.70)	5 : Excavation jusqu'à cote +13.95	5 : Excavation jusqu'à cote +13.95
Installation des éléments métalliques pour matérialiser le système de butonnage du deuxième niveau de de soutènement (Système de boutonnage à cote +14.70)	6 : Activation du deuxième niveau de soutènement	6 : Activation du deuxième niveau de soutènement

<p>Excavation jusqu'au niveau de la base de la poutre associé au troisième niveau de soutènement (cote +7.05) et exécution de cette poutre (axe de la poutre à cote +7.80)</p>	<p>7 : Excavation jusqu'à cote +6.68</p>	<p>7 : Excavation jusqu'à cote +8.58</p>
<p>Installation des éléments métalliques pour matérialiser le système de butonnage du troisième niveau de soutènement (Système de butonnage à cote +7.80)</p>	<p>8 : Activation du troisième niveau de soutènement</p>	<p>-</p>
<p>Exécution de la dernière phase d'excavation jusqu'à jusqu'à cote -2.00</p>	<p>9 : Excavation jusqu'à cote -1.98</p>	<p>-</p>

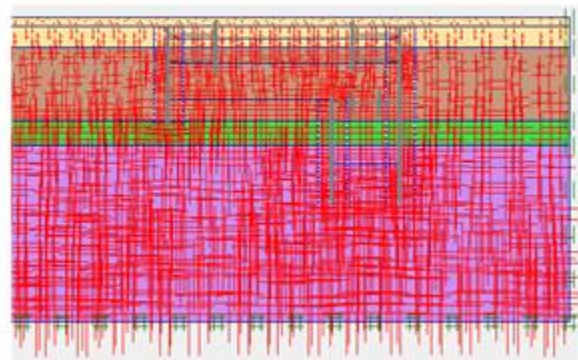
4.5.2. Section type A

Dans les figures suivantes nous présentons la géométrie de chaque phase de calcul selon le séquençage précédemment présenté.

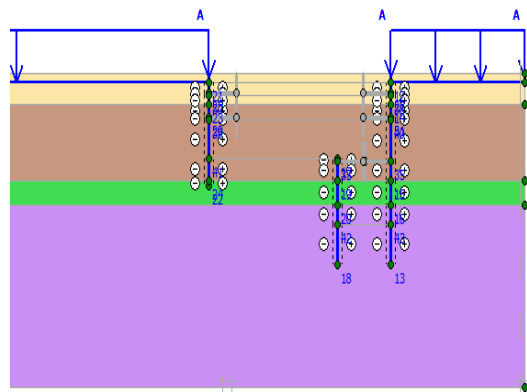
Phase-0



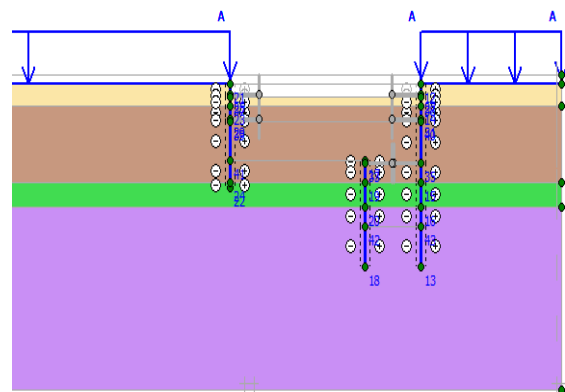
Phase-1



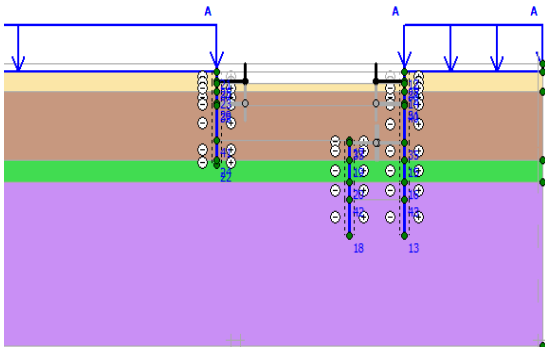
Phase-2



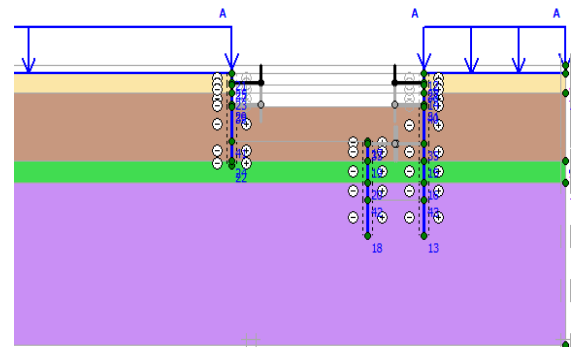
Phase-3



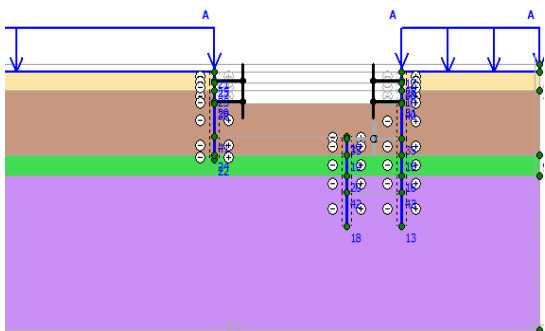
Phase-4



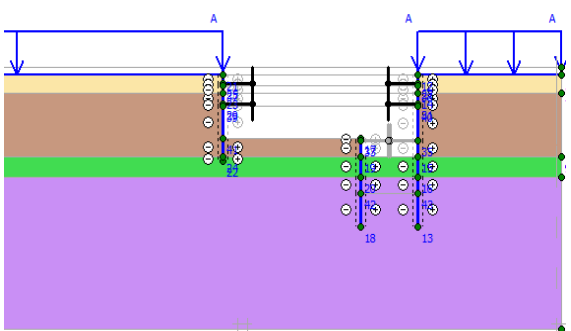
Phase-5



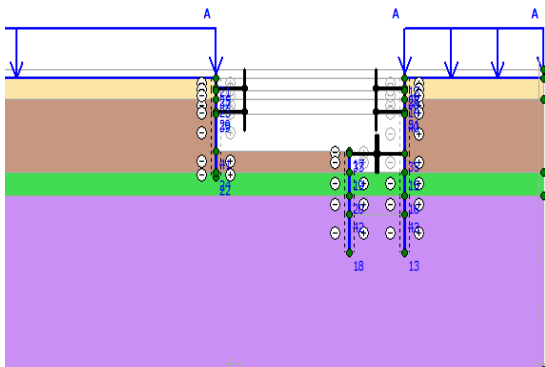
Phase-6



Phase-7



Phase-8



Phase-9

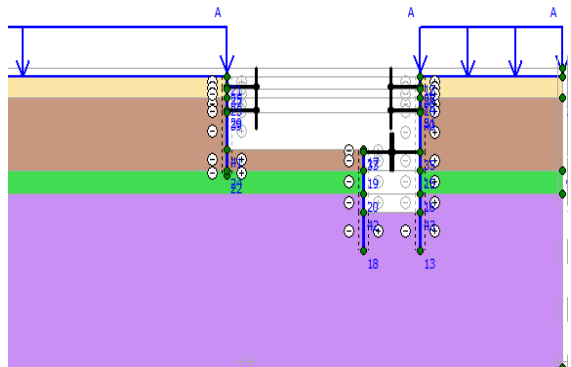
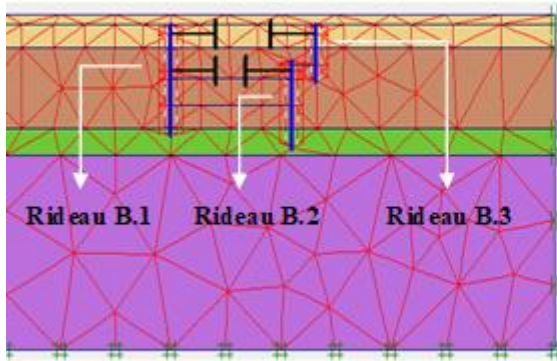


Figure IV.7 : Phasage numérique de calcul de la section A.

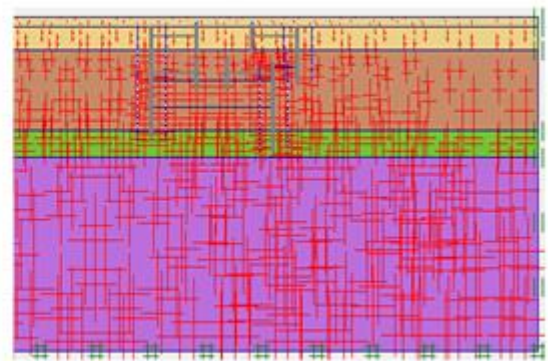
4.5.3. Section type B

Dans les figures suivantes nous présentons la géométrie de chaque phase de calcul selon le séquençage précédemment présenté.

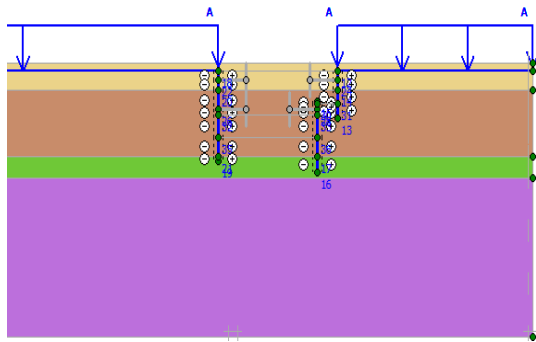
Phase-0



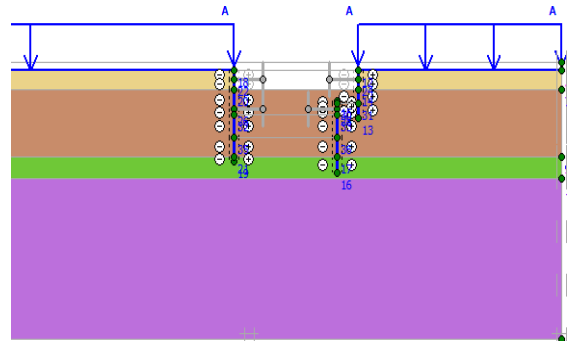
Phase-1



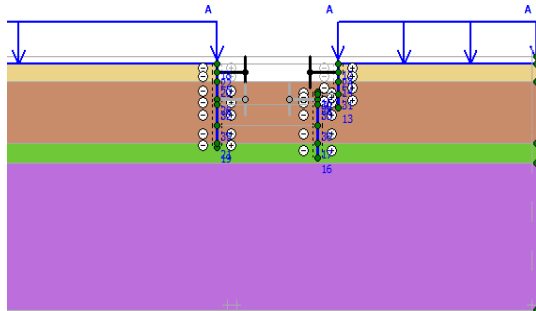
Phase-2



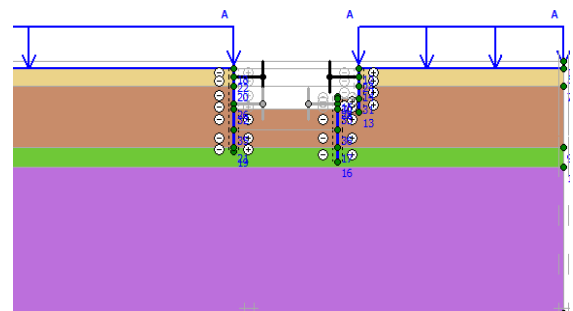
Phase-3



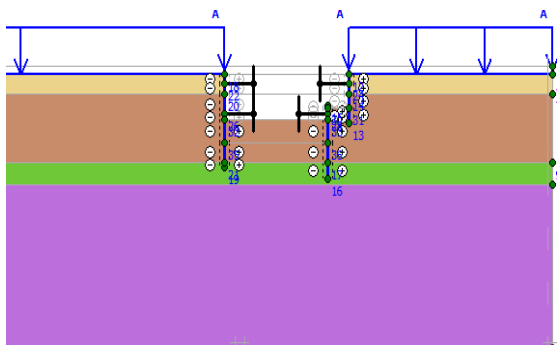
Phase-4



Phase-5



Phase-6



Phase-7

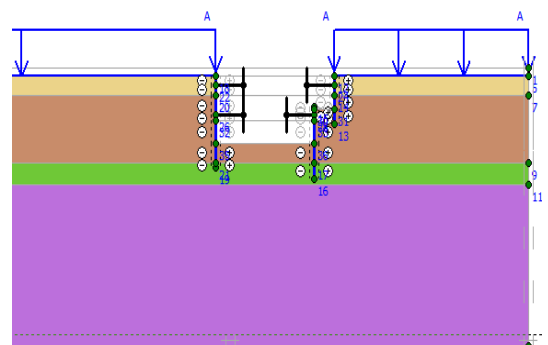


Figure IV.8 : Phasage numérique de calcul de la section B.

5. Résultats de la modélisation numérique

5.1. Forme de déformation (déformed mesh)

5.1.1. Section type A

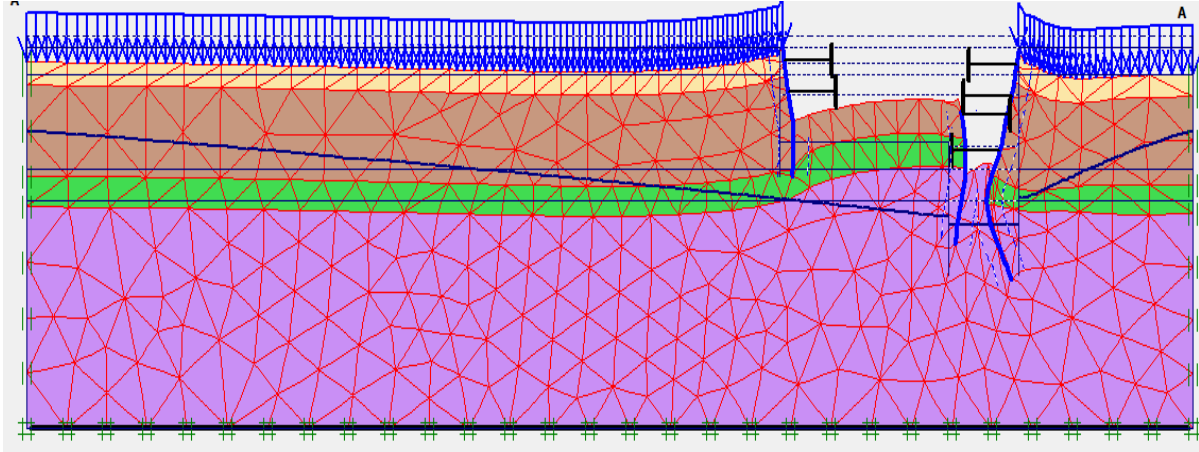


Figure IV.9 : – Section Type A – COMB_FOND – forme de déformation.

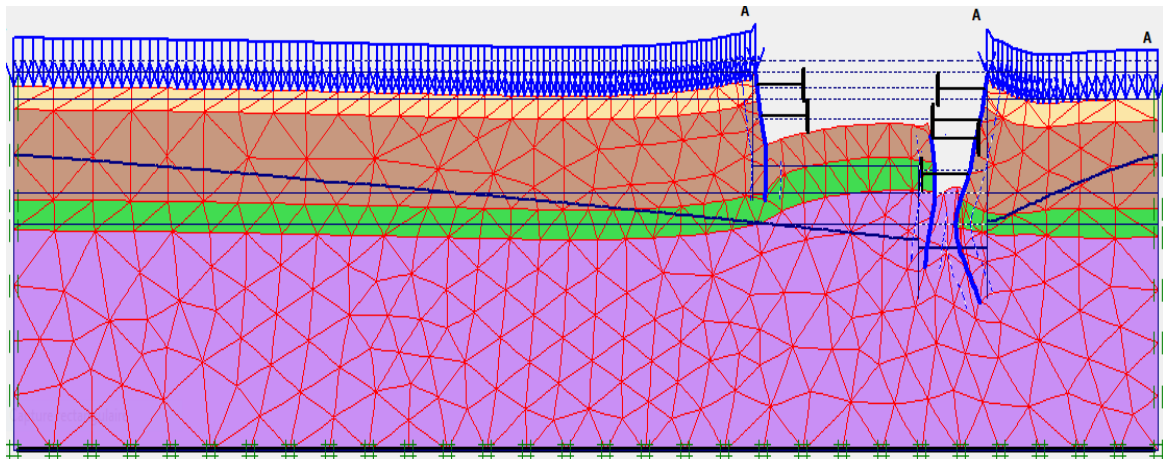


Figure IV.10 : – Section Type A – COMB_SISMIQUE – forme de déformation.

5.1.2. Section type B

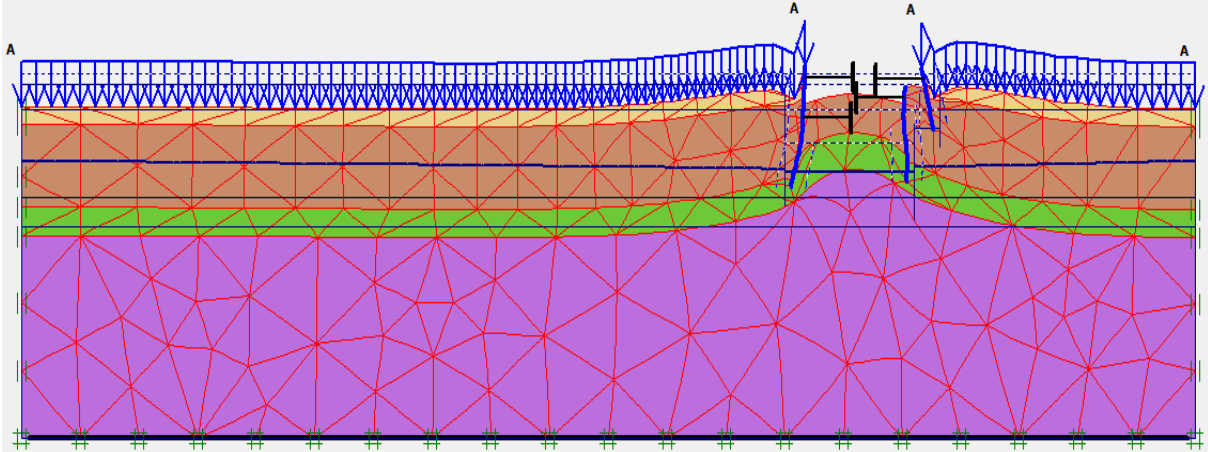


Figure IV.11 : – Section Type B – COMB_FOND – forme de déformation

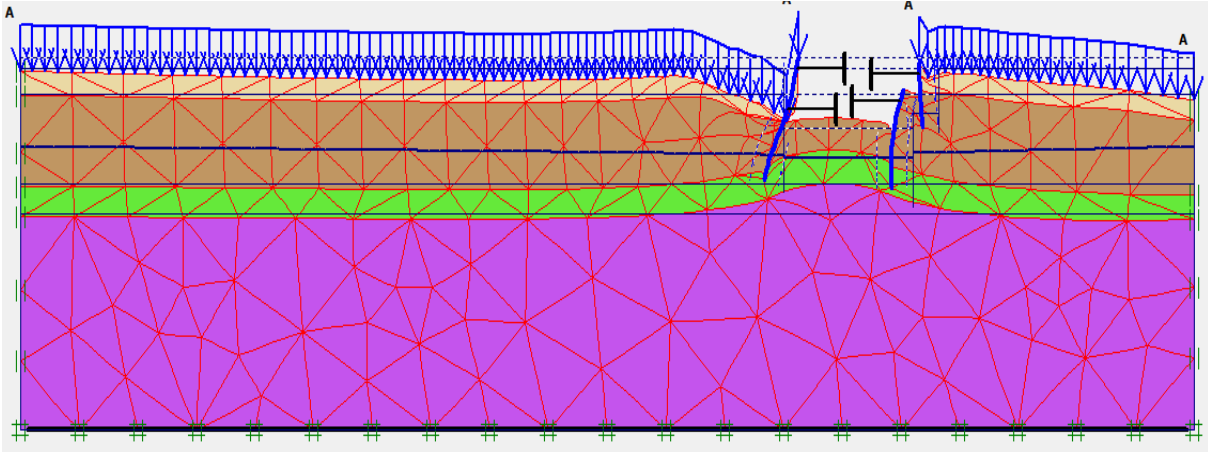


Figure IV.12 : – Section Type B – COMB_SISMIQUE– forme de déformation.

5.2. Champ des déplacements horizontaux

5.2.1. Section type A

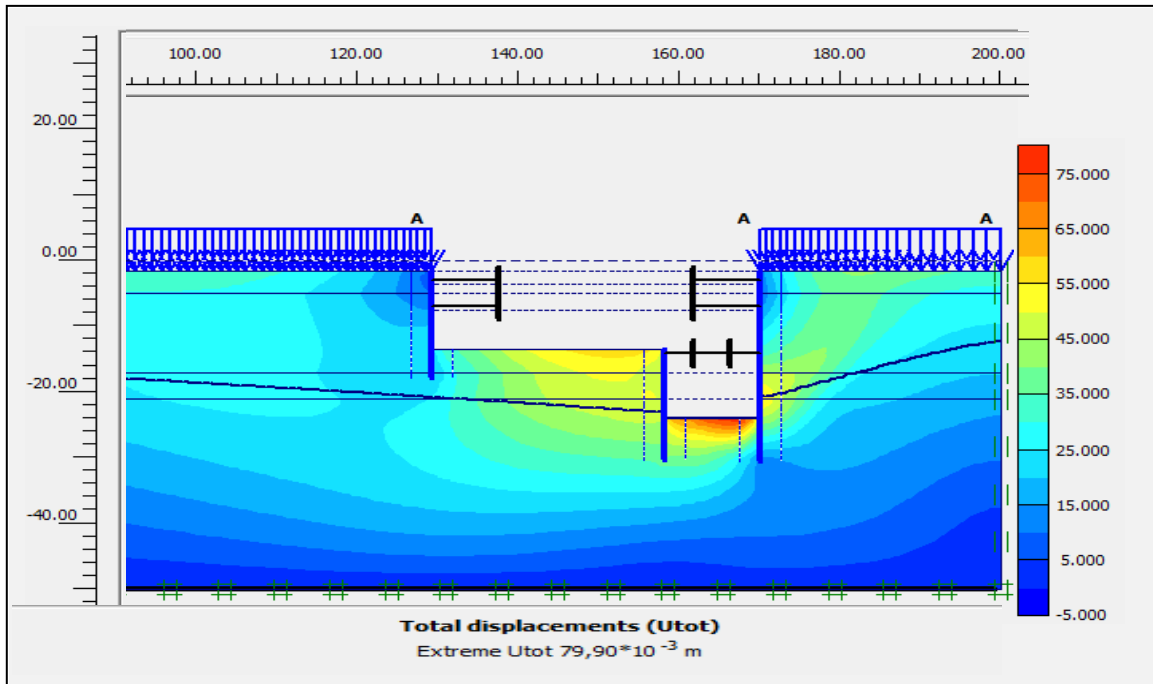


Figure IV.13 : – Section Type A – COMB_FOND – champ des déplacements horizontaux.

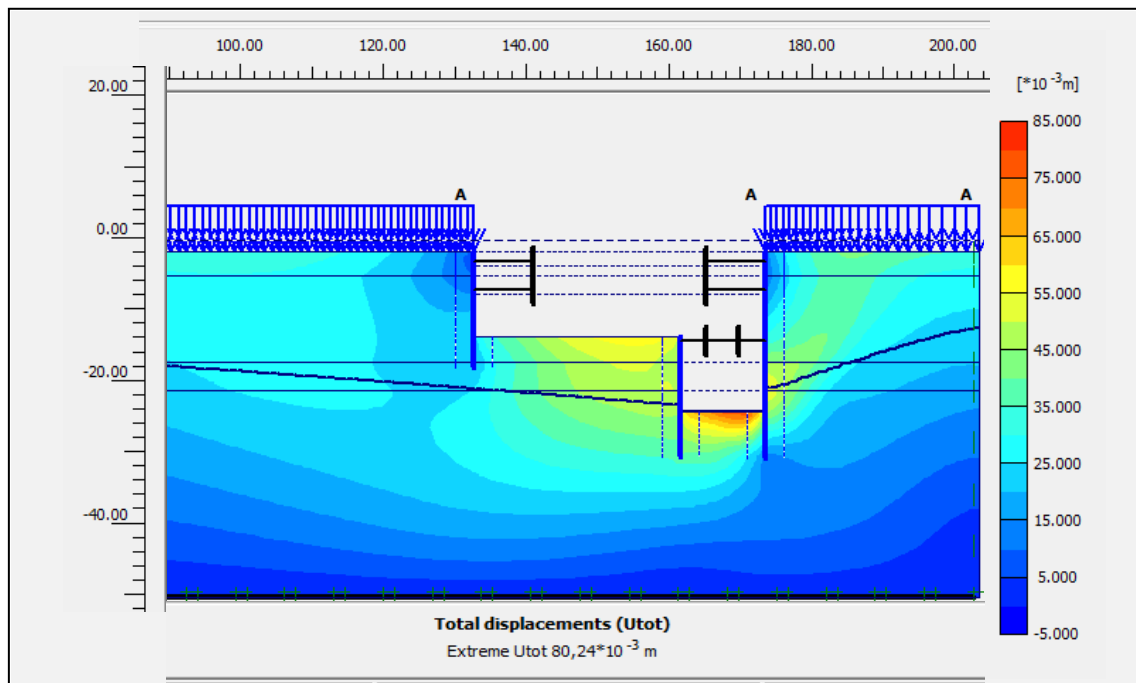


Figure IV.14 : – Section Type A – COMB_SISMIQUE – champ des déplacements horizontaux.

5.2.2. Section type B

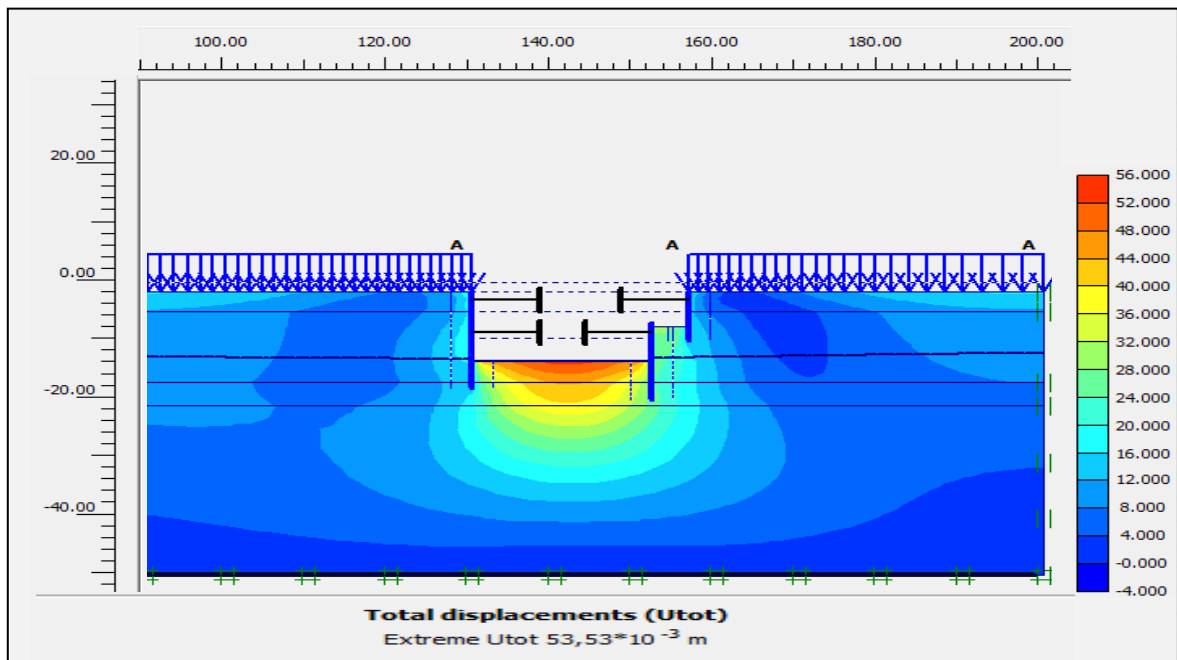


Figure IV.15 : – Section Type B – COMB_FOND – champ des déplacements horizontaux.

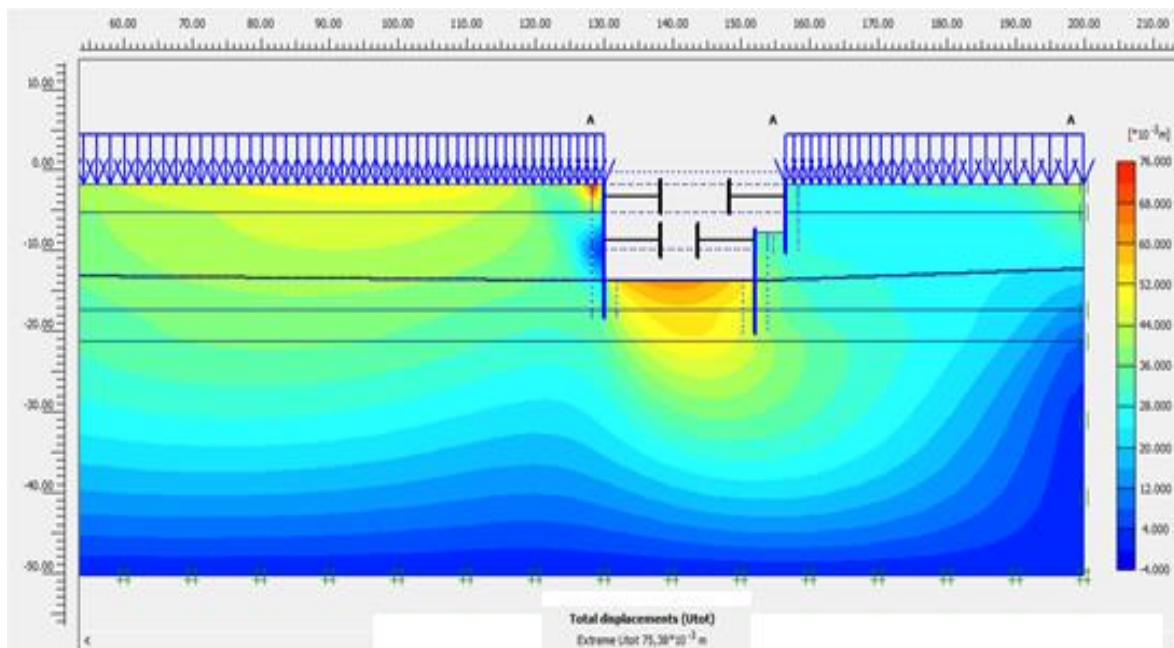


Figure IV.16 : – Section Type B – COMB_SISMIQUE – champ des déplacements horizontaux.

5.3. Contraintes principales effectives

Dans les figures suivantes il est possible d’observer les diagrammes de distribution des contraintes principales effectives dans la dernière phase d’excavation, lesquels sont les plus représentatifs parmi tous les calculs effectués.

5.3.1. Section A

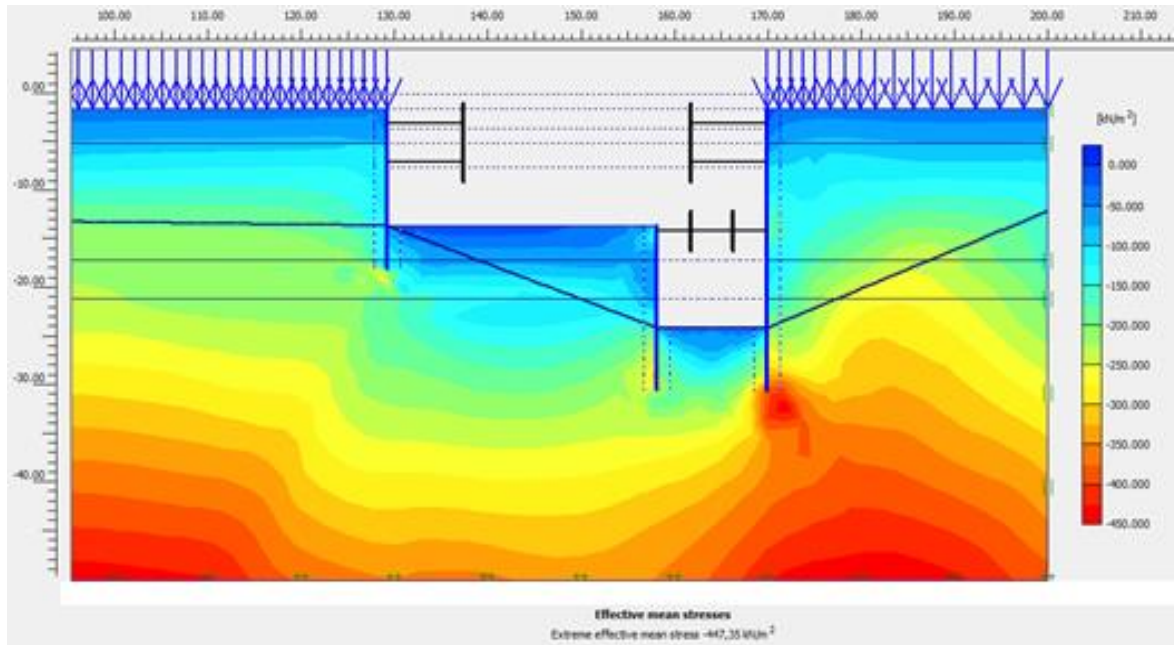


Figure IV.17 :- Section Type A – COMB_FOND – Contraintes principales effectives – $\sigma'_{max}=447.35 \text{ KN/m}^2$

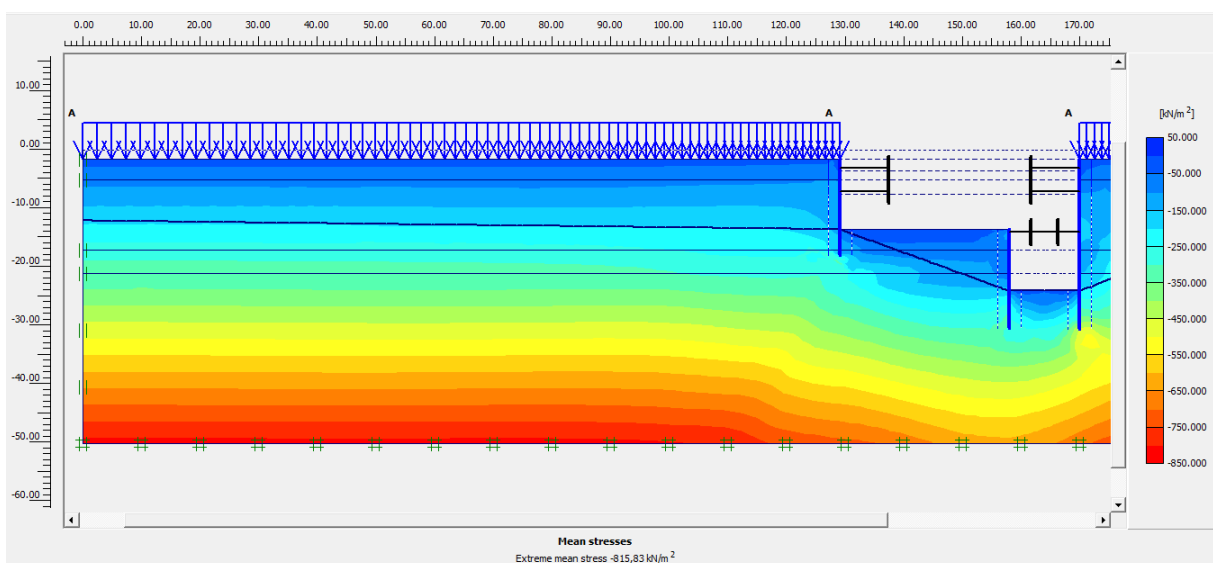


Figure IV.18 :- Section Type A – COMB_SISMIQUE – Contraintes principales effectives – $\sigma'_{max}=815.83 \text{ KN/m}^2$

5.3.2. Section B

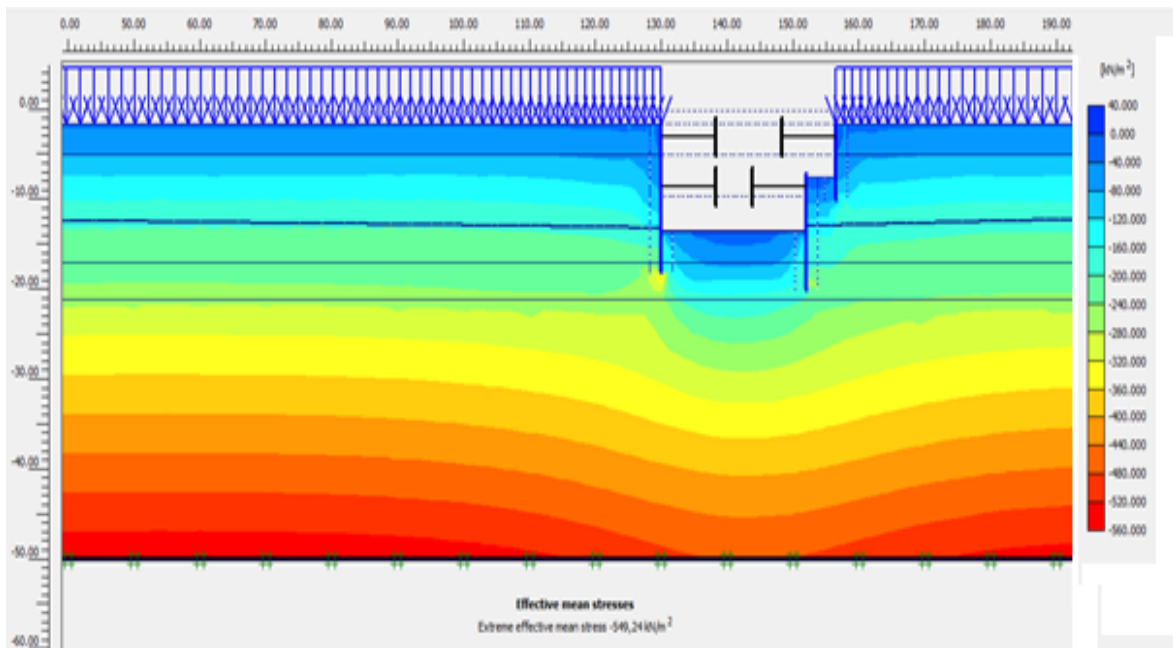


Figure IV.19 :- Section Type B – COMB_FOND – Contraintes principales effectives – $\sigma'_{max}=549.24 \text{ KN/m}^2$

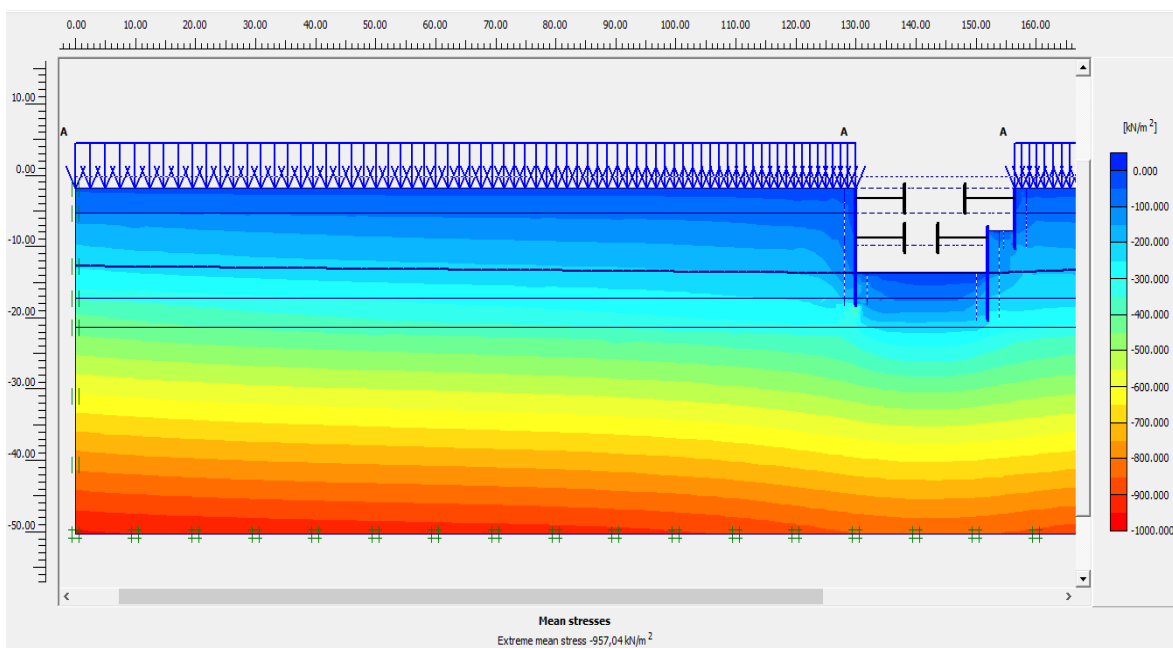


Figure IV.20 :- Section Type B – COMB_SISMIQUE – Contraintes principales effectives – $\sigma'_{max}=957.04 \text{ KN/m}^2$

5.4. Déplacements horizontaux des rideaux

Dans les figures suivantes on présente la déformation horizontale des rideaux du blindage dans la phase d'excavation de façon à permettre une analyse conjointe avec les efforts agissants.

5.4.1. Section type A

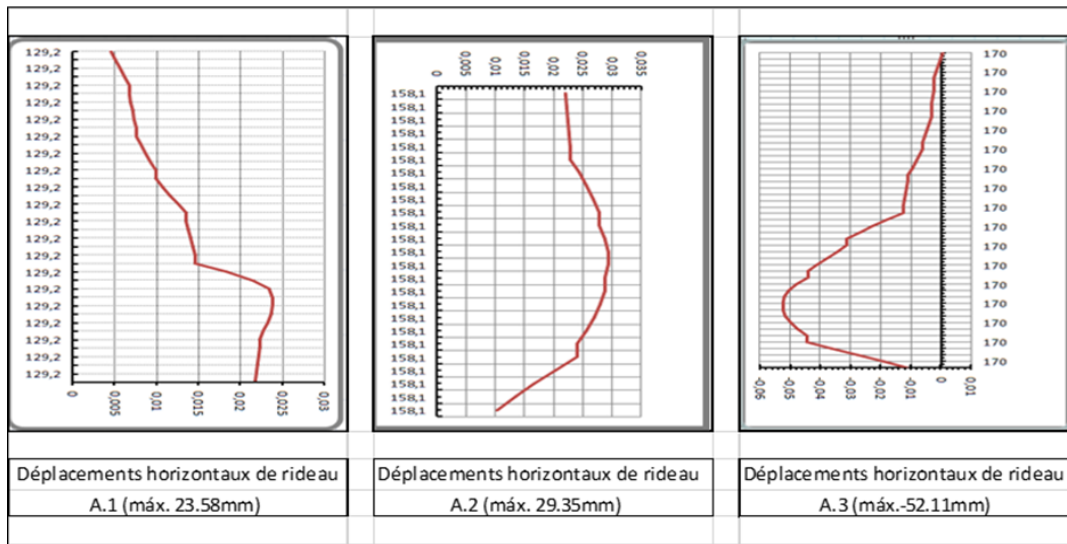


Figure IV.21 : – Section Type A – COMB_FOND – Déplacements horizontaux des rideaux (Ux) (Max = 23.58*10⁻³m ; Min = -52.11*10⁻³m).

La figure présente la variation de déplacement en fonction de la largeur de puits (PV04), nous remarquons que le rideau A.1 prend une valeur minimale positive qui est égale à 23.58 mm, et le rideau A.3 prend une valeur maximale négative qui est égale à -52.11 mm.

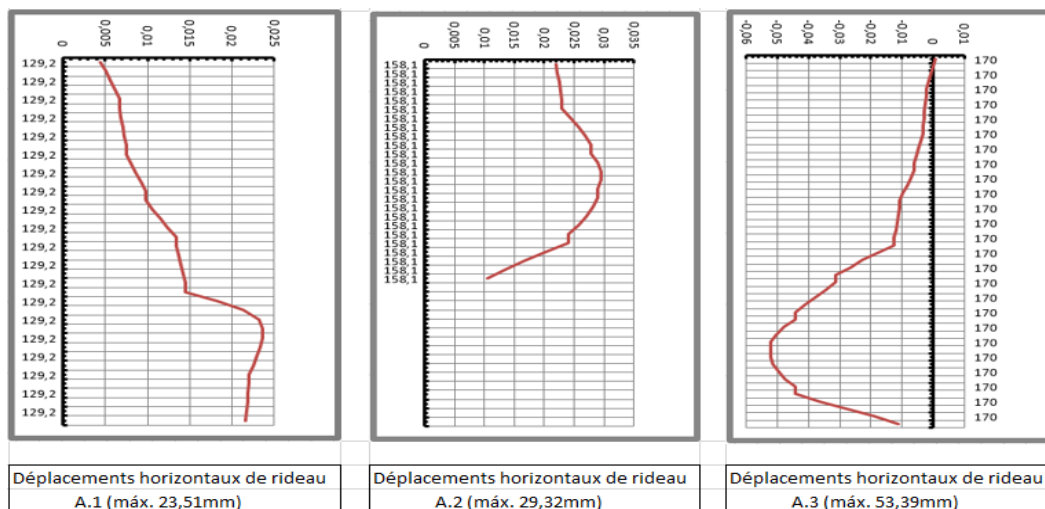


Figure IV.22 : – Section Type A – COMB_SISMIQUE – Déplacements horizontaux des rideaux (Ux) (Max = -53.39*10⁻³m ; Min = 23.51*10⁻³m).

La figure présente la variation de déplacement en fonction de la largeur de puits (PV04), nous remarquons que le rideau A.1 prend une valeur minimale positive qui est égale à 23.51 mm, et le rideau A.3 prend une valeur maximale négative qui est égale à -53.39 mm.

5.4.2. Section type B

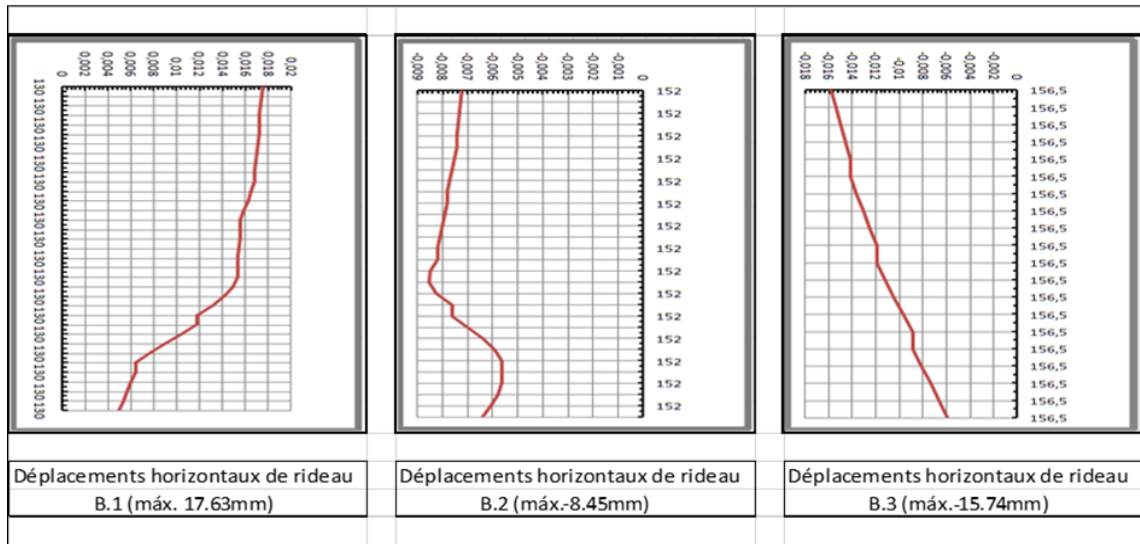


Figure IV.23 : – Section Type B – COMB_FOND – Déplacements horizontaux des rideaux (Ux) (Max = 17.63*10⁻³m ; Min = -8.45*10⁻³m).

La figure présente la variation de déplacement en fonction de la largeur de puits (PV04), nous remarquons que le rideau B.1 prend une valeur maximale positive qui est égale à 17.63mm ,et le rideau A.3 prend une valeur minimale négative qui est égale à -8.45mm.

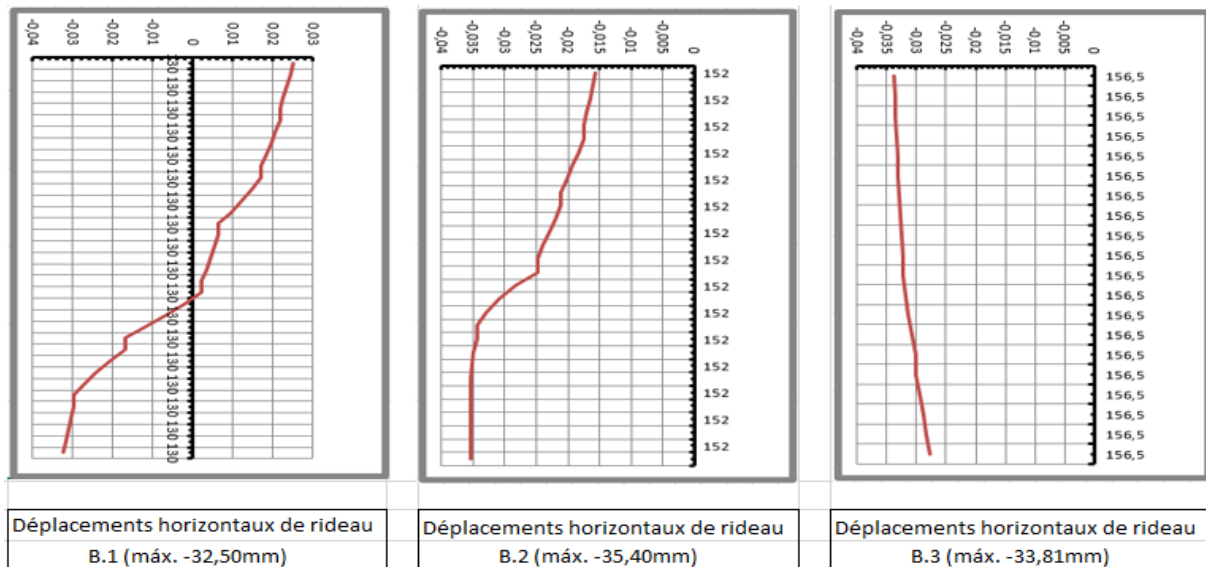


Figure IV.24 : – Section Type B – COMB_SISMIQUE– Déplacements horizontaux des rideaux (Ux) (Max = -35.40*10⁻³m ; Min = -32.50*10⁻³m).

La figure présente la variation de déplacement en fonction de la largeur de puits (PV04), nous remarquons que le rideau B.2 prend une valeur maximale négative qui est égale à -35.40 mm, et le rideau B.1 prend une valeur minimale négative qui est égale à -32.50mm.

5.5. Tassements de la surface autour de l'excavation

5.5.1. Section type A

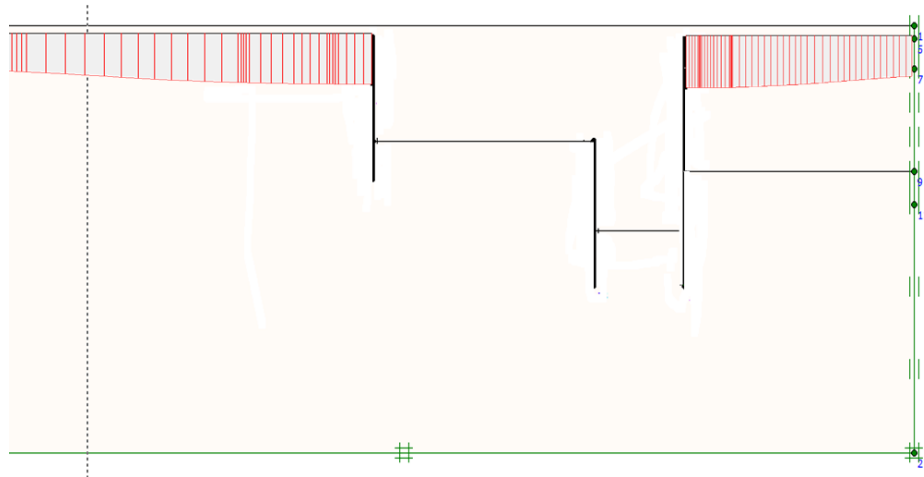


Figure IV.25 : – Section Type A – COMB_FOND – Tassements autour de l'excavation

(Max = $38.73 \cdot 10^{-3} \text{m}$; Min = $940.8 \cdot 10^{-6} \text{m}$)..

5.5.2. Section type B

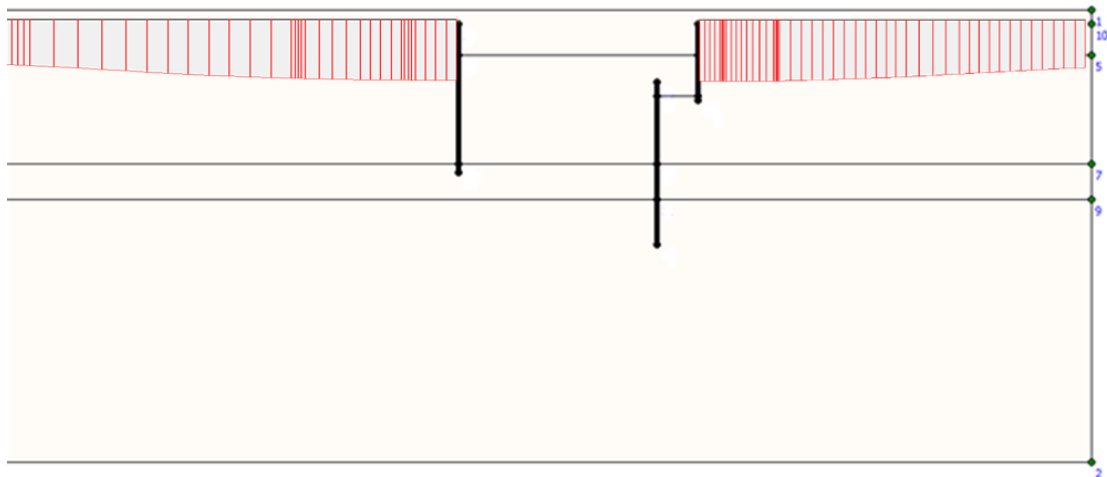


Figure IV.26 : – Section Type B – COMB_FOND – Tassements autour de l'excavation

(Max = $11.30 \cdot 10^{-3} \text{m}$; Min = $-8.45 \cdot 10^{-3} \text{m}$).

La méthode Mohr-Coulomb utilisée par le logiciel PLAXIS, ne donne pas la dernière valeur de tassement, dans les figures ci-dessus le tassement diminué jusqu'à atteindre une valeur négligeable à une distance environ de 200m.

6. Conclusion

Le but principal de la modélisation par PLAXIS est de savoir le déplacement de l'ouvrage.

Le tableau suivant résume les résultats de déplacements horizontaux des rideaux.

Tableau IV.4 : Résultat de déplacements horizontaux des rideaux.

Déplacement horizontale (mm)	Section type A	Combinaison	Section type B	Combinaison
Max	-53.51	COMB_SISMIQUE	35.5	COMB_SISMIQUE
Min	23.51	COMB_FOND	-8,45	COMB_FOND

On remarque que les valeurs du déplacement maximal horizontal (U_x) sont acceptables car ils représentent à peu près 2/100 du diamètre du pieu.

Chapitre V

Vérification structurelle des rideaux et du système de butonnage

1. Introduction

Ce chapitre consiste à déterminer le ferrailage nécessaire pour les pieux forés et vérifier la stabilité des butons.

Premièrement nous allons présenter les résultats du moment fléchissant et de l'effort tranchant des différentes phases de la modélisation de puits de ventilation PV04 par le logiciel PLAXIS.

Par la suite, nous allons vous présenter les résultats de calcul de ferrailage à l'état final des pieux avec le logiciel EXPERT.

Enfin nous vérifierons la stabilité de système du butonnage.

2. Vérification structurelle du rideau de pieux

Les figures suivantes représentent les diagrammes de moment fléchissant et des efforts tranchants agissants de dimensionnement pour les rideaux modélisés dans la section type A et type B.

2.1. Efforts sur les rideaux

2.1.1. Section type A

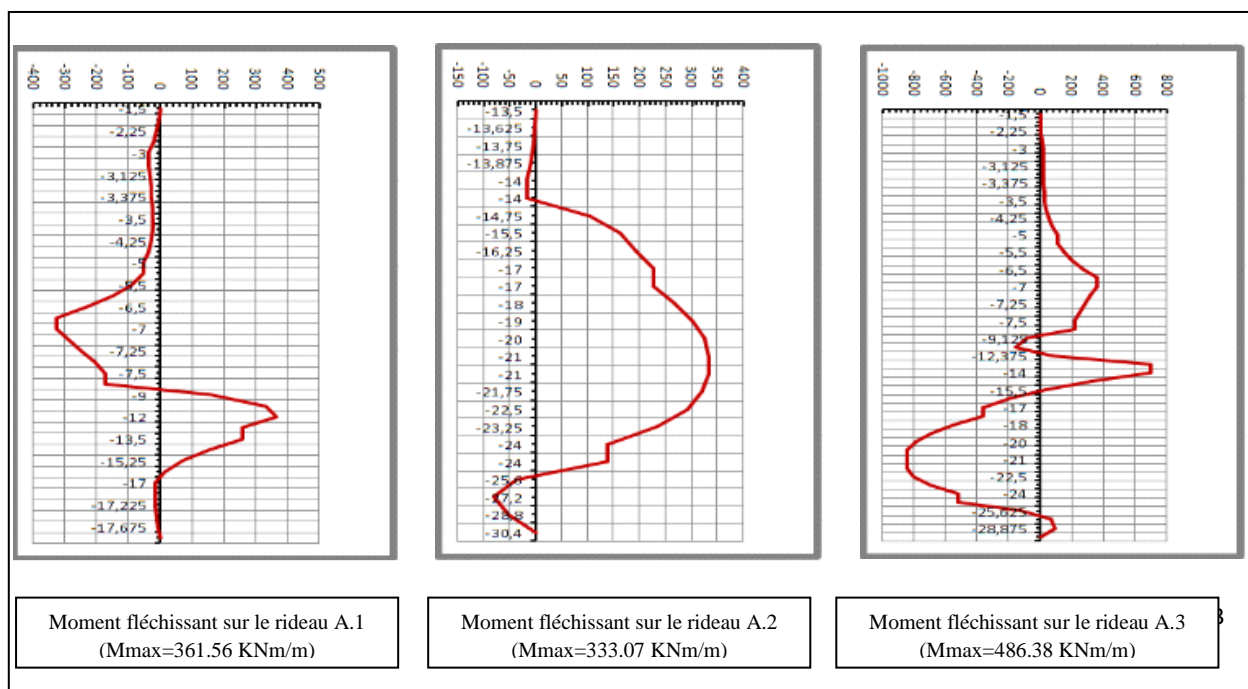


Figure V.1 : – Section type A – Diagramme enveloppe de moments fléchissant agissants de dimensionnement des Rideaux – COMB_FOND.

La figure présente la variation du moment en fonction de la profondeur de chaque rideau, nous remarquons dans le rideau A.1 que la fonction $M_{A1} = f(x)$ a une valeur

maximale négative qui est égale à $M \approx -340 \text{ KNm}$ dont $x = -6.7\text{m}$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur maximale positive qui est égale à $M \approx 362 \text{ KNm}$ ou $x = -11\text{m}$, elle-même prend une valeur nulle $M = 0$, dont $x_1 = -8$ et $x_2 = -17$.

Dans le rideau A.2, la fonction $M_{A2} = f(x)$ a une valeur maximale négative qui est égale à $M \approx -80 \text{ KNm}$ dont $x = -27.2\text{m}$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur maximale positive qui est égale à $M \approx 333 \text{ KNm}$ ou $x = -21\text{m}$, elle-même prend une valeur nulle $M = 0$, dont $x_1 = -14\text{m}$ et $x_2 = -25.5\text{m}$.

Dans le rideau A.3, la fonction $M_{A3} = f(x)$ a une valeur maximale négative qui est égale à $M \approx -850 \text{ KNm}$ dont $x = -20\text{m}$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur maximale positive qui est égale à $M \approx 486 \text{ KNm}$ ou $x = -14\text{m}$, elle-même prend une valeur nulle $M = 0$, dont $x_1 = -9\text{m}$, $x_2 = -12\text{m}$, $x_3 = -15.5\text{m}$ et $x_4 = -25\text{m}$.

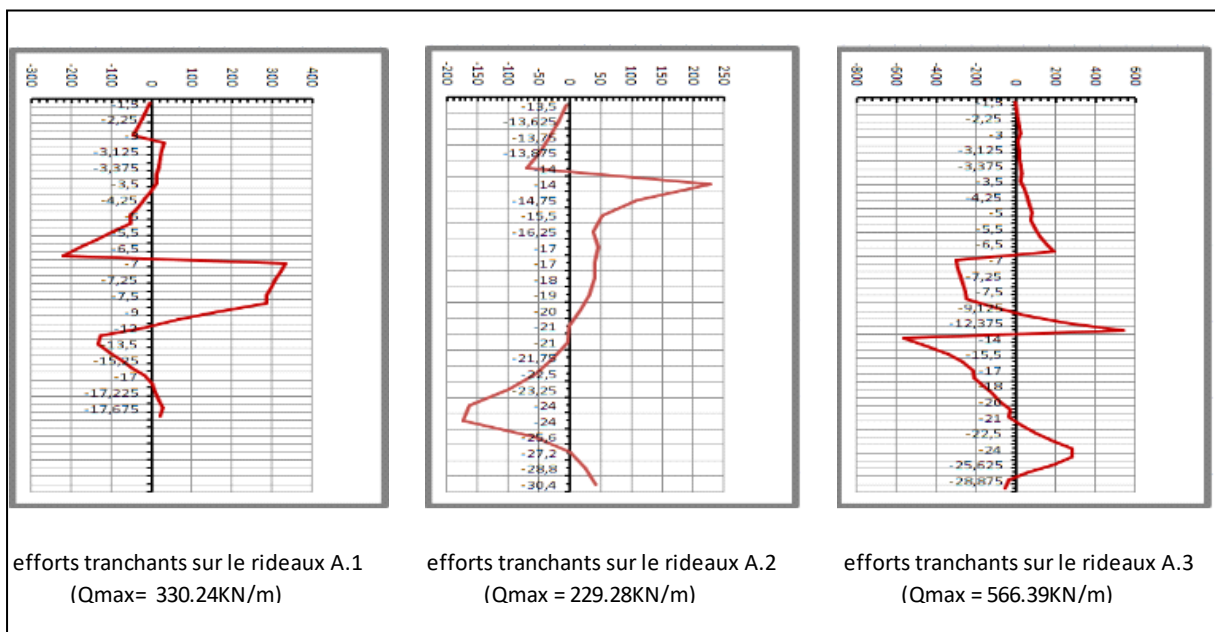


Figure V.2 : – Section type A – Diagramme enveloppe des efforts tranchante agissants de dimensionnement des Rideaux – COMB_FOND.

La figure présente la variation d'effort tranchant en fonction de la profondeur de chaque rideau, nous remarquons dans le rideau A.1 que la fonction $Q_{A1} = f(x)$ a une valeur maximale négative qui est égale à $Q \approx -220 \text{ KN/m}$ dont $x = -6.5\text{m}$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur maximale positive qui est égale à $Q \approx 330 \text{ KN/m}$ ou $x = -7\text{m}$, elle-même prend une valeur nulle $Q = 0$, dont $x_1 = -6.75$, $x_2 = -10$, et $x_3 = -17$.

Dans le rideau A.2, que la fonction $Q_{A2} = f(x)$ a une valeur maximale négative qui est égale à $Q \approx -70 \text{ KN/m}$ dont $x = -13.8m$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur maximale positive qui est égale à $Q \approx 229 \text{ KN/m}$ ou $x = -14.75m$, elle-même prend une valeur nulle $Q = 0$, dont $x_1 = -14$, $x_2 = -21$ et $x_3 = -27$.

Dans le rideau A.3, que la fonction $Q_{A3} = f(x)$ a une valeur maximale négative qui est égale à $Q \approx -480 \text{ KN/m}$ dont $x = -14m$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur maximale positive qui est égale à $Q \approx 566 \text{ KN/m}$ ou $x = -12m$, elle-même prend une valeur nulle $Q = 0$, dont $x_1 = -7$, $x_2 = -13$, $x_3 = -21$ et $x_4 = -28$.

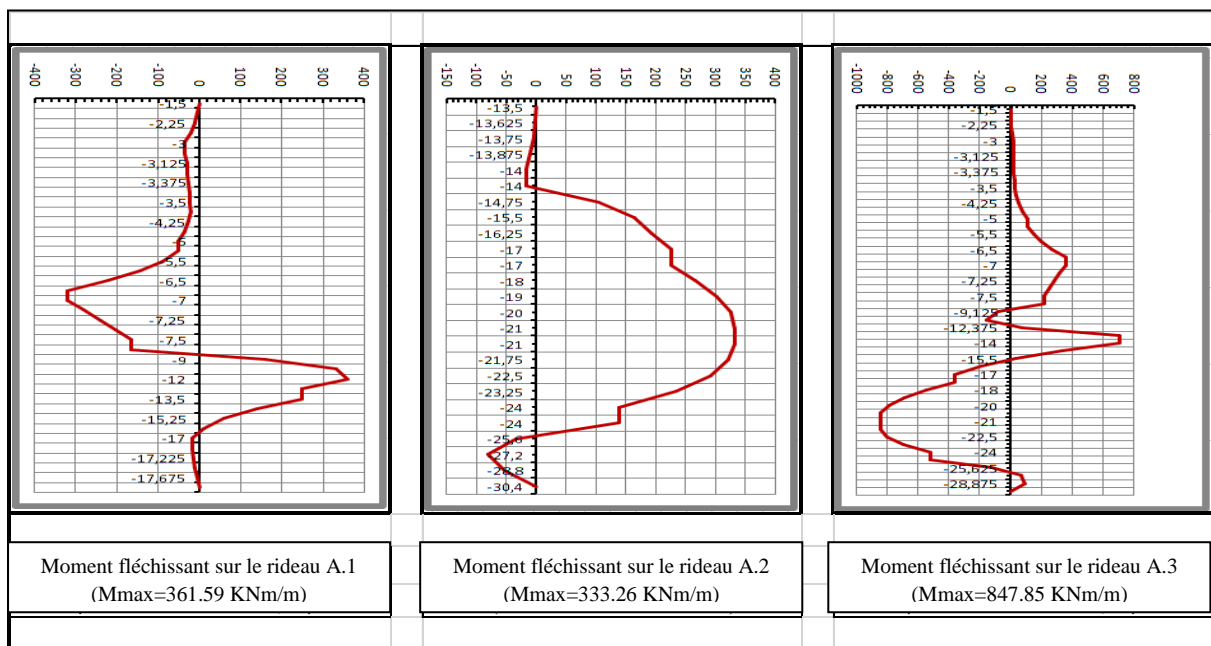


Figure V.3 : – Section type A – Diagramme enveloppe de moments fléchissant agissants de dimensionnement des Rideaux– COMB_SISMIQUE.

La figure présente la variation du moment en fonction de la profondeur de chaque rideau, nous remarquons que le rideau A.3 prendre une valeur maximale positive qui est égale à $M \approx 847.85 \text{ KNm}$ dont $x = -13m$.

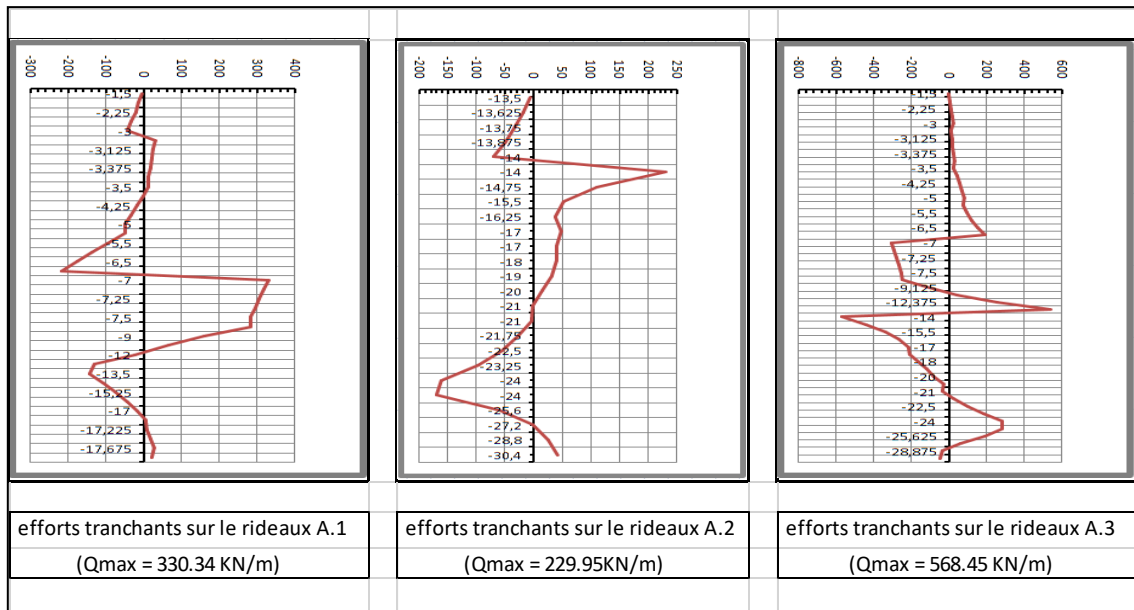


Figure V.4 : – Section type A – Diagramme enveloppe des efforts tranchante agissants de dimensionnement des Rideaux– COMB_SISMIQUE.

La figure présente la variation d’effort tranchant en fonction de la profondeur de chaque rideau, nous remarquons que le rideau A.3 prendre une valeur maximale positive qui est égale à $Q \approx 568.45 \text{ KN/m}$ dont $x = -13\text{m}$.

2.1.2. Section type B

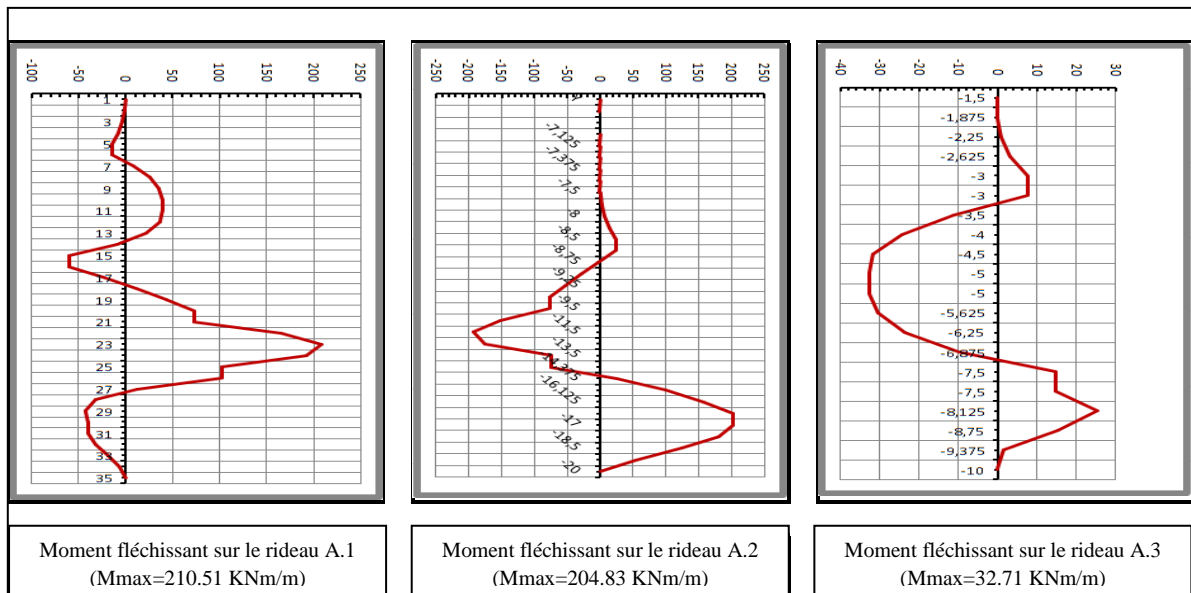


Figure V.5 : – Section type B – Diagramme enveloppe de moments fléchissant agissants de dimensionnement des Rideaux – COMB_FOND.

La figure présente la variation du moment en fonction de la profondeur de chaque rideau, nous remarquons dans le rideau B.1 que la fonction $M_{B1} = g(x)$ a une valeur maximale négative qui est égale à $M \approx -70 \text{ KNm}$ dont $x = -15\text{m}$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur maximale positive qui est égale à $M \approx 210 \text{ KNm}$ ou $x = -22.5\text{m}$, elle-même prend une valeur nulle $M = 0$, dont $x_1 = -14$, $x_2 = -19$, $x_3 = -27$.

Dans le rideau B.2, la fonction $M_{B2} = g(x)$ a une valeur maximale négative qui est égale à $M \approx -180 \text{ KNm}$ dont $x = -12\text{m}$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur maximale positive qui est égale à $M \approx 204.8 \text{ KNm}$ ou $x = -17\text{m}$, elle-même prend une valeur nulle $M = 0$, dont $x_1 = -8\text{m}$, $x_2 = -8.75$, $x_3 = -14$, $x_4 = -20$.

Dans le rideau B.3, la fonction $M_{B3} = g(x)$ a une valeur maximale négative qui est égale à $M \approx -34 \text{ KNm}$ dont $x = -5\text{m}$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur maximale positive qui est égale à $M \approx 32.7 \text{ KNm}$ ou $x = -8\text{m}$, elle-même prend une valeur nulle $M = 0$, dont $x_1 = -3\text{m}$, $x_2 = -7\text{m}$ et $x_3 = -10\text{m}$.

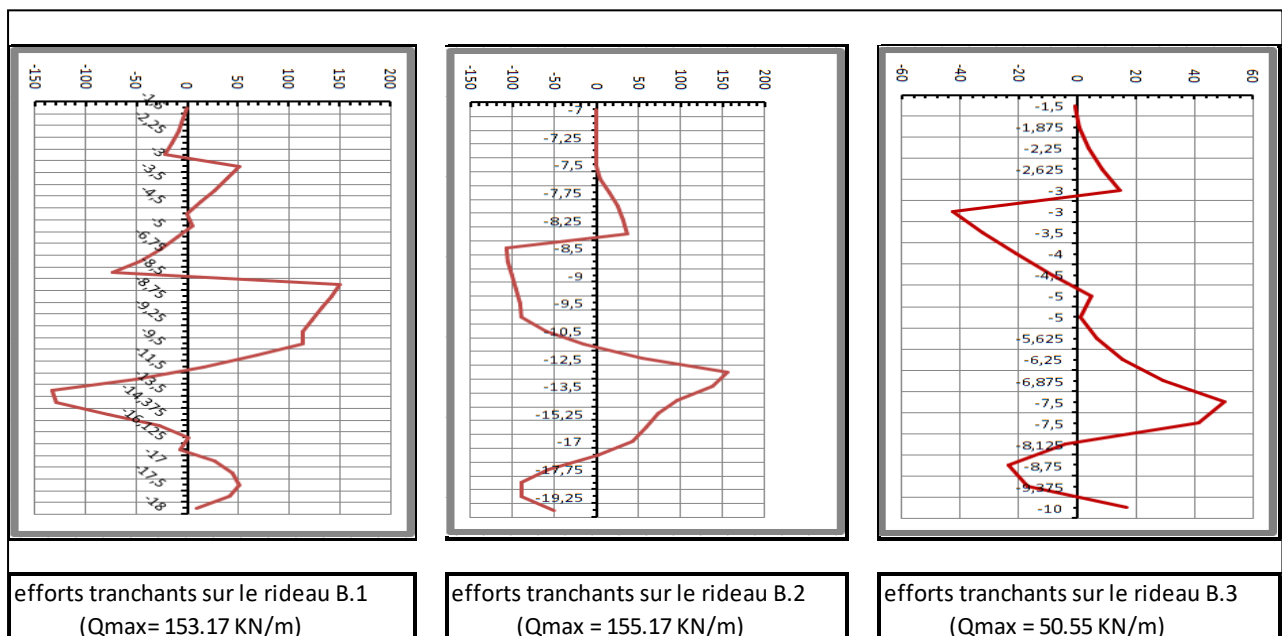


Figure V.6 : – Section type B – Diagramme enveloppe des efforts tranchante agissants de dimensionnement des Rideaux – COMB_FOND.

La figure présente la variation d'effort tranchant en fonction de la profondeur de chaque rideau, nous remarquons dans le rideau B.1 que la fonction $Q_{B1} = g(x)$ a une valeur maximale négative qui est égale à $Q \approx -140 \text{ KN/m}$ dont $x = -14\text{m}$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur maximale positive qui est égale à $Q \approx 153 \text{ KN/m}$ ou $x =$

-8.5m, elle-même prend une valeur nulle $Q = 0$, dont $x_1 = -3$, $x_2 = -5$, $x_3 = -8.75$, $x_4 = -12$ et $x_5 = -17$.

Dans le rideau B.2, que la fonction $Q_{B2} = g(x)$ a une valeur maximale négative qui est égale à $Q \approx -110 \text{ KN/m}$ dont $x = -8.75m$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur maximale positive qui est égale à $Q \approx 155 \text{ KN/m}$ ou $x = -13m$, elle-même prend une valeur nulle $Q = 0$, dont $x_1 = -7.5$, $x_2 = -8.5$, $x_3 = -11$ et $x_4 = -17.5$.

Dans le rideau B.3, que la fonction $Q_{B3} = g(x)$ a une valeur maximale négative qui est égale à $Q \approx -44 \text{ KN/m}$ dont $x = -3m$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur maximale positive qui est égale à $Q \approx 50.55 \text{ KN/m}$ ou $x = -7.5m$, elle-même prend une valeur nulle $Q = 0$, dont $x_1 = -3$, $x_2 = -5$, $x_3 = -8$ et $x_4 = -9.5$.

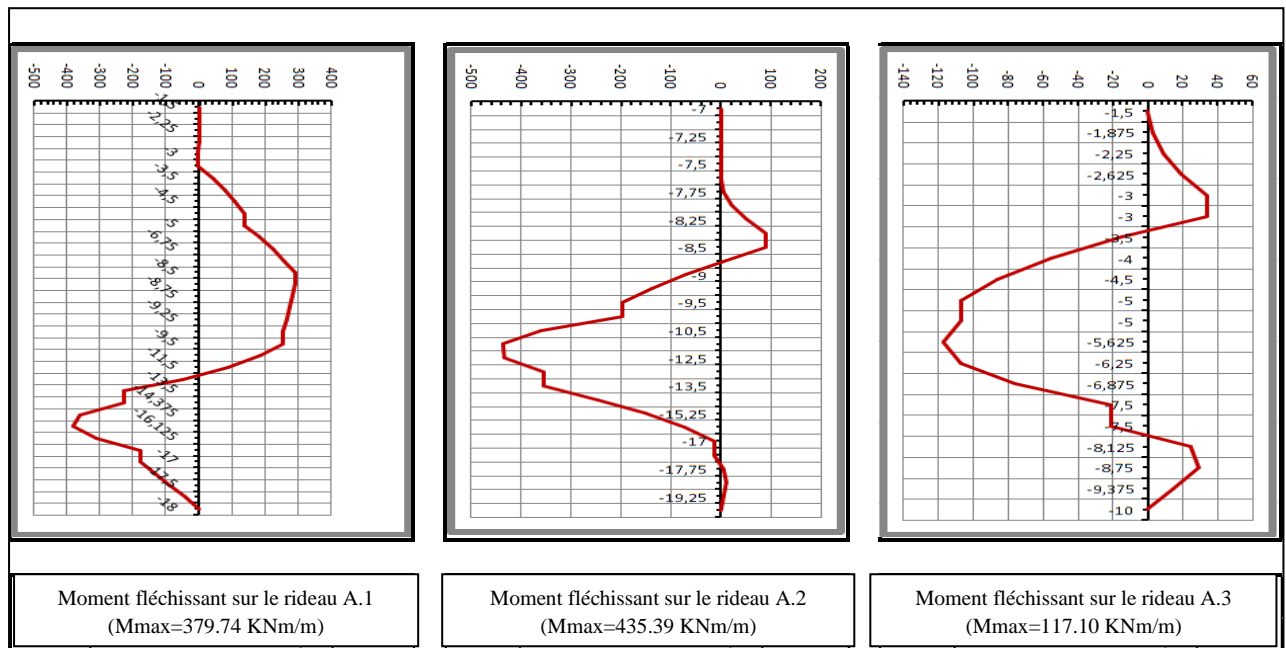


Figure V.7 : – Section type B – Diagramme enveloppe de moments fléchissant agissants de dimensionnement des Rideaux– COMB_SISMIQUE.

La figure présente la variation du moment en fonction de la profondeur de chaque rideau, nous remarquons que le rideau B.2 prendre une valeur maximale positive qui est égale à $M \approx 435.39 \text{ KNm}$ dont $x = -11m$.

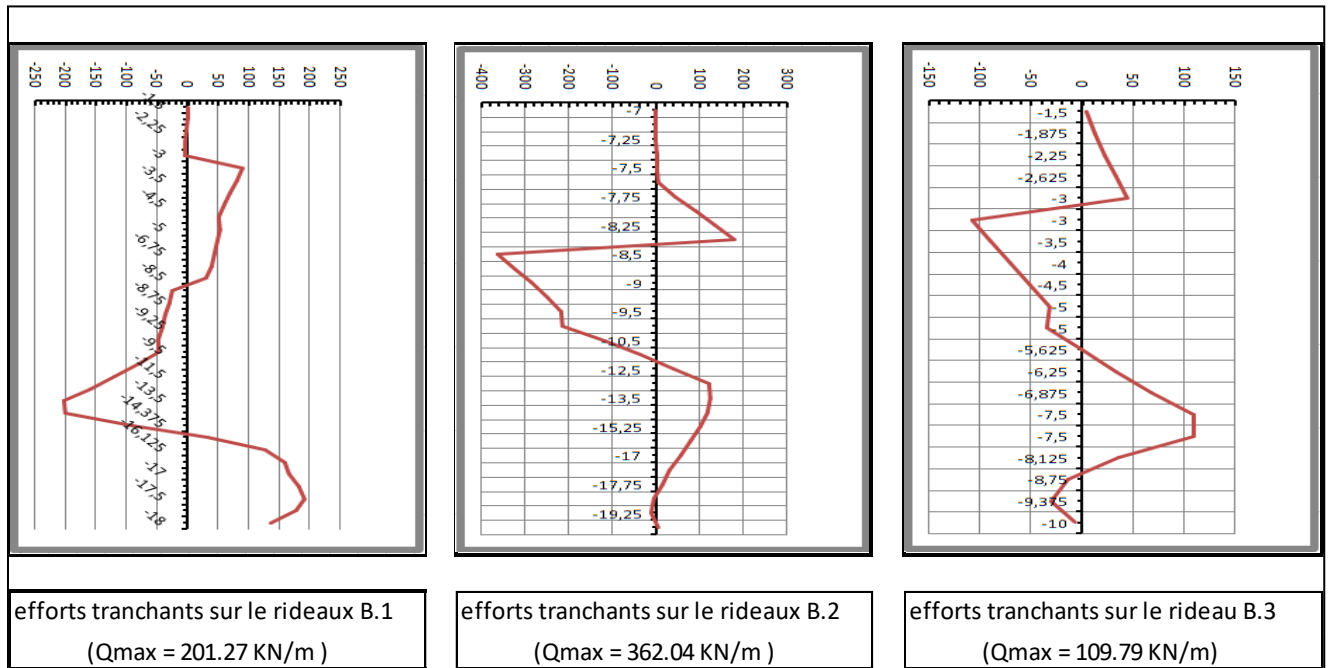


Figure V.8 : – Section type B – Diagramme enveloppe des efforts tranchante agissants de dimensionnement des Rideaux– COMB_SISMIQUE.

La figure présente la variation d’effort tranchant en fonction de la profondeur de chaque rideau, nous remarquons que le rideau B.2 prendre une valeur maximale positive qui est égale à $Q \approx 362.04 \text{ KN/m}$ dont $x = -8.5m$.

2.2. Sommaire des résultats obtenues

Dans ce qui suit, nous présenterons des tableaux récapitulatifs des principaux résultats obtenus pour les différentes phases :

Tableau V.1 : Résultat des efforts fléchissant sur les rideaux - Section A -.

Moment M (KNm) Section type A	Sans action sismique	Avec action sismique
Mmax	486.38	847.85
Mmin	333.07	333.26

Tableau V.2 : Résultat des efforts fléchissant sur les rideaux - Section B -.

Moment M (KNm) Section type B	Sans action sismique	Avec action sismique
Mmax	210.51	435.39
Mmin	32.71	117.10

Tableau V.3 : Résultat des efforts tranchant sur les rideaux - Section A -.

Effort tranchant (KN/m) Section type A	Sans action sismique	Avec action sismique
Qmax	566.39	568.45
Qmin	229.28	229.95

Tableau V.4 : Résultat des efforts tranchant sur les rideaux - Section B -.

Effort tranchant (KN/m) Section type B	Sans action sismique	Avec action sismique
Qmax	155.17	362.04
Qmin	50.55	109.79

D'après les résultats, on remarque que la valeur maximale des moments fléchissants et des efforts tranchant se trouve sur le rideau (Rideau A.3) qui a une grande profondeur.

3. Détermination du ferrailage nécessaire des pieux en cours de phase

Pour assurer la stabilité des pieux au cours des différentes phases nous avons fait une nouvelle vérification structurale pour les efforts obtenus dans l'analyse précédente.

Les calculs du ferrailage longitudinal et transversal seront menés en flexion simple selon le B.A.E.L et l'EUROCODE7 le calcul se fait à l'ELU (Etat Limite Ultime) et à l'ELS (Etat Limite de Service), on considère que la fissuration est très préjudiciable (FTP) et les

parois de pieux étant un soutènement provisoire donc le ferrailage longitudinal des pieux se fera à l'ELS et E.L.U(situation accidentelle) :

$$\text{E.L.S :} \quad G + Q$$

$$\text{E.L.U (situation accidentelle) :} \quad G + Q \pm E$$

Le logiciel EXPERT nous donne le ferrailage nécessaire selon le BAEL (Béton Armé aux États Limites).

Le résultat du ferrailage obtenu par le logiciel EXPERT est le suivant :

3.1. Calcul de Section en Flexion simple (ELS)

3.1.1. Hypothèses :

$$\text{Béton : } f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Acier : } f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$$

3.1.2. Section :

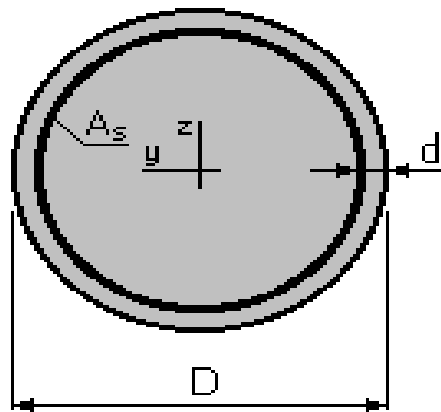


Figure V.9 : Ferrailage transversale.

$$D = 80,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7,0 \quad (\text{cm})$$

3.1.3. Efforts appliqués [3]

Combinaison : ELS

$$M_y = 486,38 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3.1.4. Résultats

❖ Sections d'Acier

- Section théorique : $A_s = 60,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

D'où pour le choix des armatures, on prend 4HA32 + 8HA25 qui donne une section $A_s = 71,44 \text{ cm}^2$.

- Section minimum : $A_{s \text{ min}} = 10,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

3.2. Calcul de Section en Flexion simple (ELU (situation accidentelle))

3.2.1. Hypothèses

Béton : $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Prise en compte des dispositions sismiques.

3.2.2. Section

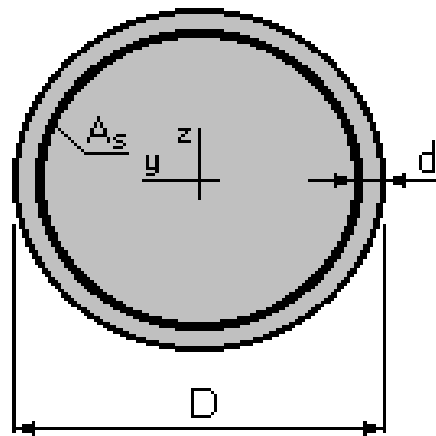


Figure V.10 : Ferrailage transversale

$$D = 80,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7,0 \quad (\text{cm})$$

3.2.3. Efforts appliqués [3]

Combinaison : ELU (situation accidentelle)

$$M_y = 847,85 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3.2.4. Résultats

❖ Sections d'Acier

- **Section théorique :** $A_s = 59,7 \text{ (cm}^2\text{)}$
- D'où pour le choix des armatures, on prend 4HA32 + 8HA25 qui donne une section $A_s = 71,44 \text{ cm}^2$.
- **Section minimum :** $A_{s \text{ min}} = 0,90 \text{ (\%)} B \text{ (RPA99)} = 45,216 \text{ (cm}^2\text{)}$ [11]

3.3. Calcul de Ferrailage transversal des pieux

3.3.1. Vérification de cisaillement

$$\bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

Avec.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable}$$

D'où.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 * 30}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Et :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant maximum à l'ELU.

b_0 : La largeur de la section du béton.

d : Distance de centre de gravité des armatures tendues à la fibre la plus comprimée de la section.

Pour pouvoir le calcul il faut assimiler la section circulaire à une section rectangulaire de base « b » et une hauteur « h » comme suite.

$$h = 0,9 * D = 0,9 * (0,8) = 0,72\text{m}$$

$$b = 0,45 * D + 0,64 \left(b - \frac{D}{2} \right) = 0,565\text{m}$$

$$d = \frac{9}{10} * h = 0,9 * 0,72 = 0,648\text{m}$$

AN :

$$\tau_u = \frac{1,35 * 566.39 * 10^{-3}}{0.72 * 0.648} = 1,64\text{MPa}$$

Donc :

$$\bar{\tau}_u \geq \tau_u \rightarrow \text{ok condition vérifier.}$$

3.3.2. Calcul des armatures transversales

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0,3 k f_{t28})}{0,9 f_e}$$

Avec :

$$\gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{SDT.}$$

$$\tau_u = \tau_{\max} = 1,64 \text{ MPa.}$$

$k = 0 \rightarrow$ Fissuration très préjudiciable et pas de prise de bétonnage.

$$7\text{cm} \leq S_t \leq \bar{S}_t \rightarrow \bar{S}_t = \min(15\Phi_L ; 0,9 d ; 40\text{cm}).$$

A.N:

$$\bar{S}_t = \min(37,5\text{cm} ; 58,32\text{cm} ; 40\text{cm}) = 37,5\text{cm.}$$

$$7\text{cm} \leq S_t \leq 37,5\text{cm}$$

Donc, on prend :

$$S_t = 20\text{cm}$$

$$A_t \geq 20 * \frac{1,15 * 0,72 * 1,64}{0,9 * 500} = 6.03 \text{ cm}^2$$

On prend :

$A_t = 6.16 \text{ cm}^2 \rightarrow$ qui correspond à des cercles de diamètre **14mm**. \rightarrow **Ok**

Vérification :

$$\Phi_t \leq \min\left(25\text{mm} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) = \min(25\text{mm} ; 20,57\text{mm} ; 56,5\text{mm})$$

Donc :

$$\Phi_t = 14\text{mm} \leq 20,57\text{mm} \quad \rightarrow \quad \text{Ok condition vérifiée.}$$

3.3.3. Pourcentage minimum des armatures transversales

$$\frac{A_t f_e}{S_t b_0} \geq \text{Max}\left(0,4 \text{ MPa} ; \frac{\tau_u}{2}\right)$$

$$2.139 \text{ MPa} \geq \text{Max}(0,4 \text{ MPa} ; 0.82\text{MPa}) \quad \rightarrow \quad \text{Ok condition vérifiée.}$$

3.4. Les résultats de ferrailage final

Les résultats du ferrailage final du pieux sont pris de l'annexe 6 (Voir annexe 06) :

Longitudinalement : 4T32 + 8T25.

Transversalement : Des cercles de diamètre 14mm avec un espacement de 20cm.

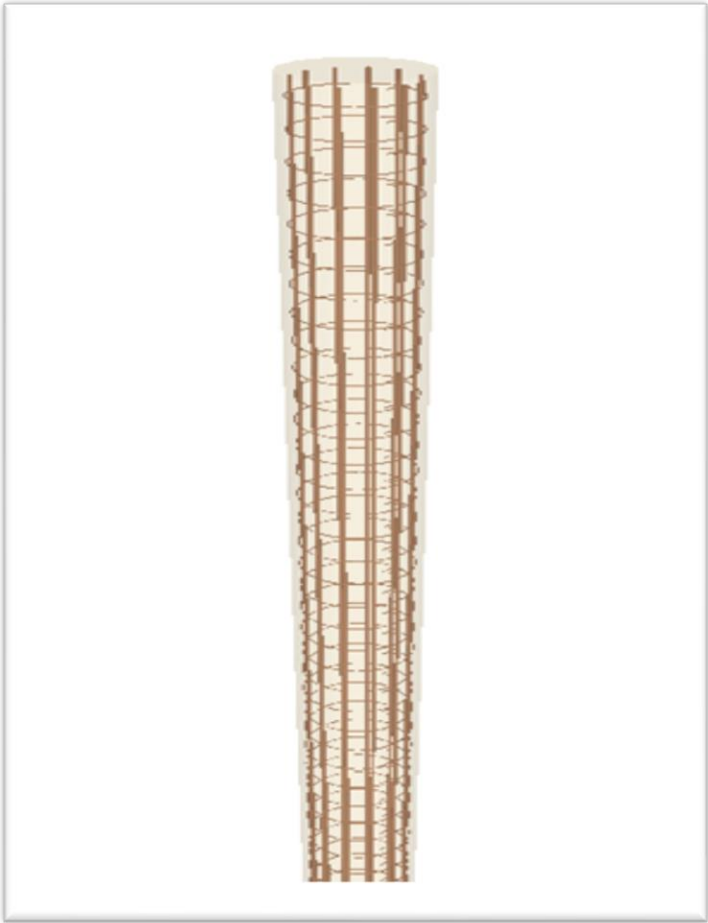


Figure V.11 : Vue en 3D du ferrailage des pieux

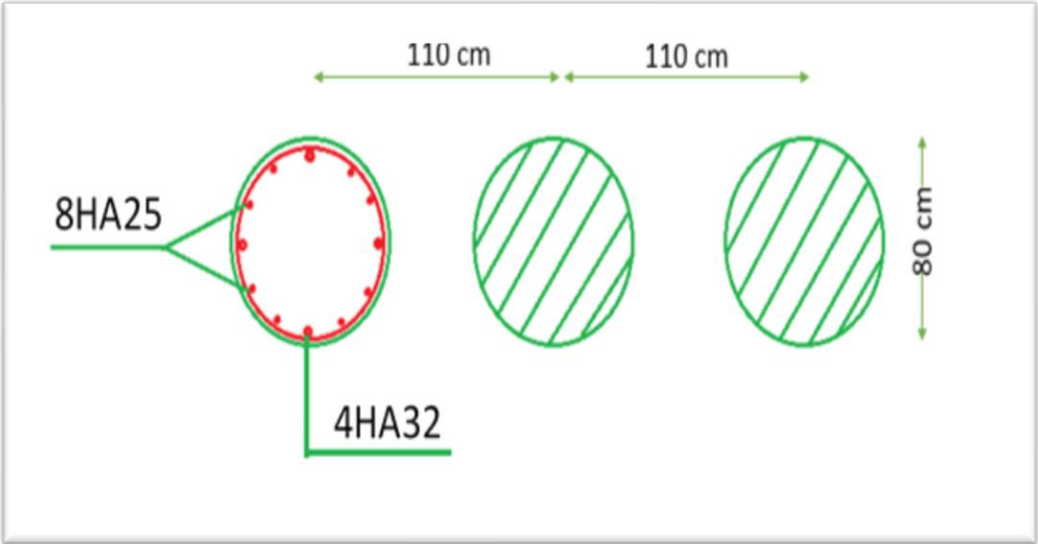


Figure V.12: Ferrailage transversal.

4. Vérification des boutons

Après avoir déterminé les différentes charges agissant sur notre ouvrage (Voir annexe 07), on passe au dimensionnement, Dans notre cas on a travaillé avec un système de butonnage de 2HEB500, FeE510 et de deuxième classe.

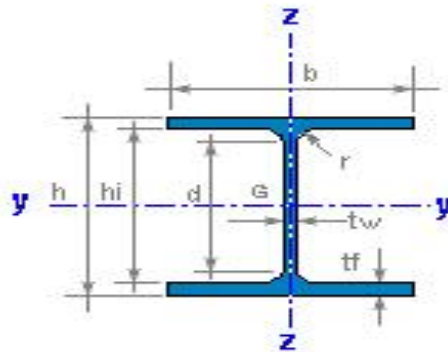


Figure V.13 : coupe transversale de profilé.

4.1. Caractéristique de HEB500

Tableau V.5 : dimensions du profilé métallique HEB500 [2].

Dimensions	H (mm)	A (cm ²)	B (mm)	G (kg/m)	Tw(mm)	U (m ² /m)	Tf (mm)	R (mm)
	500	239	300	187,3	14,5	2,125	28	27

Tableau V.6 : les valeurs statiques du profilé métallique HEB500 [2].

Valeurs statiques	Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Avz (cm ²)	Wy (cm ³)	Wz (cm ³)	Wpl,y (cm ³)	Wpl,z (cm ³)	iy (cm)	iz (cm)
	107176	12624	89,8	4287	842	4815	1292	21,19	7,27

4.2. Calcul des moments d'inertie par rapport à (Y/Z) [12]

$$Iy' = 2 * Iy = 2 * 107176 = 214352 \text{ cm}^4$$

$$Iz' = 2 * [Iz + A * d^2] = 2 * [12624 + 239 * 15^2] = 132798 \text{ cm}^4$$

$$iy' = \sqrt{\frac{Iy'}{2 * A}} = \sqrt{\frac{214352}{2 * 239}} = 21.18 \text{ cm}$$

$$iz' = \sqrt{\frac{Iz'}{2 * A}} = \sqrt{\frac{132798}{2 * 239}} = 16.67 \text{ cm}$$

4.3. Vérification de système de butonnage numéro 01 qui est liée à la première poutre [12]

N= 2437 KN Q= 3.75 KN/m L=17.2 m Classe II Fe510

4.3.1. Vérification de la section transversale

$$\frac{N_{sd}}{N_{plrd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{plrd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{sd} = 1.35 * N = 1.35 * 2437 = 3289.95 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{2 * A * f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{2 * 239 * 10^{-4} * 355 * 10^3}{1.1} = 15426.36 \text{ KN}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{sd} * l^2}{24} = \frac{1.35 * 3.75 * 17.2^2}{24} = 64.4 \text{ KN/m}$$

$$M_{plrd} = \frac{2 * W_{pl,z} * f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{2 * 1292 * 10^{-6} * 355 * 10^3}{1.1} = 833.93 \text{ KN/m}$$

$$\frac{3289.95}{15426.36} + \frac{64.4}{833.93} = 0.29 \leq 1 \rightarrow \text{ok verifié}$$

4.3.2. Vérification de la stabilité de la pièce

$$\frac{N_{sd}}{N_{\min} * \frac{2 * A * f_y}{\gamma_{m_1}}} + \frac{K_z M_{zsd}}{W_{plz} * \frac{f_y}{\gamma_{m_1}}} \leq 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{B_A}$$

Avec :

$$B_A = 1 \rightarrow \text{Classe II}$$

$$\lambda_1 = 93.9 * \varepsilon = 93.9 * \sqrt{\frac{235}{355}} = 76.06$$

$$\lambda_y = \frac{0.5 * L}{i_{y'}} = \frac{0.5 * 1720}{21.18} = 40.60$$

$$\lambda_z = \frac{0.5 * L}{i_{z'}} = \frac{0.5 * 1720}{16.67} = 51.59$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{B_A} = \frac{40.60}{76.06} * \sqrt{1} = 0.53$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{B_A} = \frac{51.59}{76.06} * \sqrt{1} = 0.68$$

$$\lambda_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \max(0.53, 0.68) = 0.68 \rightarrow Z - Z \text{ Axe de flambement}$$

Section on I laminé :

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1.66 > 1.2 \text{ et } t_f = 28 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y - y \rightarrow \text{Courbe a} \rightarrow \alpha = 0.21 \\ z - z \rightarrow \text{Courbe b} \rightarrow \alpha = 0.34 \end{array} \right.$$

$$\kappa_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\kappa_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2}}$$

Avec :

$$\Phi_y = 0.5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 * [1 + 0.21 * (0.53 - 0.2) + 0.53^2] = 0.68$$

$$\Phi_z = 0.5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 * [1 + 0.34 * (0.68 - 0.2) + 0.68^2] = 0.81$$

Donc :

$$\kappa_y = \frac{1}{0.68 + \sqrt{0.68^2 + 0.53^2}} = 0.90$$

$$\kappa_z = \frac{1}{0.81 + \sqrt{0.81^2 + 0.68^2}} = 0.80$$

$$\kappa_{\min} = \min(\kappa_y, \kappa_z) = \min(0.90, 0.80) = 0.79$$

Moment selon l'axe Z-Z :

$$K_z = 1 - \left[\frac{\mu_z * N_{sd}}{\alpha_z * 2 * A * f_y} \right] \leq 1.5$$

Avec :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z * (2B_{mz} - 4) + \left[\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right] \leq 0.9$$

$$\mu_z = 0.68 * (2 * 1.3 - 4) + \left[\frac{1292 - 842}{842} \right] = -0.42 < 0.9$$

Donc :

$$K_z = 1 + \left[\frac{0.42 * 3289.95 * 10^2}{0.80 * 2 * 239 * 3550} \right] = 1$$

$$\frac{3289.95 * 10^2}{0.80 * \frac{2 * 239 * 3550}{1.1}} + \frac{1 * 62.4 * 10^4}{842 * \frac{3550}{1.1}} = 0.5 \leq 1 \rightarrow \text{Ok condition vérifiée}$$

4.4. Vérification de système de butonnage numéro 2 qui est liée à la deuxième poutre

N= 5933 KN Q= 3.75 KN/m L=15 m Classe II Fe510

4.4.1. Vérification de la section transversale

$$\frac{N_{sd}}{N_{plrd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{plrd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{sd} = 1.35 * N = 1.35 * 5933 = 8009.55 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{2 * A * f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{2 * 239 * 10^{-4} * 355 * 10^3}{1.1} = 15426.36 \text{ KN}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{sd} * l^2}{24} = \frac{1.35 * 3.75 * 17.2^2}{24} = 64.4 \text{ KN/m}$$

$$M_{plrd} = \frac{2 * W_{pl,z} * f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{2 * 1292 * 10^{-6} * 355 * 10^3}{1.1} = 833.93 \text{ KN/m}$$

$$\frac{8009.55}{15426.36} + \frac{64.4}{833.93} = 0.6 \leq 1 \rightarrow \text{ok vérifié}$$

4.4.2. Vérification de la stabilité de la pièce

$$\frac{N_{sd}}{\gamma_{\min} * \frac{2 * A * f_y}{\gamma_{m_1}}} + \frac{K_z M_{zsd}}{W_{plz} * \frac{f_y}{\gamma_{m_1}}} \leq 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{B_A}$$

Avec :

$B_A = 1 \rightarrow$ Classe II

$$\lambda_1 = 93.9 * \varepsilon = 93.9 * \sqrt{\frac{235}{355}} = 76.06$$

$$\lambda_y = \frac{0.5 * L}{i_{y'}} = \frac{0.5 * 1500}{21.18} = 35.41$$

$$\lambda_z = \frac{0.5 * L}{i_{z'}} = \frac{0.5 * 1500}{16.67} = 45$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{B_A} = \frac{40.60}{76.06} * \sqrt{1} = 0.47$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{B_A} = \frac{51.59}{76.06} * \sqrt{1} = 0.59$$

$\lambda_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \max(0.47, 0.59) = 0.59 \rightarrow Z - Z$ Axe de flambement

Section on I laminé :

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1.66 > 1.2 \text{ et } t_f = 28 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} y - y \rightarrow \text{Courbe a} \rightarrow \alpha = 0.21 \\ z - z \rightarrow \text{Courbe b} \rightarrow \alpha = 0.34 \end{array} \right.$

$$k_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$k_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2}}$$

Avec :

$$\Phi_y = 0.5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 * [1 + 0.21 * (0.47 - 0.2) + 0.47^2] = 0.64$$

$$\Phi_z = 0.5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 * [1 + 0.34 * (0.59 - 0.2) + 0.59^2] = 0.74$$

Donc :

$$k_y = \frac{1}{0.64 + \sqrt{0.64^2 + 0.47^2}} = 0.93$$

$$k_z = \frac{1}{0.74 + \sqrt{0.74^2 + 0.59^2}} = 0.84$$

$$k_{\min} = \min(k_y, k_z) = \min(0.93, 0.84) = 0.84$$

Moment selon l'axe Z-Z :

$$K_z = 1 - \left[\frac{\mu_z * N_{sd}}{k_z * 2 * A * f_y} \right] \leq 1.5$$

Avec :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z * (2B_{mz} - 4) + \left[\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right] \leq 0.9$$

$$\mu_z = 0.59 * (2 * 1.3 - 4) + \left[\frac{1292 - 842}{842} \right] = -0.44 < 0.9$$

Donc :

$$K_z = 1 + \left[\frac{0.44 * 8009.55 * 10^2}{0.84 * 2 * 239 * 3550} \right] = 1$$

$$\frac{8009.55 * 10^2}{0.84 * \frac{2 * 239 * 3550}{1.1}} + \frac{1 * 62.4 * 10^4}{842 * \frac{3550}{1.1}} = 0.85 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Ok condition vérifiée}$$

4.5. Vérification de système de butonnage numéro 3 qui est liée à la troisième poutre

N= 7253 KN

Q= 3.75 KN/m

L= 6.93 m

Classe II

Fe510

4.5.1. Vérification de la section transversale

$$\frac{N_{sd}}{N_{plrd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{plrd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{sd} = 1.35 * N = 1.35 * 7253 = 9791.55 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{2 * A * f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{2 * 239 * 10^{-4} * 355 * 10^3}{1.1} = 15426.36 \text{ KN}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{sd} * l^2}{24} = \frac{1.35 * 3.75 * 17.2^2}{24} = 64.4 \text{ KN/m}$$

$$M_{plrd} = \frac{2 * W_{pl,z} * f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{2 * 1292 * 10^{-6} * 355 * 10^3}{1.1} = 833.93 \text{ KN/m}$$

$$\frac{9791.55}{15426.36} + \frac{64.4}{833.93} = 0.71 \leq 1 \rightarrow \text{ok verifié}$$

4.5.2. Vérification de la stabilité de la pièce

$$\frac{N_{sd}}{\alpha_{\min} * \frac{2 * A * f_y}{\gamma_{m_1}}} + \frac{K_z M_{zsd}}{W_{plz} * \frac{f_y}{\gamma_{m_1}}} \leq 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{B_A}$$

Avec :

$$B_A = 1 \rightarrow \text{Classe II}$$

$$\lambda_1 = 93.9 * \varepsilon = 93.9 * \sqrt{\frac{235}{355}} = 76.06$$

$$\lambda_y = \frac{0.5 * L}{i_{y'}} = \frac{0.5 * 693}{21.18} = 16.36$$

$$\lambda_z = \frac{0.5 * L}{i_{z'}} = \frac{0.5 * 693}{16.67} = 20.79$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{B_A} = \frac{40.60}{76.06} * \sqrt{1} = 0.22$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{B_A} = \frac{51.59}{76.06} * \sqrt{1} = 0.27$$

$$\lambda_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \max(0.22, 0.27) = 0.27 \rightarrow Z - Z \text{ Axe de flambement}$$

Section on I laminé :

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1.66 > 1.2 \text{ et } t_f = 28 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y - y \rightarrow \text{Courbe a} \rightarrow \alpha = 0.21 \\ z - z \rightarrow \text{Courbe b} \rightarrow \alpha = 0.34 \end{array} \right.$$

$$\kappa_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 + \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\kappa_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2}}$$

Avec :

$$\Phi_y = 0.5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 * [1 + 0.21 * (0.22 - 0.2) + 0.22^2] = 0.53$$

$$\Phi_z = 0.5 * [1 + \alpha * (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 * [1 + 0.34 * (0.27 - 0.2) + 0.27^2] = 0.55$$

Donc :

$$\kappa_y = \frac{1}{0.53 + \sqrt{0.53^2 + 0.22^2}} = 0.99$$

$$\kappa_z = \frac{1}{0.74 + \sqrt{0.74^2 + 0.59^2}} = 0.97$$

$$\kappa_{\min} = \min(\kappa_y, \kappa_z) = \min(0.99, 0.97) = 0.97$$

Moment selon l'axe Z-Z :

$$K_z = 1 - \left[\frac{\mu_z * N_{sd}}{\kappa_z * 2 * A * f_y} \right] \leq 1.5$$

Avec :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z * (2B_{mz} - 4) + \left[\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right] \leq 0.9$$

$$\mu_z = 0.27 * (2 * 1.3 - 4) + \left[\frac{1292 - 842}{842} \right] = -0.2 < 0.9$$

Donc :

$$K_z = 1 + \left[\frac{0.2 * 9791.55 * 10^2}{0.97 * 2 * 239 * 3550} \right] = 1$$

$$\frac{9791.55 * 10^2}{0.97 * \frac{2 * 239 * 3550}{1.1}} + \frac{1 * 62.4 * 10^4}{842 * \frac{3550}{1.1}} = 0.88 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Ok condition vérifiée}$$

5. Conclusion

D'après la vérification des systèmes de butonnage nous concluons que l'ouvrage est stable lors d'excavation (pas de risque d'effondrement).

Chapitre VI

Analyse de la stabilité du fond de l'excavation

1. Introduction

Le domaine d'utilisation des écrans de soutènement est très large. Si les murs de soutènement de type poids sont bien adaptés au soutènement de remblais, le domaine d'emploi privilégié des écrans de soutènement est le soutènement des excavations, dont ils accompagnent le développement tout au long du vingtième siècle. Le développement et la diversification de la technique des écrans de soutènement, des rideaux de palplanches aux parois moulées, des parois berlinoises aux lutéciennes et parisiennes et aux rideaux de pieux, et celle de la technique associée des appuis, des butons aux ancrages précontraints, rendront possible la construction d'ouvrages enterrés toujours plus nombreux : infrastructures de transport, réseaux divers, soubassements d'immeubles, parkings souterrains, des tranches de métro ou autres infrastructures enterrées ou encore des murs de quai, etc. [13]

2. Les types d'écrans de soutènement [12]

La notion « d'écran de soutènement » couvre l'ensemble des structures servant à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide d'éléments de matériaux résistants à la poussée des terres.

Dans la définition de l'Eurocode (EC 7-1), un « ouvrage de soutènement » retient des terrains (sols, roches ou remblais) et/ou de l'eau. Le matériau est retenu par l'ouvrage s'il est « maintenu à une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent ». Les trois types d'ouvrages couverts par la norme sont les murs-poids, les rideaux et les ouvrages de soutènement composites. Dans le travail présent, la notion « d'écrans de soutènement » se réfère principalement aux « rideaux ».

Les méthodes les plus anciennes – à part de creuser au sein d'une pente non-stabilisée – se servaient de maçonnerie et de bois. Aujourd'hui, ces techniques sont devenues très rares et les matériaux choisis consistent principalement en béton et en acier.

En France, les méthodes conventionnelles utilisées pour les écrans de soutènement sont:

- ❖ Les parois berlinoises, faisant appel à des éléments de structure verticaux, généralement des profilés métalliques H, mis en place préalablement à l'excavation, entre lesquelles on dispose, à l'avancement de l'excavation, des madriers horizontaux ou des plaques en béton de blindage du terrain ;
- ❖ Les parois composites (dérivées des « berlinoises »), comportant souvent des pieux (ou même des micropieux) comme éléments verticaux et, par exemple, du béton

- projeté sur des treillis soudés comme éléments horizontaux ;
- ❖ Les rideaux de palplanches, utilisés principalement en présence d'eau ;
 - ❖ Les parois moulées, faisant appel à un pré-soutènement à la boue, remplacé par du béton (armé ou non) ;
 - ❖ Les parois préfabriquées, partant du même principe que les parois moulées mais avec une boue contenant du ciment : dans cette suspension sont posés des panneaux préfabriqués (ou des palplanches) ;
 - ❖ Les parois constituées de pieux sécants ou de pieux jointifs ;
 - ❖ Le clouage, nouvelle technique remplaçant parfois les parois berlinoises : au fur et à mesure de l'excavation, le terrain est « fermé » à l'aide de béton projeté, retenu par un maillage de clous (classiquement des barres passives en acier) battus ou installés dans des forages et scellés dans le terrain avec du ciment ;
 - ❖ Les techniques de mélange en place de sol ou de ciment, notamment le « jet-grouting », réalisé par injection à haute pression du coulis de ciment, de façon radiale autour d'un trou de forage qui constitue ainsi l'axe d'une colonne de terrain mélangé au coulis de ciment.

Pour les excavations profondes, des écrans de haute rigidité (parois moulées et parois de pieux sécants) sont habituellement utilisées. En France, la technique des parois moulées a progressivement marginalisé l'utilisation des pieux, contrairement à l'Allemagne où les deux méthodes coexistent. Parmi les techniques appliquées en Allemagne, Schmidt et Seitz, 1998 mentionnent aussi les « écrans d'éléments », une méthode comparable au clouage qui fait appel à des tirants précontraints, fixés sur une plaque rectangulaire constituant une surface de distribution de l'effort de précontrainte. Les parois ne sont pas forcément verticales, mais légèrement inclinées, et la technique d'excavation travaille habituellement avec des risbermes (cette technique est voisine de celle des « voiles envers » utilisée en France pour la stabilisation de sites montagneux en talus). Les auteurs citent par ailleurs trois méthodes : la Terre Armée (une technique initialement développée en France), les murs renforcés par géotextiles (selon le même principe que la Terre Armée) et la méthode dite « de biologie de l'ingénieur », qui se sert de l'augmentation de la stabilité d'un talus que peuvent conférer les racines des plantes. Ces dernières méthodes ne sont toutefois pas appliquées au soutènement des excavations. Schnell, 1995 présente aussi l'application de la méthode de congélation du sol pour réaliser des soutènements. L'avantage de cette méthode est qu'elle n'est pas invasive, mais elle nécessite une importante dépense d'énergie et n'est donc pas économique si elle est utilisée pour des grandes surfaces. On notera que cette méthode peut être utilisée pour traiter

les défauts d'étanchéité d'écrans classiques.

Habituellement, le soutènement comprend non seulement l'écran lui-même mais aussi un système d'appuis. Dans le cas général, les appuis sont constitués, d'une part, par le sol dans la partie en fiche de l'écran et, d'autre part, par des ancrages vers l'arrière ou des butons devant l'écran.

Une méthode de construction particulière d'ouvrages en excavation est l'excavation « en taupe » (Cette technique est appelée 'top-down' en anglais, et 'Deckelbauweise' en allemand (Deckel = couvercle)) : elle consiste à mettre en place le soutènement périmétral de la fouille, généralement un écran rigide de type paroi moulée ou pieux sécants, et à butonner de haut en bas ce soutènement, au fur et à mesure de la progression de l'excavation, à l'aide d'éléments de structure de la construction souterraine (généralement des planchers). Cette méthode permet de construire les niveaux supérieurs sans attendre que les niveaux inférieurs soient réalisés. [14]

3. Les méthodes de calcul [12]

Les modèles de calcul cités par exemple par l'Eurocode 7-1 sont les modèles analytiques, semi-empiriques ou numériques. S'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, on peut aussi se servir d'essais de chargement ou de la méthode observationnelle. Le choix de la méthode reste alors assez libre.

On distingue cinq familles de méthodes de calcul des écrans de soutènement :

Les méthodes dites « classiques », faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres,

La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte une certaine interaction sol-structure,

La méthode des éléments finis, développée à partir des années 1970,

Les méthodes empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages,

Les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité.

4. Analyse de la stabilité du fond de l'excavation

Compte tenu de la géologie locale la stabilité du fond d'excavation peut être mise en

cause le phénomène associé à un manque de capacité portante et résultant dans un mécanisme de rupture rotationnelle. Nous constatons que l'avancement de l'excavation et l'extraction de terres à l'intérieur du blindage provoque l'augmentation des efforts de cisaillement sur le terrain immédiatement au-dessous du niveau de l'excavation, tel que montre la figure suivante. Si ces efforts deviennent trop élevés, le fond de l'excavation entre en rupture, forçant le soulèvement du terrain et, par conséquence, l'occurrence d'importants déplacements dans le terrain environnant.

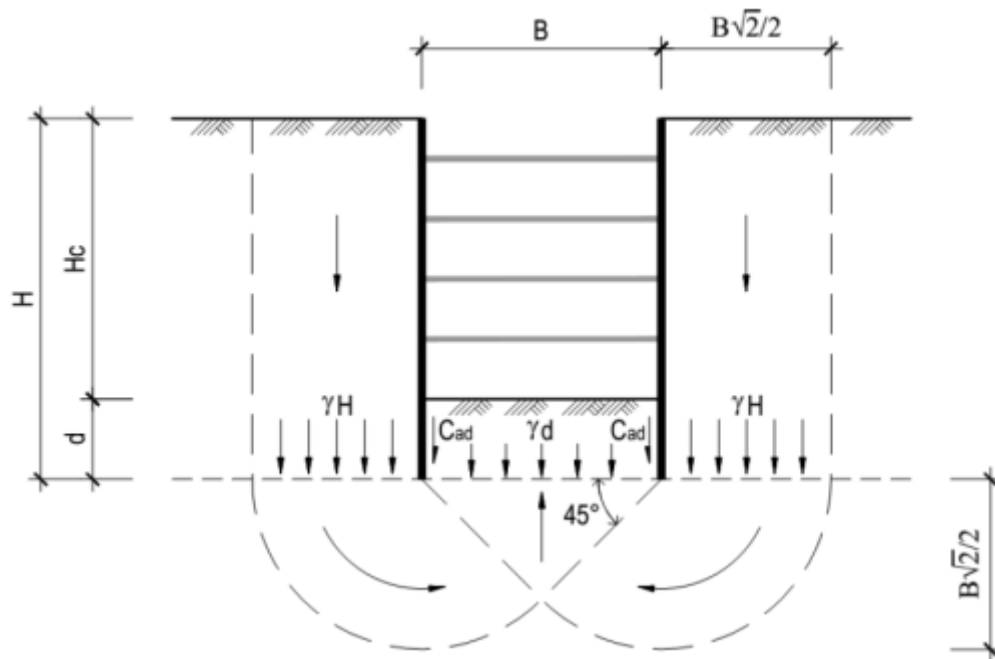


Figure VI.1 : Mécanisme de rupture de la fondation d'une excavation [13].

4.1. Calcul de facteur de sécurité globale

La détermination de la valeur de sécurité globale associée à ce mécanisme de rupture pour la situation plus contraignante est présentée ci-dessous.

$$F_s = \frac{N_c \cdot C_u + \gamma d + 2dC_a/B}{\gamma H}$$

- **F_s** : Facteur de sécurité globale ;
- **N_c** : Factor de capacité portante ;
- **C_u** : Cohésion non-drainée ;
- **C_a** : Adhérence entre le sol et la paroi ;

- γ : Poids volumique ;
- H : Longueur de la paroi ;
- B : largeur de l'excavation ;
- D : profondeur d'encastrement ;

4.1.1. Charge défavorable $\Sigma(\gamma.H)$

Tableau VI.1 : Calcul de la charge défavorable.

Les couches	H (m)	γ (KN/m ³)	$\gamma.H$ (kPa)
R	5	21	105
Qag	12	21.5	258
QMs	4	22.5	90
QM	6	22	132
La somme	-	-	585

La charge défavorable = 585 kPa

4.1.2. Charge favorable ($N_c.C_u + \gamma d + 2dCa/B$)

La valeur du facteur de capacité portante a été déterminée utilisant la méthodologie développée par Bjerrum et Eide.

A. La méthodologie développée par Bjerrum et Eide

❖ Le soulèvement du fond de fouille

Dans son analyse des déformations, Peck, 1969 avait reconnu l'importance des conditions relatives au fond de fouille et, en particulier, dans le cas des argiles, de celles dérivant de la présence d'une couche molle sous le niveau du fond de fouille. D'Appolonia, 1971 mit en évidence que les différentes situations rencontrées pouvaient être distinguées, non plus de façon simplement qualitative, mais en faisant appel au coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture du fond de fouille. [13]

Cette corrélation entre indice de stabilité de l'ouvrage et déformations observées a été précisée par Mana et Clough, 1981 sur des bases expérimentales et théoriques. Pour leur étude, ces Partie 1. Excavation profonde en site urbain, fluvial et maritime 21 auteurs ont

effectué une sélection plus sévère des données expérimentales, excluant notamment les déformations obtenues dans des situations exceptionnelles (mauvaise conception ou réalisation des ouvrages, en particulier) ainsi que lors des phases initiales où l'ouvrage est simplement encastré. [13]

Le premier diagramme mettant en relation les déplacements de l'écran avec le coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement de fond de fouille (pour des écrans butonnés dans des sols argileux) a été proposé par Clough et Al. [13]

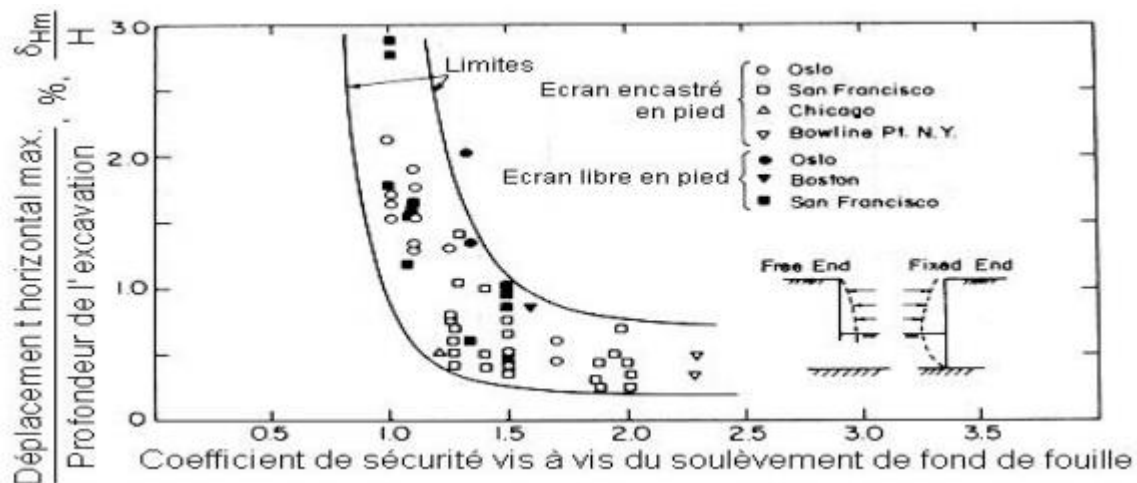


Figure VI.2 : Diagramme pour l'estimation des déplacements en fonction de la profondeur de la fouille et du coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement de fond de fouille pour des écrans butonnés dans de l'argile [13].

La profondeur qu'il est possible de donner à une fouille est limitée par le phénomène de soulèvement du fond de fouille qui survient lorsque la différence des contraintes verticales, de part et d'autre du soutènement, devient supérieure à ce que le sol peut mobiliser, compte tenu de sa résistance au cisaillement. [14]

Les premières études de ce phénomène de soulèvement du fond de fouille sont le fait de Terzaghi, 1943. Dans le cas des fouilles creusées dans le sable, Terzaghi montre, en faisant appel aux résultats obtenus sur la capacité portante des fondations superficielles, que le coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille est indépendant de la profondeur de la fouille (il ne dépend que de l'angle de frottement du sable) et est toujours largement supérieur à l'unité lorsque l'angle de frottement est supérieur à 30 degrés et en l'absence de circulations d'eau défavorables. [14]

Dans le cas des fouilles creusées dans l'argile, une analyse similaire fondée sur la théorie des fondations superficielles permet à Terzaghi, 1943 de montrer que, en conditions

non drainées, la profondeur d'une fouille dont la longueur est grande devant la largeur est limitée à la valeur : $H_c = N_{ccu} / (\gamma - 2c_u/B\sqrt{2})$ où c_u désigne la cohésion non drainée de l'argile, N_c le facteur de portance applicable aux fondations superficielles parfaitement rugueuses ($N_c = 5,7$ pour Terzaghi), γ le poids volumique de l'argile et B la largeur de la fouille. [14]

Les développements ultérieurs de cette méthode d'analyse de la stabilité du fond de fouille sont liés aux progrès des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles, à la prise en compte de la forme de la fouille, de l'anisotropie de l'argile ou encore de la résistance apportée par le soutènement dans sa partie en fiche pour tenir compte du rôle joué par la partie en fiche de l'écran dans l'analyse de la stabilité du fond de fouille. [14]

Mana et Clough (1981) se réfèrent à la méthode de Terzaghi (1943) pour la détermination du facteur de sécurité, en indiquant que ce facteur n'est pas totalement correct au niveau des détails mais qu'il constitue un indice satisfaisant pour la plupart des sols. La Figure VI.3 rappelle la façon dont le facteur est calculé et donne aussi la méthode proposée par Bjerrum et Eide (1956). [14]

Mana et Clough (1981) soulignent la bonne qualité des données utilisées pour établir le diagramme proposé par Clough et al. (1979), en précisant que seuls ont été considérés des cas pour lesquels la conduite de travaux était satisfaisante et les mouvements principalement initiés par l'excavation elle-même. Ceci signifie que l'influence d'un rabattement de nappe, d'une consolidation des terrains avoisinants ou de pieux forés dans la fouille est exclue. Les types de paroi considérés sont des rideaux de palplanches et des parois berlinoises, soutenus par des butons. La phase où l'ouvrage est simplement encastré n'est pas prise en compte, non plus. En tout, 130 cas ont été répertoriés, mais seulement 11 choisis pour l'étude finale. [14]

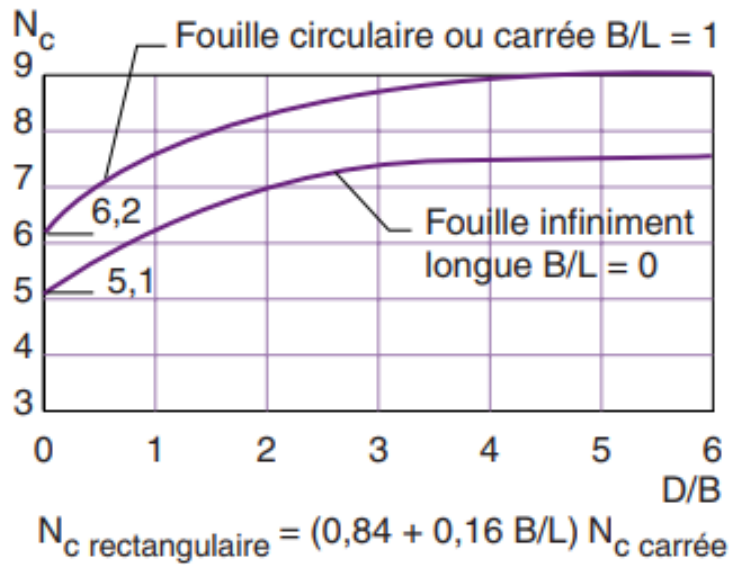


Figure VI.3 : le diagramme de N_c en fonction de (H/B) [13].

On a :

$$D/B = 8/17,4$$

$$D/B = 0,46$$

Donc :

$$N_{c \text{ carrée}} = 7$$

$$N_{c \text{ rectangulaire}} = (0,84 + 0,16B/L)N_{c \text{ carrée}}$$

$$N_{c \text{ rectangulaire}} = (0,84 + 0,16 \cdot 17,4/11,1)7 = 7.63$$

Tableau VI.2 : Facteur de sécurité globale mécanisme de rupture de la fondation d'excavation.

B (m)	17,4
N_c (-)	7,63
C_u (kPa)	160
d (m)	8
C_a (kPa)	80
Charge favorable (kPa)	1462,36
Charge défavorable (kPa)	585
Facteur de sécurité (-)	2,5

5. Conclusion

Tant que le facteur de sécurité F_s reste supérieur à 1,4 à 1,5, les déplacements latéraux (les déformations latérales) de l'ouvrage restent faibles, La valeur de sécurité obtenue pour la situation plus contraignante est supérieure à la valeur minimale réglée de façon à garantir un contrôle adéquat des déplacements.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail qu'on a élaboré a été principalement basé sur l'étude de la stabilité des puits de ventilation PV04 du projet du métro d'Alger.

Nous avons essayé de mettre l'accent sur la sécurité et la stabilité de puits de ventilation qui restent à nos jours un sujet assez complexe et un domaine assez vaste qui nécessite plus de détails techniques afin de le mettre en place.

Durant ce modeste travail aussi ont été traité, les différentes méthodes de creusement, les types de soutènement et la géologie et les caractéristiques géotechniques du site qui sont des facteurs déterminants du degré de difficulté d'un ouvrage.

Dans un premier lieu, nous avons présenté une description générale qui permet de préciser les frontières de domaine de champ d'étude et d'avoir une bonne connaissance du système à étudier. Pour cela nous avons pris connaissance de toutes les informations concernant le champ d'étude.

Dans un deuxième lieu, nous avons parlé de la méthode d'exécution, cette dernière revient à l'ingénieur qui doit prendre en considération le type de terrain traversé, la forme et les dimensions de profil transversal de puits sans oublier l'aspect économique qui est très important.

Ensuite, nous avons cité les plus importantes reconnaissances du site à déterminer dont les reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques, et de même nous avons cité les différentes études permettant leurs déterminations et en fin nous avons donné un modèle de sol où se situe le tunnel cadre et ses caractéristiques géotechniques générales.

Par la suite, la modélisation numérique des différents rideaux des pieux du puits de ventilation par PLAXIS nous a permis de savoir l'importance des logiciels dans le domaine de géotechniques en particulier et dans le génie civil en général mais il faut toujours faire attention aux paramètres rentrés et savoir interpréter les résultats.

Autrement, le ferrailage des pieux et la vérification des butons nous a permis aussi de se familiariser avec le logiciel Robot expert qui est très utile dans les calculs de béton armé et de charpente métallique.

A la fin, nous avons calculé le facteur de sécurité pour vérifier la stabilité de fond d'excavation, nous remarquons que la valeur de facteur de sécurité obtenue pour la situation plus contraignante est supérieure à la valeur minimale réglée de façon à garantir un contrôle adéquat des déplacements.

Conclusion générale

Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances en mécanique des sols et prendre en conscience la variabilité des sols dans le calcul des ouvrages géotechniques et l'effet de l'action sismique qui a provoqué une augmentation de plus de 50% dans les déplacements et les sollicitations.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera utile pour les promotions à venir.

Bibliographie

Bibliographie

Documentation :

- [1] Document Interne de Cosider, DOC 13-002-2, « Projet d'Excavation et Soutènement du Puits de ventilation PV4 ».
- [2] Document Interne de Cosider, DOC 13-001-A, « Projet de Blindage du Puits de ventilation PV4 ».
- [3] Boutemeur R., Alger 2011, « Béton Armé et Béton Précontraint » ENP.
- [4] Document Interne de Cosider, DOC 40-001-A, « Hypothèse géotechnique du Puits de ventilation PV4 ».
- [5] Bouverd A., Colombert G., Esteuille F., 1993, « Ouvrages souterrains conception réalisation entretien ».
- [6] Guelmami A., « Dimensionnement d'un ouvrage souterrain par la méthode des éléments finis ».
- [7] François M., Janvier 2012, « Mécanique des Roches et Travaux Souterrains Cours et exercices corrigés », édition Huitième.
- [8] Pierre G., « Travaux souterrains – techniques de l'ingénieur »
- [9] Schlosser, F., 1973, « Essais de laboratoire pour la mécanique des sols ».
- [10] Belkacemi S., Alger 2011, « Mécanique Des Sols » ENP.
- [11] RPOA, , 2008, « Règlements parasismique applicables aux domaines des ouvrages d'art ».
- [12] Eurocode 7-1, P94-250-1, Décembre 1992, « Calcul géotechnique ».
- [13] Bjerrum and Eide, 1956, « Method of analysis ».
- [14] Terzaghi, K., 1943, « Theoretical Soil Mechanics », Wiley, New York.

Logiciel :

PLAXIS Version 8.2, Calculette Robot Expert, Sap2000, Excel 2016.

Annexes

Annexes

Annexe 1 : les stations de Lot-1 métro d'Alger

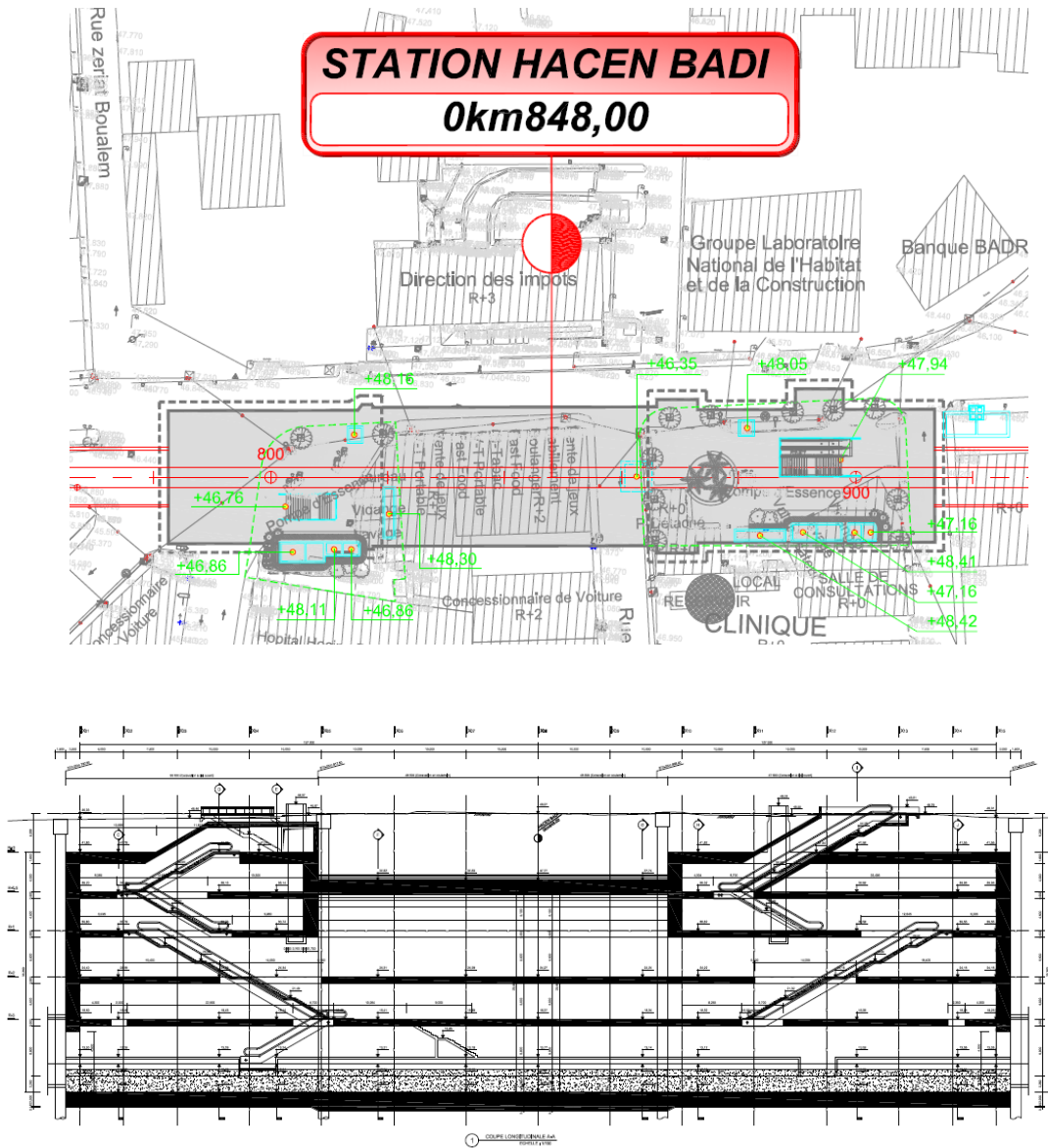
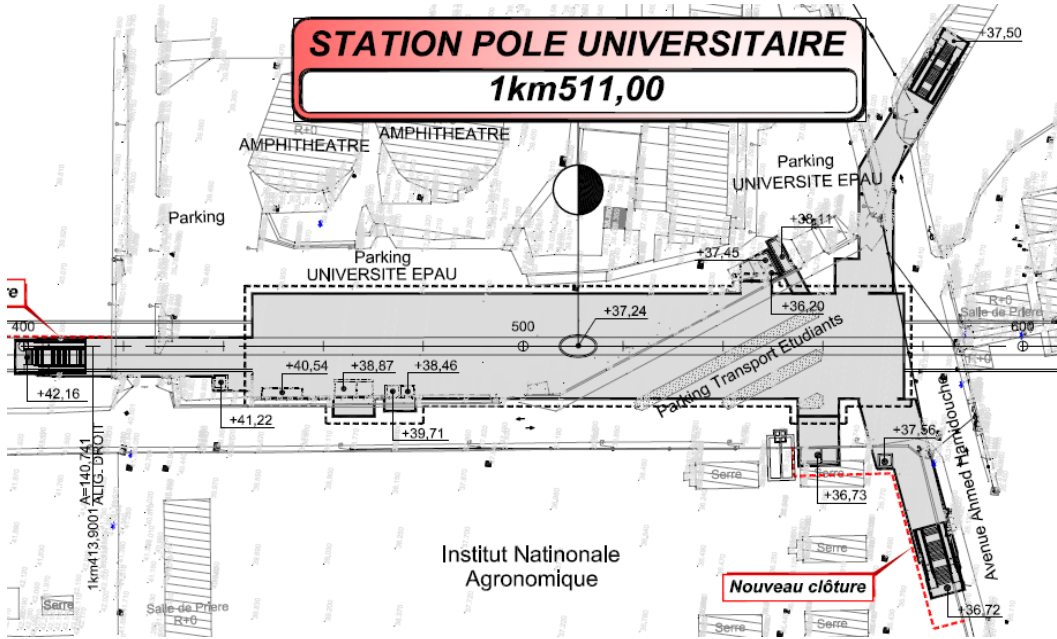




Figure A1.1 : Station HACEN BADI.



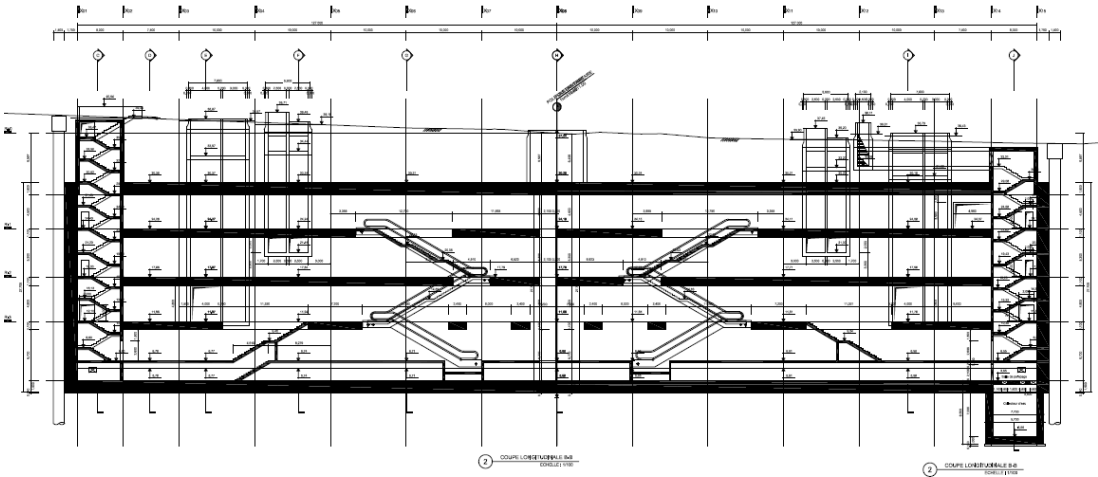
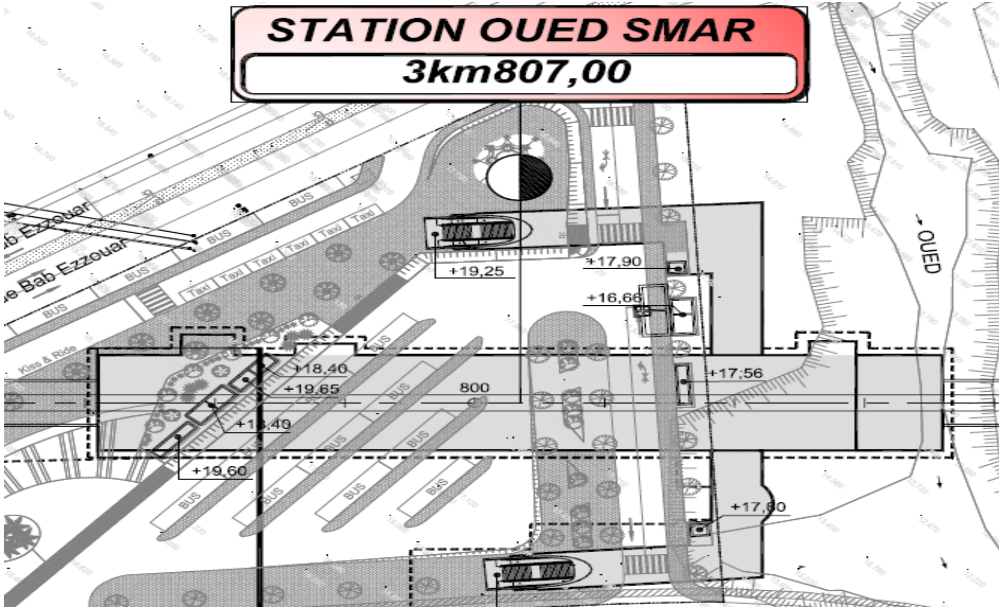


Figure A1.2 : Station pôle universitaire.



Figure A1.3 : Station BEAU LIEU.



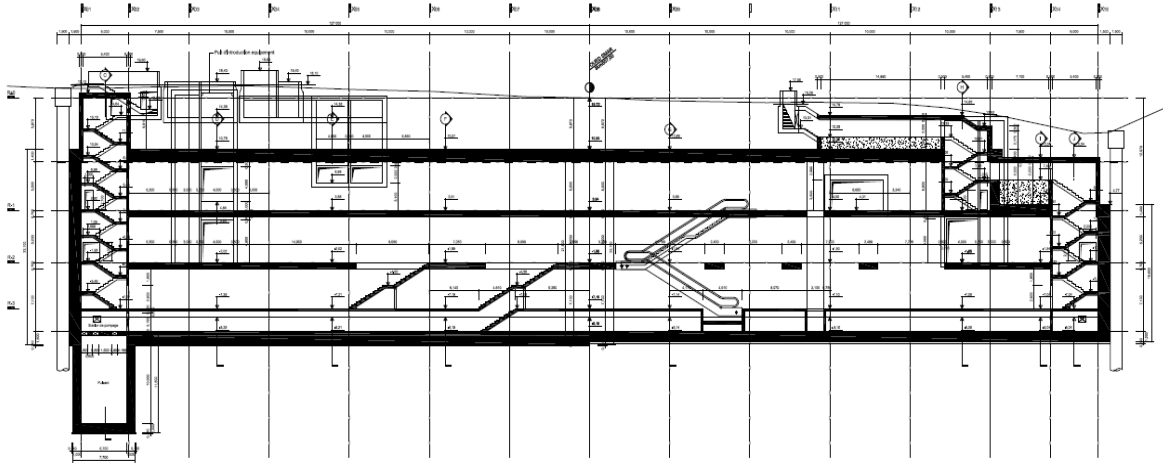


Figure A1.4 : Station OUED SMAR.

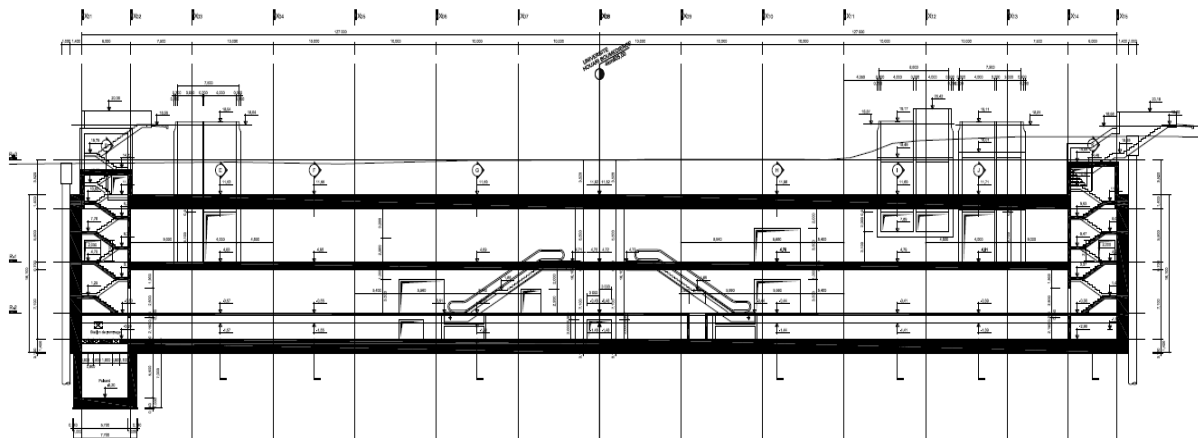
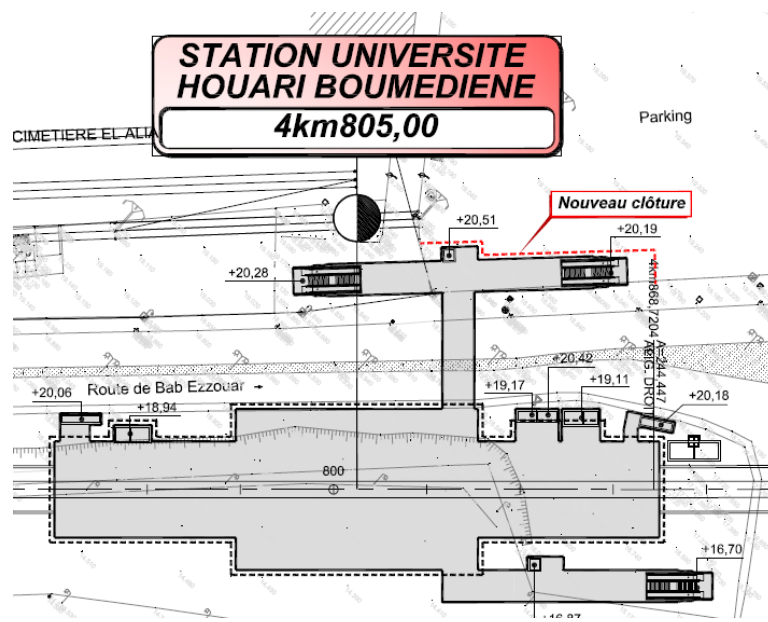
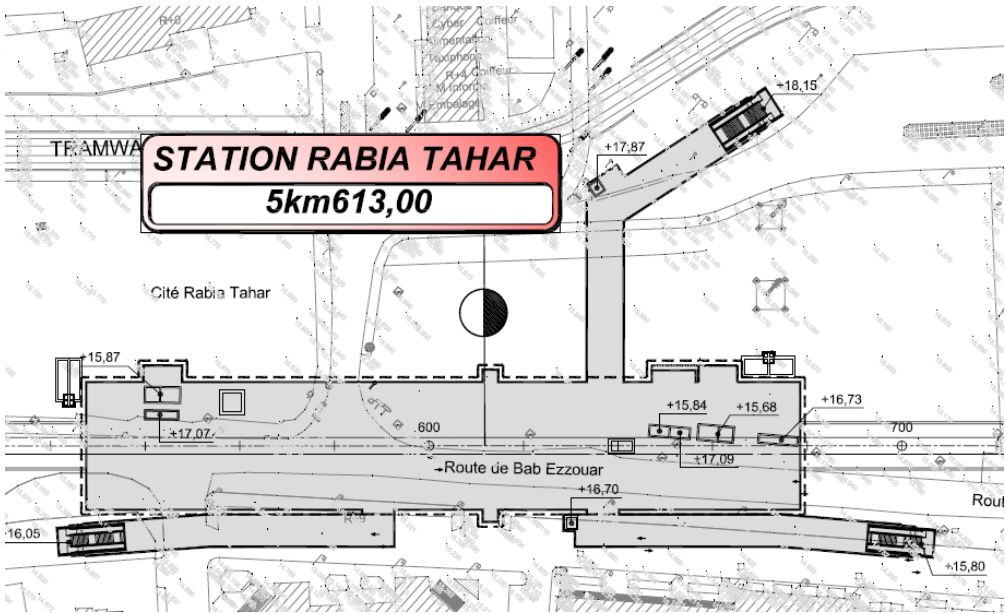




Figure A1.5 : Station université HOUARI BOUMEDIENE.



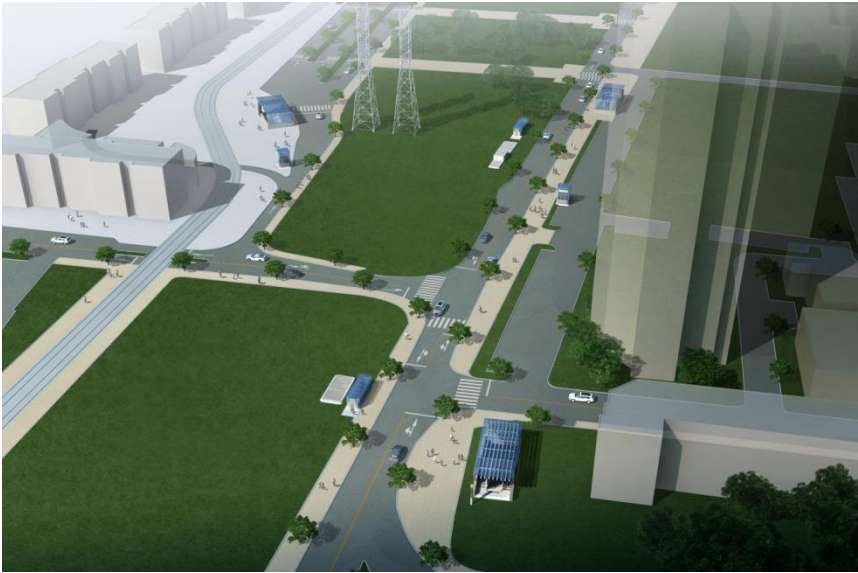
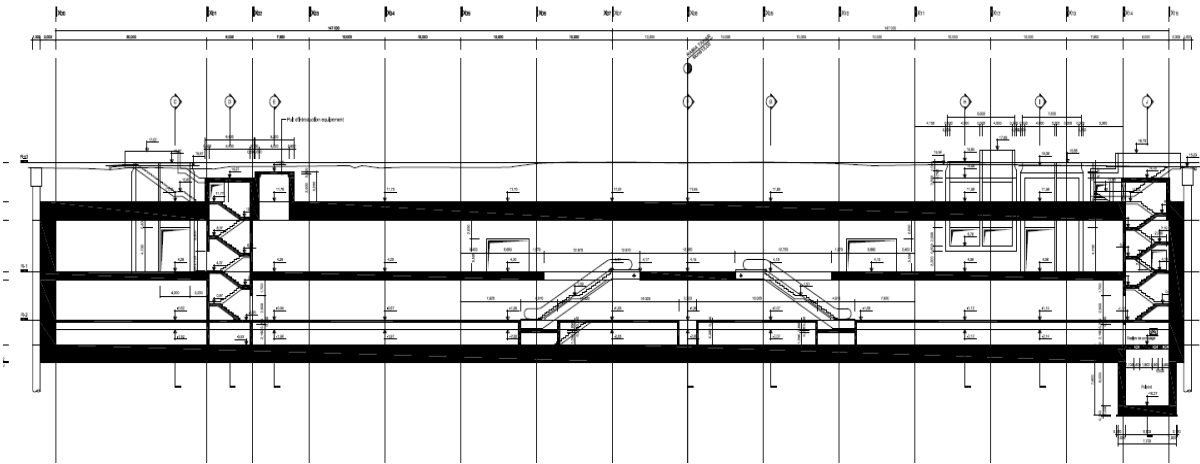


Figure A1.6 : Station RABIA TAHAR.

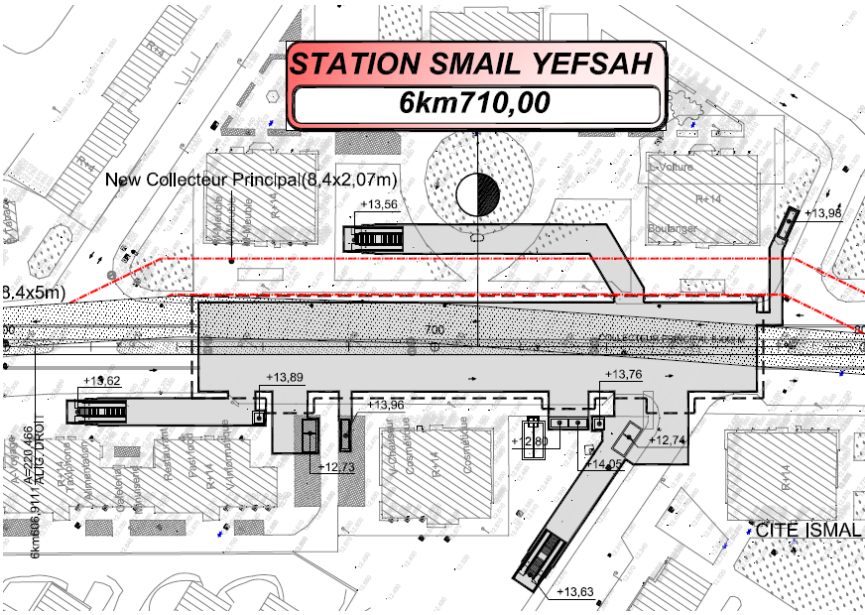


Figure A1.7 : Station SMAIL YEFSAH.

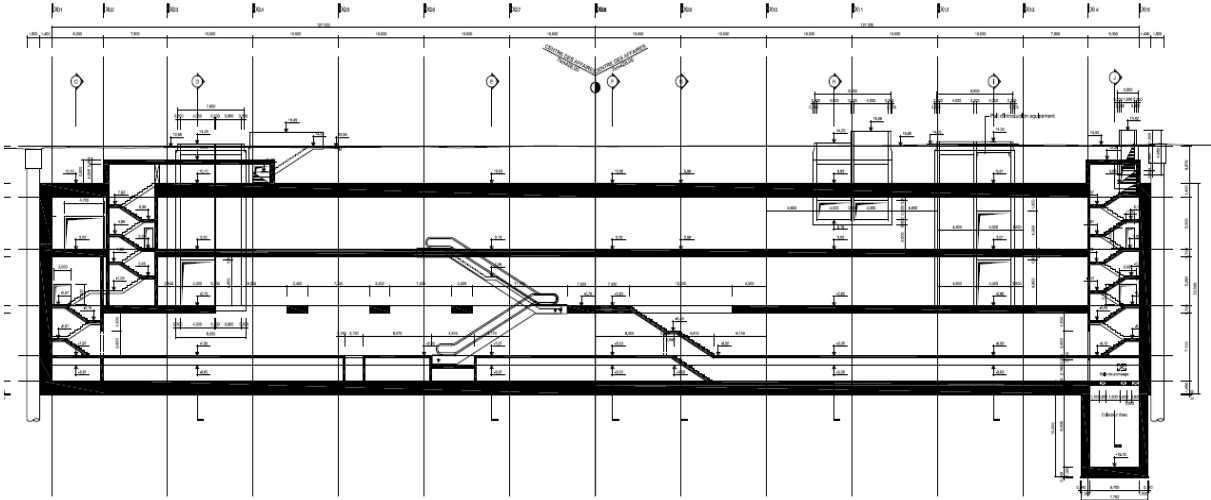
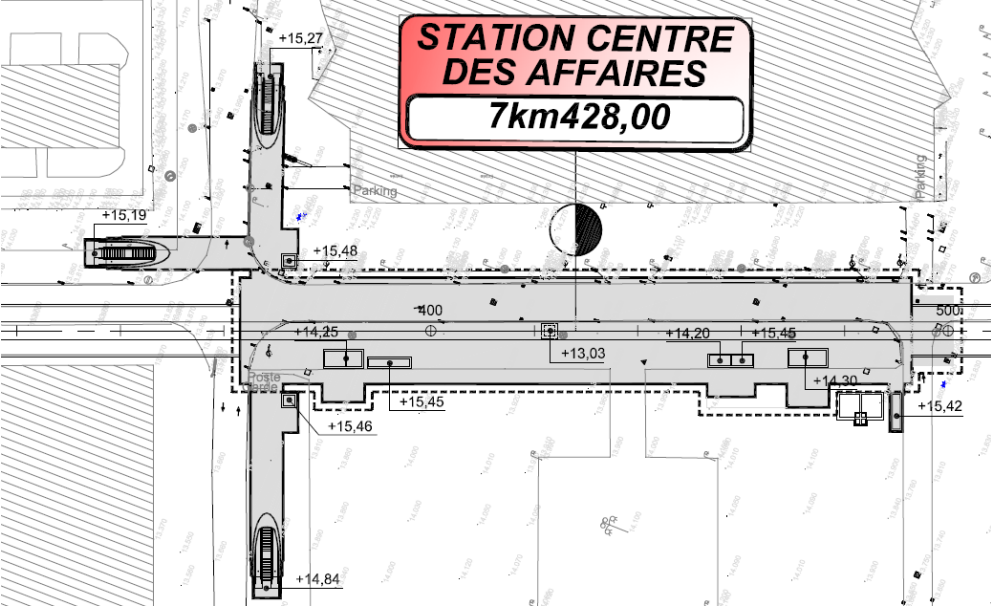
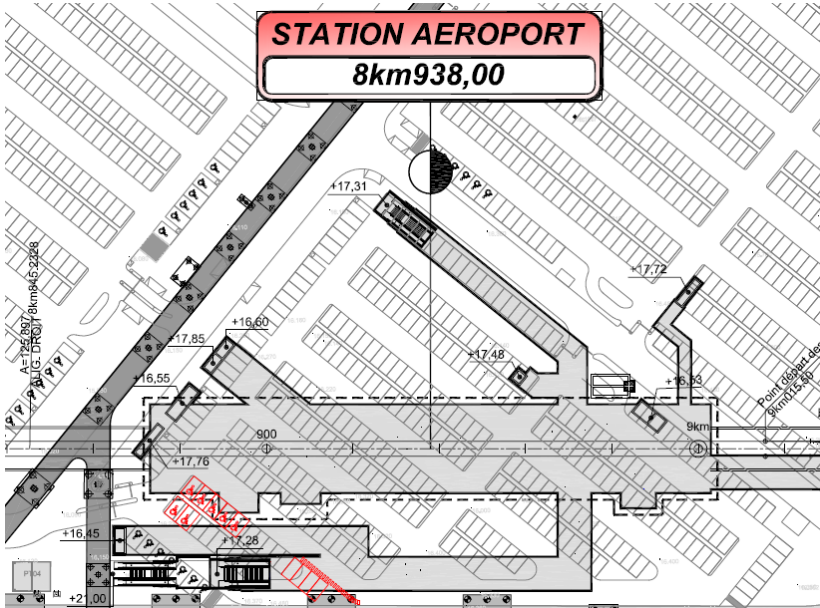




Figure A1.8 : Station centre des affaires B.E.Z.



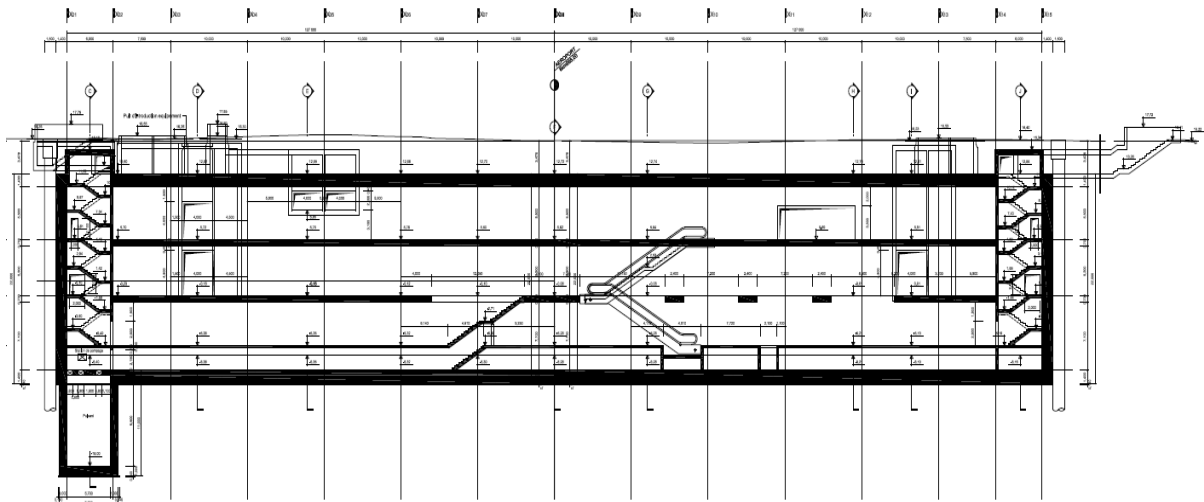


Figure A1.9 : Station AEROPORT.

Annexe 2 : les puits de ventilation de Lot-1 métro d'Alger.

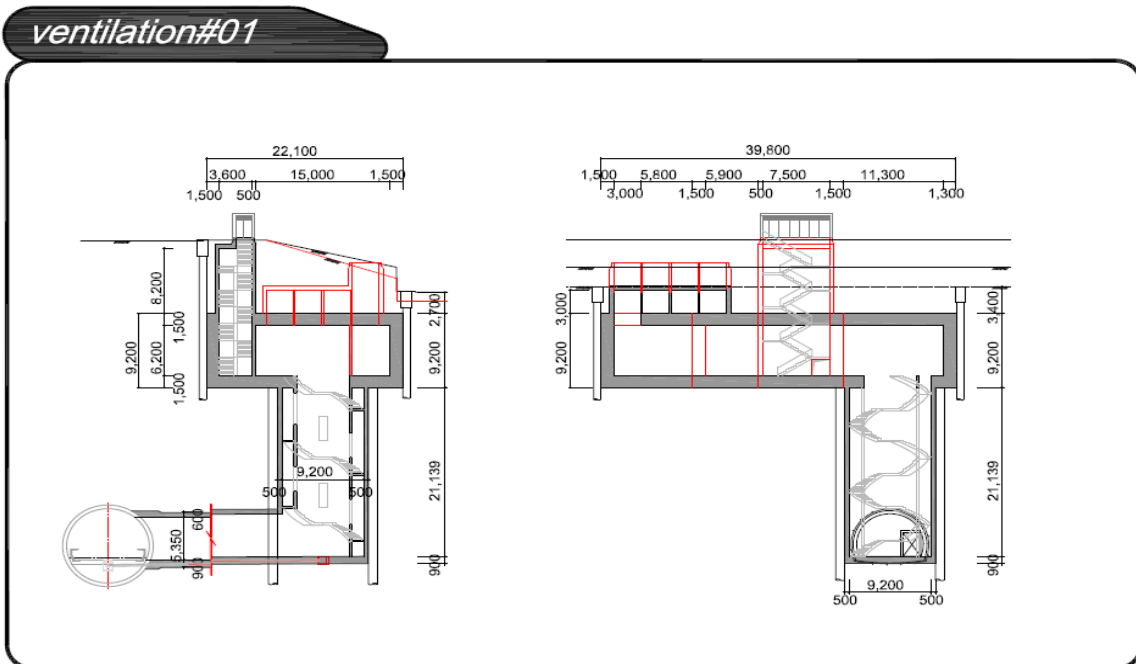


Figure A2.1 : Puits de ventilation PV1.

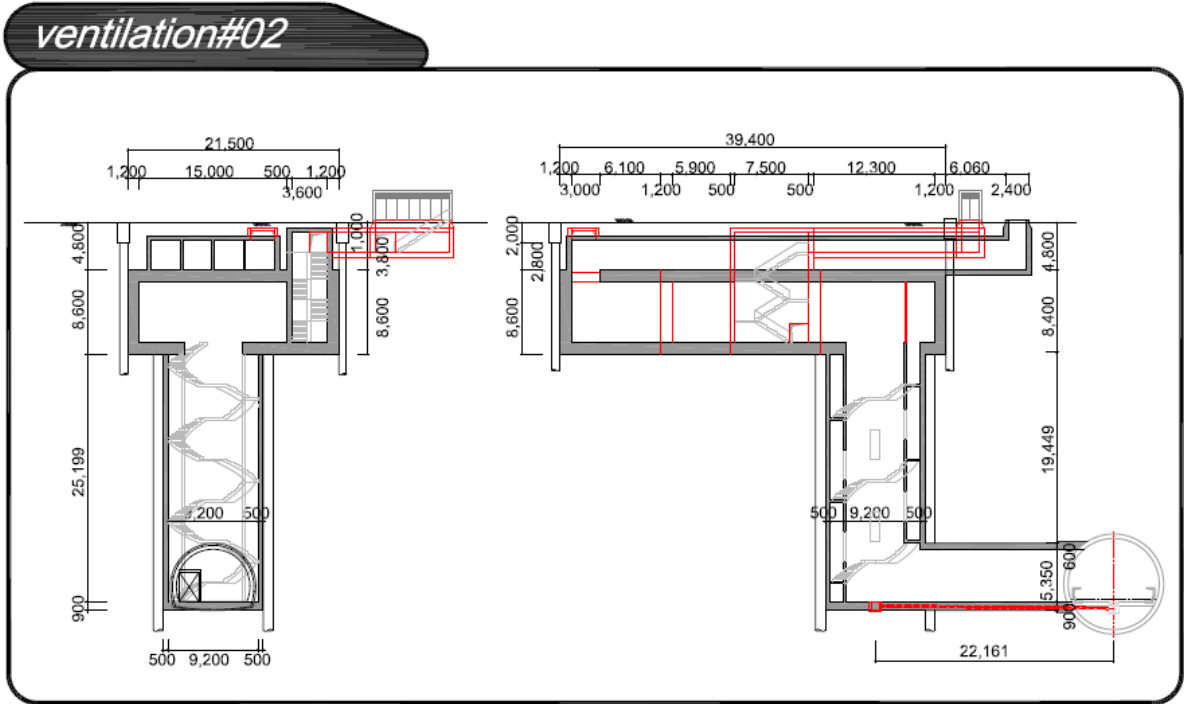
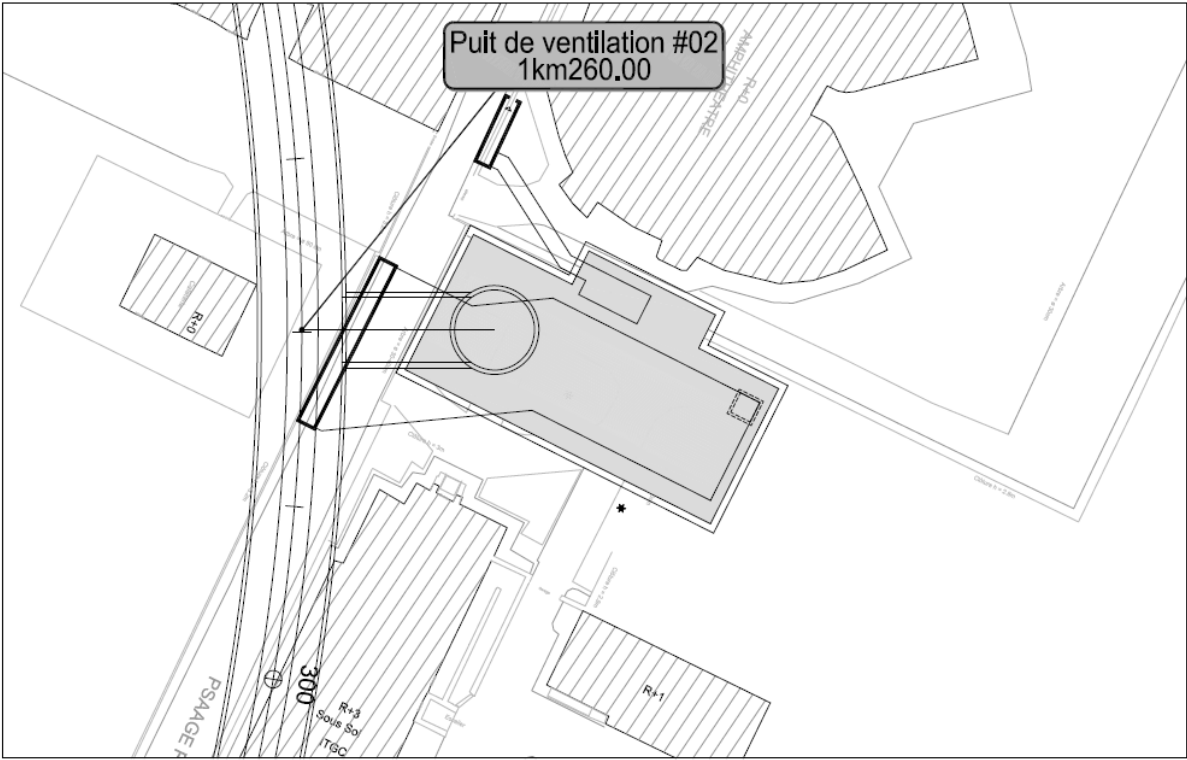


Figure A2.2 : Puits de ventilation PV2.

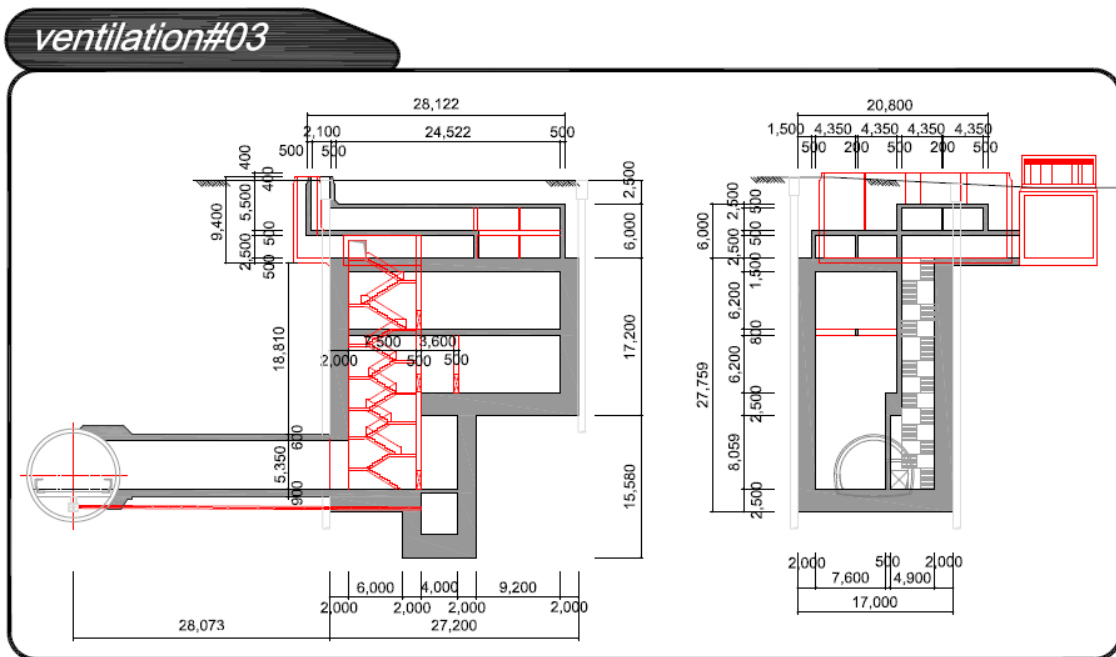
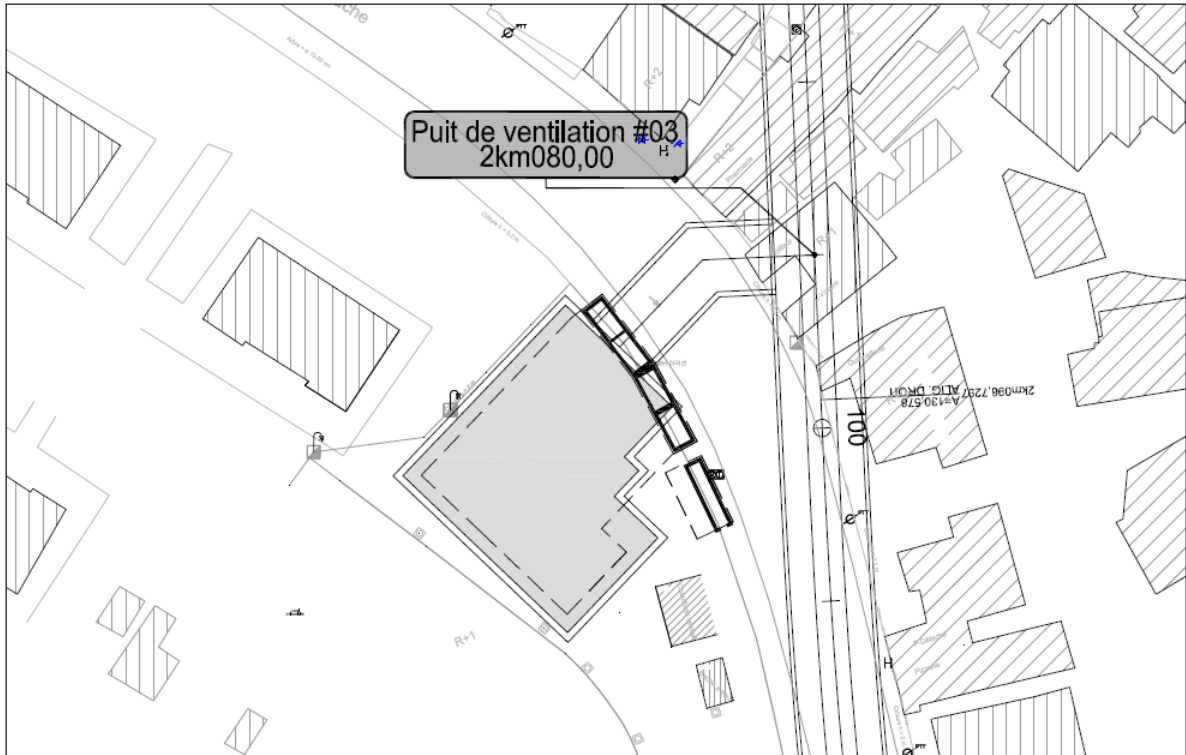


Figure A2.3 : Puits de ventilation PV3.

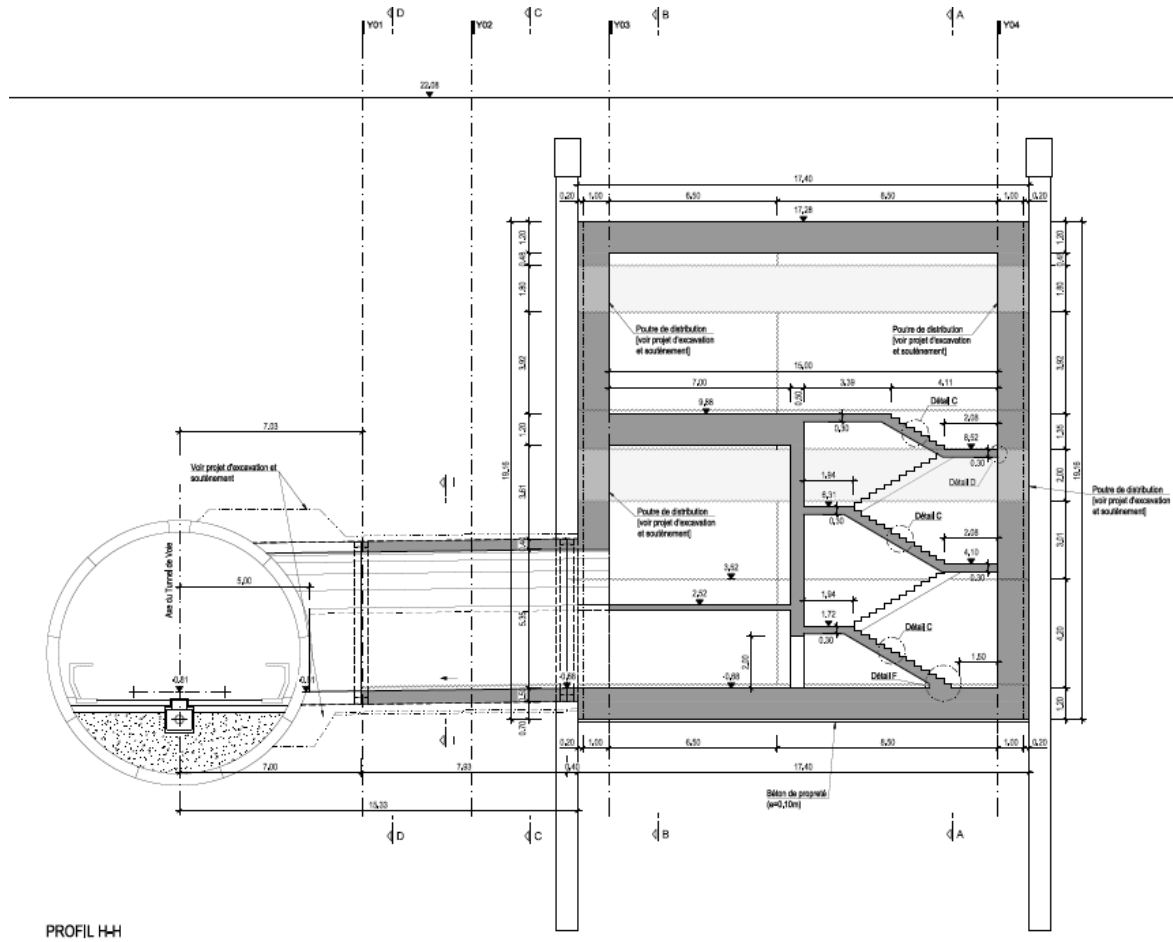


Figure A2.4 : Puits de ventilation PV4.

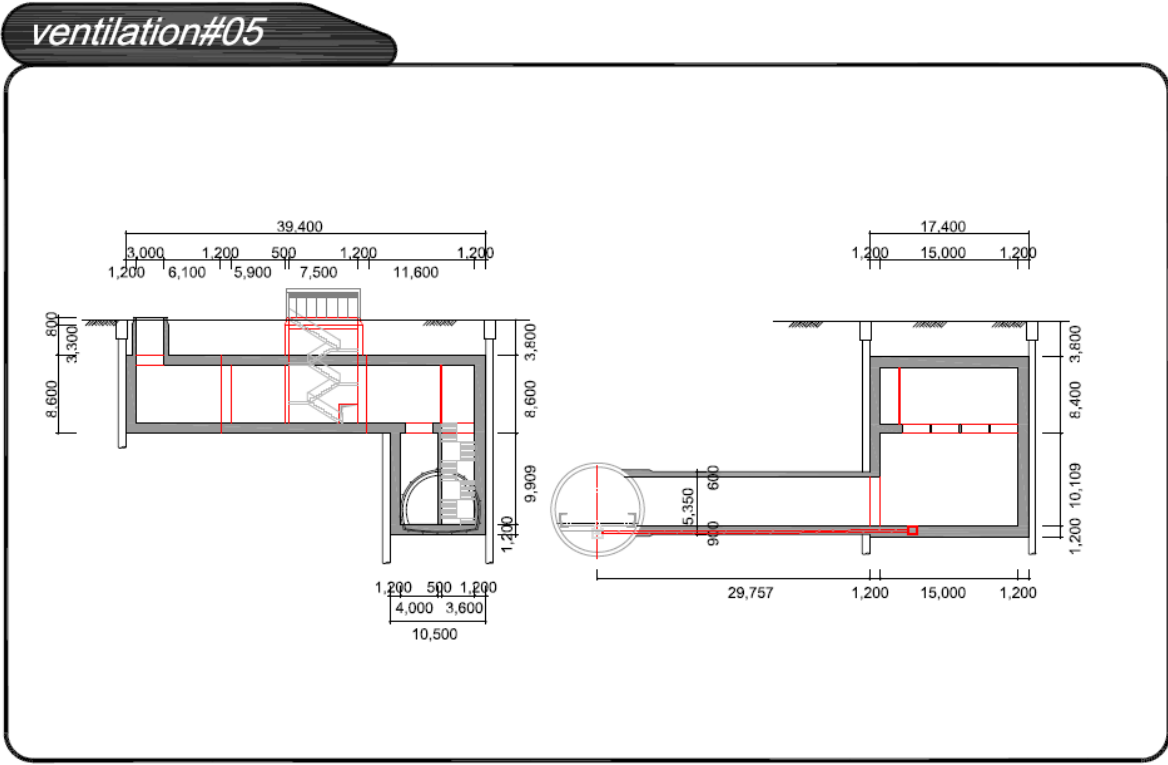
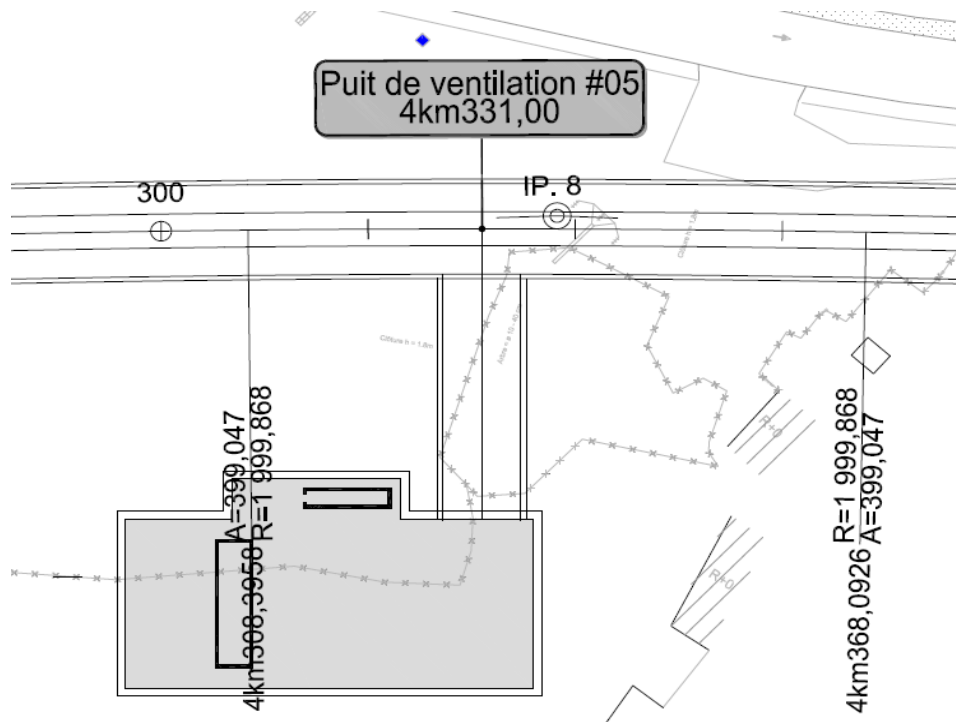


Figure A2.5 : Puits de ventilation PV5.

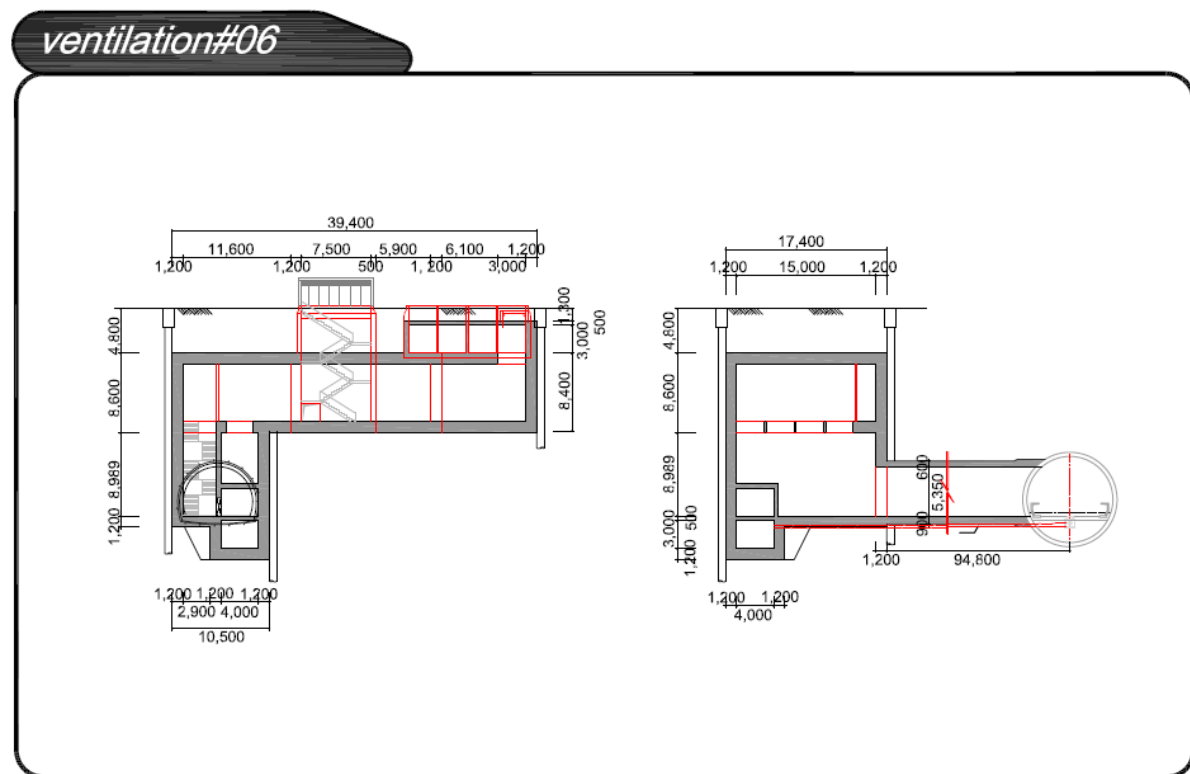
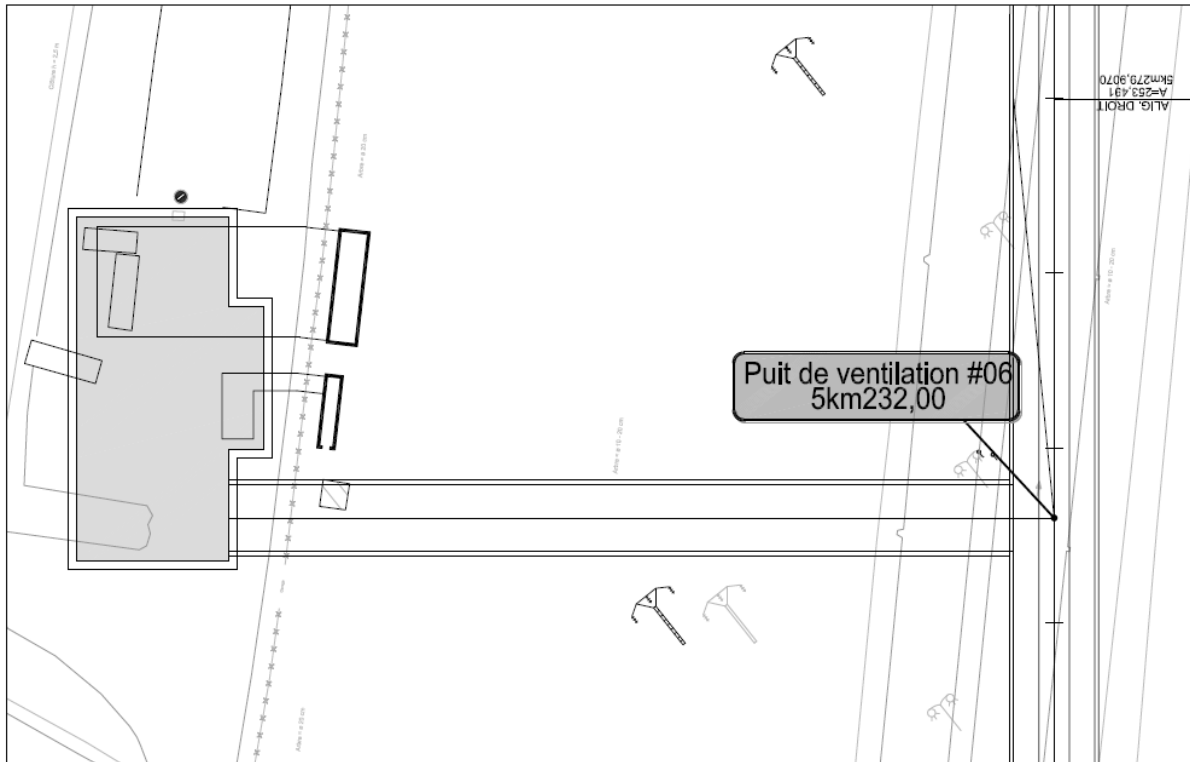


Figure A2.6 : Puits de ventilation PV6.

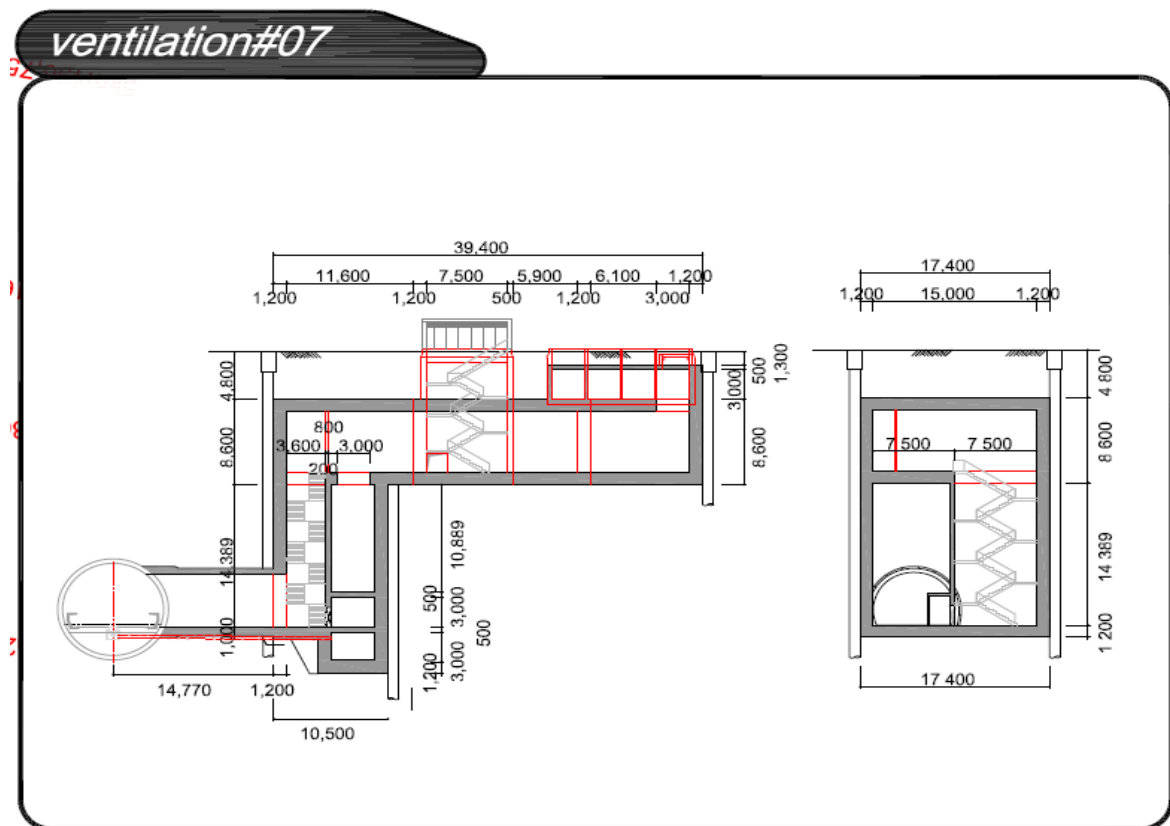
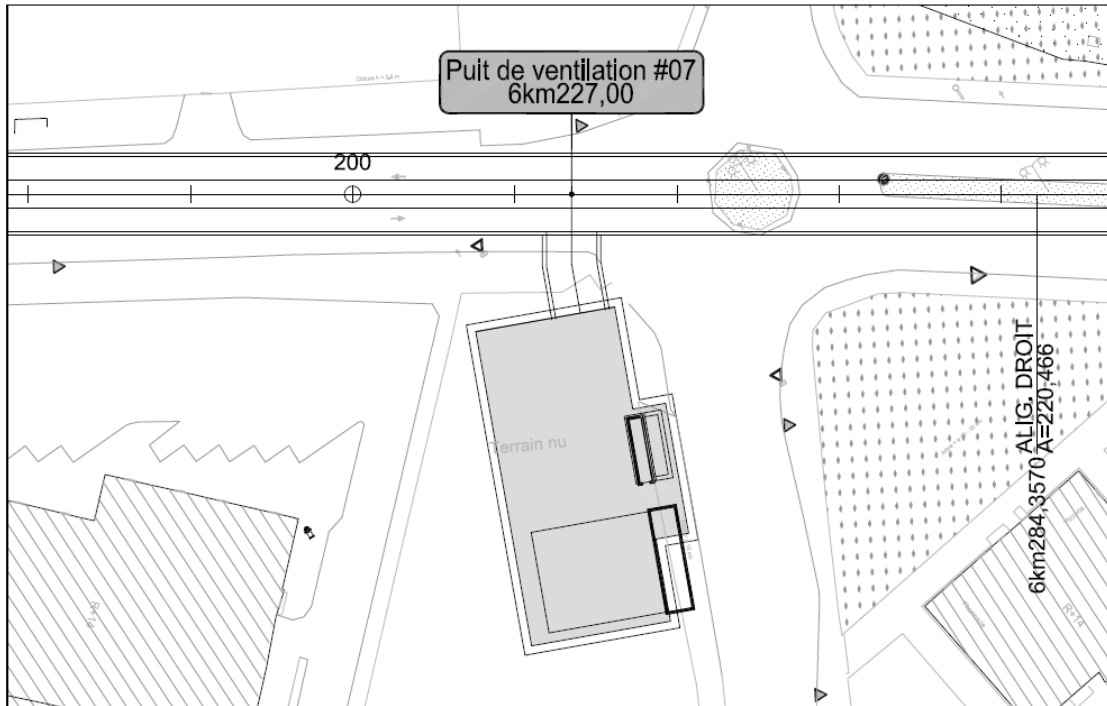
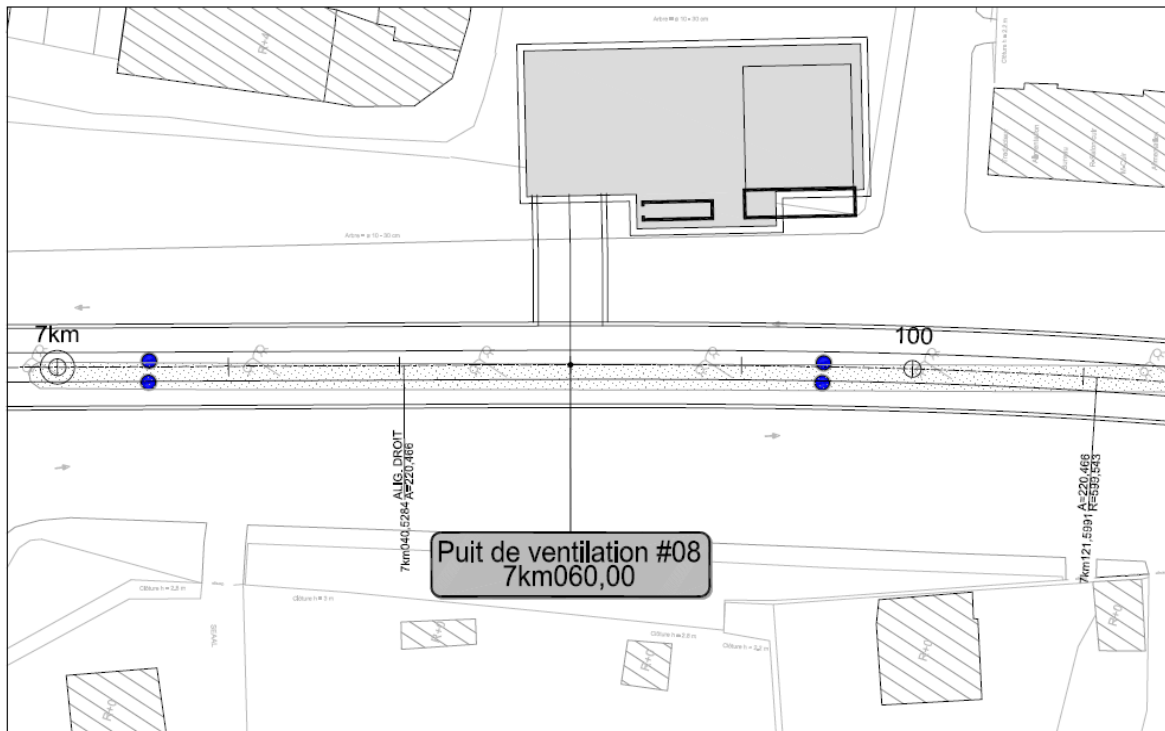


Figure A2.7 : Puits de ventilation PV7.



ventilation#08

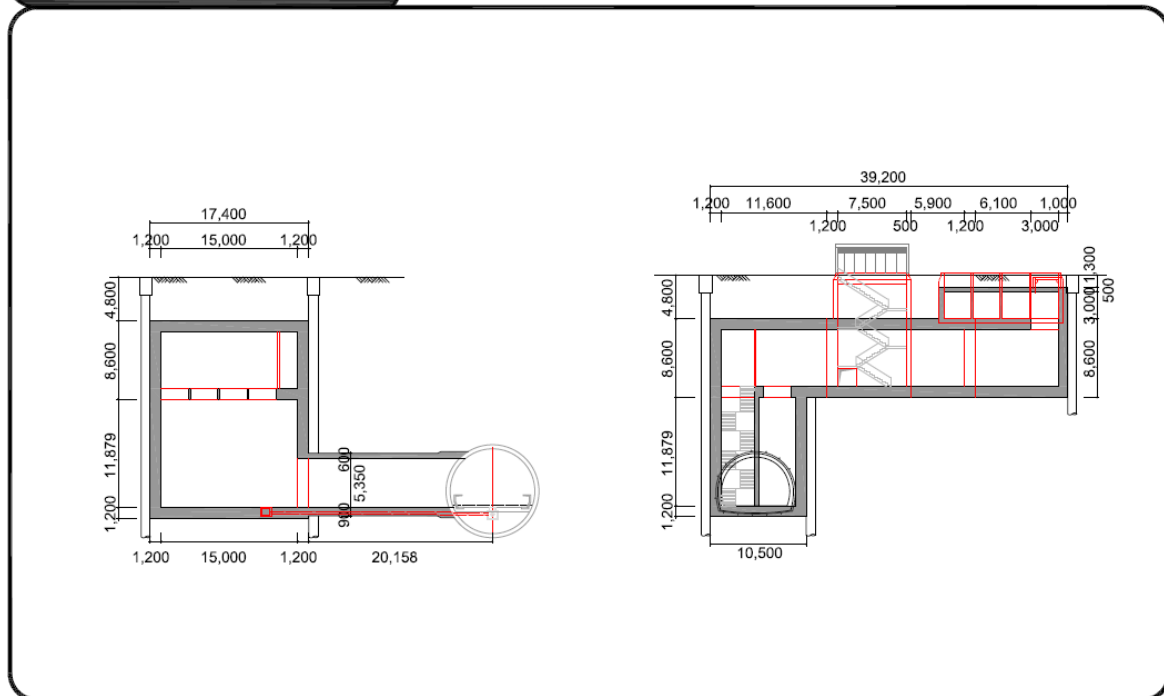
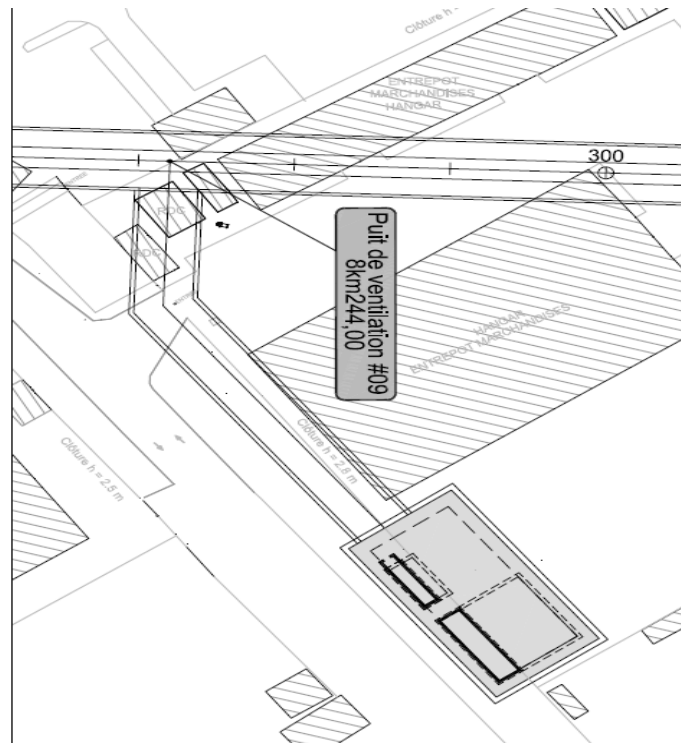


Figure A2.8 : Puits de ventilation PV8.



ventilation#09

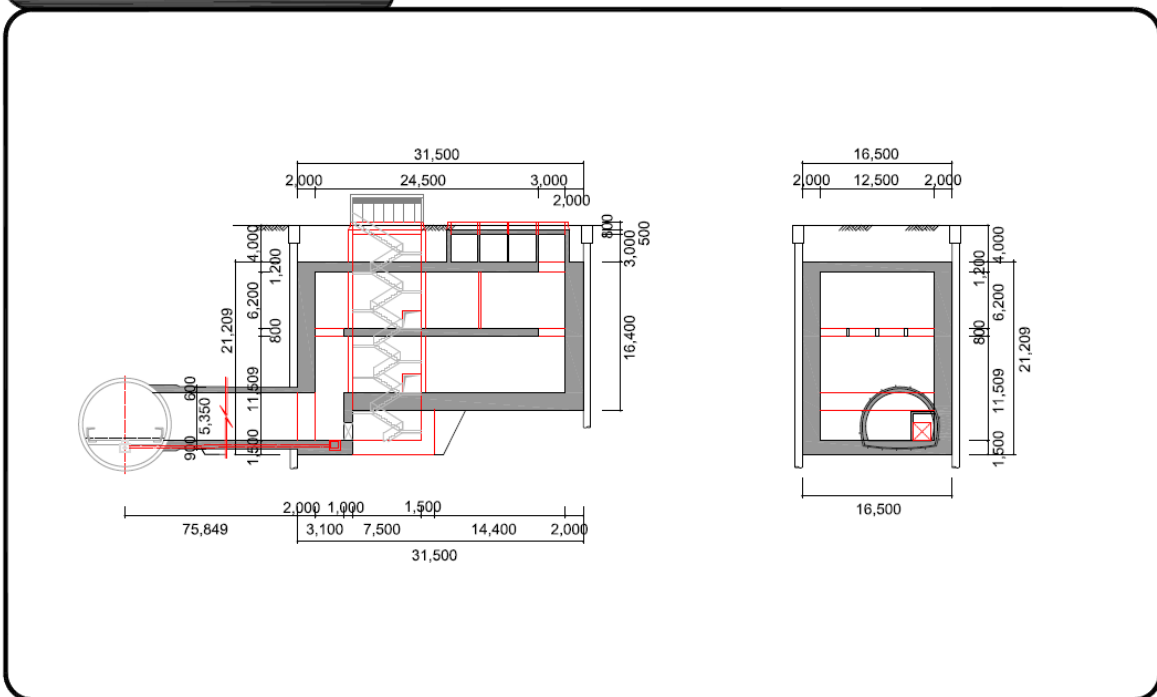


Figure A2.9 : Puits de ventilation PV9.

Annexe 3 : Implantation et définition géométrique des pieux

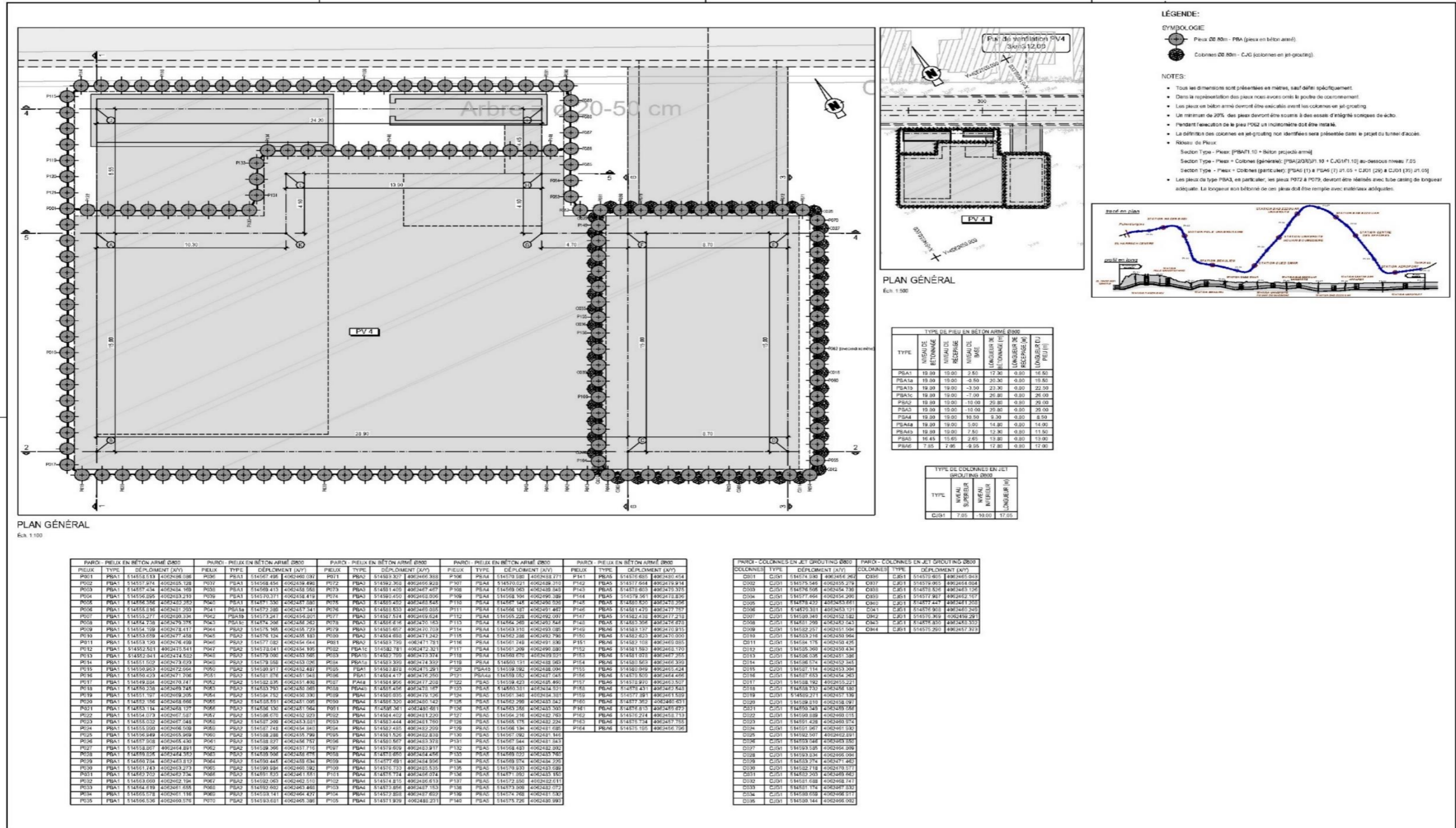


Figure A3.1 : Implantation des pieux de puits de ventilation PV04

Annexe 4 : Résultats des essais in situ

Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans plusieurs études –PMT–.

Tableau A4.1: Résultat d’essai PMT sur l’échantillon SC36-SP24.

Phase	Essais Pressiométriques				
	Sondage		Pf	Pl	Eu
	Code	Profondeur (m)			
		KPA	KPA	MPA	
Campagne de Prospection en Cours	SC36-SP24	2,0	297,0	324,0	1,3
		4,0	651,0	1081	3,0
		6,0	736,0	1213	3,3
		8,0	659,0	817,0	3,5
		10	817,0	977,0	4,1
		12	900,0	1454	4,4
		14	960,0	1543	3,5
		16	2066	3411	31,5
		18	846,0	1324	3,0
		20	839,0	1301	2,6
		22	1086	1707	3,8
		24	1114	1743	3,9
		26	1046	1117	3,6
		28	1982	3194	9,3
		30	2124	3422	7,742
32	2135	3428	7,588		
34	2304	3380	37,906		

Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans plusieurs études –piézomètre–

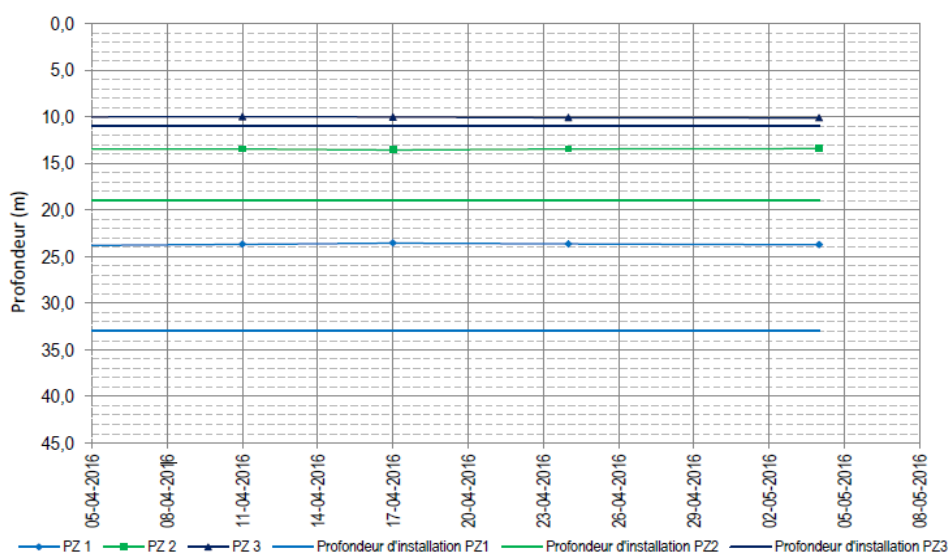


Figure A4.1 : Résultat d’essai piézométrique SC34.

Tableau A4.2 : Résultat d'essai piézométrique SC35.

Sondage	SC35		Sondage	SC35	
Niveaux terrain (m)	16,99		Niveaux terrain (m)	16,99	
Profondeur zone percée (m)	15,0 – 23,0		Profondeur zone percée (m)	15,0 – 23,0	
Niveaux zone percée (m)	5,942	-2,058	Niveaux zone percée (m)	5,942	-2,058
date	lectures (m)		date	lectures (m)	
	Prof.	Niveau		Prof.	Niveau
26/10/2015	12,97	7,97	18/01/2016	12,9	8,04
28/10/2015	13	7,94	27/01/2016	12,86	8,08
02/11/2015	-	-	01/02/2016	12,92	8,02
03/11/2015	13,2	7,74	08/02/2016	13,09	7,85
09/11/2015	15,1	5,84	15/02/2016	13,03	7,91
12/11/2015	13,1	7,84	24/02/2016	12,89	8,05
14/11/2015	13,13	7,81	01/03/2016	12,89	8,05
16/11/2015	13,08	7,86	08/03/2016	12,88	8,06
25/11/2015	13,06	7,88	13/03/2016	12,82	8,12
01/12/2015	12,93	8,01	21/03/2016	12,87	8,07
07/12/2015	13,03	7,91	28/03/2016	12,76	8,18
14/12/2015	13,15	7,79	04/04/2016	12,77	8,17
28/12/2015	12,98	7,96	17/04/2016	12,95	7,99
05/01/2016	12,93	8,01	20/04/2016	-	-
12/01/2016	12,91	8,03	02/05/2016	12,95	7,99

Résultats des essais en laboratoire :

Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres physiques des sols

Tableau A4.3 : Résultats des paramètres physiques.

RESUME DES RESULTATS AU LABORATOIRE (Essais d'identification et physiques)															
Phase	Sondage		Analyse granulométrique		Teneur En eau	Degré de saturation	Poids volumique des particules solides KN. m^{-3}	Poids Volumique		Limites d'Atterbeng				VBS gbl eu 10 0g	
	Co de	Profondeur(m)		<4,75 mm %				<0,08 mm %	Humide KN. m^{-3}	Sec KN. m^{-3}	WL %	WP %	WR %		IP %
		Deb out	Fin												
Campagne de Prospection Complémentaire	SC 34	7,5	8,00	99,6	96,2	20	85	25,31	19,5	16,3	58	26	17	32	3,5
		23,55	24,00	99,8	97,5	22	94	25,21	19,8	16,3	58	27	16	31	3,5
	SC 35	4,65	5,00	99,2	68,9	20	92	25,70	20,0	16,8	57	26	19	31	3,1
		9,40	9,80	99,5	96,1	23	93	25,80	19,4	15,7	56	27	16	29	3,8
		20,40	20,75	99,9	97,0	24	90	25,60	19,1	15,4	60	28	18	32	3,8
		24,10	24,50	99,2	88,2	21	94	25,60	19,9	16,5	53	25	19	28	3,5
	SC 36	9,00	9,50	99,8	97,4	17	83	25,51	20,0	17,2	58	28	16	30	3,4
		15,00	15,45	97,5	69,8	14	93	25,41	21,2	18,8	50	27	16	23	3,0
		20,00	20,40	99,5	95,3	25	98	25,51	19,5	15,7	54	26	18	28	3,5
		23,20	23,45	99,6	96,0	22	94	25,60	19,9	16,3	55	26	16	29	3,3
		32,55	33,00	99,7	94,7	22	94	25,41	19,8	16,2	56	26	17	30	3,2

Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres mécaniques des sols.

Tableau A4.4 : Résultats des paramètres mécaniques.

RÉSUMÉ DES RESULTATS AU LABORATOIRE (Essais mécaniques)																
Phase	Sondage		Résistance à la compression simple	Cisaillement Triaxial (CU+u)		Cisaillement à la boîte (CU)		Cisaillement à la boîte (CD)		Gonflement libre		Essai œdométrique			perméabilité	
				φ'	C	φ'_{su}	C_{su}	φ'	C			P_g	C_c	C_g		σ'_p
	Code	Profondeur(m) Debut Fin	q_u kPa	φ' °	C °	φ'_{su} kPa	C_{su} kPa	φ' °	C kPa	e_0	e_f	P_g kPa	C_c %	C_g %	σ'_p kPa	m. s^{-1}
Campagne Prospection complémentaire	SC34	7,50	8,00	352	-	-	-	-	-	0,849	0,973	97,0	-	-	-	-
		23,55	24,00	403	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC35	9,40	9,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15,166	5,655	118	5,8* 10^{-8}
		20,40	20,75	-	-	-	-	-	-	0,844	0,893	63,0	-	-	-	-
		24,10	24,50	381	-	-	-	-	-	0,950	0,995	56,0	-	-	-	-
	SC36	9,00	9,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15,322	6,066	155	-
		20,00	20,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17,302	3,722	280	-
		23,20	23,45	125	-	-	-	-	-	-	-	-	17,522	4,888	142	4,9* 10^{-9}
		32,55	33,00	537	-	-	-	-	-	0,670	0,694	34,0	13,144	4,888	115	5,0* 10^{-10}

Rapport de forage :

Echelle (m)		Elevation (m)		Profondeur (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)		ROD		Tubage		Carottier		Etat		Profondeur Echantillon		Niveau d'eau		Symboles		DESCRIPTION		ESSAIS DE LABORATOIRE	
1.5		-3.40		3.40		25 50 75 100				113														Remblai			
3.0		-4.45		4.45																				Argile graveleuse peu limoneuse de couleur brunatre a grisatre			
4.5		-5.50		5.50																				Marne peu limoneuse avec trace de gravier marron foncé à brunatre compacte			
6.0		-6.50		6.50																				Marne peu limoneuse créreuse de consistance compacte			
7.5		-7.50		7.50																				Sable moyen à grossier jaunatre			
9.0		-8.50		8.50																				Sable limoneux marron claire			
10.5		-9.50		9.50																				Marne avec de trace de sable de couleur brunatre compacte			
12.0		-10.50		10.50																				Sable limoneux argileux marron claire			
13.5		-11.50		11.50																				Marne avec de trace de sable et trace de gravier avec presence de crée			
15.0		-12.50		12.50																				Marne argileuse grisatre a brunatre de consistance compacte			
16.5		-13.50		13.50																				Fin du forage à une profondeur de 34 m.			
18.0		-14.50		14.50																							
19.5		-15.50		15.50																							
21.0		-16.50		16.50																							
22.5		-17.50		17.50																							
24.0		-18.50		18.50																							
25.5		-19.50		19.50																							

© Sofreests 2013	REMARQUES :	TYPE CAROTTIER :	ABREVIATIONS :
	* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieur à 45cm * le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondag	CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier	AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gs, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique Gc : Gonflement libre R : Refus à renforcement
Préparé par : Mr BENDIMAM	Vérifié par :	13/07/2015	Page : 1 de 2

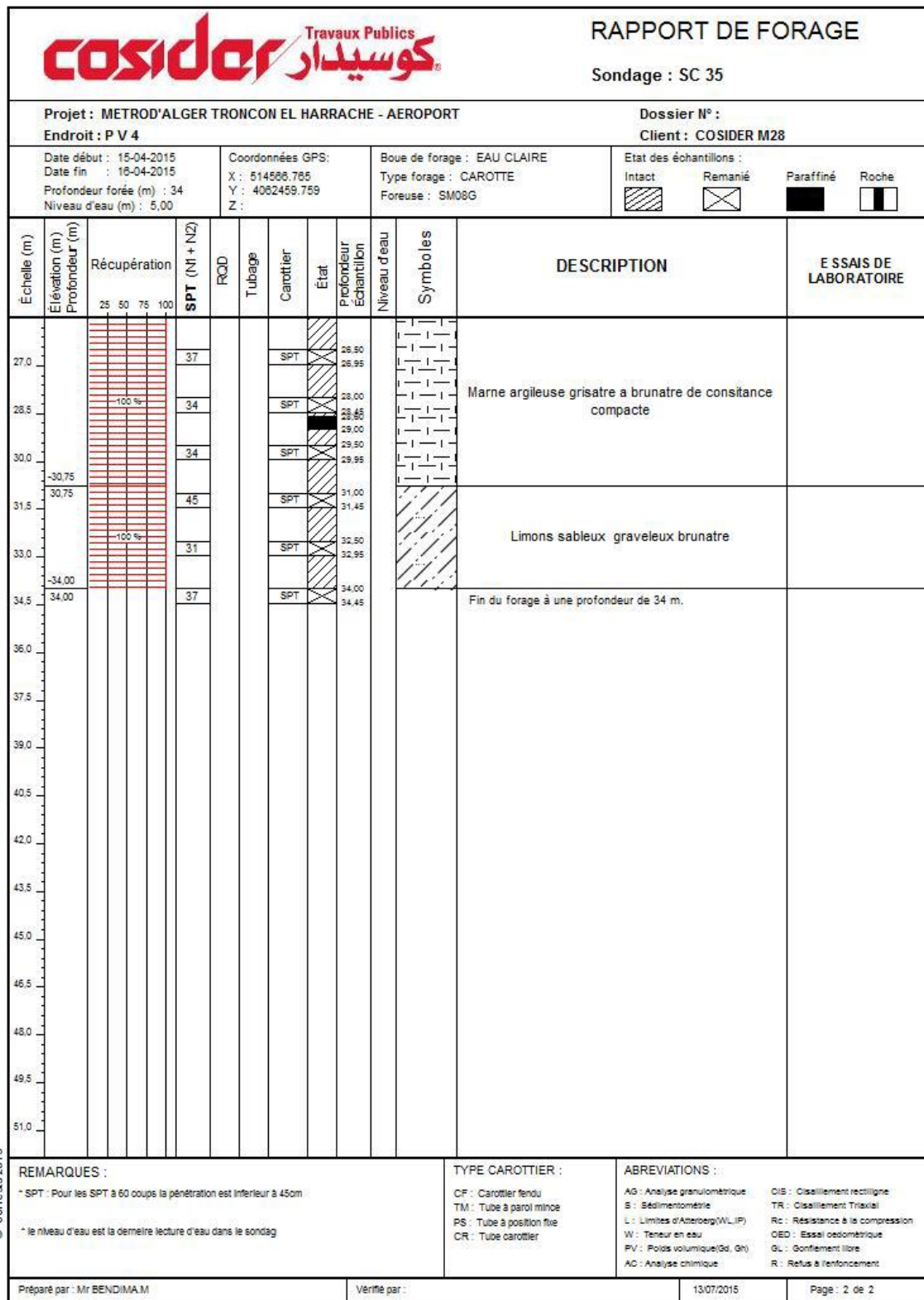
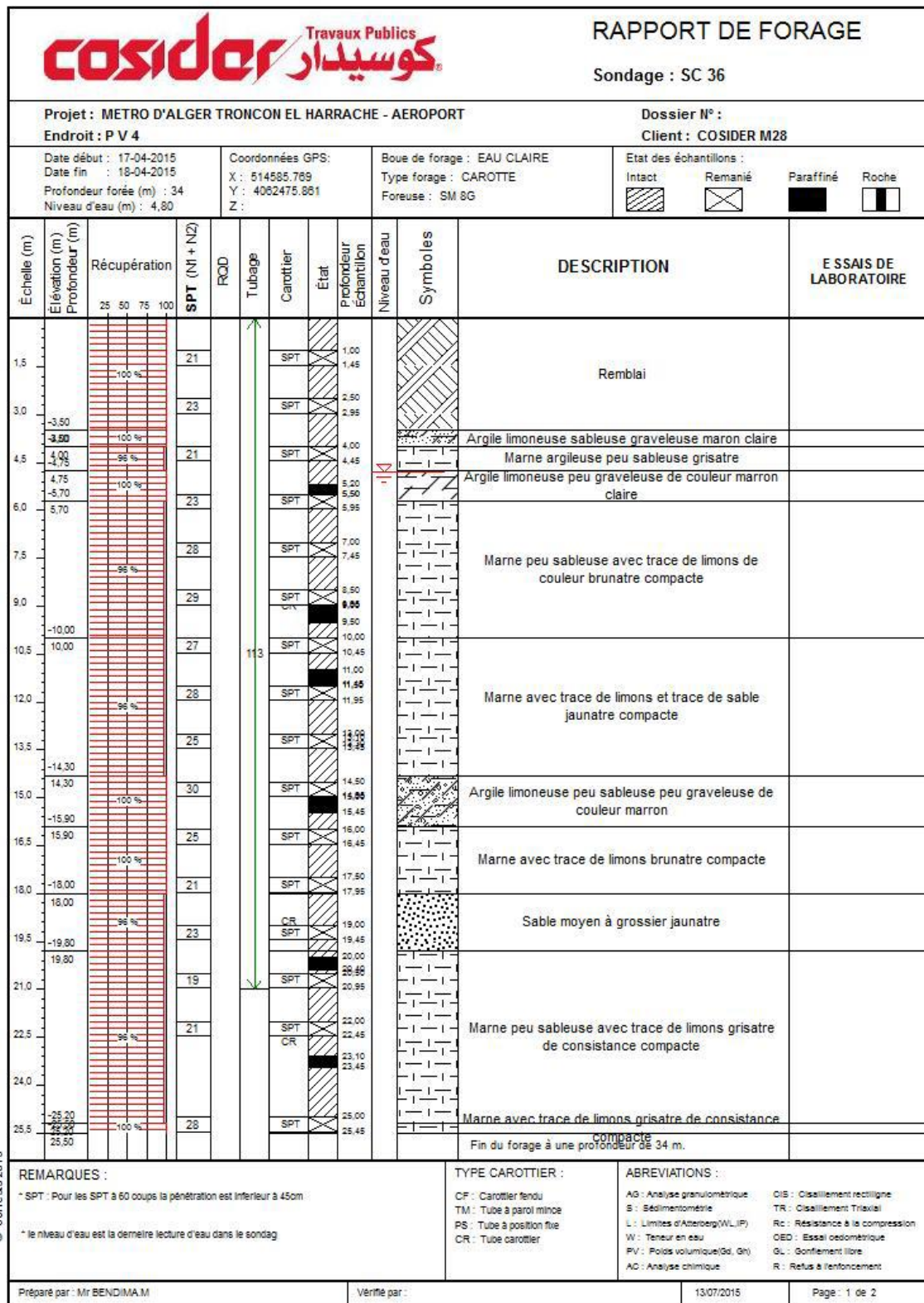


Figure A4.2 : Lithologie sondage SC35.



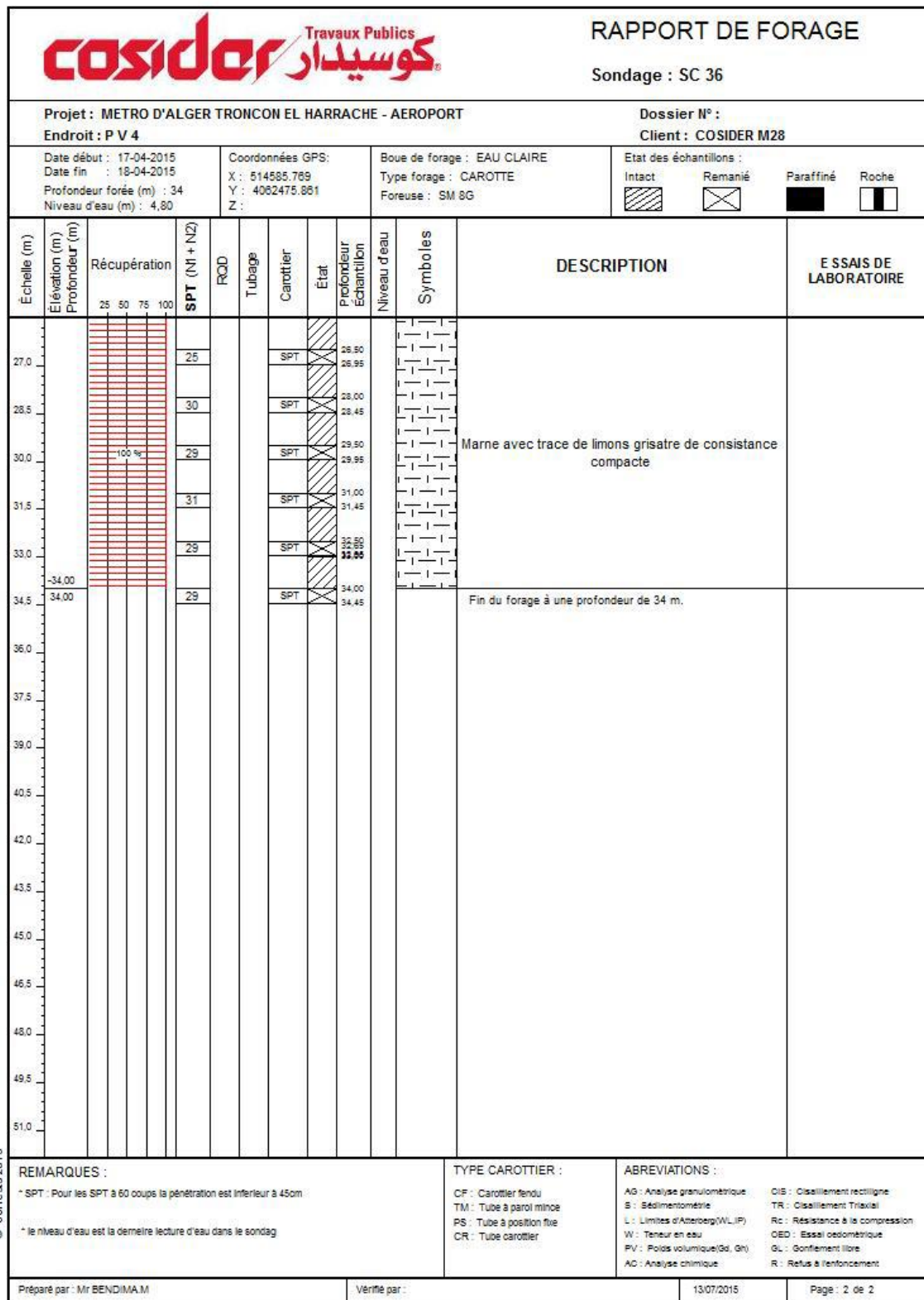


Figure A4.3 : Lithologie sondage SC36.



Figure A4.4 : Sondage SC 35.



Figure A4.5 : Sondage SC 36.

Annexe 5 : Modélisation du projet

Paramètres généraux.

- Lancer (Plaxis input).
- Sélectionner « New project » dans la boîte de dialogue « Create / Open Project » et valider.
- La boîte de dialogue « General settings » s'affiche, elle nous permet de nommer notre projet, de sélectionner le type de déformation (plane ou axisymétrique), ainsi que du nombre de noeud pour la modélisation du sol (15 noeuds).

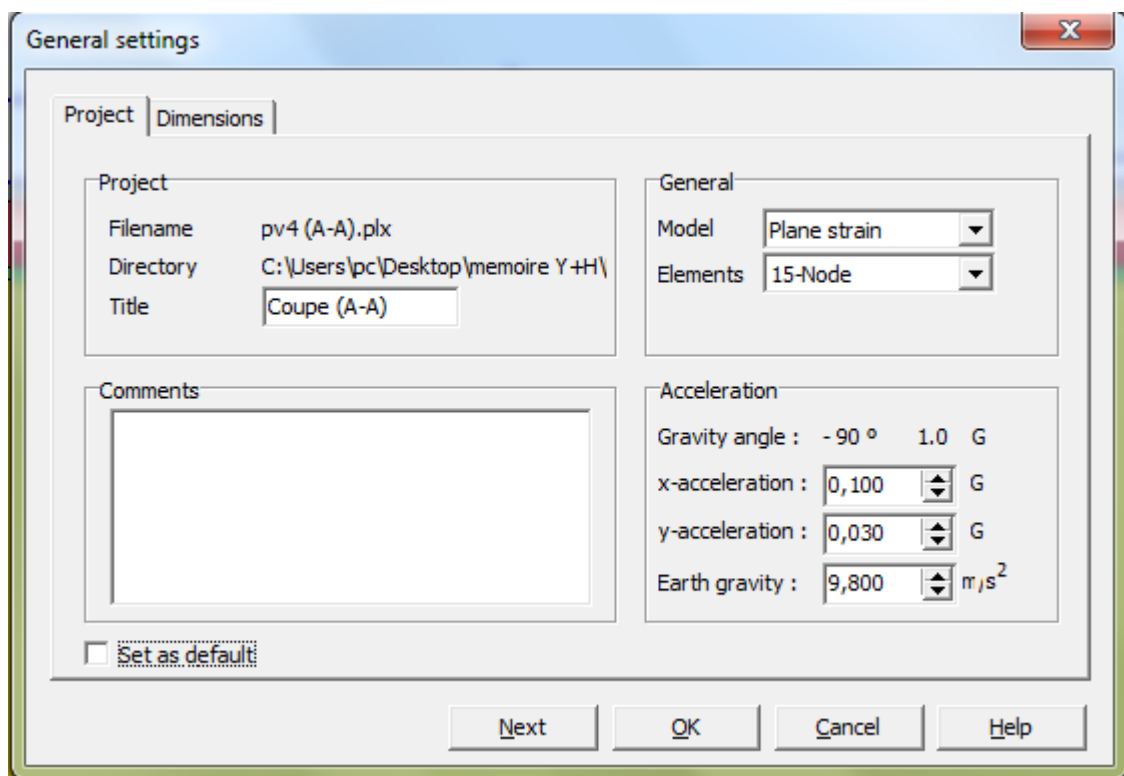


Figure A5.1: Boîte de dialogue onglet « Project ».

- L'onglet « Dimensions » nous permet de fixer les unités ainsi que la taille de la grille de travail.

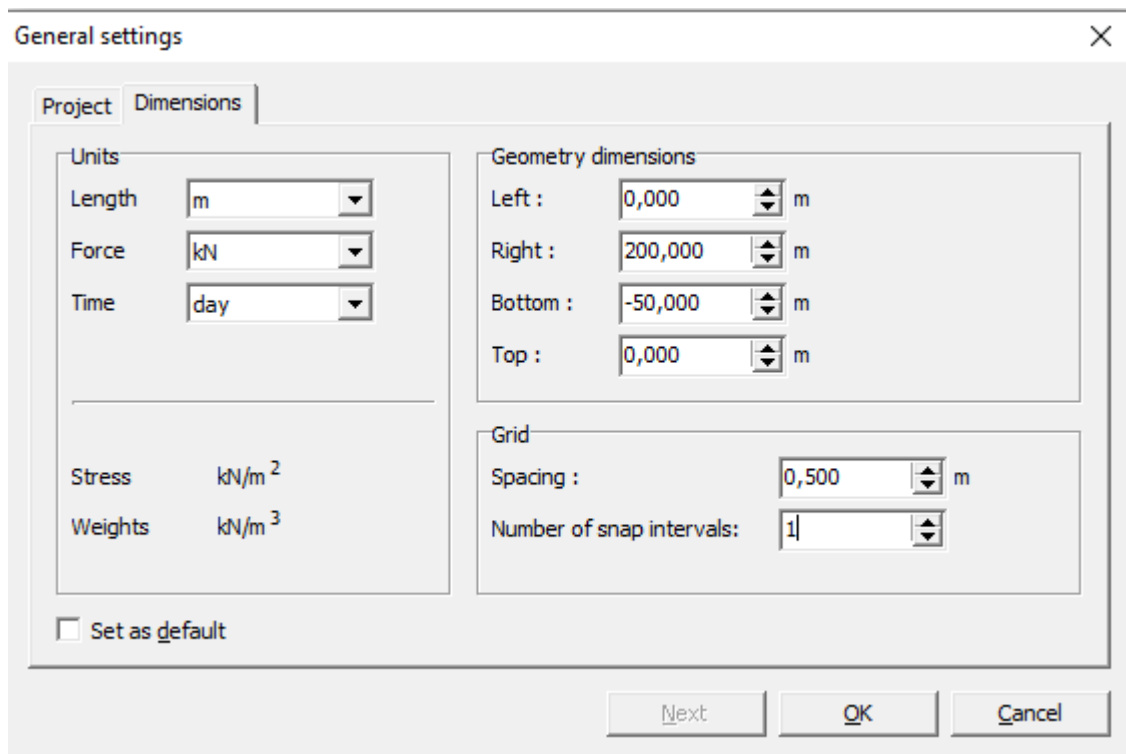


Figure A5.2: Boite de dialogue onglet « Dimensions ».

Contours géométriques.

- A l'aide de l'outil « geometry line » on trace le contour extérieur de notre ouvrage.
- Suit la fixation des conditions limites grâce à l'outil « Standard fixities ».
- Continuer à l'aide de l'outil « geometry line » à tracer les contours intérieurs (les couches de sol, niveaux d'excavation)
- Insérer la paroi à l'aide de l'outil « plate ».
- Insérer les butons à l'aide de l'outil « fixed-and anchor ».

L'introduction des Caractéristiques.

- a) Caractéristiques de sol.
 - Sélectionner l'outil « material sets ».
 - Introduction des caractéristiques des différentes couches.
 - Sélectionner la couche a édité et cliqué sur apply.

Les caractéristiques utilisées pour les deux cas ($C \neq 0$) sont montré dans les photos suivantes.

C≠0.

➤ La couche Re.

Mohr-Coulomb - Re

General Parameters Interfaces

Material set

Identification: Re

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 20,000 kN/m³

γ_{sat} : 21,000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 8,600E-05 m/day

k_y : 8,600E-05 m/day

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure A5.3 : Boite de dialogue onglet General pour Re.

Mohr-Coulomb - Re

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 1,200E+04 kN/m²

ν (nu): 0,300

Strength

c_{ref} : 1,000 kN/m²

ϕ (phi): 35,000 °

ψ (psi): 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 4615,385 kN/m²

E_{oed} : 1,615E+04 kN/m²

Velocities

V_s : 47,560 m/s

V_p : 88,970 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure A5.4 : Boite de dialogue onglet paramètre pour le Re.

The screenshot shows the 'Mohr-Coulomb - Re' dialog box with the 'Interfaces' tab selected. The 'Strength' section has the 'Rigid' radio button selected, and the 'R_{inter}' field is set to 1,000. The 'Real interface thickness' section has the 'δ-inter' field set to 0,000. At the bottom, there is a 'SoilTest' icon, a 'Next' button, an 'OK' button, and a 'Cancel' button.

Figure A5.5: Boite de dialogue onglet Interface pour Re.

➤ La couche Qag.

The screenshot shows the 'Mohr-Coulomb - Qag' dialog box with the 'General' tab selected. The 'Material set' section has 'Identification' set to Qag, 'Material model' set to Mohr-Coulomb, and 'Material type' set to Drained. The 'General properties' section has 'γ_{unsat}' set to 20,500 kN/m³ and 'γ_{sat}' set to 21,500 kN/m³. The 'Permeability' section has 'k_x' and 'k_y' both set to 8,600E-05 m/day. There is an 'Advanced...' button at the bottom right of the 'Permeability' section. At the bottom of the dialog, there is a 'SoilTest' icon, a 'Next' button, an 'OK' button, and a 'Cancel' button.

Figure A5.6 : Boite de dialogue onglet General pour Qag.

Mohr-Coulomb - Qag

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 7,500E+04 kN/m²

ν (nu) : 0,300

Strength

c_{ref} : 25,000 kN/m²

ϕ (phi) : 25,000 °

ψ (psi) : 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 2,885E+04 kN/m²

E_{oed} : 1,010E+05 kN/m²

Velocities

V_s : 117,400 m/s

V_p : 219,700 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure A5.7: Boite de dialogue onglet paramètre pour le Qag.

Mohr-Coulomb - Qag

General Parameters Interfaces

Strength

Rigid

Manual

R_{inter} : 1,000

Real interface thickness

δ_{inter} : 0,000

SoilTest Next OK Cancel

Figure A5.8 : Boite de dialogue onglet Interface pour Qag.

➤ La couche Qs

Mohr-Coulomb - Qs

General Parameters Interfaces

Material set

Identification: Qs

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} : 21,500 kN/m³

γ_{sat} : 22,500 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 8,600E-05 m/day

k_y : 8,600E-05 m/day

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure A5.9: Boite de dialogue onglet General pour Qs.

Mohr-Coulomb - Qs

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 1,700E+05 kN/m²

ν (nu) : 0,300

Strength

c_{ref} : 25,000 kN/m²

ϕ (phi) : 28,000 °

ψ (psi) : 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 6,538E+04 kN/m²

E_{oed} : 2,288E+05 kN/m²

Velocities

V_s : 172,600 m/s

V_p : 323,000 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure A5.10 : Boite de dialogue onglet paramètre pour le Qs.

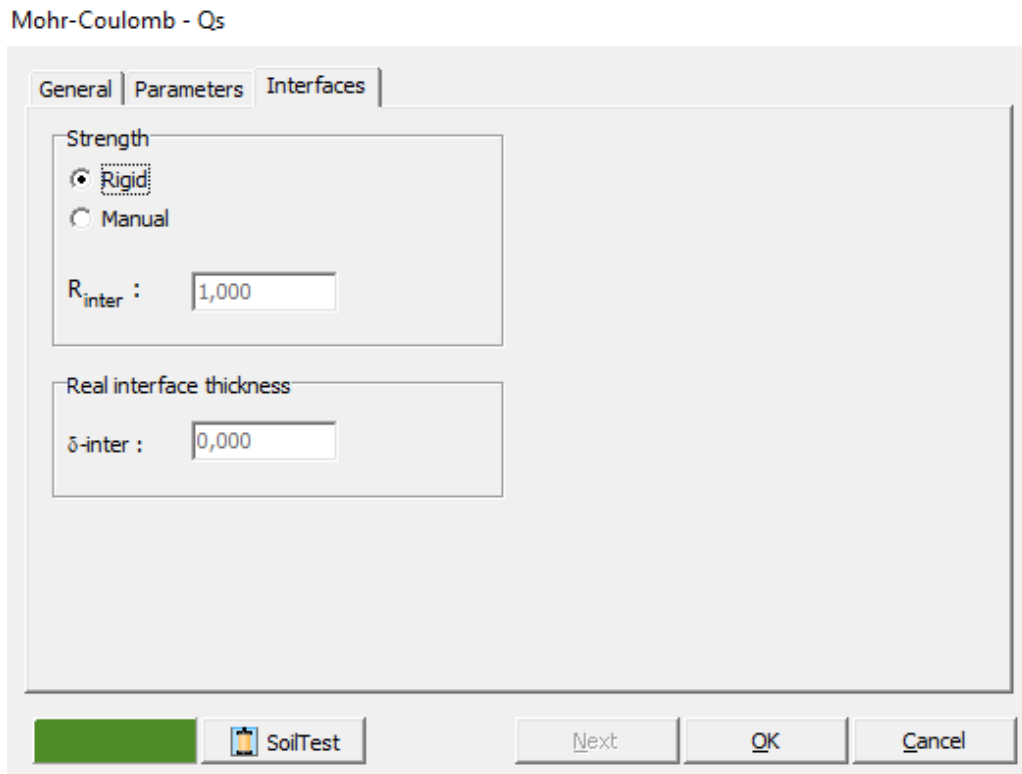


Figure A5.11: Boite de dialogue onglet Interface pour Qs.

➤ La couche Qa

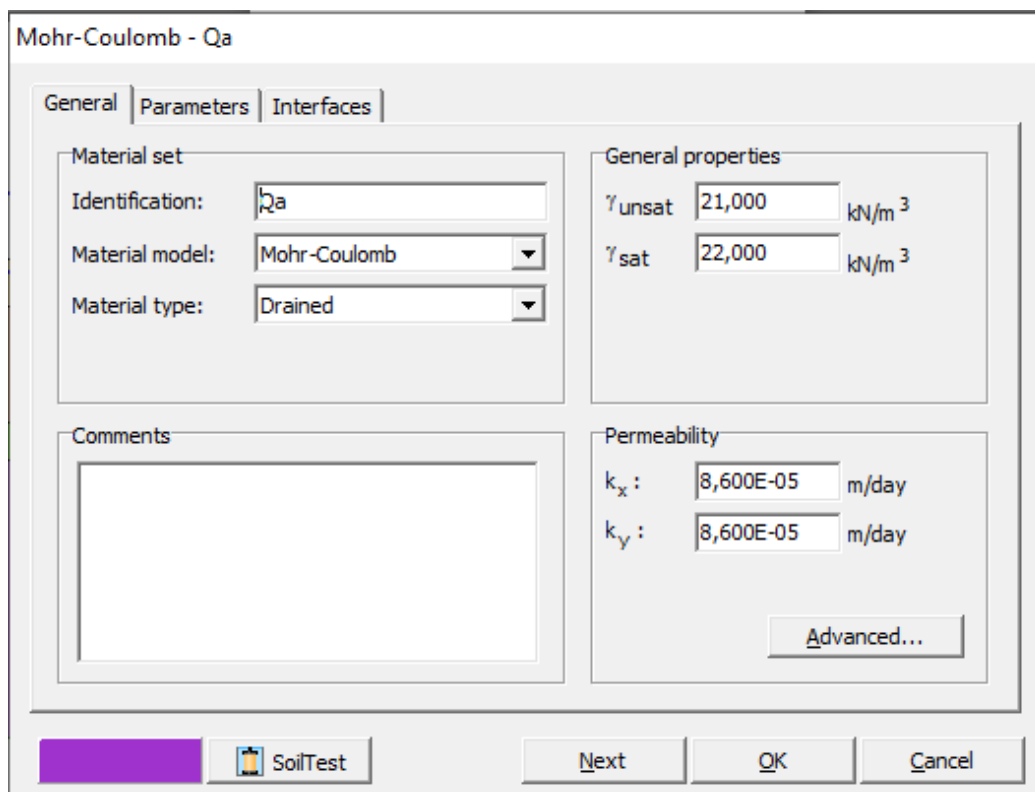


Figure A5.12: Boite de dialogue onglet General pour Qa.

Mohr-Coulomb - Qa

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 9,500E+04 kN/m²

ν (nu) : 0,300

Strength

c_{ref} : 35,000 kN/m²

ϕ (phi) : 21,000 °

ψ (psi) : 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 3,655E+04 kN/m²

E_{oed} : 1,279E+05 kN/m²

Velocities

V_s : 130,600 m/s

V_p : 244,300 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure A5.13 : Boite de dialogue onglet paramètre pour le Qa.

Mohr-Coulomb - Qa

General Parameters Interfaces

Strength

Rigid

Manual

R_{inter} : 1,000

Real interface thickness

δ -inter : 0,000

SoilTest Next OK Cancel

Figure A5.14 : Boite de dialogue onglet Interface pour Qa.

b) Caractéristique des butons.

- Sélectionner l’outil « Menu/Materials/Anchors ».
- Introduction des caractéristiques des butons.
- Sélectionner les butons a édité et cliqué sur apply.

Les caractéristiques utilisées sont.

Tableau A5.1 : – Caractéristiques des éléments type « fixed-endanchor » considérés pour simuler les niveaux de butonnage matérialisés par des profils métalliques

Butons	Section Type	Niveau	Positon	L(m)	EA/L (KN/m/m)
A1.1	A	Première	Gauche	Unitaire	17000
A1.2	A	Première	Droit	Unitaire	17000
A2.1	A	Deuxième	Gauche	Unitaire	60000
A2.2	A	Deuxième	Droit	Unitaire	100000
A3.1	A	Troisième	Gauche	Unitaire	115000
A3.2	A	Troisième	Droit	Unitaire	115000
B1.1	B	Première	Gauche	Unitaire	5000
B1.2	B	Première	Droit	Unitaire	5000
B2.1	B	Deuxième	Gauche	Unitaire	30000
B2.2	B	Deuxième	Droit	Unitaire	30000

c) Caractéristique des rideaux de pieux.

- Sélectionner l’outil « Menu/Materials/plate».
- Introduction des caractéristiques des rideau de pieux.
- Sélectionner les rideaux de pieux a édité et cliqué sur apply.

Les caractéristiques utilisées sont.

Tableau A5.2 : Caractéristiques par mètre de développement des éléments type « plate » considérés pour simuler la structure de blindage (valeurs de référence)

Élément structurel	Modèle Constitutif	EA (KN/m)	EI (KNm ² /m)	Heq (m)	Poids (W) (KN/m/m)	v	φ _{pieux}	esp (m)
Rideau	Elastique Linéaire	14x10 ⁶	566x10 ³	0,69	18	0,2	0,8	1,1

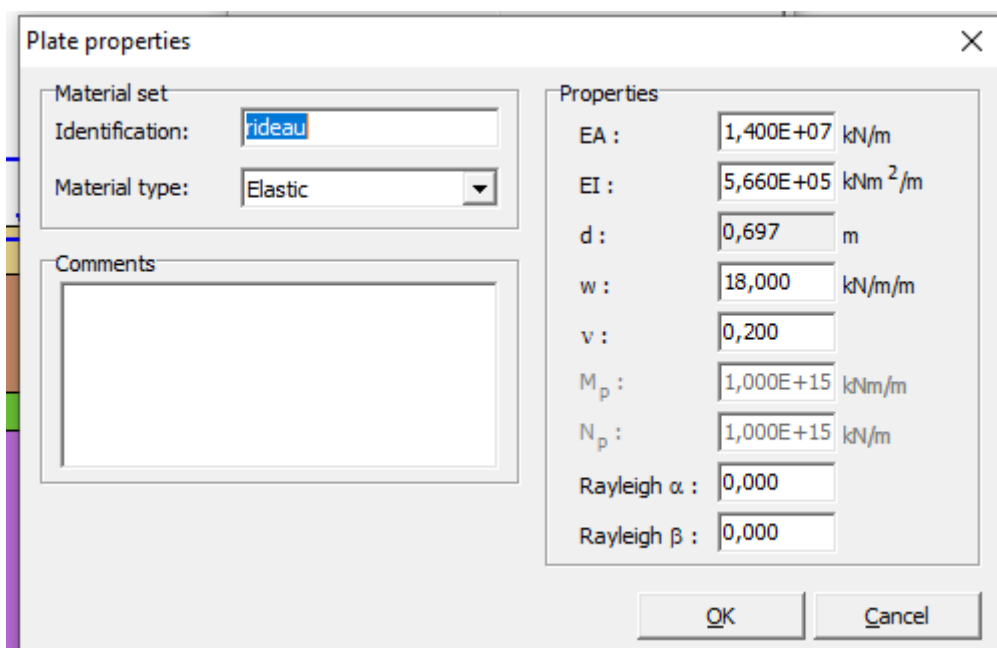


Figure A5.15 : Propriété de pieux.

Introduction du chargement extérieur.

- Sélectionnés à partir du menu « Loads » ou en cliquant sur le bouton correspondant de la barre d'outils.

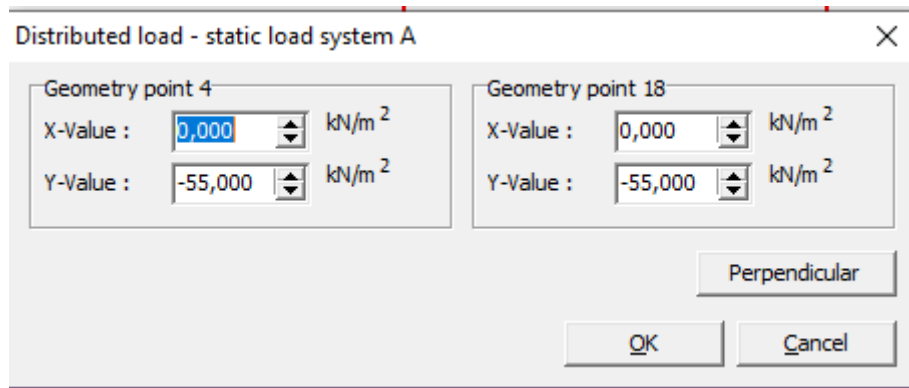


Figure A5.16 : Valeur de la charge.

Annexe 6 : Tableaux des sections de ferrailage.

Tableau A6.1 : tableaux de ferrailage.

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre \emptyset en mm

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

Annexe 7 : Vérification structurelle du système de butonnage :

Détermination des charges agissantes sur les butons métalliques :

Les charges agissantes sur chaque système de butonnage sont obtenues par le logiciel plaxis, selon la simulation numérique des différentes phases de l'excavation. Les valeurs d'effort axial maximale des butons déterminés dans la simulation et présentés ci-dessus ont été résumés dans le tableau suivant.

Tableau A7.1 : Les valeurs d'effort axial maximale des butons.

I.D.	COMB_FOND
A1.1	141,8
A1.2	168
A2.1	567,3
A2.2	758,1
A3.1	565,5
A3.2	958,9
B1.1	82,2
B1.2	69,9
B2.1	277,1
B2.2	223,4

Les forces agissantes sur chaque buton de chaque niveau de soutènement sont modélisée dans le logiciel SAP2000.

Pour modéliser l'interaction entre les poutres et le sol environnant nous avons utilisé éléments du type « line-Springs ». Ces éléments ont une raideur à la traction nulle et une raideur à la compression équivalente à la raideur du sol à profondeur concernée.

Les figures suivantes présentent le modèle analysé pour chaque niveau de soutènement enfermé avec des systèmes de butonnage. Selon les efforts axiaux maximaux « les poussées des terres ».

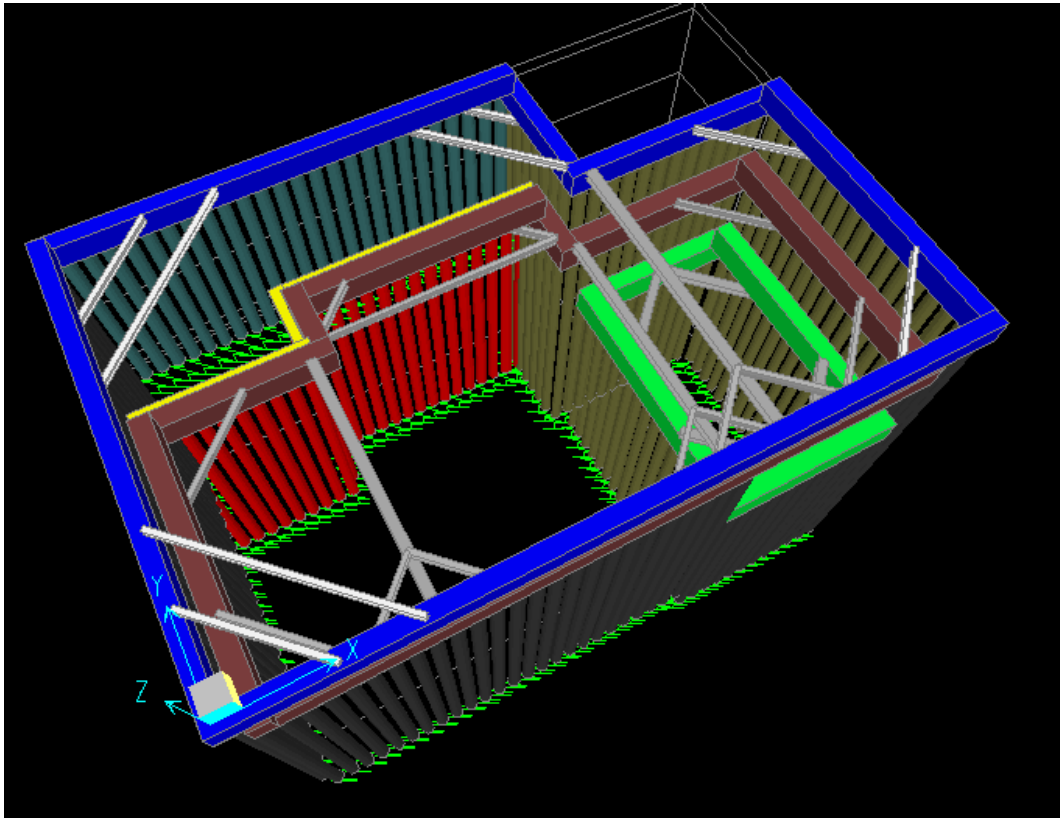


Figure A7.1 : Modale global de l'analyse « puits de ventilation »

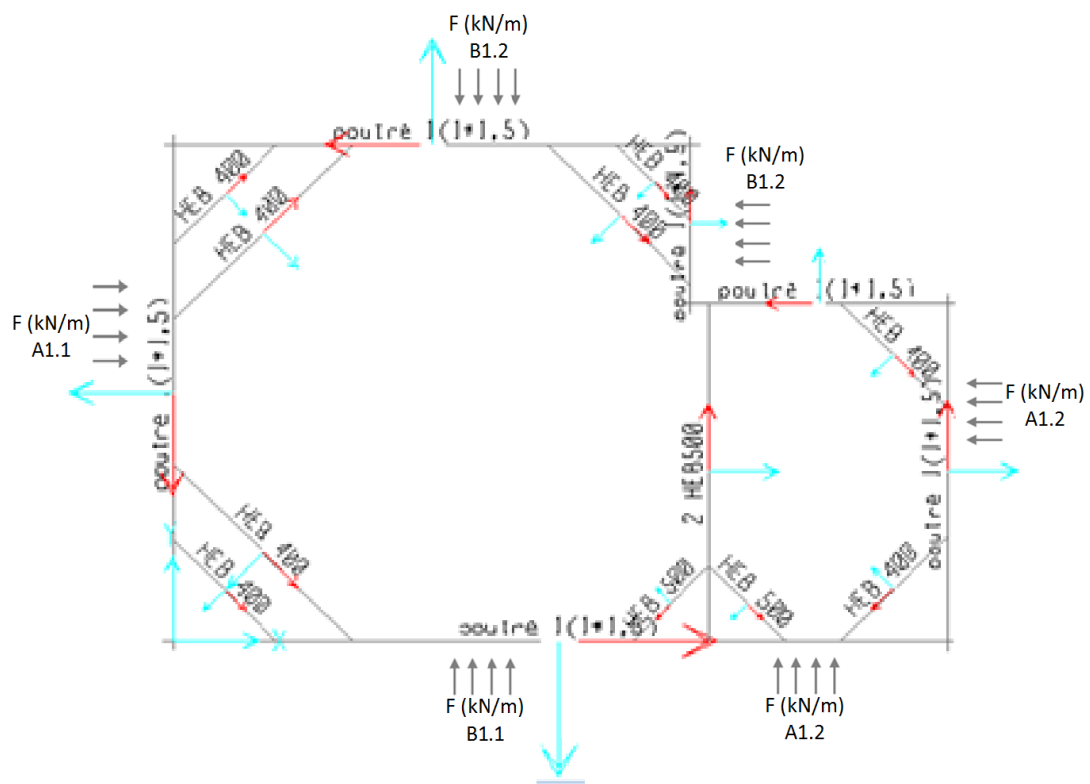


Figure A7.2 : Définition géométrique du modèle niveau de soutènement 1 à cote +19.75.

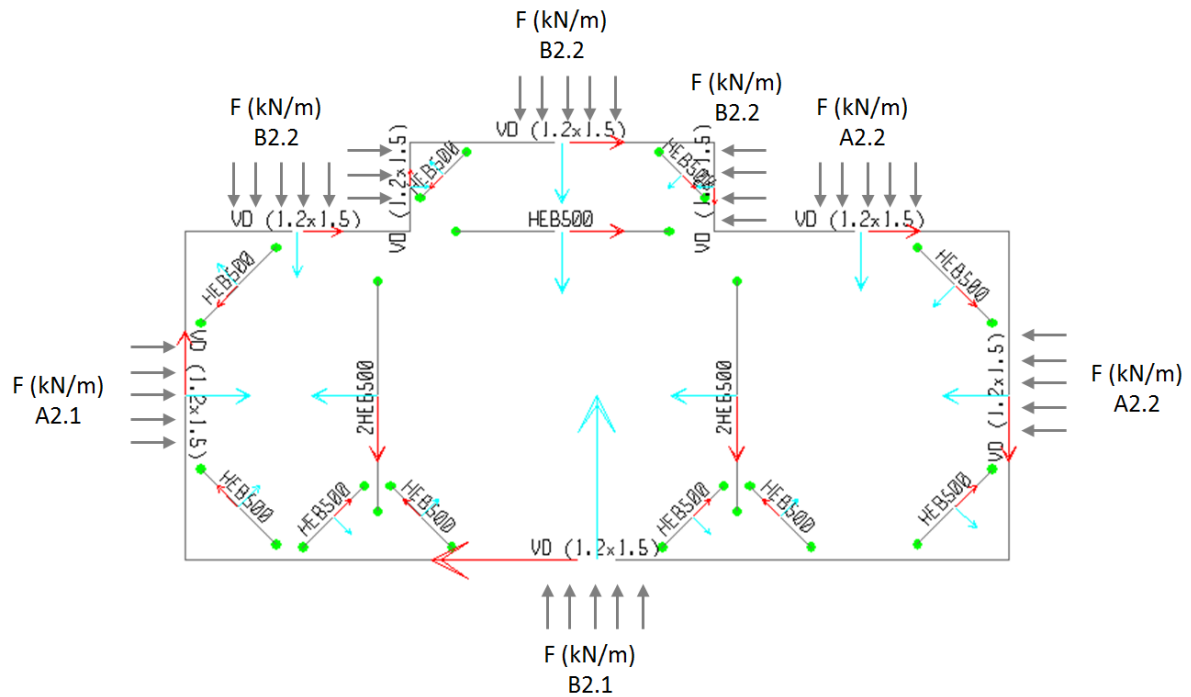


Figure A7.3 : Définition géométrique du modèle niveau de soutènement 2 à cote +14.70.

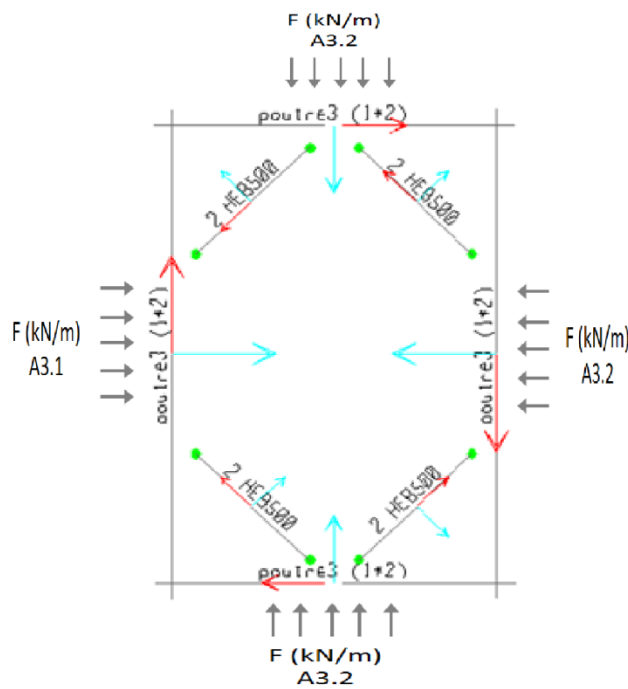


Figure A7.4 : Définition géométrique du modèle niveau de soutènement 3 à cote +7.68.

- ❖ Les efforts axiaux agissant sur les éléments métalliques ont été enregistrés et sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau A7.2 : Les efforts axiaux agissants sur la poutre N°1.

Butons	Profil	N _{sd}
		KN
PM1 .1	HEB 400	960
PM1 .2	HEB 400	1267
PM1 .3	HEB 400	905
PM1 .4	HEB 400	1713
PM1 .5	HEB 400	1068
PM1 .6	HEB 400	1540
PM1 .7	HEB 400	1257
PM1 .8	HEB 400	915
PM1 .9	HEB 500	983
PM1 .10	HEB 500	1055
PM1 .11	2HEB 500	2437

Tableau A7.3 : Les efforts axiaux agissants sur la poutre N°2.

Butons	Profil	N _{sd}
		KN
PM2.1	HEB 500	1324
PM2.2	HEB 500	2783
PM2.3	HEB 500	3180
PM2.4	HEB 500	3537
PM2.5	2HEB 500	5933
PM2.6	HEB 500	3385
PM2.7	HEB 500	1740
PM2.8	HEB 500	1781
PM2.9	HEB 500	944
PM2.10	2HEB 500	2733
PM2.11	HEB 500	883
PM2.12	HEB 500	2827
PM2.13	HEB 500	2391

Tableau A7.4 : Les efforts axiaux agissants sur la poutre N°3.

Butons	Profil	N _{sd}
		KN
PM3.1	2HEB 500	5152
PM3.2	2HEB 500	7253
PM3.3	2HEB 500	7253
PM3.4	2HEB 500	5152