

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

**Etude et méthode de réalisation du puits de ventilation 05,
blindage et structure intérieure de l'extension du métro
d'Alger Lot 01 « El Harrach centre -Bab Ezzouar-
Aéroport International d'Alger »**

Présenté par :
Bourrai Dahbia
Ouchabane Afaf

Encadré par :
Mr.CHERCHALI M.A
Co-encadré par:
Mr.HEMADI.K

Promotion 2021/2022

ملخص :

الموضوع: دراسة وطريقة تحقيق عمود التهوية 05، الدرع والهيكل الداخلي لمركز الحراش الموسع - الميناء الجوي

أحد أهم التحديات الحالية لقطاع النقل هو الازدحام في طرق الجزائر العاصمة. شبكة المترو هي الحل الأنسب لهذه المشكلة لهدف من عملنا هو دراسة عمود التهوية 05 لامتداد الخط 1 الحراش وسط-مطار الجزائر أين ستتم عملية الحفر والبناء بالطريقة العصرية (من الأسفل إلى الأعلى) يتم توفير الدعم بواسطة جدار من الأكوام الطائفية

من أجل تقدير الأحمال المختلفة وقيمة الانتقال في مختلف مراحل بناء نقاط العمق المختلفة لهيكل الدعم هذا وللأرض المحيطة بالبئر، تم تنفيذ النمذجة على أساس الأساليب التحليلية وطريقة العناصر المحدودة

مع مراعاة السلوك المجفف لطبقات التربة وكذلك العمل الزلزالي، استُخدم برنامج ساب 2000 وخبير في برنامج روبات في حساب ونمذجة الهيكل الداخلي.

الكلمات الرئيسية: أعمدة التهوية، أكوام الطوائف، الدعائم، الهيكل الداخلي

Summary:

Subject: Study and method of realization of the ventilation shaft 05, Shielding and interior structure of the extension El-Harrach -Airport Centre

One of the most important current challenges of the transport sector is the congestion in the roads of Algiers. A metro network is the most appropriate solution to this problem.

The objective of our work is the study of the ventilation shaft 05 of the extension of line 1 L'Harrach – the Airport, whose digging and construction will be done with the method (Bottom-up), the support is provided by a wall of secant piles.

In order to estimate the different loads and displacements of the different phases of construction of various points of depth of this support structure and of the ground around the well, modelling based on analytical methods and the finite element method with the Geo 05 software was carried out taking into account the drained behaviour of the soil layers as well as the seismic action.

In addition, SAP 2000, ROBOT Expert were used for the calculation and modelling of the interior structure.

Keywords : Ventilation shafts, secant piles, supports, interior structure

Résumé :

Sujet : Etude et méthode de réalisation du puits de ventilation 05, Blindage et structure intérieure de l'extension El-Harrach Centre -Aéroport

L'un des plus importants défis actuels du secteur de transport est l'encombrement dans les routes d'Alger. La réalisation d'un réseau de métro constitue la solution la plus appropriée pour résoudre ce problème.

L'objectif de notre travail est l'étude du puits de ventilation 05 de l'extension de la ligne 1 L'Harrach – l'Aéroport, dont le creusement et la construction se fera avec la méthode par la méthode (Bottom-up), le soutènement est assuré par une paroi de pieux sécants.

Pour estimer les différentes charges et déplacements des différentes phases de construction de divers points de profondeurs de cet ouvrage de soutènement et du massif du sol autour du puits, une modélisation basée sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis

avec le logiciel Géo 05 a été réalisée en tenant compte du comportement drainé des couches de sol ainsi que de l'action sismique.

De plus, on a utilisé les logiciels SAP 2000, ROBOT Expert pour le calcul et modélisation de la structure intérieure.

Mots clés : *Puits de ventilation, pieux sécants, soutènement, structure intérieure.*

Remerciement :

***On tiens à remercier tout d'abord dieu qui nous a doté d'intelligence,
et nous
à maintenu en santé pour mener à bien cette année d'étude
« Elhamdoulilah ».***

***On tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès
de notre projet fin d'études et qui nous ont aidé lors de la rédaction de
ce mémoire.***

***On voudrais dans un premier temps remercier, notre directeur de
mémoire M.CHERCHALI, Enseignant à notre école ENSTP et
Ingénieur contrôleur des études chez GETINSA-EUROESTUDIOS
CONSULTING ENGINEERS, pour sa patience, sa disponibilité et ses
remarques pertinentes et qui à mis à notre disposition ces
compétences afin de bien mener ce projet***

***Et je tiens à remercier notre co-encadreur M.Hemadi maitre de
conférence à L'ENSTP pour ces conseils et pour sa disponibilité.***

***On adresse nos sincères remerciements à tous les professeurs,
l'équipe pédagogique de l'Ecole Nationale de Travaux Publics, et
toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils
et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté de nous
rencontrer et de répondre à nos questions durant nos recherches.
On remercie nos très chers parents, qui ont toujours été là pour nous
et pour leur soutien constant.***

Enfin, on vous souhaite une bonne lecture.

Bourrai Dahbia et Ouchabane Afaf

Dédicace :

Au nom d'Allah, le tout, le Très Miséricordieux

Je dédie ce modeste travail à :

A ma très chère mère, une douce maman Biri Saliha qui m'a accompagné durant ce long parcours, celle qui m'a offerte tout l'amour, toute la tendresse que peut me donner une mère à sa fille, celle à qui je souhaite une longue vie pleine de joie et de prospérité.

A mon cher père, mon héros dans cette vie Ahcène qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me le garde en très bonne santé

A mes chères sœurs Liza, Inas et Sarah et mes chers frères Maxen et Lyes

A ma grande famille paternelle « Bourrai » et maternelle « Biri »

A tous mes amis

A toute la promotion DMS 2022 En souvenir des moments heureux passés ensemble, avec mes vœux sincères de réussite, bonheur, santé et de prospérité.

Et enfin Affaf qui a partagé ce travail avec moi en toutes circonstances, et qui a toujours fait part de courage et de compréhension envers moi. Je la remercie pour la complicité qui régnait au sein de notre binôme.

A vous ...

Dahbia

Dédicace

C'est avec une joie immense et le cœur ému que je dédie ce mémoire à mes chers parents LINDA ET AHMED et grands-parents maternelles Aïcha et Ali et mon grand-père Mohamed Allah Yarraïmo pour leurs affections inépuisables et leurs précieux conseils. Ils n'ont cessé de prier pour moi durant mon cursus scolaire et m'ont encouragé régulièrement.

Pour ma moitié Loubna et son mari LOTFI. J'en aurais long et beaucoup à dire, mais ce que je ressens le besoin de faire, c'est de vous dire merci. Pour plein de choses, mais pour une en particulier, celle d'avoir toujours cru en moi.

A mes chers frères et SŒURS MALAK WASSIM FAYSSAL IMILIA tous les mots ne suffisent guère pour exprimer mon attachement et mon amour pour vous.

A mon oncle RABAH et ma tante SABHA et ZOÛRA et toute la famille OUCHABANE et Abdelaziz.

A mes amis : ABDELGHANI, HOUDA, MANEL, INSSAF, AMEL et A toute la promotion DMS 2022 En souvenir des moments heureux passés ensemble, avec mes vœux sincères de réussite, bonheur, santé et de prospérité.

Et enfin dahbia qui a partagé ce travail avec moi en toutes circonstances, et qui a toujours fait part de courage et de compréhension envers moi. Je la remercie pour la complicité qui régnait au sein de notre binôme.

Mes mots ne seraient jamais à la hauteur de l'amour et l'affection que vous m'avez témoignée tout au long de mes études. J'aimerais vous exprimer toute ma gratitude et reconnaissance. Cette dédicace serait pour moi, la meilleure façon de vous honorer et vous montrer à quel point vous avez été magnifique.

Affaf

INTRODUCTION GENERALE	2
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	3
I.1 Présentation du projet métro d'Alger.....	4
I.1.1 Introduction	4
I.1.2 Historique du projet	4
I.1.3 Présentation de l'entreprise du métro d'Alger	5
I.1.4 Organigramme des différents acteurs du projet du puits de ventilation 05	6
I.2 Description du projet extension du Métro d'Alger	8
I.2.1 L'importance du projet.....	8
I.2.2 Les caractéristiques de la ligne 1 – Etape 1 du métro d'Alger.....	8
I.2.3 Les extensions de la ligne 1 du métro d'Alger	9
I.2.3.1 En phase d'exploitation.....	9
I.2.3.2 En cours de réalisation	10
I.2.3.3 Etudes Achevés (APS-APD).....	14
I.3 Les puits de ventilation de l'extension LOT 01.....	14
I.4 Présentation du puits de ventilation PV05	15
I.4.1 Localisation du puits de ventilation 05.....	15
I.5 Contexte géologique, hydrogéologique et sismique du projet :.....	16
I.5.1 Généralités sur la géologie de la wilaya d'Alger.....	16
I.5.1.1 Description lithologique de la pleine de Mitidja	16
I.5.1.2 Géologie locale du site d'étude et les zones limitrophes :	17
I.5.1.3 Contexte climatique du projet	18
I.5.1.3.1 Température et pluviométrie moyenne.....	19
I.5.1.4 Contexte hydrogéologique de la région du projet	20
I.5.1.5 Contexte sismique.....	22
I.5.1.5.1 Sismicité de la région d'étude	23
I.5.1.6 Matériaux utilisés.....	24
CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA CONCEPTION DU PUIITS DE VENTILATION 05	26
II.1 Introduction	27
II.2 Plan de disposition : plan de situation.....	27
II.3 Présentation de la conception du puits de ventilation numéro 05.....	28
II.3.1 Caractéristiques du puits de ventilation.....	28
II.3.2 les différents niveaux du puits ventilation 05	31
II.4 Travaux préliminaires et préparation du chantier.....	32

II.4.1	Gérer la circulation pendant le travail.....	<u>32</u>
II.4.2	Plan de déviation des routes pendant les travaux	33
II.4.3	Plan de déplacement du matériel de construction.	33
II.4.4	Installation des équipements de sécurité routière	33
II.5	Technique de réalisation	33
II.5.1.	Choix de la méthode d'excavation.....	34
II.5.2.	Choix de la Méthode de construction de la structure intérieure du puits de ventilation 05	34
II.5.3.	Choix du type de Blindage et soutènement de l'excavation	35
II.5.4.	Plan d'exécution du chantier	36
II.5.4.1	Exécution des murettes guides.....	<u>37</u>
II.5.4.2	Exécution des colonnes en Jet-grouting	38
II.5.4.3	Exécution des pieux en béton armé	<u>39</u>
II.5.4.3.1	Types de parois de pieux.....	39
II.5.4.3.2	Forage des pieux	40
II.5.4.3.3	Procédé des pieux forés.....	41
II.5.4.4.	Recépage des pieux.....	43
II.5.4.5	L'exécution de la poutre de couronnement.....	44
II.5.4.6	Exécution du massif d'appui	45
II.5.4.7	Exécution d'un système de buttonage	45
II.6	Phases d'exécution de l'excavation et du soutènement du puits de ventilation	48
	CHAPITRE III: INVESTIGATION GEOTECHNIQUE	<u>49</u>
III.1	Introduction	<u>50</u>
III.2	Essais caractéristiques	<u>50</u>
III.2.1	Les essais in-situ	<u>52</u>
III.2.1.1	Reconnaissance lithologique par sondage.....	<u>52</u>
III.2.1.2	Essai de pénétration au carottier (SPT)	<u>53</u>
III.2.1.2.1	Définition et principe de l'essai de pénétration dynamique	<u>53</u>
III.2.1.3	Essai Pressiométrique.....	<u>55</u>
III.2.1.3.1	principe de l'essai pressiométrique Menard	<u>56</u>
III.2.1.4	Essai piézométrique.....	<u>58</u>
III.2.2.	Présentation et interprétation des résultats des essais de laboratoire	<u>60</u>
III.2.2.1	Essais physiques au laboratoire	<u>60</u>
III.2.2.2	Essais mécaniques au laboratoire.....	<u>64</u>
	CHAPITRE IV: CALCUL DES CHARGES	<u>69</u>
IV.1	Introduction	<u>70</u>
IV.2	Principe de calcul	<u>70</u>
IV.3	Calcul des charges pour chaque phase d'excavation	<u>75</u>

IV.4	Vérification du soulèvement du radier	100
IV.5	Analyse de la stabilité du fond d'excavation	102
IV.5.1	Rupture par manque de capacité portante des formations argileuses	103
IV.5.1.1	Calcul de facteur de sécurité globale	104
	CHAPITRE V : Modélisation numérique avec le logiciel géo 05.....	106
V.1	Présentation du logiciel GEO5 (Geostructural Analysis).....	107
V.2	Modélisation des phases d'excavation	107
V.3	Détermination des efforts internes et des déplacements	108
V.4	Résultats de l'analyse finale	108
V.4.1	Les efforts internes et les déplacements maximaux dans le cas statique	109
V.4.2	Les efforts internes et les déplacements maximaux dans le cas dynamique	111
V.4.3	Tassement du terrain derrière la construction	113
V.5	Stabilité de l'écran de	114
V.5.1	Principe de calcul.....	114
V.5.2	Méthode de calcul.....	114
V.5.3	Présentation et interprétation des résultats de l'analyse de la stabilité des pentes.....	115
V.6	Présentation des résultats des efforts internes et déformations obtenus avec GEO5.....	116
V.7	Ferraillage des pieux.....	117
V.7.1	Calcul du ferraillage à la flexion simple.....	118
V.7.1.1	Ferraillage longitudinal	118
V.7.1.1.1	Vérification de la condition de non-fragilité.....	120
V.7.1.1.2	Vérification des contraintes à l'ELS vis-à-vis de la durabilité	120
V.7.1.2	Ferraillage transversal	121
V.7.1.2.1	Vérification de cisaillement	121
V.7.1.2.2	Calcul des armatures transversales	121
V.7.1.2.3	Vérification du diamètre des aciers transversales.....	122
V.7.1.2.4	Pourcentage minimal des armatures transversales.....	122
V.7.2	Résumé des résultats obtenues manuellement et automatiquement	123
V.7.3	vérification du ferraillage calculé manuellement a l'aide du logiciel Géo 05.....	123
	_ CHAPITRE VI: MODELISATION DE LA STRUCTURE INTERIEURE	125
VI.1	Introduction	126
VI.2	Méthodologie de calcul	126
VI.3	Présentation du logiciel SAP2000	126
VI.4	Modélisation de la structure	127
VI.4.1	Géométrie de la structure intérieure.....	127
VI.4.2	Calcul du chargement appliqué à la structure intérieure	127
VI.4.2.1	Le chargement de la dalle de couverture (DC).....	127

VI.4.2.2	Chargement du radier supérieur.....	<u>127</u>
VI.4.2.3	Chargement du radier inférieur.....	<u>128</u>
VI.4.2.4	Chargement des parois de revêtement.....	<u>128</u>
VI.4.3	Conditions d'appuis du modèle.....	<u>128</u>
VI.4.4	Détermination de la résistance élastique du sol (Module de réaction élastique du sol)	<u>128</u>
VI.5	Présentation du modèle conçu avec le logiciel SAP2000	<u>129</u>
VI.6	Les résultats de la modélisation de la structure intérieure avec le logiciel SAP2000.....	<u>129</u>
VI.7	Résultats de Calcul de section d'armature à l'aide de efforts obtenues par le logiciel Sap2000.....	<u>130</u>
VI.8	Schéma du ferrailage adopté	<u>134</u>
	CONCLUSION GENERALE	13
	BIBLIOGRAPHIE	139
	ANNEXE	141

Figure I.1 : Les extensions de la ligne 1 du métro d'Alger.....	09
Figure I.2: Les extensions du métro en phase exploitation.....	10
Figure I.3 : Tracé de l'extension EL HARRACH - AÉROPORT D'ALGER	11
Figure I.4 : Tunnelier TBM.....	12
Figure I.5 : Tracé de l'extension Ain Naadja -Baraki (cosider M 29)	13
Figure I.6 : Localisation du PV 05 dans le tracé en plan de la ligne métro El Harrach - Bab Ezzouar - l'Aéroport.....	15
Figure I.7 : Localisation de PV5 dans photo Google earth.....	16
Figure I.8 :Carte morphogéologique du bassin de la Mitidja et ses environs.....	17
Figure I.9 : Carte géologique de la région d'Alger (Aymé, 1964)	18
Figure I. 10 : Histogramme pluviométrie et courbe de variation de température de la ville d'Alge.....	19
Figure I. 11: Relevé météorologique d'Alger.....	20
Figure I. 12 : Répartition des points d'eau dans la plaine de la Mitidja-Est).....	21
Figure I. 13 : Réseau hydrographique de la région d'étude.....	21
Figure I. 14 : Carte des zones sismique de territoire national (RPA 99)	23
Figure II.1: vue en plan du niveau dalle de couverture R0.....	27
Figure II.2 : vue 3D puits du puits de ventilation 05.....	28
Figure II.3 : Vue 3D du profil transversal du puits vertical et du tunnel horizontal.....	29
Figure II.4– Schéma transversal type du rameau de connexion.....	30
Figure II.5: profil longitudinal du puits de ventilation	32
Figure II.6 : Schéma représentatif de la différence entre des deux méthodes constructives.....	35
Figure II.7 : Schéma représentatif du système de drainage des pieux construits au-dessus du niveau +7.05.....	36
Figure II.8 : Schéma représentatif du système d'imperméabilisation des pieux construits au-dessous du niveau +7.05.....	36
Figure II.9: Murette-guide section type	37
Figure II.10 : procédure du jet-grouting	38
Figure II.11 : Procédé de pieux forés par tubage	41
Figure II.12: Schéma d'exécution des pieux forés simples	42
Figure II.13: Schéma d'exécution des pieux forés à la bou.....	43
Figure II.14 : Mise en œuvre de la poutre intermédiaire.....	44
Figure II.15 : Ferrailage d'un massif d'appui.....	45
Figure II.16: Système de butonnage N°1 –Cote +15.25m (SB-1-2-3)	46
Figure II.17 : Système de butonnage N°2 –Cote +10.20m (SB-1-4-5).....	46
Figure II.18 :Système de butonnage N°3 –Cote +3.10m (SB-6)	47
Figure II.19: Phasage de réalisation et d'excavation de mise en place des buttons.....	48
Figure III.1 : Plan d'implantation des sondages du puits de ventilation 05.....	51

Figure III.2 : Schéma du principe du pénétromètre dynamique.....	53
Figure III.3 : Ensemble pressiométrique Menard.....	55
Figure III.4: Principe du pressiomètre.....	57
Figure III.5: schéma de sonde pressiométrique.....	57
Figure III.6 : Schéma du principe du piézomètre à tube ouvert.....	58
Figure III.7 : Schéma du principe du piézomètre à corde vibrante.....	59
Figure III.8 : Résultats de Valeur au bleu.....	63
Figure III.9: Schéma représentant la variation des différents états de sol selon les valeurs du VBS.....	64
Figure III.10: Schéma de l'essai cisaillement à la boite.....	64
Figure IV.1 : Conventions de signe de α, β	72
Figure IV. 2 : Résolution par la méthode de la poutre équivalente.....	72
Figure IV.3 : Méthode de Blum de calcul des écrans ancrés.....	72
Figure IV.4 : Excavation de la phase 01.....	75
Figure IV.5: Diagramme des poussées et des butées de la phase 01.....	76
Figure IV.6 Diagramme du moment fléchissant.....	78
Figure IV.7 Diagramme de l'effort tranchant.....	78
Figure IV.8 : Excavation de la phase 02.....	79
Figure IV.9: Diagramme des poussées et des butées de la phase 02.....	81
Figure IV.10 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 02 (BO).....	83
Figure IV.11 Diagramme du moment fléchissant.....	84
Figure IV.12 Diagramme de l'effort tranchant.....	84
Figure IV.13 : Excavation de la phase 03.....	85
Figure IV.14 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 03 (AB).....	88
Figure IV.15 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 03 (BO).....	90
Figure IV.16 : Diagramme du moment fléchissant page.....	91
Figure IV.17 : Diagramme de l'effort tranchant page.....	91
Figure IV.18 : Excavation de la phase 04.....	92
Figure IV.19 : Diagramme des poussées et butée de la phase 4.....	95
Figure IV.20 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 04 (BO).....	97
Figure IV.21 : Diagramme du moment fléchissant.....	99
Figure IV.22 : Diagramme de l'effort tranchant.....	99
Figure IV.23: Poussées au niveau du radier selon TSIMBAREIVITCH.....	100
Figure IV.24 : Mécanisme de rupture de la fondation d'une excavation.....	102
Figure IV.25 : Valeurs de N_c selon le type du fond de fouille dans des sols argileux.....	103
Figure IV.26 : Schéma pour l'évaluation du coefficient de sécurité global.....	105
Figure V.1 : Les efforts internes maximaux à l'ELU dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.....	109
Figure V.2 : Les déplacements maximaux à l'ELU dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.....	109

Figure V.4 : Les déplacements maximaux à l'ELS dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.....	110
Figure V.5: Les efforts internes maximaux à l'ELU dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.....	111
Figure V.6 : Les déplacements maximaux à l'ELU dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.....	111
Figure V.7 : Les efforts internes maximaux à l'ELS dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.....	112
Figure V.8: Les déplacements maximaux à l'ELS dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5 :.....	112
Figure V.9 : Tassement du terrain derrière la construction (cas statique).....	113
Figure V.10 : Tassement du terrain derrière la construction (cas dynamique).....	113
Figure V.11 : Tassement du terrain derrière la construction (cas statique).....	113
Figure V.12 : Tassement du terrain derrière la construction (cas dynamique).....	113
Figure V.13: schéma du cercle de Glissement.....	114
Figure V.14 : résultats de l'analyse de la stabilité externe (dynamique).....	115
Figure VI.15 : résultats de l'analyse de la stabilité externe (statique).....	115
Figure V.16 : résultats de l'analyse de la stabilité externe (statique).....	115
Figure V.17 : résultats de l'analyse de la stabilité(dynamique).....	115
Figure V.18 : schéma de la section équivalente.....	118
Figure V.19 :Résultats des différentes vérifications de la résistance de la section du béton des pieux.....	123
Figure V.20 :Détails de la vérification effectué par Géo 5.....	124
Figure VI.1: Vue 3D du puits du modèle obtenu du puits de ventilation 05.....	129
Figure VI.2 : Enveloppe maximale des moments fléchissants M11 à l'ELS [KN.m/m].....	129
Figure VI.3 : Enveloppe maximale des moments fléchissants M11 à l'ELU [KN.m/m].....	129
Figure VI.4 : Enveloppe maximale des moments fléchissants M22 à l'ELS [KN.m/m].....	130
Figure VI.5 : Enveloppe maximale des moments fléchissants M22 à l'ELU [KN.m/m].....	130
Figure VI.6 : Enveloppe maximal des efforts tranchants maximales V23 à l'ELU[KN/m].....	130
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage sur appuis de la dalle de couverture (Nappe inférieure).....	134
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage à mi travée dans la direction longitudinale (coupe A-A).....	134
Figure VI.9 :Schéma de ferrailage à mi travée dans la direction transversale (coupe A-A).....	135
Figure VI.10 :Schéma de ferrailage sur appuis du radier supérieur (Nappe inférieure).....	135
Figure VI.11: Schéma de ferrailage à mi- travée dans la direction transversale (coupe A-A).....	136
Figure VI.12: Schéma de ferrailage à mi- travée dans la direction longitudinale (coupe A-A).....	136
Figure VI.13 Schéma de ferrailage sur appuis du radier inférieur (Nappe supérieure).....	137
Figure VI.14: Schéma de ferrailage à mi- travée dans la direction longitudinale.....	137
Figure VI.15: Schéma de ferrailage à mi- travée dans la direction transversale.....	137

Tableau I.1 : Les caractéristiques de chaque station	11
Tableau I . 2 : Les différentes stations de l’extension Ain Naadja-Barak	13
Tableau I.3 : Coefficient d'accélération selon la classe de l’ouvrage et la zone de sismicité	24
Tableau II.1 Plan d’exécution du chantier	37
Tableau II.2 : Liste des différents Systèmes de butonnage utilisés dans la réalisation	47
Tableau III.1 : Localisation des sondage.....	51
Tableau III.2 Description lithologique des différentes unités du sol en fonction de la profondeur.....	52
Tableau III.3 : Facteurs de correction dans les sables en fonction de la longueur des tige.....	54
Tableau III.4 : Localisation des différents piézomètres selon les sondages effectués	59
Tableau III.5 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres physiques des sol	60
Tableau III.6 : Résultats des essais mécaniques.....	65
Tableau III.7 – Résumé des résultats des analyses chimiques réalisés dans plusieurs études.....	66
Tableau III. 8 : Paramètres géotechniques de calcul – sols	68
Tableau III.9 : différentes couches de sol selon la réponse drainé ou non drainé	68
Tableau IV.1 : Valeurs de l’angle de frottement sol/écran	71
Tableau IV.2: Récapitulatif des caractéristiques de sol et des différents coefficients de poussée et butée	74
Tableau IV.3 : Forces de pression de la phase 01	77
Tableau IV.4 : Les forces de pression de la phase 02 (partie AB)	82
Tableau IV.5 : Les forces de pression de la phase 02 (partie BO)	83
Tableau IV.6 : Les forces de pression de la phase 03 (partie AB)	89
Tableau IV.7 : Les forces de pression de la phase 03(partie BO)	90
Tableau IV.8 : Les forces de pression de la phase 04 (partie AB)	96
Tableau IV.9 : Les forces de pression de la phase 04 (partie BO)	98
Tableau IV.10 : calcul de la charge défavorable.....	104
Tableau IV.11 : Calcul du facteur de sécurité globale	105
Tableau VI.1 : Résumé des résultats maximaux et section d'acier calculée dans la direction longitudinale(dalle de couverture)	131
Tableau VI.2 : Résumé des résultats maximaux et section d'acier calculée dans la direction transversale (dalle de couverture).....	131
Tableau VI.3: Résumé des résultats maximaux et section d’acier calculée dans la direction longitudinale (Radier supérieur).....	132
Tableau VI.4 : Résumé des résultats maximaux et section d’acier calculée dans la direction transversale(Radier supérieur).....	132
Tableau VI.5 : Résumé des résultats maximaux et section d’acier calculée dans la directionlongitudinale(Radier inférieur).....	132

Tableau VI.6 : Résumé des résultats maximaux et section d'acier calculée dans la direction transversale (Radier inférieur).....	133
Tableau VI.7 : Résumé des résultats du ferrailage des armatures de l'effort tranchant	134

INTRODUCTION GENERALE :

Le monde ne cesse de s'urbaniser et devient majoritairement urbain en raison des conditions évidentes de confort et le marché de l'emploi attirant surtout dans le domaine des services. Les métropoles sont toujours plus nombreuses mais aussi plus grandes et plus étendues. Leur population ne cesse de croître avec des besoins aussi grandissant : transport, parking, centre commerciaux, centre de loisirs et spectacles parcs etc.

Tous ces besoins nécessitent des espaces. La disponibilité de ces espaces se pose avec moins d'acuité pour des villes construites sur des nouveaux sites vierges ; il en est tout autre pour les métropoles existantes qui nécessitant l'adaptation des infrastructures aux nouvelles données démographiques.

La disponibilité des espaces est alors le premier problème à résoudre en raison de la densité de ces sites urbains. Ce qui impose la conquête du sous terrain pour la réalisation des infrastructures liées aux déplacements : trains, métro, le recours à l'espace aérien n'est pas rare ainsi que le gain sur la mer pour les villes à façade maritime.

A l'instar des grandes villes du pays, Alger souffre de problèmes de circulation urbaine. Les bouchons et encombrements automobiles, notamment dans les grands axes et les entrées de la ville. Et cela est dû à la croissance rapide des populations et l'accélération du processus d'urbanisation.

Afin de parer au manque d'espace et d'améliorer les moyens de transport, Alger n'a pas d'autres solutions que de concevoir un métro. C'est un système de transport urbain fonctionnel, intégré et performant, capable de répondre aux besoins de mobilité et d'accessibilité, ce moyen de transport utilise un espace gagné qui est le sous terrain ou l'aérien pour certains tronçons, d'une façon à désengorger la ville en préservant l'environnement.

Si pour l'aérien, l'impact environnemental est primordial, en sous terrain des difficultés techniques diverses sont à prévoir. L'une d'elle, le manque d'air pendent le creusement du tunnel sous la terre à de grandes profondeurs, la construction d'ouvrage de ventilation s'impose alors.

Le projet présenté dans ce mémoire a pour but d'étudier la conception et la réalisation du puits de ventilation numéro 05 de l'extension de la ligne du métro d'Alger LOT-1 El Harrach centre Aéroport international d'Alger situé entre la station d'Oued Smar et la station d'Université Houari Boumediene, au point kilométrique PK4+331.

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

Le premier chapitre concerne la présentation du projet.

Le second chapitre présente la conception et méthode de réalisation du puits de ventilation 05.

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

Le quatrième chapitre est consacré au calcul des charges et choix du type de blindage.

Dans le cinquième chapitre nous allons présenter les analyses de la modélisation numérique effectués avec le logiciel Géo 05 afin de calculer la section d'armatures des pieux.

Le sixième chapitre présente la modélisation de la structure intérieure du puits de ventilation à l'aide du logiciel Sap 2000 et le calcul du ferrailage adopté pour les différents éléments.

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

Chapitre *I*:

« Présentation du projet »

I.1 Présentation du projet métro d'Alger :

I.1.1 Introduction :

La ville d'Alger, capitale administrative et centre économique, s'est développée à un rythme très élevé au cours des deux dernières décennies. Ainsi d'un million d'habitants en 1966, la population dépasse actuellement les trois (03) millions d'habitants. En conséquence de cette croissance, les problèmes de circulation et de transport se présentent avec acuité. La demande de déplacement par le transport en commun ne peut être satisfaite par les moyens actuels, ce qui nécessite la mise en place d'un moyen de transport de grande capacité, régulière, dont puissent bénéficier toutes les couches de la population.

Le métro doit en l'occurrence être adapté à la topographie et au tissu urbain de la ville.

I.1.2 Historique du projet : [1]

Le premier projet de métro d'Alger date de 1928, mais il ne verra jamais le jour.

L'initiative du métro actuel est lancée à la fin des années 1970 afin de parer à l'explosion démographique de la ville d'Alger et au besoin de transport collectif qui en résulte.

Les travaux de génie civil ont été effectués en deux étapes et en deux périodes distinctes, la première étape confiée aux Entreprises Algériennes COSIDER et GENISIDER, fut réalisée entre 1989 et 1994, comprenant les stations La Grande Poste, Khalifa Boukhalfa 1er mai et Aissat Idir avec les tranches de tunnel qui relient toutes ces stations, ainsi qu'un complexe de maintenance construit par le groupement COSIDER - BATIMETAL en 1994.

La relance du projet Métro d'Alger par le Président de la République Monsieur Abdelaziz BOUTEFLIKA en 2003, a engendré un avancement conséquent des travaux de cette première ligne d'où la réalisation de la deuxième étape, comprenant le tronçon Hamma à Hai El Badr, confié au groupement ALGERO -ALLEMAND, GAAMA.

La construction de la première section de la ligne 1 « Hai el Badr - Tafourah-Grande poste », d'une longueur de 9,5 km et comportant dix stations, est achevée à la fin des années 2000.

[1]: mapa-metro.com

I.1.3 Présentation de l'entreprise du métro d'Alger :²



L'Entreprise Métro d'Alger par abréviation EMA fut créée en 1984, en qualité de maître d'ouvrage délégué du Ministère des Travaux Publics et des Transports, pour assurer les études, la réalisation et l'exploitation d'un réseau de chemin de fer urbain souterrain et en surface de transports de voyageurs, dit Métro d'Alger.

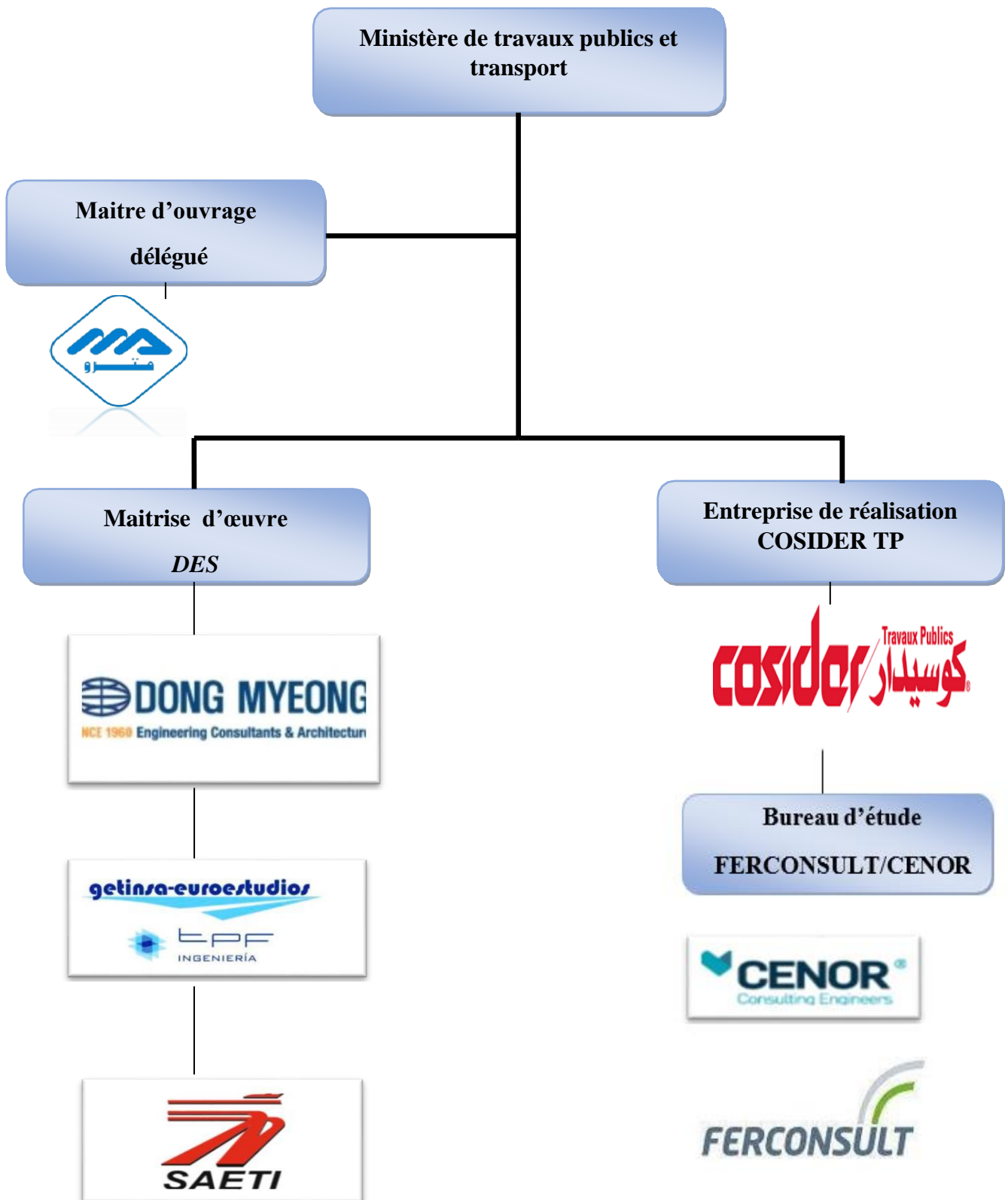
Depuis sa transformation en 1989, en Entreprise Publique Economique, société par actions dotée d'un capital social de 380 000 000 DA, l'EMA s'est lancée aussi, dans le développement des capacités d'études et d'ingénierie en matière de transports et la réalisation de plan de circulation par la création d'un Bureau d'Etudes des Transports Urbains -BETUR- devenu filiale à 100% de l'EMA en 2011.

Dans le cadre du plan de développement des transports urbains, de nouveaux projets ont été confiés à l'EMA depuis 2005, notamment, les études, la réalisation et l'exploitation des Tramways sur le territoire national ainsi que la réalisation, la rénovation et la mise à niveau technologique des téléphériques et télécabines dans les différentes villes du pays.



[²] (Entreprise Métro d'Alger)

I.1.4 Organigramme des différents acteurs du projet du puits de ventilation 05 :



Maitre d'ouvrage : L'EMA



Bureaux d'étude :

FERCONSULT : - C'est une entreprise multidisciplinaire et spécialisée en conseil, études et projets d'ingénierie des transports, qui opère sur les marchés national et international depuis 1991, ces services incluent toutes rubriques des études et des projets, la topographie et la géologie, mais aussi la sécurité et l'environnement .[3]



Maitrise d'œuvre :



TPF GETINSA EUROESTUDIOS est l'une des plus grandes sociétés d'ingénierie en Espagne, leader sur le marché dans des secteurs clés tels que le transport l'environnement, l'eau, le bâtiment et les aménagements urbains [4]



DONG MYEONG Engineering and Architecture (DMEC):
 - Fondée en 1960, DMEC dont le siège social est à Séoul en Corée du Sud, est un des principaux acteurs en matière de développement et d'exploitation des infrastructures qui proposent des services de consulting stratégiques, de planification, d'ingénierie et de gestion de la construction notamment dans les domaines d'assainissement, géotechnique, port et industries maritimes, architecture, voies ferrées, transports, paysagisme et au métro [5].

[3] (Ferconsult, Grupo metropolitano de Lisboa EP)

[4] (TPF Getinsa Euroestudios / Espagne)

[5] (Dong Myeong Engineering Consultants (DMEC))



- Société algérienne d'étude d'infrastructures filiale du groupe d'Entreprises GEICA depuis 2016, sous tutelle du ministère des Travaux publics et des transports, développe un savoir-faire de niveau national et international dans le domaine d'études, de contrôle, de suivi, d'assistance et d'expertise d'infrastructures routières, autoroutières, ouvrages d'art, aérodromes et ferroviaires [6]



- Est une entreprise de réalisation des grands travaux dans les différents domaines (autoroutes, barrages et ouvrages maritimes et souterrains...). Elle s'est imposée comme leader incontesté du BTPH sur le marché Algérien en capitalisant une expérience de plus de 35 années.

I.2 Description du projet extension du Métro d'Alger [7]

I.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, en effet un 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.

I.2.2 Les caractéristiques de la ligne 1 – Etape 1 du métro d'Alger :

Ce tronçon qui s'étend de la Grande Poste à Hai El Badr comprend :

- 9.5km de linéaire
- 10 stations (Grande Poste - Khelifa Boukhalfa - 1er Mai - Aisset Idir - Hamma – Jardin d'Essais - Les Fusillés - Amirouche - Mer et Soleil - Hai El Badr).
- Un complexe de maintenance.
- Un complexe technico-administratif (PHT-PCC et bâtiment siège).
- Pôle d'Échange situé aux fusillés (Métro - Tramway- Téléphérique et Bus).
- 14 Rames climatisées d'une capacité de 1200 personnes chacune.
- La fréquence est de 4 mn.

[6] (SAETI/Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures

[7] (Entreprise Métro d'Alger)

- La capacité de transport est de 21 000 voyageurs/heure/sens.

I.2.3 Les extensions de la ligne 1 du métro d'Alger :

Dans le but de faciliter les déplacements des citoyens via un moyen de transport confortable et sécurisé, l'Entreprise Métro d'Alger a entamé les travaux de réalisation des extensions de la ligne 1 du métro d'Alger qui dessert les quartiers et régions les plus denses en population telle que Baraki, Bab Ezzouar, le, Bab El Oued, Chevalley, Place des Martyres, El Harrach, Cheraga, Draria ... certains d'entre eux sont déjà en exploitation, certains sont en phase de réalisation et d'autres sont en phase d'étude.



I.1 Figure I.1 : Les extensions de la ligne 1 du métro d'Alger

I.2.3.1 En phase d'exploitation :

➤ Hai El Badr - El Harrach Centre:

L'extension de la ligne 1 du Métro d'Alger reliant Hai El Badr à El Harrach Centre est mise en exploitation commerciale le 5 Juillet 2015.

Ce tronçon d'un linéaire de 4 km qui s'étend du troisième quai de la station de Hai El Badr, dessert les communes de Bachdjarah, Bourouba et El Harrach à travers quatre (04) stations (Bachdjarah Tennis, Bachdjarah, El Harrach Gare et El Harrach Centre).

➤ Hai el Badr - Aïn Naadja :

Ce tronçon d'un linéaire de 3,6 Km dessert les communes de Bachdjarah et de Gué de Constantine à travers trois (03) stations « Les Ateliers », « Gué de Constantine » et « Aïn Naadja », inauguré le 13 novembre 2018.

➤ **Place des Martyres :**

Ce tronçon d'un linéaire de 1.7 km s'étend de la Grande Poste vers Place des Martyrs et dessert les communes d'Alger Centre et de la Casbah à travers deux stations « Ali Boumendjel » et « Place des Martyrs » inaugurées le 09 avril 2018.



Figure I.2: Les extensions du métro en phase exploitation.

I.2.3.2 En cours de réalisation :

➤ **EL HARRACH - BAB EZZOUAR - AÉROPORT D'ALGER**

Confiés à Cosider TP, les travaux de réalisation des gros œuvres de l'extension de la ligne 1 du Métro d'Alger reliant le Centre-ville d'El Harrach à l'Aéroport International Houari Boumediene sont entamés depuis Juin 2015.

Sur un linéaire de 9.5 km et 9 stations, cette ligne raccordera la zone Est de la capitale et desservira des quartiers denses en population tel que : Beaulieu, Oued Smar, Cite 5 juillet, Bab Ezzouar, le Pôle Universitaire d'El Harrach, le Centre des Affaires de Bab Ezzouar et l'Université Houari Boumediene. Elle reliera le Tramway au carrefour de l'université Houari Boumediene et offrira une multimodalité au niveau de cette station.



Figure I.3 : Tracé de l’extension EL HARRACH - AÉROPORT D'ALGER

Nom de la station	PK de la station	Dimensions de la Station (B×L) (m × m)	Profondeur (m)
Hacen Badi	PK0+848.00	18.65×127.0	36.4
Pôle universitaire	PK1+511.00	17.8 × 127.0	32.8
Beaulieu	PK2+76.00	15.8 × 127.0	27.1
Oued Smar	PK3+807.46	17.8 × 127.0	23.5
Université Houari Boumediene	PK4+805.46	17.8 ×127.0	20.5
Rabia Tahar	PK5+613.46	23.0 ×127.0	19.5
Smail Yefsah	PK6+710.46	17.8 ×127.0	30.1
Centre des affaires	PK7+429.00	17.8 ×127.0	26.7
Aéroport	PK8+938.46	17.8 ×127.0	26.3

Tableau I.1 : Les caractéristiques de chaque station

● **Le creusement du tunnel de voie de l'extension « EL HARRACH - AÉROPORT D'ALGER » :**

Le creusement du tunnel de voie se fera à l'aide d'un tunnelier TBM (Tunnel Boring Machines) à pression de terre construit spécialement par CREG-WIRTH (Chine) pour creuser le tunnel de cette extension,

Cette machine permet une excavation mécanique à pleine section et il est adopté aux caractéristiques géologiques de cette dernière.

La réalisation du tunnel de voie est prévue en deux étapes :

- Tronçon d'Oued Smar -Aéroport de longueur de 5680m (y compris le franchissement des stations)
- Tronçon d'Oued Smar jusqu'à El Harrach Centre de longueur du tunnel de 3743m (y compris Le franchissement des stations).



➤ **AIN NAADJA – BARAKI :**

L'extension du métro d'Alger allant de Ain Nâadja à Baraki s'étend sur une longueur de 6 km avec 6 stations et un viaduc reliant la station Mohamed Boudiaf à la station Mohamed Belarbi d'un linéaire 1.453.50 m et qui traverse en hauteur la ligne ferroviaire de la SNTF, la Route Nationale N°38 et Oued El Harrach et comporte deux stations élevées : la station Ain Nâadja Gare et la station Futur Parc Urbain. Cette extension permet l'accessibilité au centre de Baraki et permet aussi une connexion avec le train au niveau de la Gare Ferroviaire de Gué de Constantine et la future gare intermodale de cette commune.

Le marché de réalisation du génie civil de cette extension est attribué à COSIDER TP.

Les six stations de cette extension sont :

Nom de la station	Dimensions de la station (B× L) (m2)	Profondeur (m)
Mohamed Boudiaf	26× 142	25
Ain Naadja Gare	17× 120	17
Futur parc urbain	17× 120	17
Mohamed Belarbi	26× 126	26
Jardin	33×129	17
Cité 2004	29×123	20

Tableau I. 2 : Les différentes stations de l’extension Ain Naadja-Barak

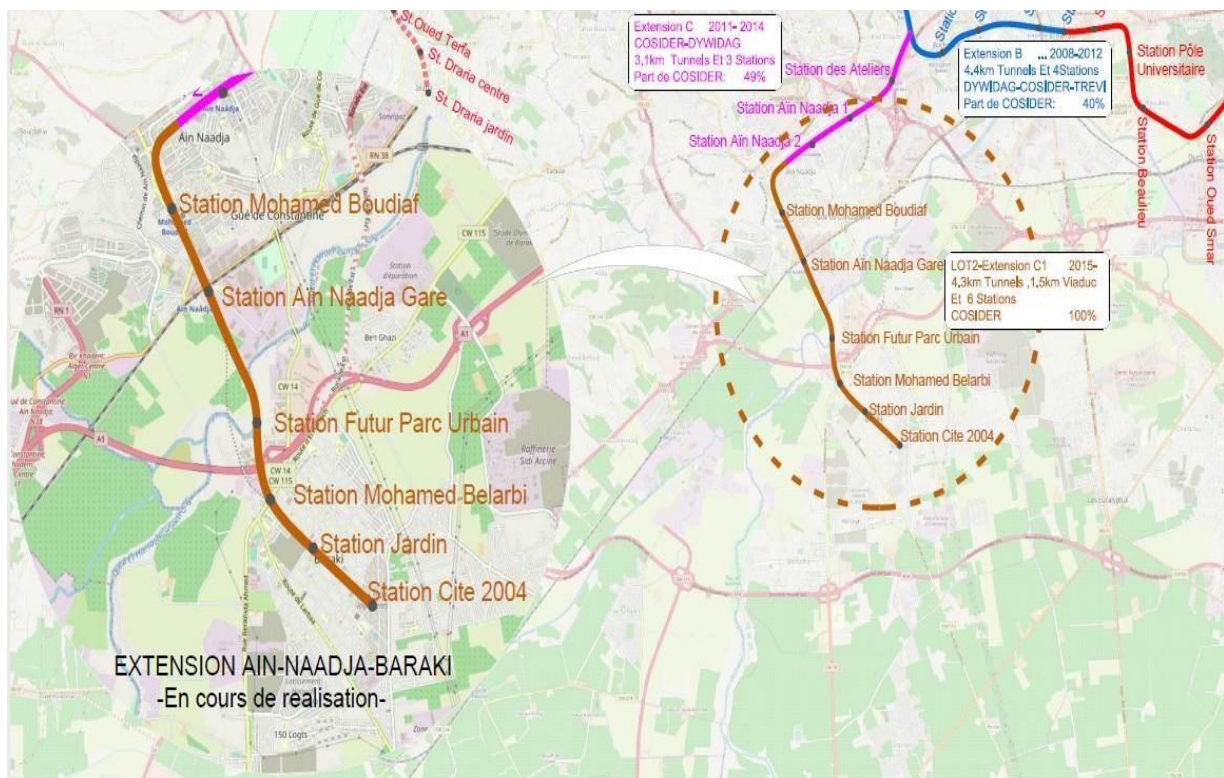


Figure I.4 : Tracé de l’extension Ain Naadja -Baraki (cosider M 29)

I.2.3.3 Etudes Achevés (APS-APD) :

On a deux tronçons ou les études sont achevées :

- Le premier tronçon :
Allant de la place des martyrs à Chevally traversant Bab-eloued, d'unlinéaire de 8 kilomètres à traverse 8 stations.
- Le deuxième tronçon :
Cette extension d'une longueur de 14 kilomètres présente une bifurcation vers Chevalley - Delly Brahim - El Achour - Draria d'environ 8 Km et 8 stations et une autre vers Delly Brahim - Cheraga - Ouled Fayet d'environ 6 km et 6 stations.

I.3 Les puits de ventilation de l'extension LOT 01 :

Pour le LOT1, il est prévu d'implanter 10 puits de ventilation (du PV1 auPV10) dont leur fonction réside dans l'aération du tunnel de voie.

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, il injectent et extraient de l'air en quantité suffisante pour la combustion ce qui permet de limiter la propagation de l'incendie et d'évacuer les voyageurs tout en sécurité. Ce dernier est construit 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, maissi les situations environnantes ne le permettent pas, cet ouvrage est localisé dansl'endroit le plus approprié.

Le puis de ventilation est connecté au tunnel par un rameau. Il est important à signaler que la réalisation des tunnels reliant entre les stations consiste d'abord à réaliser des puits qu'on appelle puits de ventilation ou puits d'attaque. Ces puits d'attaque, une fois la réalisation des tunnels est terminée, ils servent pour la ventilation.

• L'extension Hai El Badr –El Harrach:

- PV1 entre la gare Bach Djerah 1 et la gare Bach Djerah 2.
- PV2 entre la gare de Bach Djerah 2 et gare d'El Harrach.
- PV3 entre gare d'El Harrach et la gare d'El Harrach centre
- PV6 entre la station d'Université Houari Boumediene et la stationRabia Tahar
- PV7 entre la station de Rabia Tahar et la station de Smail Yafsah.
- PV8 entre la station de Smail Yafsah et la station de centre desaffaires.
- PV9 entre la station de Centre des Affaires et la station de l'aéroport Houari Boumediene.
- PV10 a été mise en projet pour s'enfuir la machine de Tunnelier

Les stations et les puits de ventilation représente 75% du projet globale, le creusement du tunnel de 9 km représente 25% du projet et sera achevé en 26 mois seulement grâce à l'utilisation du tunnelier.

I.4 Présentation du puits de ventilation PV05 :

Le puits de ventilation pv5 fait partie d'une série de dix (10) puits du projet d'extensions du métro d'Alger lot 1 c'est un ouvrage qui comprend une gaine de ventilation, un local technique et des sorties de secours afin de limiter la propagation de l'incendie et d'évacuer les voyageurs en toute sécurité. Il est connecté au tunnel bouclier par le biais d'un rameau (tunnel transversal) de 43m de longueur

I.4.1 Localisation du puits de ventilation 05 :

Le Puits de Ventilation 5 est inséré dans le Projet de l'Extension E – El HarrachCentre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger du Métro d'Alger, et se situe entre la station Oued Smar et la station Université Houari Boumediene, au point Kilométrique PK4+331.00.

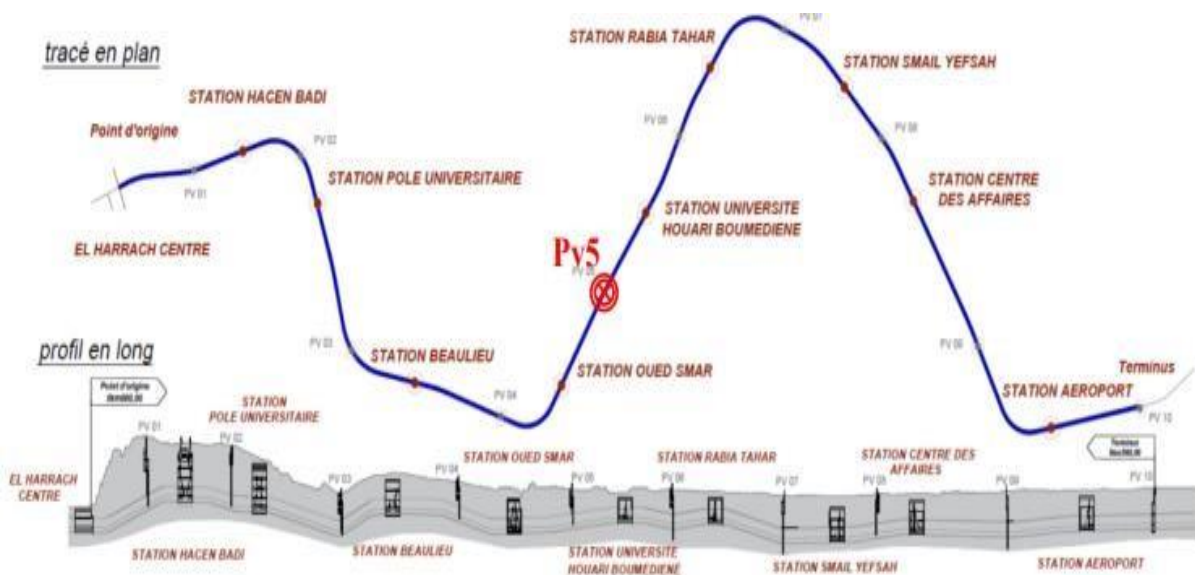


Figure I.5 : Localisation du PV 05 dans le tracé en plan de la ligne métro El Harrach -Bab Ezzouar - l'Aéroport



Figure I.6 : Localisation de PV5 dans photo Google earth

Le puits de ventilation PV5 se situe sur le terrain nu, à côté de la Route de Bab Ezzouar, le puits de ventilation n°5 est localisé à une distance de 18,7m depuis le pylône.

Il est composé de trois parties : local technique équipé du ventilateur et des locaux électriques au-dessus du sol, tunnel horizontal raccordé au côté du tunnel à bouclier et puits vertical circulaire reliant le local technique au tunnel horizontal

I.5 Contexte géologique, hydrogéologique et sismique du projet :

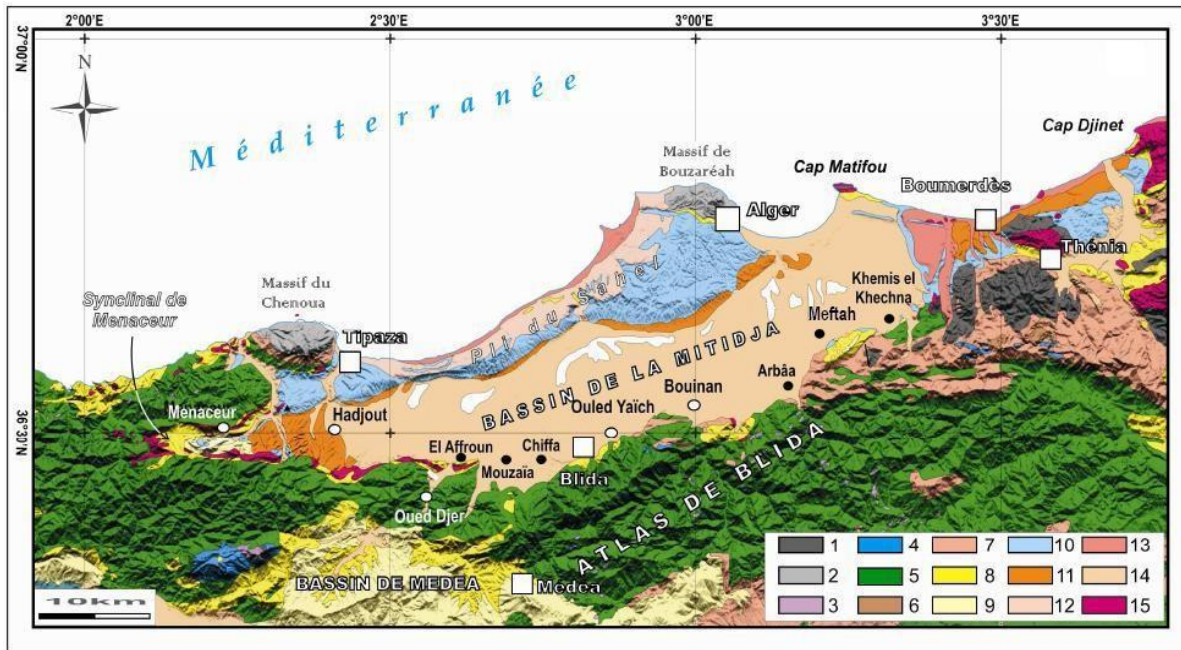
I.5.1 Généralités sur la géologie de la wilaya d'Alger :

I.5.1.1 Description lithologique de la plaine de Mitidja :

Dans son contexte régional le site d'étude se situe dans la localité de Bab- Ezzouar, localisée au Nord-est de la plaine de la Mitidja. Cette dernière est formée principalement par des matériaux grossiers : graviers galets et limons ouargiles en quantités variables. Cette formation recouvre la totalité du bassin oriental et diminue vers les bordures de l'Atlas et la baie d'Alger.

La distribution des terrains dans la plaine de la Mitidja est illustrée dans la colonne stratigraphique (La figure ci-dessus). [8]

[8] : Thèse Magister de Lamine Hamai, 2011, Etude gravimétrique de la Mitidja occidentale, Center for research in Astronomy and Astrophysics Geophysics



1. Terrains métamorphiques	6. Éocène	11. Villafranchien
2. Socle primaire	7. Oligocène	12. Calabrien
3. Trias	8. Miocène anti-nappes	13. Quaternaire marin
4. Jurassique	9. Miocène post-nappes	14. Quaternaire continental
5. Crétacé	10. Pliocène	15. Magmatisme indifférencié

Figure I.7 Carte morphogéologique du bassin de la Mitidja et ses environs

I.2

Seuls les terrains géologiques sont mentionnés, les failles majeures n'étant pas représentées.

I.5.1.2 Géologie locale du site d'étude et les zones limitrophes :

D'après la carte géologique d'ALGER au 1/50 000, la géologie régionale d'ALGER est constituée par un socle métamorphique qui correspond au massif d'Alger lequel est entouré de dépôts sédimentaires d'âge Plio-Quaternaire limités en leur partie méridionale par le bassin Mio-Plio Quaternaire de la Mitidja. Les principales formations affleurant la région d'ALGER sont les suivantes : (Aymé 1964).

- **Le socle métamorphique** : il est constitué de formations de nature pélitique et carbonatée qui ont subi un métamorphisme, il a été recoupé par des manifestations magmatiques.
- **Les lacunes stratigraphiques** : la région d'ALGER est marquée par les grandes

lacunes stratigraphiques du secondaire et de la base du tertiaire(éocène et oligocène).

- **Les formations Tertiaires** : ces formations recouvrent en discordance les faciès métamorphiques.
- **Les formations Quaternaires** : Cette série est appelée marnes et cailloutis du comblement de la Mitidja, ces dépôts englobent une multitude de faciès plus ou moins grossiers. Le Quaternaire est constitué dans la région d'ALGER par de nombreux termes lithologiques (Sable, grès dunaire, alluvions, éboulis, limons, argiles vaseuses, tourbes argileuses

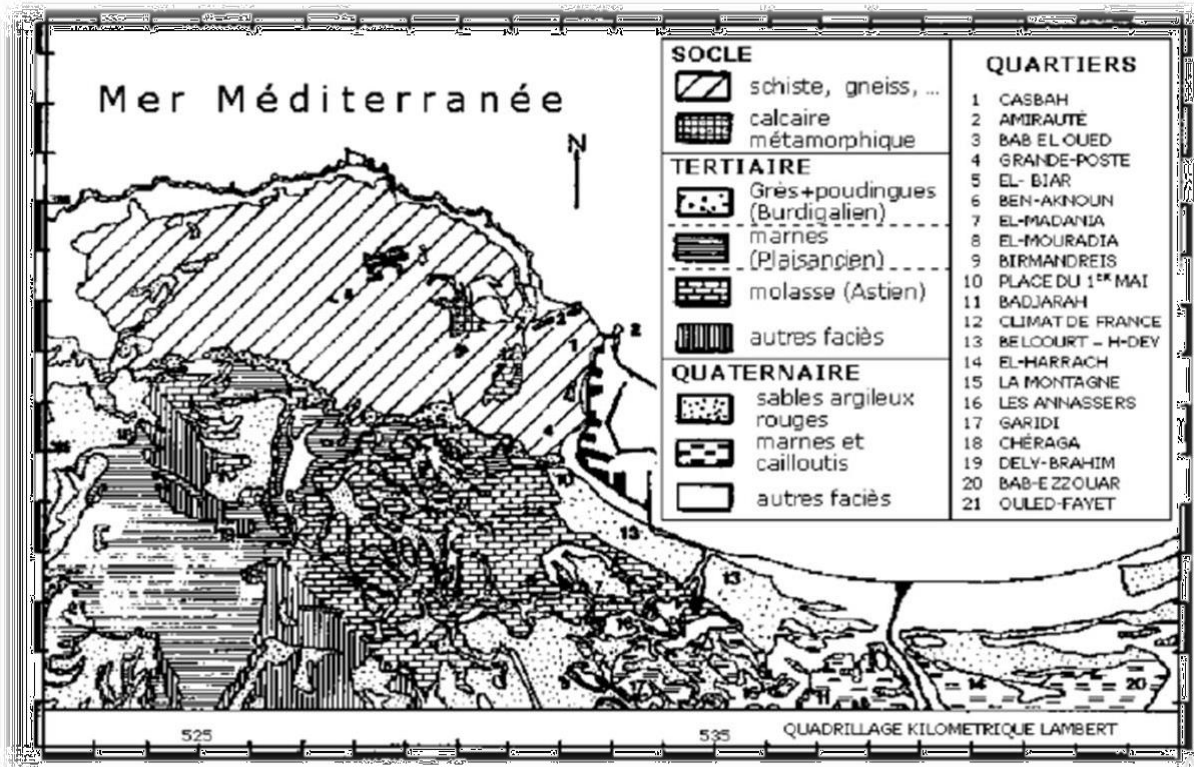


Figure I.8 : Carte géologique de la région d'Alger (Aymé, 1964)

I.5.1.3 Contexte climatique du projet :

La ville d'Alger bénéficie d'un climat tempéré chaud. En hiver, les pluies sont bien plus importantes à Alger qu'elles ne le sont pas en été. La température moyenne annuelle à Alger est de 17.7 °C. Les précipitations annuelles moyennessont de 707 mm

I.5.1.3.1 Température et pluviométrie moyenne :

➤ **La pluviométrie :**

Les pluies sont généralement irrégulières et parfois très violentes. Selon une moyenne établie sur la base des données de l’ONM2 (période 1986/1994), les régions littorales proches d’Alger reçoivent une pluviométrie annuelle d’environ 707 mm/an.

Au mois de Juillet, on note 3 mm de précipitation, ce qui en fait le mois le plus sec de l’année. Le mois de Décembre, avec une moyenne de 121 mm, affiche les précipitations les plus importantes.

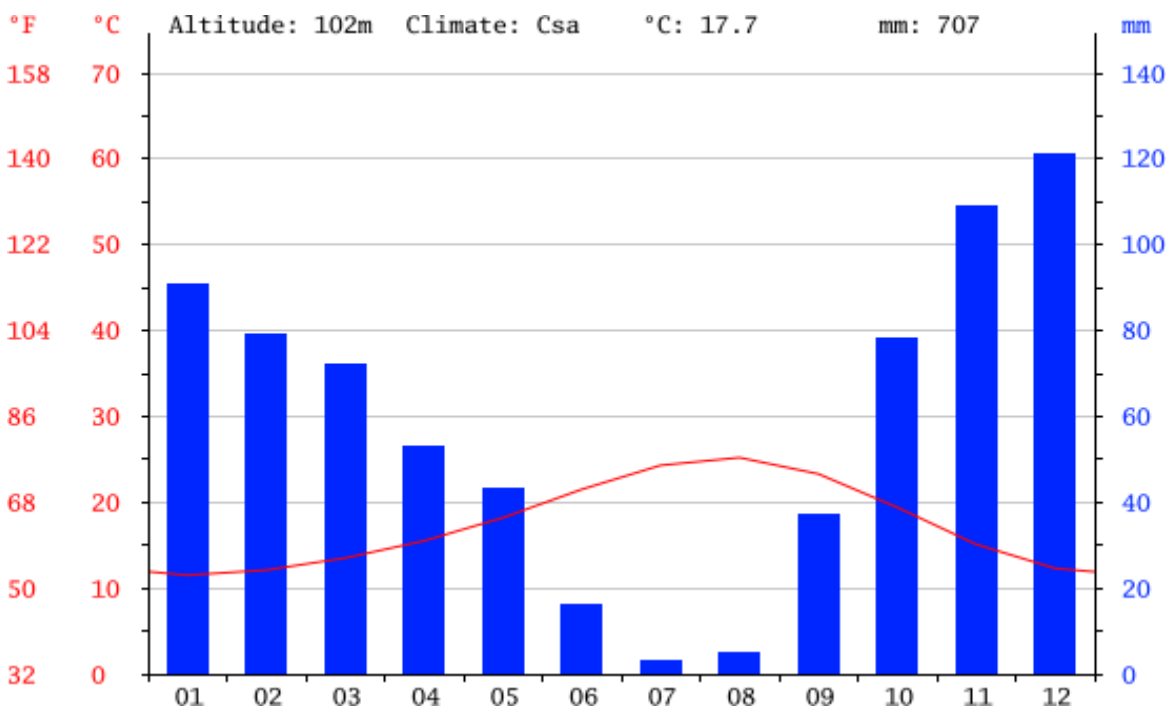


Figure 8 : Histogramme pluviométrie et courbe de variation de température de la I.3 Ville d’Alger⁹

➤ **Les températures :**

Alger bénéficie d’un climat méditerranéen et est connue par ses longs étés chauds et secs.

Les hivers sont doux et humides, la neige est rare mais il est possible de l’y voir et les pluies verglaçantes ne sont pas rares. Les pluies sont abondantes et peuvent être diluviennes.

L’Algérie est caractérisée par un climat chaud et aride, seule la façade

[⁹] <http://fr.climate-data.org/location/3684/>

méditerranéenne est caractérisée par un climat méditerranéen. Au Nord, sur les villes côtières, les températures hivernales varient entre 8 et 15°C. Les températures grimpent à 25°C au mois de mai pour atteindre une moyenne de 28°C à 30°C en juillet et août.

mois	jan.	fév.	mar.	avr.	mai	jui.	jui.	aoû.	sep.	oct.	nov.	déc.	année
Température minimale moyenne °C	7	8	9	9	12	15	17	19	14	11	6	7	11,5
Température maximale moyenne °C	16	17	18	20	23	26	27	29	26	23	16	16	17,2
Précipitations (mm)	112	84	74	41	46	15	1	5	41	79	130	137	764
Nombre de jours avec pluie	12	8	5	6	3	3	2	2	3,2	2	10	14	
Record de froid (°C)	-11	-8	-5	3,8	3,8	9,4	13,4	13,8	11,6	7,2	-4	-10	-9
Record de chaleur (°C)	24,4	30	28,8	37,2	41,2	41,6	41,1	47,2	44,4	37,7	31,1	29,1	47,2

Figure 9 : Relevé météorologique d'Alger¹⁰

I.5.1.4 Contexte hydrogéologique de la région du projet :

➤ Nappes de Mitidja :

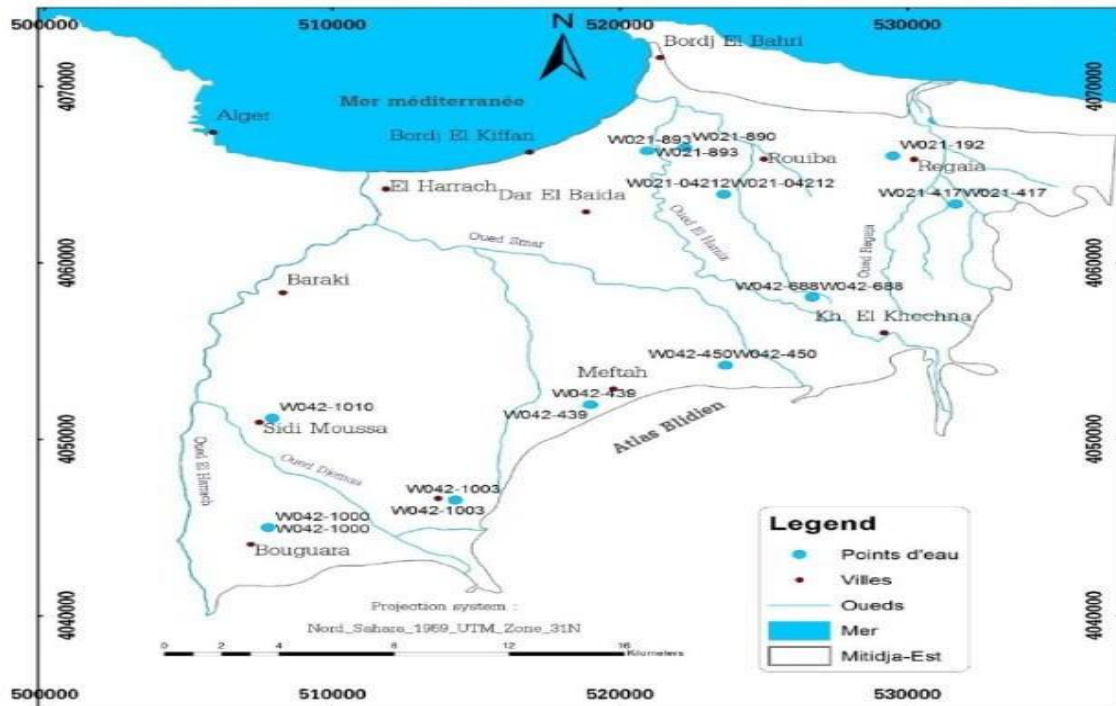
L’Algérie est située au contact du bassin méditerranéen et du Sahel, au Nord de l’Afrique, entre le Maroc et la Tunisie, avec lesquelles elle forme le Maghreb.

La Mitidja est une vaste plaine située au sud d'Alger, sa superficie est de 1 400 km², de forme allongée, elle s’étend d'Est en Ouest sur une centaine de kilomètres et dont la largeur varie de 5 à 20 km.

Bordée par deux reliefs élevés. Au nord, par les collines du Sahel algérois et au sud, par l’Atlas blidéen. D’ouest en Est, la plaine traverse les wilayas de Tipaza, de Blida, d’Alger et de Boumerdes.

Les ressources en eaux souterraines de cette nappe alimentées par les eaux de pluie mais également par l’infiltration des eaux des oueds traversant la plaine. La nappe de la Mitidja est soumise à un climat régional subhumide littoral caractérisant l’ensemble des plaines côtières. Au fur et à mesure que l’on s’éloigne du littoral, le climat devient de plus en plus continental et l’on enregistre une baisse sensible des températures.

[¹⁰] ADH.org, Météo France et Climate zone



I.4 Figure 10 : Répartition des points d'eau dans la plaine de la Mitidja-Est

➤ **Hydrologie de la région :**

La perturbation des précipitations sur la région d'Alger a engendré un régime hydrographique irrégulier. Durant l'été, les lits d'oued sont à sec, par contre, la période pluvieuse favorise un écoulement et un transport de sédiments.

Le réseau hydrographique de la région est constitué essentiellement de :

- Oued El Harrach
- Oued El Hamiz
- Oued Semmar
- Oued Reghaia
- Oued Mazafran

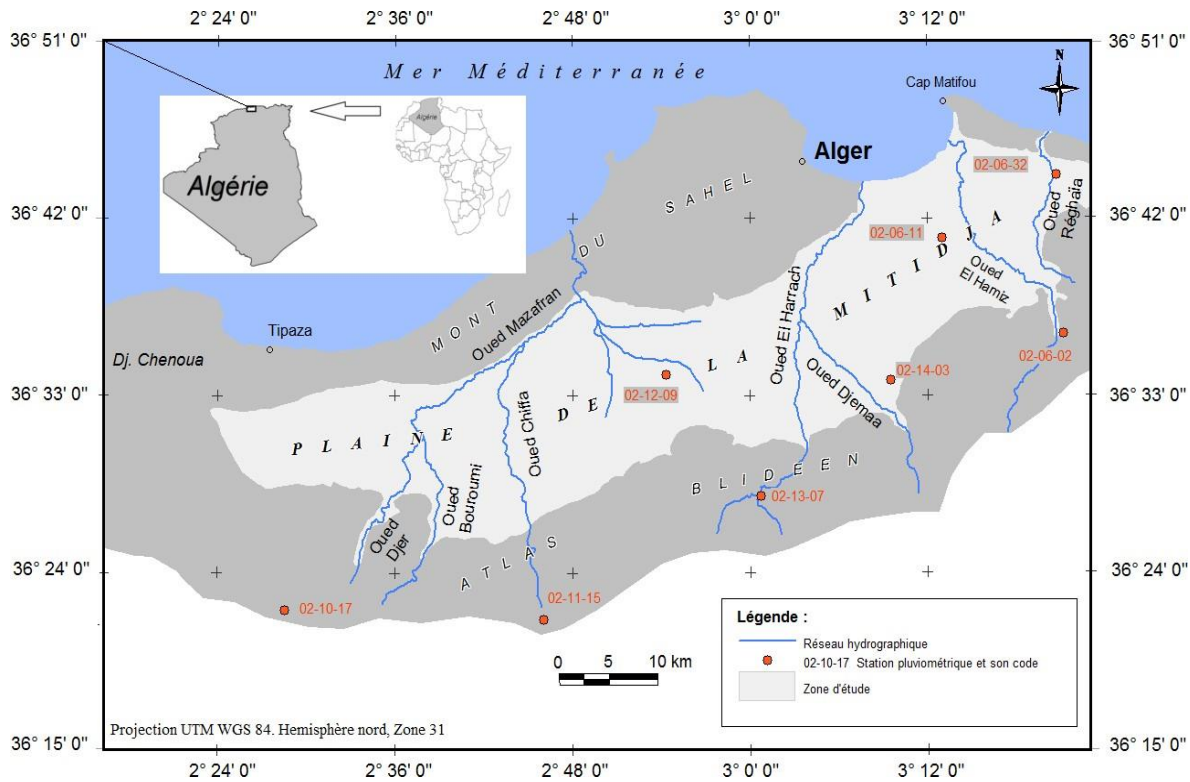


Figure 11 : Réseau hydrographique de la région d'étude ¹¹

➤ **Le régime hydrographique :**

Les oueds prennent leur source dans l'Atlas Tellien et les plus importants dans la zone d'Alger sont, d'ouest en est : l'oued Mazafran, l'oued Isser et l'oued Sébaou. Parmi les trois oueds, l'oued Isser se détache par une taille plus importante du bassin de drainage, par sa longueur et aussi par sa charge sédimentaire.

Le rapport publié par le MATE (2003) souligne le fait que ces cours d'eau ont un débit très irrégulier. Leurs embouchures sont souvent colmatées en été et elles ne se dégagent qu'en hiver avec les effets de chasse provoqués par les forts débits dus aux premières pluies.

D'après les mesures effectuées aux embouchures des oueds, il semble que l'oued Sébaou ait le débit le plus important. L'oued Isser et l'oued Mazafran se caractérisent par de valeurs similaires et plus faibles que l'oued Sébaou.

[¹¹] Drouiche, A., Nezzal, F. & Djema, M. (2019).

Variabilité interannuelle des précipitations dans la plaine de la Mitidja en Algérie du Nord / Interannual variability of precipitation in the Mitidja plain in Northern Algeria.

Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science.

➤ **Les inondations :**

Les crues exceptionnelles liées aux pluies d'automne torrentielles sont souvent brutales, et en quelques heures, on voit des débits énormes par rapport à la taille des cours d'eau. Ainsi la vallée d'El Harrach cumule les risques d'inondation, d'érosion et de pollution, et en particulier les communes situées à l'embouchure de l'oued.

Une étude sur les risques de crue de l'Oued El Harrach aurait recensé parmi les facteurs aggravants la topographie quasiment plate du terrain et sa faible perméabilité due à la présence d'une nappe peu profonde (nappe de la Mitidja) provoquant la saturation rapide du sol. Tout cela permet de confirmer l'exposition de la vallée d'El Harrach aux risques cumulés d'inondation, érosion et pollution, et en particulier les communes situées à l'embouchure de l'oued.

Et pour cela la région d'étude du PV05 présente des risques d'inondation et d'érosion.

I.5.1.5 Contexte sismique :

Alger est une zone sismique sensible, plusieurs failles sont détectées dans son territoire (Khair al Dine, Zemmouri, Sahel, Chenoua, Blida, Thenia). Ces failles aux potentiels sismiques différents sont susceptibles de générer des séismes.

Le dernier séisme important date du 3 février 1716 et coûta la vie à 20 000 personnes. En outre, plusieurs quartiers furent touchés par le séisme de Boumerdès en 2003 (faille Zemmouri). En effet, le nord de l'Algérie est une zone d'activité sismique (aussi bien terrestre que marine) élevée comme l'attestent les différents séismes survenus à la fin du 20ème siècle et en ce début de 21ème siècle. L'aléa sismique étant relativement important car lié à des magnitudes fortes à modérées, ainsi, le risque sismique dans cette région est donc avéré et potentiellement lourd de conséquences, en particulier pour les zones urbaines.

I.5.5.5.1 Sismicité de la région d'étude :

La région en étude, où est implantée le PV5 de cette extension, est classée en tant que Zone sismique III (Sismicité très élevée), et tous les ouvrages doivent être considérés comme ouvrages d'importance stratégique qui correspondent au groupe 1. Sur la base de ces informations, le coefficient d'accélération sismique est égal à $A=0,40 g$

Cette valeur de 0,4g sera considérée pour tous les calculs des structures internes. Pour les phases provisoires, selon l'indication de l'EMA, une valeur de 0,1g devra être considérée.

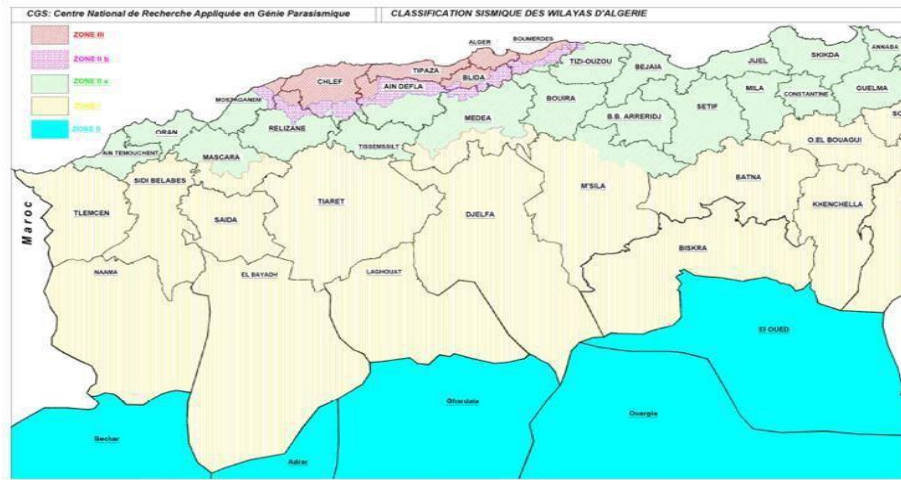


Figure 12. Carte des zones sismique de territoire national (RPA 99)

- Zone 0 :négligeable
- Zone I :faible
- Zone IIa: moyenne
- Zone IIb :élevée
- Zone III :très élevée

D'après le zoning sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS) en(1999), la zone d'étude est classée dans la zone III caractérisée par une sismicitétrès élevée.

Classification de l'ouvrage :

Pour la prise en compte du risque sismique, et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération de zone A, les tunnels sont classés en deux groupes :

Groupe 1 : Tunnels stratégiques

Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime règlementaire, soit :

- Les tunnels autoroutiers
- Les tunnels sur routes nationales
- Les tunnels ferroviaires et de métro.

Groupe 2 : Tunnels importants :

Dans ce groupe sont classes les tunnels qui se trouvent sur les chemins dewilaya, chemins communaux ou autres voies. A partir de cette classification, notre ouvrage fait partie du Groupe 1, ouvrages d'importance stratégique. Le coefficient d'accélération

est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le Tableau ci-dessous :

Groupe	Zone sismique				Classification des ouvrages Selon leur importance
	I	II a	II b	III	
1	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrage d'importance vitale
2	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
3	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants

Tableau : Coefficient d'accélération selon la classe de l'ouvrage et la zone de sismicité

I.5.1.6 Matériaux utilisés :

BÉTON :

- C20/25 X0 – Béton propreté.
- C25/30 XC2 – Béton armé pour les murettes-guides.
- C30/37 XC2 – Béton armé pour les pieux et pour les poutres de couronnement des pieux.

ACIER :

Armatures passives A500 NR (EN 1992-2010) ou équivalent

- Limite d'élasticité : $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- Module d'élasticité : $E_{ym} = 200\,000 \text{ N/mm}^2$

Acier de construction :

- Système de butonnage S355 (EN 1993-2010) ou équivalent.
- Acier de construction – S275 J2.

Longueur minimale de superposition :

- 75Φ (Tronçons de superposition intégrale des pieux).
- 50Φ (Restantes structures en béton armé).

L'enrobage des armatures sera de :

- 50 mm – Murettes-guides et poutres de couronnement des pieux.
- 70 mm – pieux.

Chapitre *II* :

« Présentation de la conception du puits de ventilation 05 »

II.1 Introduction :

La ventilation du tunnel a pour objectif, en situation normale d'exploitation, de maintenir la qualité de l'air au niveau requis. En cas d'incendie, elle a pour rôle de mettre les usagers à l'abri des fumées pour qu'ils puissent évacuer le tunnel et, dans un second temps, de permettre l'intervention des services de secours et de lutte contre l'incendie. La ventilation d'un tunnel constitue un système complexe, car il est dépendant du comportement aéraulique de l'ouvrage. Un tunnel est un tout, et tous ses éléments peuvent avoir une incidence sur les choix en matière de ventilation.

Dans ce chapitre, nous allons faire une description détaillée de la conception du corps principal de puits de ventilation N05 en se basant sur les données de la phase d'APD.

Ensuite, nous allons définir les techniques et les phases de réalisation de notre projet.

II.2 Plan de disposition : plan de situation :

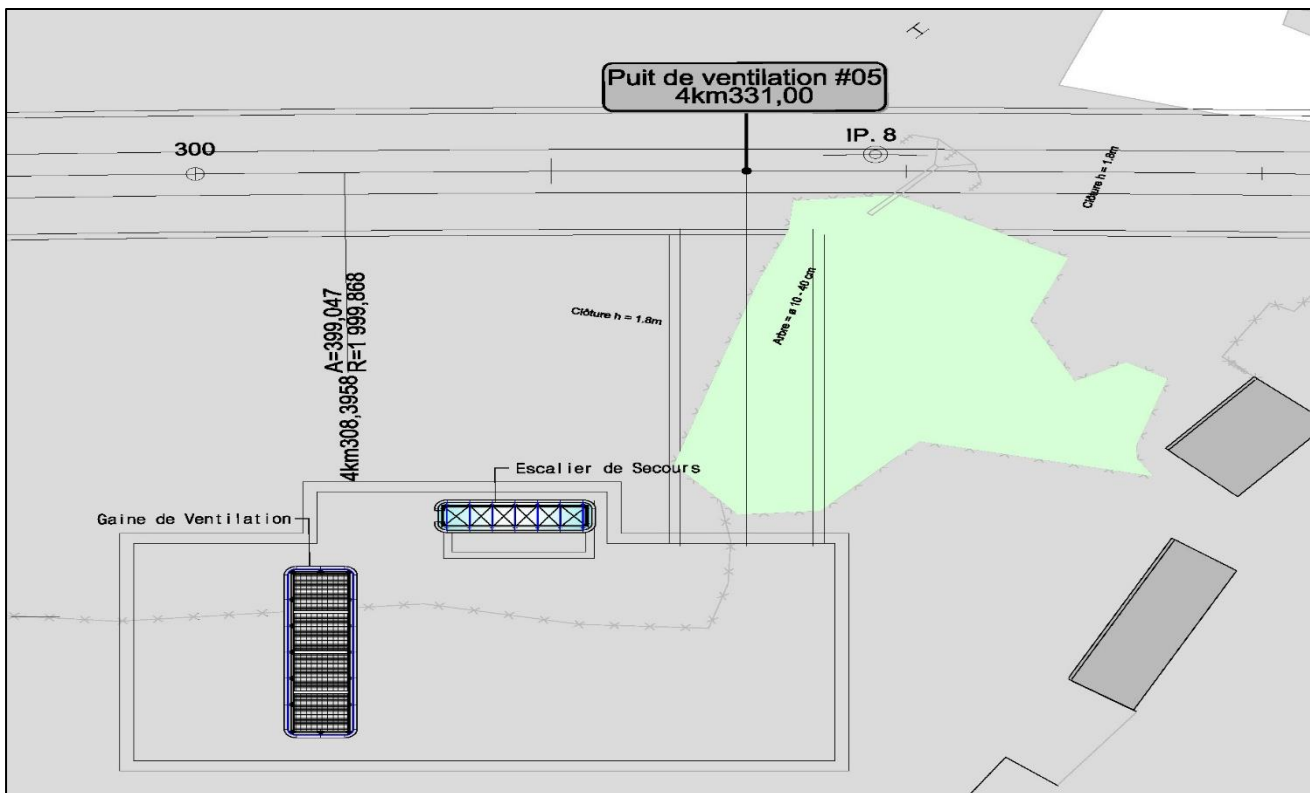


Figure II.1: vue en plan du niveau dalle de couverture R0 [1]

[1] Document DOHWA ,2015

II.3 Présentation de la conception du puits de ventilation numéro 05 :

Le Puits de Ventilation 5 est un ouvrage enterré qui permet la ventilation souterraine du tunnel de voie. Il est entièrement constitué d'éléments planaires en béton armé comme les radiers, la dalle intermédiaire, les dalles de couverture et les parois extérieures et intérieures.

Les dalles disposent des ouvertures destinées pour les zones d'escaliers et pour le passage des équipements de ventilation.

La transmission des charges verticales des éléments structurels du puits au terrain sous-jacent sera réalisée à travers des radiers.

À fin d'assurer une bonne exécution et concilier, en même temps, le respect pour les formes architecturales, le phasage constructif, mettre en évidence plusieurs actions du projet la solution jugée la plus économique a été des pièces laminaires en béton armé exécuté in-situ.

En effet, en général les solutions de l'APD seront respectées avec quelques ajustements. Les épaisseurs seront variables en fonction des efforts en jeu dans chaque élément structurel et, aussi, les exigences de rigidité.

Les plans des différents niveaux du puits de ventilation sont présentés dans l'annexe A (Figure 01 à la figure 03).

II.3.1 Caractéristiques du puits de ventilation :

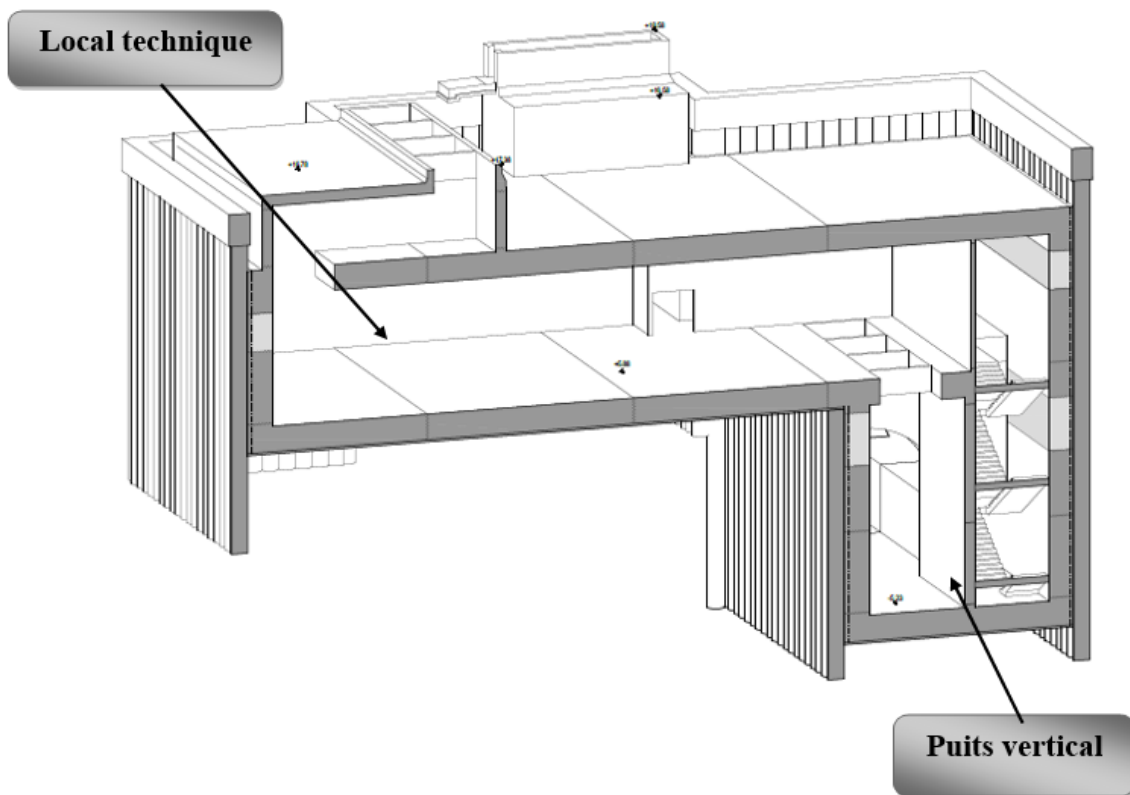


Figure II.2 : vue 3D puits du puits de ventilation 05

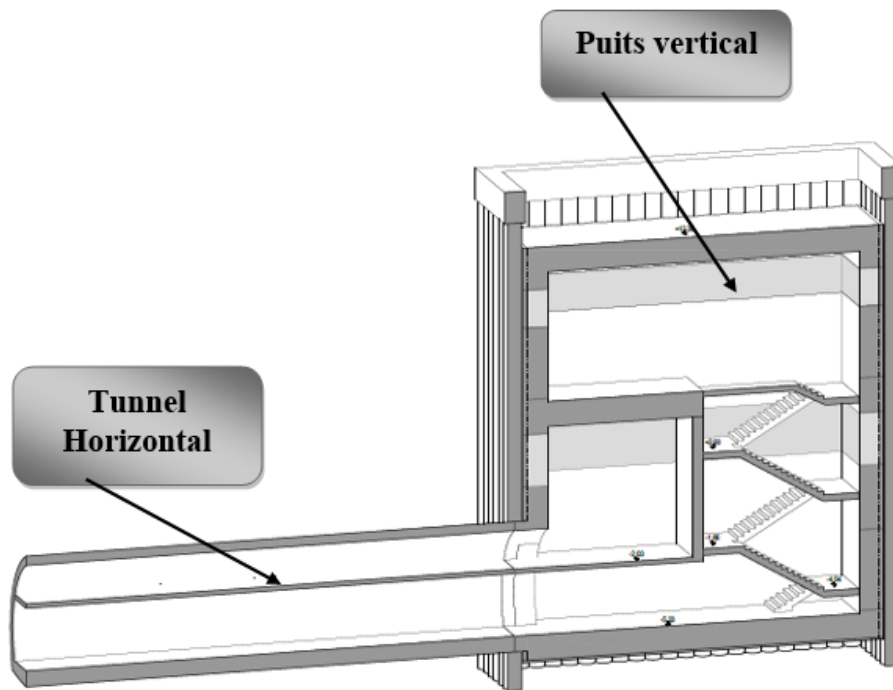


Figure II.3 : Vue 3D du profil transversal du puits vertical et du tunnel horizontal

Le puits de ventilation est constitué de trois parties :

➤ **Local technique (salle des machines) :**

Cette partie du puits de ventilation est située au niveau R-1, équipée des systèmes de ventilation et des locaux électriques, Escalier pour permettre l'accès aux tunnels elle a pour pouvoir évacuer les usagers à l'abri des fumées et, dans un second temps, de permettre l'intervention des services de secours et de lutte contre l'incendie. Le local technique aura d'une largeur de 15,0m, une longueur de 37,6m et une hauteur de 8.6m.

➤ **Tunnel horizontal raccordé au côté du tunnel de voie :**

Le tunnel horizontal dit rameau de connexion matérialisera la liaison entre le tunnel de voie et le puits de ventilation, construit à partir de la méthode NATM. Cette méthode adopte l'idée générale d'utiliser le terrain autour du tunnel comme une partie intégrant de la structure stabilisant de l'ouverture, en permettant ainsi la considération qu'une parcelle des charges libérées dans le processus d'excavation est supportée par le terrain, naturellement avec les déformations conséquentes.

Ce tunnel a une extension d'environ 42m serra creuser à l'abri d'une voûte-parapluie constitué par des enfilages en tube métallique, celles-ci exécutées à chaque 9,0 m dans le front final des tronçons d'excavation réalisés avec une section tronconique, laquelle permet l'exécution, en conditions idéals et à tout moment, de la voute-parapluie. la section d'excavation du rameau de connexion présentera un largueur minimal d'environ 9,0m et maximale d'environ 10,5m, ainsi qu'une hauteur d'excavation minimale d'environ 7,0m et maximale de 8,0m.

La figure suivante présente la définition géométrique du soutènement provisoire de la section.

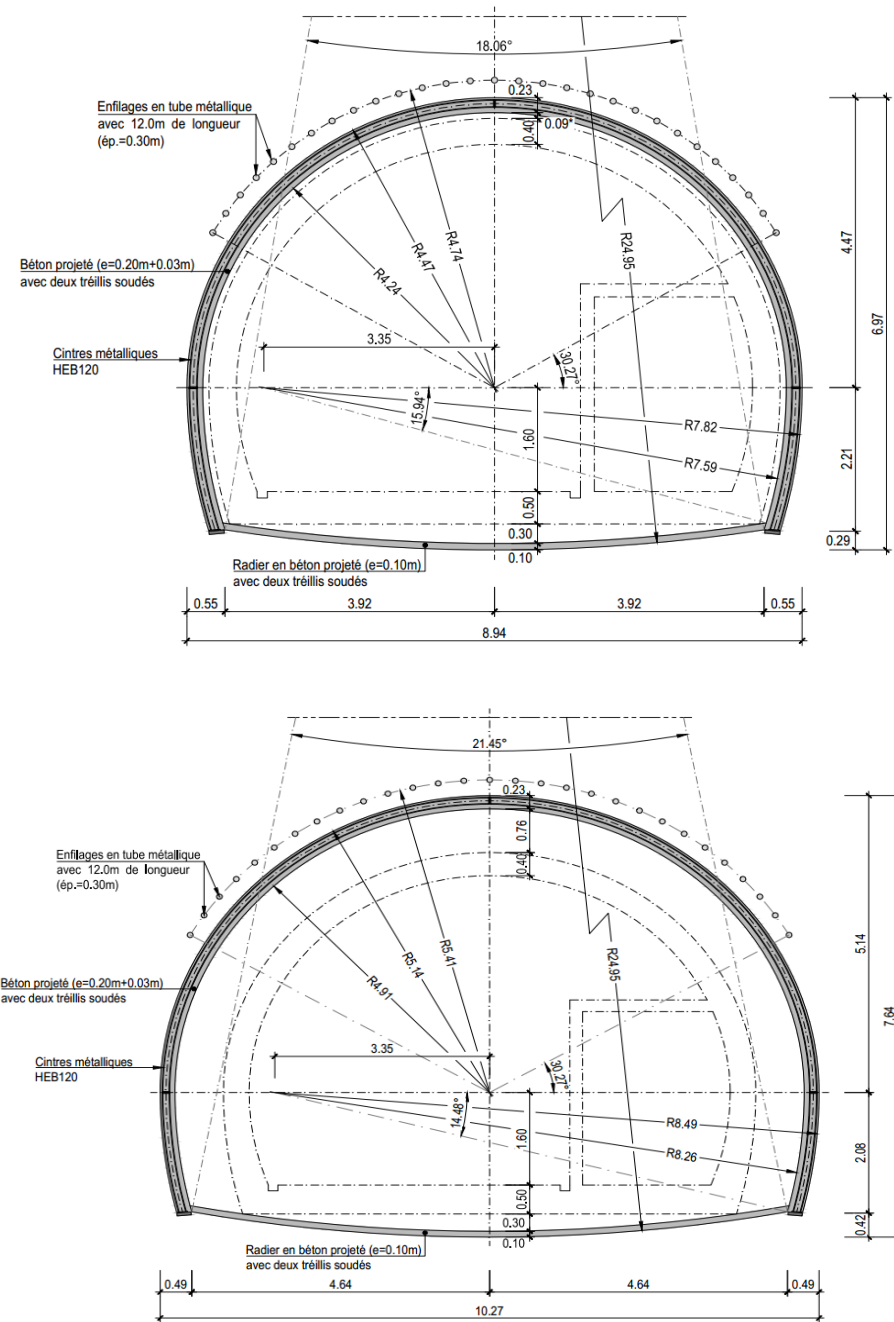


Figure II.4– Schéma transversal type du rameau de connexion

➤ **Puits vertical :**

Reliant le local technique au tunnel horizontal (Rameau de connexion), construit en forme rectangulaire, à une largeur identique au local technique, soit 15,0m et une longueur de 8,7m, sa longueur verticale est de 11.111m ; ce dernier est équipé par des escaliers permettent d'y accéder au rameau de connexion. Il est construit à partir de la méthode d'excavation à ciel ouvert.

II.3.2 Caractéristiques du puits de ventilation :²

Notre puits de ventilation se décompose de trois niveaux, chacun porte des tâches à servir en exploitation :

➤ **Niveau R0 :**

Qui servira comme une dalle de couverture pour notre puits, de longueur de 38.8m, d'une largeur de 19.3m et d'une épaisseur de 1.2m, elle contienne quatre gaines de ventilation et un puits d'introduction de matériel. Ce niveau dispose d'un accès au local technique

➤ **Niveau radier supérieur (Niveau R-1) :**

C'est le radier du local technique situé au niveau +5.88m d'épaisseur de 1.2m, contiens une ouverture destinée à une zone d'escaliers afin d'y accéder au niveau R-2 et à passage des équipements de ventilation. Ce radier sert à la transmission des charges verticales des éléments structurels du puits au terrain sous-jacent.

➤ **Niveau radier inférieur (niveauR-2) :**

Le radier du puits vertical (Niveau souterrain -5.23m), ayant des escaliers pour l'accès au niveau R-0. En dessous du radier, on trouve un puisard situé à l'extrémité gauche, il est destiné à récolter les eaux et ensuite les pomper vers la surface

[²] (Bureau d'étude DOHWA, février 2015)

II.4.2 Plan de déviation des routes pendant les travaux :

Lors de la préparation du plan d'aménagement du chemin de dérivation pendant les travaux, les éléments suivants devraient être pris en considération :

- Assurez-vous que la route de dérivation sur le trottoir est suffisamment large.
- Réduire la longueur du détournement et minimiser les incidences sur les routes environnantes.
- Installer des panneaux de travail et de déroutement pour éviter la confusion chez les automobilistes.

II.4.3 Plan de déplacement du matériel de construction.

Le plan d'acheminement des machines de construction doit être établi de façon à réduire au minimum la distance à partir de laquelle les machines sont entraînées. Il importe également d'assurer la sécurité des automobiles et des piétons, par l'interdiction de circulation des engins aux heures de pointe, l'affectation des personnels à l'entrée et à la sortie du chantier et l'installation des flèches clignotantes ou des dispositifs d'éclairage en cas de travaux nocturnes.

II.4.4 Installation des équipements de sécurité routière :

Dans le but de réduire les accidents routiers et les embouteillages pendant les travaux, les équipements suivants seront installés autour du chantier.

- Installer les clôtures de chantier et les éclairages pour assurer la visibilité des automobilistes dans la nuit
- Affecter les personnels à l'entrée et à la sortie du chantier pour gérer la circulation routière
- Poser les panneaux de description et de signalisation des travaux autour du chantier pour prévenir les accidents routiers.

II.5 Technique de réalisation :

Le choix de la méthode de construction dépend de plusieurs paramètres telle que les conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du terrain encaissant et de l'analyse de la profondeur d'implantation ainsi que les conditions de mise en œuvre. Plusieurs méthodes constructives sont employées pour les puits de ventilation du métro, nous citons excavation à tranchée couverte ou à tranchée ouverte, et en construction en puits et en souterrain.

Pour réaliser un bon système de ventilation on est obligé d'effectuer un bon choix de blindage et d'excavation.

Le choix a été fait pour le puits de ventilation 05 en se basant sur les connaissances géographiques du terrain :

- État actuel du site : absence de bâtiments aux environs de la zone d'excavation destinée à réaliser le puits.
- État des couches géologiques : sols argileux au-dessous de la surface.

II.5.1.Choix de la méthode d’excavation :

Les travaux de construction des ouvrages souterrains ont lieu après les divers sondages et autres opérations nécessaires à la décision de construire l’ouvrage. Puis, on prépare les environs immédiats à accueillir le chantier : déviations de la circulation, protection des bâtiments riverains, etc., le tout doit être accompli de la manière la plus efficace pour ne pas perturber inutilement la circulation en surface.

Et dans notre cas, le puits de ventilation sera implanté à une profondeur d’environ 23.81 m par conséquent, l’excavation à ciel ouvert est la plus avantageuse en termes d’aspect économique.

Lorsque l’on construit à ciel ouvert, deux possibilités se présentent : on peut soit envisager de construire l’ouvrage à l’aide de la méthode des tranchées ouvertes (tout l’ouvrage est à l’air libre jusqu’à l’édification de la superstructure), ou bien par la méthode des tranchées couvertes.

Dans notre cas l’entreprise de réalisation a opté à une excavation a tranchée ouverte, en effet cette méthode a été jugée comme optimale pour la réalisation de notre ouvrage et elle présente les avantages suivants :

- C’est une méthode facile à réaliser qui demande un matériel simple.
- Le coût de l’exécution est relativement faible.
- Facilité d’évacuation des déblais.
- Rapidité d’exécution.
- Adapté au terrain en place sur notre chantier.
- Sécurité pour les ouvriers après mise en place du soutènement

II.5.2. Choix de la Méthode de construction de la structure intérieure du puits de ventilation 05 :

La structure intérieure est soit construite par la méthode ascendante (Bottom up) ou la méthode descendante (top-down).

Qu’est-ce que la méthode de construction « ascendante » et « descendante »?

Certaines zones sont densément peuplées et d’autres sont nouvelles. On utilise habituellement la méthode ascendante lorsqu’il y a suffisamment d’espace pour détourner les obstacles de la zone de construction. Il s’agit d’un processus direct qui permet à l’entrepreneur de se concentrer sur une exécution à la fois. Parallèlement, la méthode descendante est utilisée lorsque la zone de construction est congestionnée et difficile à gérer l’état existant. La méthode « Top-Down » permet de poursuivre l’excavation dans des zones denses tout en permettant l’acquisition minimale de bâtiments, le contrôle de la circulation ou la démolition pendant la durée de la construction.

Dans notre cas y a suffisamment d’espace de travail, ainsi le bureau d’étude à prévu la méthode « Bottom-up » comme méthode de construction

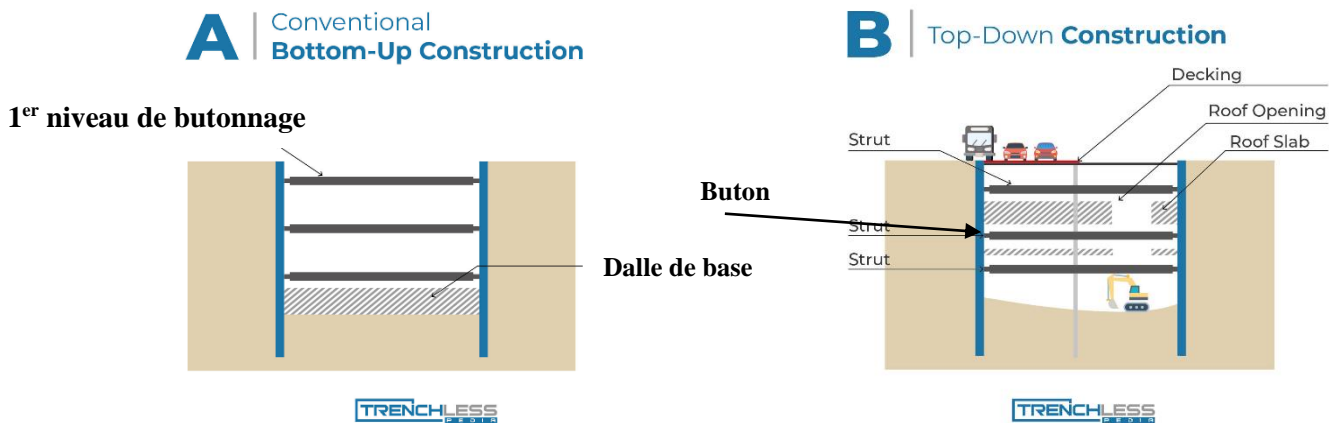


Figure II.6 : Schéma représentatif de la différence entre des deux méthodes constructives [5]

II.5.3. Choix du type de Blindage et soutènement de l'excavation :

Le choix du type de blindage est basé sur les principes suivants :

- 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'avancement de la profondeur 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.
- 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.
- Moindre coût associé possible

Tenant compte des principes précédemment annoncés, la profondeur des excavations nécessaires pour la construction du puits, les conditions hydrogéologiques estimées et les caractéristiques mécaniques des terrains à excaver.

[5] Aecom.com

La solution de blindage préconisé consiste à réaliser un rideau de pieux en béton armé de 80cm de diamètre écarté entre eux de 1,10 m et pour l'étanchéifier on a conçu une couche en béton projeté équipé avec des barbacanes en PVC de forme de cylindrique permettant l'évacuation de l'eau, puis ses eaux sont évacuées vers un puits de pompage, et cela au-dessus du niveau +7.55m. Au-dessous de ce niveau on a programmé un système d'imperméabilisation composé de colonnes de jet-grouting entre chaque deux pieux.

Le plan général de de la solution retenue du blindage est présenté dans l'ANNEXE A (figure 4)

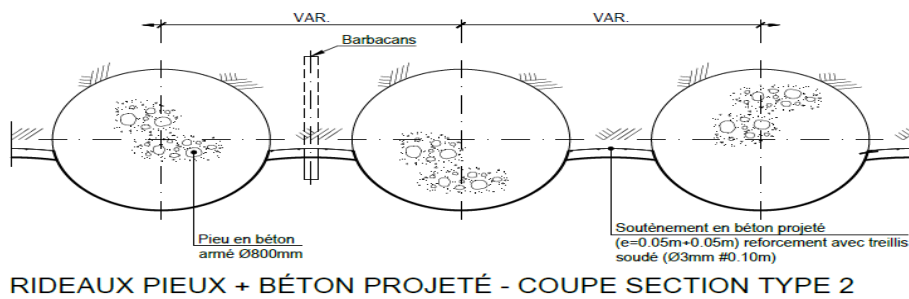


Figure II.7 : Schéma représentatif du système de drainage des pieux construits au-dessus du niveau +7.05.

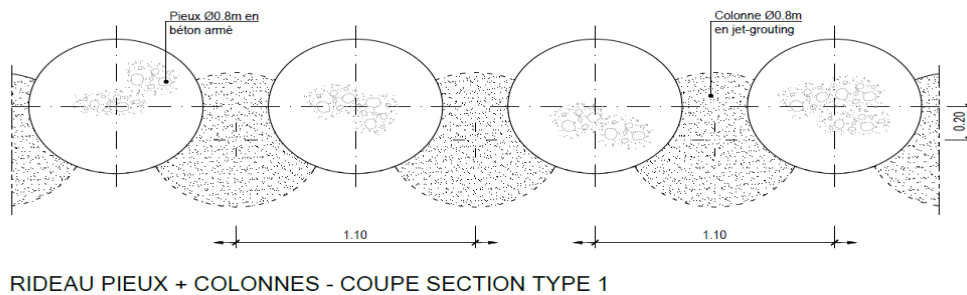


Figure II.8 : Schéma représentatif du système d'imperméabilisation des pieux construits au-dessous du niveau +7.05

II.5.4. Plan d'exécution du chantier :

La construction commence par l'installation des rideaux de soutènement de pieux en béton armé des colonnes de jet-grouting seront exécutées sécantes par rapport aux pieux et des boutons métallique. Après l'exécution des terrassements des fouilles en déblais, on entame les travaux du génie civil du puits de ventilation avec la réception du fond de fouilles.

Avant le début des activités, une plate-forme de travail horizontal et avec des bonnes

conditions de circulation a été réalisée pour soutenir tous les équipements à utiliser dans la réalisation des pieux. La plate-forme devra être maintenue en bonnes conditions au fur et à mesure des travaux pour éviter des accidents et pour garantir une bonne exécution des pieux. La séquence d'exécution prévue pour l'exécution des rideaux de soutènement est présentée Dans le tableau suivant :

Etape	Travaux
1	Execution des murettes-guide
2	Execution des colonnes de jet grouting
3	Execution des pieux en béton armé
4	Recépage de haut de pieux sur la longueur de recépage
5	Exécution de la poutre de couronnement
6	Début des travaux d'excavation

Tableau II.1 Plan d'exécution du chantier [6]

I.5.4.1 : Exécution des murettes guides : Le choix de la réalisation des murettes guide a pour but d'assurer l'alignement des pieux forés. Ces dernières sont en béton armé et longe tout le long de l'excavation. Les pieux seront donc implantés entre les murettes guide.

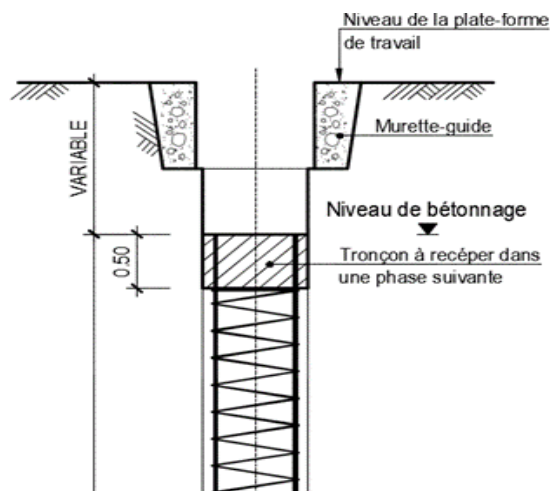


Figure II.9: Murette-guide section type [7]

[6] DOCUMENT DOHWA,2015

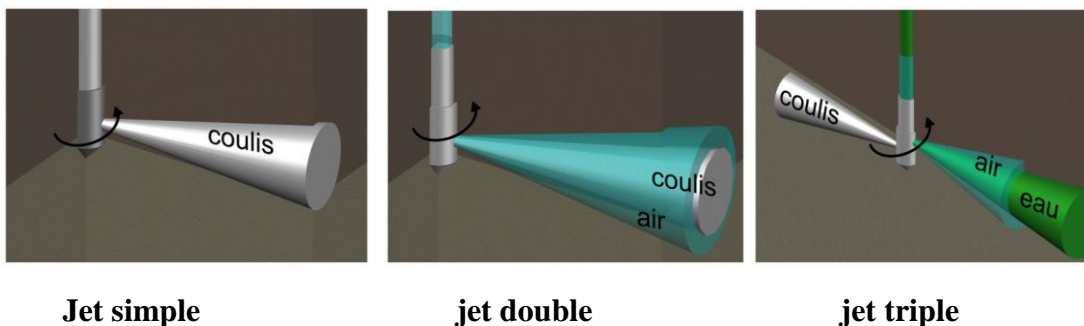
[7] DOCUMENT DOHWA,2015

II.5.4.2 : Exécution des colonnes en 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.



FigureII.10 : procédure du jet-grouting. [8]



Jet simple

jet double

jet triple

L'avantage qui contient le jet grouting (applicable dans des espaces limités, la bonne

[8] <https://www.slideshare.net/MECandPMV/jetgrouting-technology>

transmission des charge, applicable dans différents types de sol) nous a permet 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).

➤ **Solution retenue :**

Le bureau d'étude concepteur à prévu au début d'imperméabiliser le rideau de pieux à l'aide des colonnes de jet-grouting , puis l'entreprise de réalisation remarqué que le débit de l'eau pourra être contrôlé à l'aide d'un système de drainage perméable vertical comportant un soutènement de géotextile et du béton projeté ,équipé avec des barbacanes permettant de récupérer les eaux drainées et les diriger vers un puits de pompage créer au fond de l'excavation , et pompées jusqu'à la superficie .

II.5.4.3 : Exécution des pieux en béton armé :

En ce qui concerne l'implantation des pieux il se fera comme indiqué ci-dessous.

II.5.4.3.1 Types de parois de pieux :

Il existe deux types de parois de pieux :

- Parois de pieux sécants
- Parois de pieux disjoints, type parois parisiennes, lutétiennes ou berlinoises ou bien paroi mixte pieux/jet-grouting

Dans notre cas on à opté pour la solution des pieux disjoints

➤ **Parois de pieux disjoints**

Les parois de pieux disjoints se composent de pieux en béton armé et non armé. L'armature peut être conçue avec des cages d'armatures, des tubes ou des profilés (type U, I ou H).

Les parois de pieux disjoints sont souvent retenues par des tirants ou des butons associés à une lierne d'appui qui répartir la charge.

Ce lierne d'appui peut être réalisée en coulant une poutre en béton armé jusqu'au rideau de pieux ou en utilisant des profilés en acier. Pour une parfaite étanchéification à l'eau, des injections/jet grouting peuvent être réalisés le long du rideau de pieux.

Les rideaux de pieux disjoints se composent de pieux disposés de manière à laisser un espace entre eux. Pour les faibles espaces et des terrains cohésifs, la fouille est terrassée telle quelle. Pour des espaces plus importants, le sol entre les pieux peut être stabilisé pendant l'excavation soit en installant un blindage en bois devant les déblais (paroi berlinoise), soit en construisant une paroi en béton projeté armé. On parle alors de paroi parisienne ou lutécienne ces deux types de blindage sont conseillés dans des sols hors nappe.

Avantages :

- Peuvent supporter des charges importantes .
- Diamètres usuels variant de 450 à 1 800 mm .
- Limitent le tassement et la déformation du sol .
- Pas de vibrations .
- Possibilité de s'ancrer dans du rocher très dur.

II.5.4.3.2 Forage des pieux :

Les pieux forés prévus ont un diamètre de 800mm seront excavés à partir de la plateforme de travail jusqu'à la côte projet (profondeur).

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 technique des pieux forés est fréquemment utilisée pour de nombreuses applications dans le domaine des fondations et des soutènements pour la réalisation d'excavations profondes, ainsi que pour stabiliser et retenir des talus.

La paroi de pieux forés constitue une méthode éprouvée pour reprendre la poussée des sols ou des efforts liés à la présence de bâtiments adjacents. Ils sont souvent associés à d'autres techniques, telles que les tirants d'ancrage et les butons.

II.5.4.3.3 Procédé des pieux forés :

Il existe plusieurs procédés de forage dont on à présenter quelques uns d'entre eux :

➤ **Pieux forés tubés :**

C'est le procédé utilisé pour la réalisation de notre paroi en pieux



Figure II.11 : Procédé de pieux forés par tubage

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

- 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.
- Mise en place de la cage d'armature.

- Bétonnage.
- Récupération du tubage provisoire (éventuel).

➤ **Pieux forés simples :**

Le procédé des pieux forés consiste à extraire le sol au moyen d'un outil de forage, à mettre en place une cage d'armature, puis à bétonner l'excavation créée. Dans le cas d'un sol suffisamment cohérent et situé au-dessus des nappes phréatiques, le principe d'exécution peut se faire sans tubage. On parle alors de pieux forés simples.

➤ Et cela en suivant ces étapes :

- Mise en fiche, réglage, préforage.
- Mise en place de la virole.
- Forage à la tarière.
- Ancrage au carottier (selon terrains).
- Mise en place d'armatures partielles ou totales bétonnage à la colonne.
- Contrôle de l'arase béton.

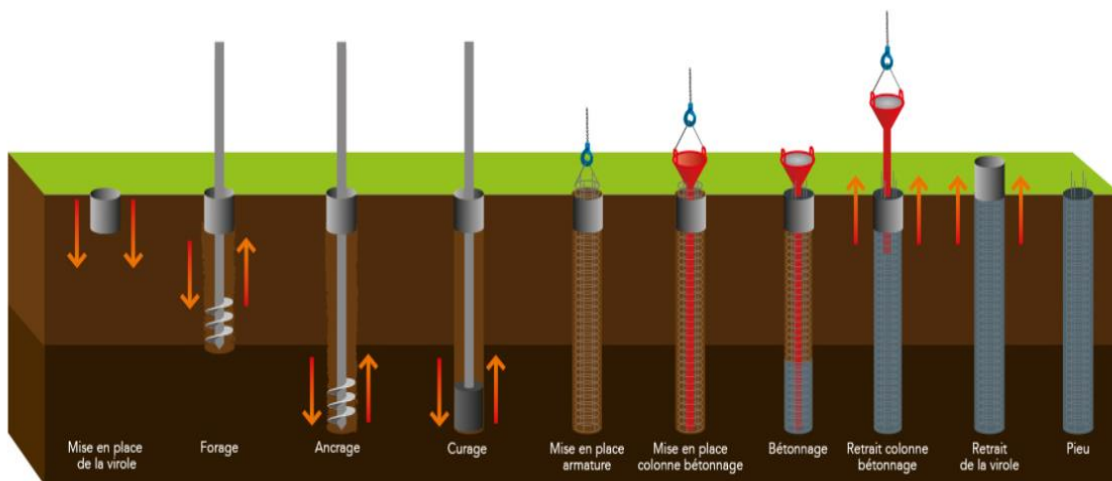


Figure II.12: Schéma d'exécution des pieux forés simples

➤ **Pieux forés à la boue :**

Pendant toute la durée du forage, les parois de l'excavation sont maintenues par une boue bentonitique qui est ensuite chassée naturellement par la remontée du béton injecté par un tube plongeur. Cette technique permet de réaliser des pieux de gros diamètre et d'une grande profondeur.

Et cela en suivant ces étapes :

Implantation des murettes guides (a) ou préforage et mise en place de la virole (b).

- Mise en œuvre de la boue.
- Forage sous charge de boue.
- Recyclage de la boue, mise en place des armatures partielles ou totales,
- Bétonnage au tube plongeur.
- Tube plongeur relevé par éléments, fin du bétonnage.
- Extraction de la virole (b), contrôle de l'arase béton.

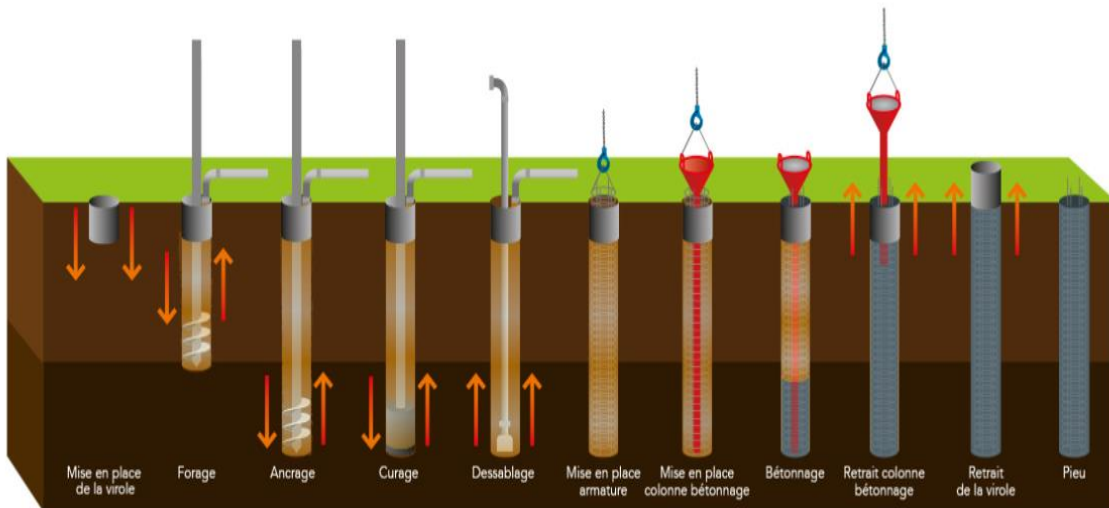


Figure II.13 : Schéma d'exécution des pieux forés à la boue

Dans notre projet les pieux ont été réalisés avec le

II.5.4.4. Recépage des pieux :

Le recépage est l'action de retirer le béton en tête du pieu. Il a pour but :

- De retirer le béton pollué (reste de bentonite et déchets).
- De retirer le béton légèrement fissuré.
- D'araser le pieu à la bonne altitude.
- De dégager la partie supérieure des armatures afin de liasonner le pieu à la poutre decouronnement.

II.5.4.5 L'exécution de la poutre de couronnement :

Les poutres de couronnement assurent le chainage des rideaux de pieux en tête de pieux, ainsi elle représente l'interface entre le rideau de pieux et le futur ouvrage (puits de ventilation) en termes de géométrie (Planimétrie et altimétrie) et de continuité structurale, elles peuvent être rectilignes, à facettes ou circulaires.



Figure II.13 : Mise en œuvre de la poutre intermédiaire

Les vues en plan des poutres de couronnements à exécuter pendant la phase d'excavation sont représentées dans l'ANNEXE A (figures 5, 6 et 7)

➤ Les étapes de réalisation :

- La mise en place d'un béton de propreté après le recépage de pieux
- La mise en place d'armature de la poutre de couronnement
- La mise en place du coffrage
- Bétonnage de la poutre.

II.5.4.6 Exécution du massif d'appui :



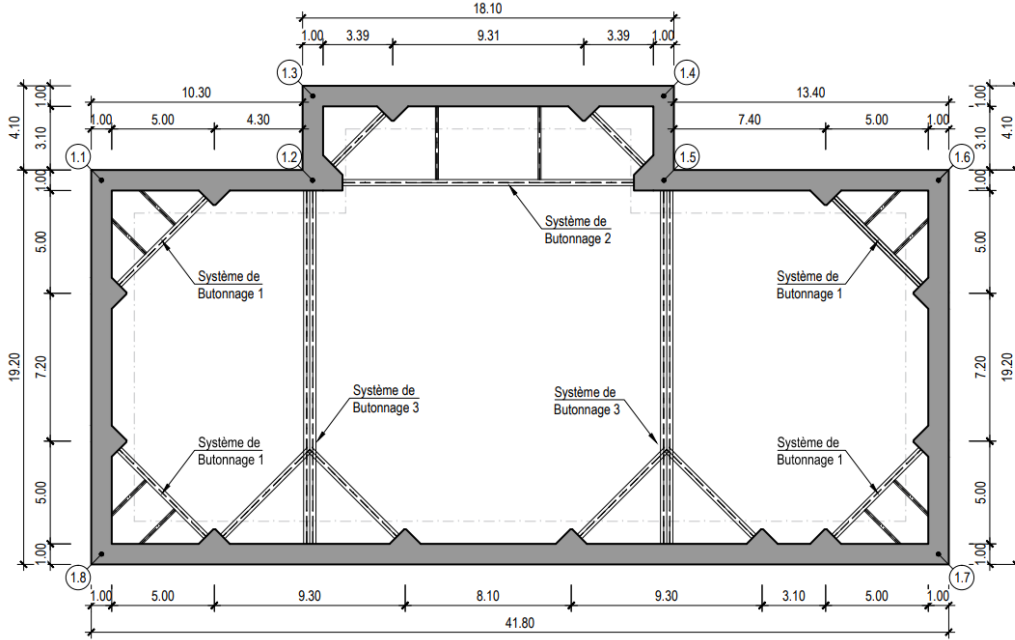
Figure II.14 : Ferrailage d'un massif d'appui

Les massifs d'appui servent d'appui pour le système de butonnage, ils sont ferrillés au même temps que la poutre de couronnement. Ces derniers vont être déduits une fois le système de butonnage démonté.

II.5.4.7 Exécution d'un système de butonnage :

Les buttons sont des Eléments d'étaieement en bois ou en métal, disposés à l'horizontal ou inclinés, généralement comprimés, utilisés en particulier dans les blindages de fouille et les soutènements provisoires permettant de conserver un écart fixe entre deux structures verticales ou supportant le poids d'une structure horizontale.

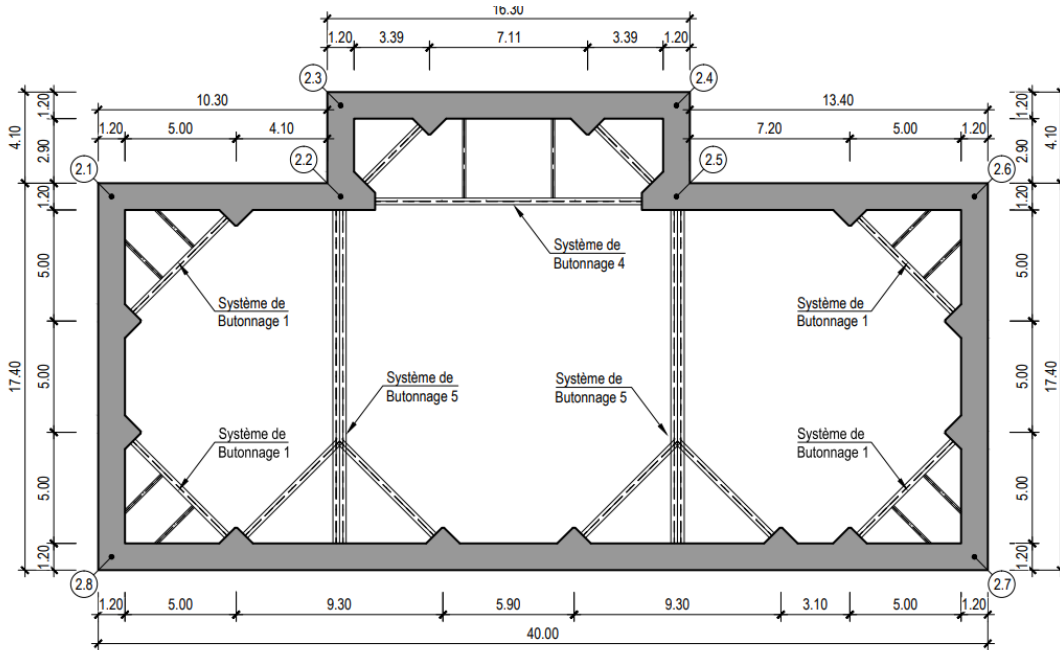
En ce qui concerne au système de butonnage du corps principal du puits de ventilation , on a considéré trois niveaux matérialisés par des profils métalliques HEB



PLAN DU SYSTÈME DE BUTONNAGE (COTE +15.25)

Ech. 1:200

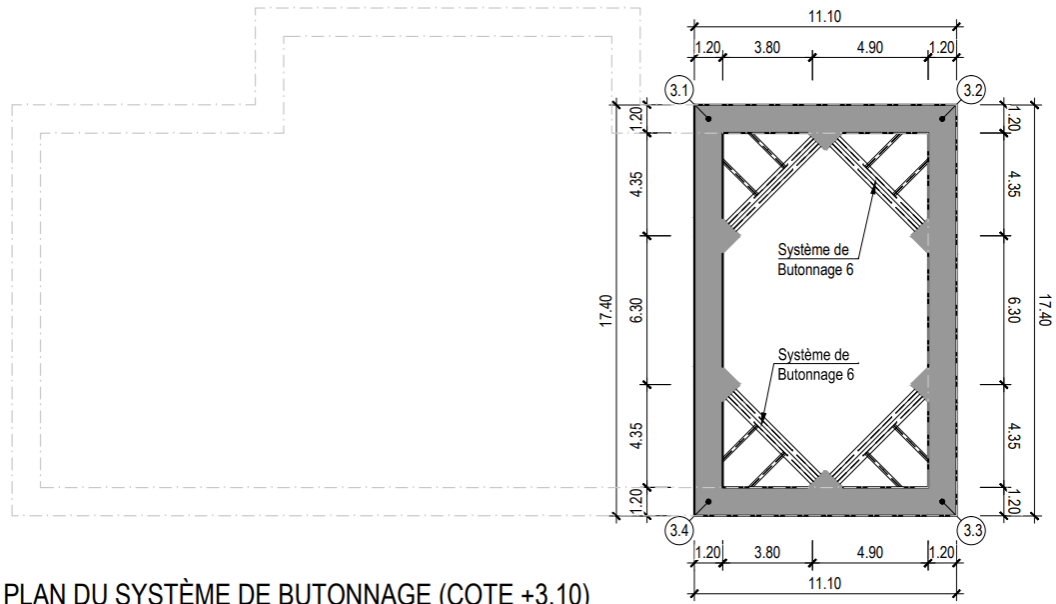
Figure II.15: Système de butonnage N°1 –Cote +15.25m (SB-1-2-3)



PLAN DU SYSTÈME DE BUTONNAGE (COTE +10.20)

Ech. 1:200

Figure II.16: : Système de butonnage N°2 –Cote +10.20m (SB-1-4-5)



PLAN DU SYSTÈME DE BUTONNAGE (COTE +3.10)

Éch. 1:200

Figure II.17 :Système de butonnage N°3 –Cote +3.10m (SB-6)

LISTE DES PROFILS MÉTALLIQUES (CLASSE DE RÉSISTENCE S275)							
I.D.	QT.	PROFIL	QT./Profil	L/piece (m)	Poids/piece	Poids/système (kg)	Poids
	(un)		(un)		(kg)		(kg)
SB1	8	HEB500	1	6.00	1122.00	1294.54	10356.352
		HEB140	2	2.56	86.27		
SB2	1	HEB500	1	14.18	2651.66	4229.41	4229.414
		HEB500	2	3.55	663.85		
		HEB140	2	3.71	125.03		
SB3	2	2HEB500	1	17.20	6432.80	8620.70	17241.400
		HEB500	2	5.85	1093.95		
SB4	1	HEB500	1	12.00	2244.00	3821.75	3821.754
		HEB500	2	3.55	663.85		
		HEB140	2	3.71	125.03		
SB5	2	2HEB500	1	15.00	5610.00	7797.90	15595.800
		HEB500	2	5.85	1093.95		
SB6	4	2HEB500	1	6.00	2244.00	2416.54	9666.176
		HEB140	2	2.56	86.27		
Poids Total (kg)							60910.896

Tableau II.18 : Liste des différents Systèmes de butonnage utilisés dans la réalisation ⁹

⁹ DOCUMENT DOHWA, 2015

II.6 Phases d'exécution de l'excavation et du soutènement du puits de ventilation :

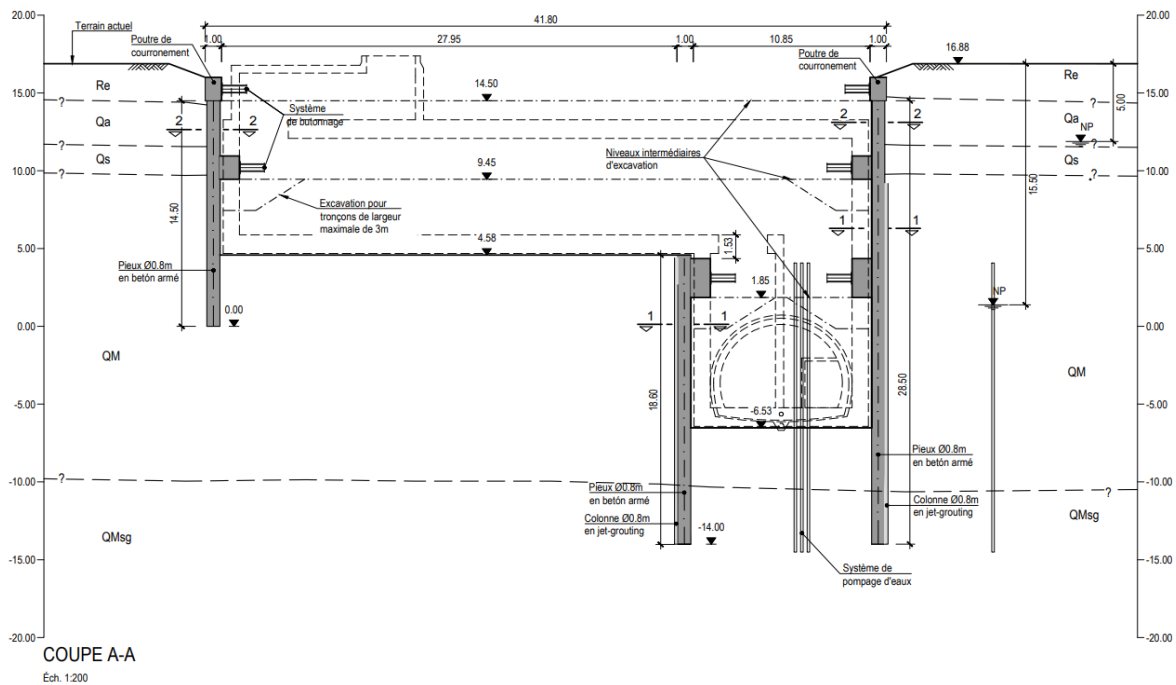


Figure II.19: Phasage de réalisation et d'excavation de mise en place des butons

- 1) Excavation jusqu'au niveau de la base de la poutre de couronnement (cote +14.50) et exécution de cette poutre (axe de la poutre à cote +15.25) ;
- 2) Installation des éléments métalliques pour matérialiser le premier niveau de butonnage (Système de butonnage à cote +15.25) ;
- 3) Excavation jusqu'au niveau de la base de la poutre associé au deuxième niveau de butonnage (cote +9.45) et exécution de cette poutre (axe de la poutre à cote +10.20) ;
- 4) Installation des éléments métalliques pour matérialiser le deuxième niveau de butonnage (Système de butonnage à cote +10.20) ;
- 5) Excavation jusqu'au niveau de la base de la poutre associé au troisième niveau de butonnage (cote +1.85) et exécution de cette poutre (axe de la poutre à cote +3.10) ;
- 6) Installation des éléments métalliques pour matérialiser le troisième niveau de butonnage (Système de butonnage à cote +3.10) ;
- 7) Excavation jusqu'au fond d'excavation à cote -6.53.

Chapitre III :

« *Investigation géotechnique* »

III.1 Introduction :

Une bonne connaissance du site de l'ouvrage est nécessaire, telle que les conditions géologiques, hydrologiques et géotechniques qui représentent des facteurs importants qui déterminent le degré de difficulté ainsi que la complexité de réalisation d'un ouvrage souterrain et influent sur la méthode de construction (creusement, soutènement). Les travaux de reconnaissances géologiques sont réalisés afin de connaître la nature et les caractéristiques stratigraphiques et structurales des terrains et de préciser la position des couches géologiques.

Il existe des essais au laboratoire et des essais in-situ pour la reconnaissance des sols, la reconnaissance sur site est rendue nécessaire lorsqu'il devient très difficile pour les ingénieurs d'extraire des échantillons de sol intacts, sans perturber leurs caractéristiques.

Dans ce chapitre, nous présentons une liste des travaux de prospection et des résultats des essais in situ et en laboratoire réalisés dans la zone d'implantation du puits de ventilation numéro 05.

III.2 Essais caractéristiques :

Tous les essais réalisés dans ce projet sont basés sur quatre sondages, un en phase APD et trois par la compagnie de prospection complémentaire. On distingue deux types de sondages opérés dans notre projet :

- **Un sondage carotté** : qui permet de remonter de façon peu ou non remaniée le sol tel qu'il est dans son état naturel afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place. Le découpage des terrains peut être fait par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif).

Le sondage carotté réalisé à l'aide d'une sondeuse permet de :

- Déterminer la lithologie des formations géologiques en place,
- Jauger le niveau de l'eau dans une colonne de sol (ou forage)
- Récupérer des échantillons intacts

Les caisses à carottes sont représentées dans l'ANNEXE B (Figure 02)

- **Un sondage pressiométrique** : destiné à l'essai pressiométrique, cet essai est réalisé dans un forage destructif préalable dont le diamètre est de 64 mm maximum, en intégrant une sonde gonflée à l'azote.

C'est un essai qui permet de déterminer :

- Le module de déformation E
- La pression limite Pl
- La pression de fluage

Le **Tableau 01 ANNEXE B** montre le résumé de tous les travaux de prospection et essais réalisés dans la zone du puits de ventilation 05

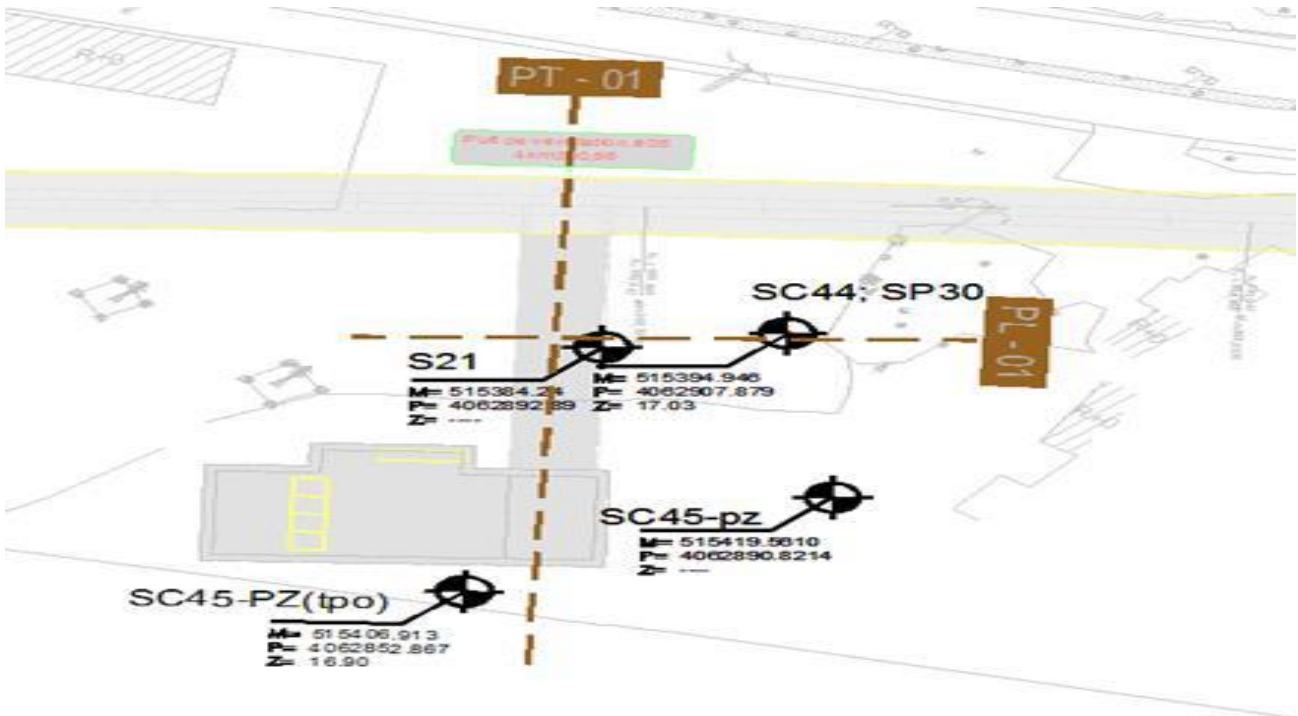


Figure III.1 : Plan d'implantation des sondages du puits de ventilation 05

On distingue deux types de sondages opérés dans notre projet :

Sondage carotté

Sondage pénétrométrique

Phase	Sondage	Coordonnés		Profondeur(m)
		M	P	
APD	S21	515384,24	4062892,89	35
Compagne de prospection Complémentaire	SC44-SP30	515394,95	4062907,88	34
	SC45	515119,56	4062890,82	34

Tableau III.1 : Localisation des sondages.

Les différents types d’essais effectués lors des investigations géotechniques du puits de ventilation 05 :

Essais mécaniques (In-situ)	Essais au laboratoire	
Essai pressiométrique Essai SPT Essai piézométrique	Détermination des caractéristiques mécaniques du sol	Essai d’identification physique et classification du sol
	Essai de cisaillement à la boîte UU Essai cisaillement à la boîte CD Essai triaxiale Essai œdométrique	Teneur en eau Degrés de saturation Analyse granulométrique Les limites d’Atterberg

III.2.1 Les essais in-situ :

III.2.1.1 Reconnaissance lithologique par sondages :

En référence aux campagnes géotechniques de l’APD et CPC, la géologie des sols de la région où le puits de ventilation 05 sera implantée s’agissent des dépôts quaternaires avec lithologies constituées par argiles limoneuse et marneuses des sables limono-argileux parfois plus au moins mêlés de cailloux avec présence de grés et conglomérat, superposés aux formations du pliocène supérieur et quaternaire ancien constitués, à l’échelle de l’ouvrage, par les marnes et argiles marneuses dites d’El Harrach.

Ainsi, nous avons fait une analyse judicieuse des données disponibles, ce qui nous a permis d’établir un zonage en profondeur des sols selon ces caractéristiques géotechniques, Ce zonage est résumé dans le Tableau suivant :

Localisation (PK)	Profondeur atteinte par les sondages (m)	Horizon géotechnique	Symboles utilisés dans les dessins	Profondeurs moyennes (m)
4+331,00	0,0 – 35,0	Remblais	R	0,0 – 2,5
		Argile limoneuse	QA	2,5 – 6,00
		Sables limoneux-argileux	Qs	6,00-7,50
		Argiles marneuses	QM	7,50 -21,50
		Sable limoneux – argileux avec présence de cailloux	QMsg	21,50-35,00

Tableau III.2 : Description lithologique des différentes unités du sol en fonction de la profondeur

Le profil lithologique (profil en long et profil transversal) du puits de ventilation numéro 05 est représenté dans l’annexe B (figure 3 et 4).

La reconnaissance des paramètres du terrain nécessite une investigation qui a porté sur l'exécution de divers essais que nous allons les citer par la suite.

III.2.1.2 Essai de pénétration au carottier (SPT) : ¹

III.2.1.2.1 Définition et principe de l'essai de pénétration dynamique :

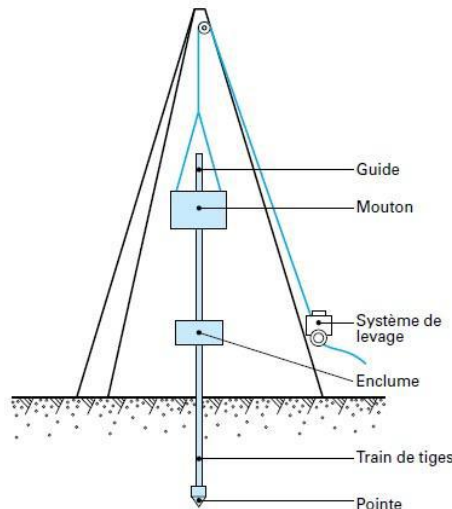


Figure III.2 : Schéma du principe du pénétromètre dynamique

L'essai de pénétration dynamique permet de simuler le battage d'un pieu et de déterminer la résistance dynamique que le terrain oppose à l'enfoncement de celui-ci. Il consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe de section connue. Le battage est assuré par une masse, appelée mouton, tombant d'une hauteur bien déterminée.

Pour une énergie de battage constante, fonction des caractéristiques de l'appareillage utilisé, on compte le nombre N de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné du train de tiges dans le terrain. Ce nombre purement empirique peut par la suite être transformé en une résistance dynamique en fonction du type du pénétromètre utilisé. :

Ainsi, l'essai de pénétration dynamique permet d'obtenir des renseignements relatifs :

- A la succession des différentes couches de terrain,
- A l'homogénéité globale d'une couche donnée (présence d'anomalies locales),
- Au repérage d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

L'essai de pénétration dynamique est un outil économique, facile à mettre en œuvre, ce qui permet la reconnaissance des sols sur un assez grand nombre de points, et ce en un minimum de temps.

Les essais SPT sont effectués à des intervalles de profondeur réguliers et compris entre 0.5 m au minimum et 1.5 m au maximum.

[¹] Les essais in-situ Mécanique des sols, Tome 01 : Réalisation et interprétation, Maurice CASSAN Editions Eyrolles Paris.

Les résultats des sondages de l’essai sont représentés sous forme des tableaux 02 de l’ANNEXE B).

Les valeurs de N_{spt} ont été corrigées pour compenser les pertes d’énergie au cours de l’essai, en utilisant les recommandations de la norme française NF EN ISO 22476-3. Selon cette norme, il y a 3 corrections à faire :

- La correction liée aux pertes d’énergie transmise aux tiges de battage, du fait du frottement et d’autres phénomènes parasites – (CE)
- La correction liée aux pertes d’énergie relatives à la longueur des tiges – (λ)
- La correction liée à l’effet de la contrainte verticale due au poids des terres (dans les sables) – (CN)

La correction (CE) est obtenue tenant en compte l’équation suivante : $CE = \frac{Er}{60}$

Où le Er est le rapport d’énergie de l’appareillage spécifique de l’essai. Nous avons choisi d’utiliser une valeur de $Er=55\%$.

La correction liée aux pertes d’énergie due à la longueur des tiges (λ) est appliquée uniquement jusqu’aux 10m de profondeur, pour profondeurs supérieures elle n’est pas appliquée ($\lambda=1$). Les valeurs à utiliser pour cette correction, suggérées par la norme mentionnée ci-dessus, sont présentées dans le Tableau 3.

Le facteur de correction à utiliser pour tenir en compte l’effet de la contrainte due au poids des terres

dans les sables (CN) peut être obtenu selon l’équation : $CN = \sqrt[2]{\frac{98}{\sigma'v}}$

Où $\sigma v'$ (kPa) est la contrainte verticale effective. Selon la norme NF EN ISO 22476-3, il n’est pas recommandé d’utiliser des facteurs correctifs de CN plus grands que 1,5.

Longueur des tiges sous l’enclume (m)	Facteur de correction (λ)
>10	1
6 à 10	0,95
4 à 6	0,85
3 à 4	0,75

Tableau III.3 : Facteurs de correction dans les sables en fonction de la longueur des tiges

Finalement, en considérant les facteurs correctifs antérieurs, les valeurs de $NSPT$ corrigées, désignées comme $N60$ et $(N1)60$, sont données par :

$$N60 = CE \cdot \lambda \cdot N_{spt} \text{ – pour les argiles}$$

$$(N1)60 = CE \cdot \lambda \cdot CN \cdot N_{spt} \text{ – pour les sables}$$

Interprétation des résultats de l’essai :

Selon la classification de Terzaghi et Peck (1967) (Voir tableau 3 ANNEXE B), la compacité de sol dans chaque unité est :

- **Sous unité** : la présence des refus dans un sondage indique que sa nature lithologique est composée de fragments rocheux (graviers, cailloux, galet, grés).

- **Unité de remblai** : Les valeurs de N_{spt} varient de 12 à 15 avec présence de refus ainsi, selon la classification de Terzaghi, la formation est moyennement dense, c'est des dépôts de sol sans cohésion de densité moyenne.
 - **Unité du quaternaire argileux QA** (argile limoneuse peu sableuse) : Les valeurs de N_{spt} varient entre 12 et 29 coups avec une tendance moyenne entre 17 et 29 coups et présence faible des refus, ce qui signifie selon la classification de Terzaghi que la formation lithologique est moyennement dense.
 - **Unité de quaternaire sableux QS** (sables limoneux-argileux) : Les valeurs de N_{spt} varient entre 19 et 37 coups, avec absence de refus. Selon la classification de Terzaghi cette formation est moyennement dense à dense.
 - **Unité de Marne et Argile marneuse QM** : Les valeurs de N_{spt} varient entre 8 et 47 coups avec une tendance moyenne de 30 à 51 coups avec absence de refus. D'après Terzaghi la formation est dense à très dense, cela est confirmé par la compacité de la marne.
- Unité de Sable limoneux – argileux avec présence de cailloux QMsg** : Les valeurs de N_{spt} varient entre 13 à 40 coups avec une tendance moyenne de 13 à 24 coups avec une présence forte et remarquable des refus. D'après Terzaghi la formation est moyennement dense,

III.2.1.3 Essai Pressiométrique :



Figure III.3 : : Ensemble pressiométrique Menard

L'essai pressiométrique consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression p appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde. Le pressiomètre est largement utilisé pour le calcul des pressions de rupture des fondations profondes ainsi que pour la détermination des tassements et autres.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques 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.

Trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

- Le module pressiométrique E_m qui définit le comportement pseudo-élastique du sol,
- La pression limite P_l qui caractérise la résistance de rupture du sol,

- La pression de fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

III.2.1.3.1 Principe de l'essai pressiométrique Menard :²

Le pressiomètre est constitué de trois éléments principaux :

1) Un contrôleur pression-volume (C.P.V) :

C'est le dispositif qui permet de dilater la sonde et de mesurer les pressions et les volumes d'eau injectés. Il est placé à la surface du sol auprès du forage pressiométrique et se compose d'un boîtier, posé sur un trépied. Il comprend une réserve de gaz sous pression (air ou azote) qui, après détente par un mano-détendeur, pousse sur une colonne d'eau vers la cellule de mesure par l'intermédiaire des tubulures de liaison.

La mesure de la pression est effectuée à l'aide d'un manomètre. La mesure du volume est obtenue par la lecture de l'abaissement du niveau de la colonne d'eau devant un indicateur gradué au centimètre cube près, appelé volumètre.

2) Une sonde pressiométrique

La sonde se compose de trois cellules indépendantes : une cellule centrale et deux cellules de garde. La cellule centrale, dite cellule de mesure, qui contient de l'eau et dont la mise en pression en cours d'essai provoque la variation de volume. Les cellules de garde, qui contiennent du gaz et qui encadrent la cellule de mesure, la mise en pression des cellules de garde en cours d'essai est réalisée simultanément à celle de la cellule de mesure, de manière à maintenir la forme globalement cylindrique de la sonde, ainsi, la déformation de la cellule de mesure est uniquement radiale et l'essai pressiométrique est un essai de déformation plane.

3) Une tubulure de liaison

Les tubulures de connexion permettent le passage des fluides (gaz et eau)

Les tubes flexibles assurant les connexions entre le contrôleur pression-volume et la sonde, pour le passage du liquide jusqu'à la cellule de mesure et du gaz jusqu'aux cellules de garde.

² Cour de l'MDS essais in-situ 4eme Année, ENSTP

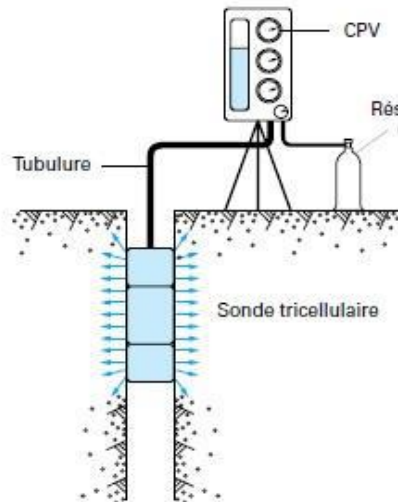


Figure III.4: Principe du pressiomètre

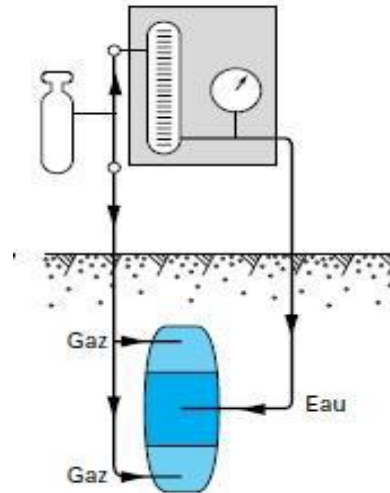


Figure III.5: schéma de sonde pressiométrique

Les graphiques montrés dans l’annexe B (Figure 5 jusqu’à 8) présente le résumé des résultats des essais Pressiométriques développés par le sondage S21 SP30 et leur correspondance avec l’unité géotechnique.

Interprétation des résultats :

A partir de l’analyse des graphiques des sondages pressiométriques SP21 et SP30 présentés dans l’ANNEXE B (figures 5,6,7 et 8),on peut distinguer quatre unités qu’on peut interpréter grâce à la classification (DTU 13.12) (Tableau 05) et la classification de Menard (Tableau 06) ANNEXE B :

➤ **Unité de QA allant de 2.5m à 6m de profondeur :**

Les valeurs du PI varient entre 0,29 et 1.59 MPa. Selon la classification DTU 13.12, cette argile est molle à ferme. On à une valeur du rapport E_m/PI égale à 43 D’Après la classification de Menard, le sol est sur- consolidé

A un moment antérieur de son histoire notre couche de sol a subi une contrainte supérieure au poids des terres actuels, probablement ce sol a subi une érosion ou une excavation ou un changement du niveau de la nappe. Toute surcharge supplémentaire provoquera un tassement selon deux cas :

Poids de la surcharge < poids érosion : tassement faible

Poids de la surcharge > poids de l’érosion : tassement faible +tassement fort

➤ **Unité de QS allant de 6 m à 7.5 m :**

Les courbes montrent un accroissement progressif de la pression limite et du module pressiométrique en fonction de la profondeur. Les valeurs du PI varient de 0.55 à 1.59 MPa. D’après la classification DTU 13.12, il s’agit d’un sable moyennement compact. Pour les valeurs du rapport E_m/PI varient entre 15 et 20 MPa, et selon la classification Menard, le sol est sur-consolidé.

A un moment antérieur de son histoire notre couche de sol a subi une contrainte supérieure au poids des terres actuels, probablement ce sol a subi une érosion ou une excavation ou un changement du niveau de la nappe. Toute surcharge supplémentaire provoquera un tassement selon deux cas :

Poids de la surcharge < poids érosion : tassement faible

Poids de la surcharge > poids de l’érosion : tassement faible +tassement fort

➤ **Unité de QM allant de 7.5m à 21.5 m :**

Les valeurs du Pl varient de 0.921 à 5.21 MPA avec une tendance des valeurs supérieures à 2.5. D'après la classification DTU 13.12, il s'agit d'une marne compacte. Pour les valeurs du rapport Em/Pl, elles varient de 11 à 13 Mpa et selon la classification Menard, le sol est normalement consolidé.

La couche de sol n'a pas de changement lithologique

Elle a subi sa consolidation uniquement sous son poids propre actuel

➤ **Unité de QMsg allant de 21.5m vers 35m de profondeur :**

Les valeurs du Pl varient de 2.80 à 5.22 MPA. D'après la classification DTU 13.12, il s'agit d'un sable compact. Pour les valeurs du rapport Em/Pl, elles varient de 12 à 28 Mpa et selon la classification Menard, le sol est surconsolidé.

III.2.1.4 Essai piézométrique :

Dans notre projet on a utilisé deux types de piézomètres :

Piézomètre à tube ouvert : mesure la charge hydraulique au sein d'un tube descendu au sein d'une formation aquifère dont la perméabilité k est estimée supérieure à 1.10^{-7} m/s. Il comprend à la base un filtre pourvu d'une crépine prolongée jusqu'à la surface du sol par un tube.

Le piézomètre à corde vibrante : Il se compose d'un fil étiré magnétique à haute résistance à la traction, dont une extrémité est ancrée et l'autre est fixée à un diaphragme qui dévie dans une certaine proportion à la pression appliquée. Tout changement de pression fait dévier le diaphragme proportionnellement et cela affecte à son tour la tension dans le fil étiré. Ainsi, tout changement de pression interstitielle affecte directement la tension du fil.

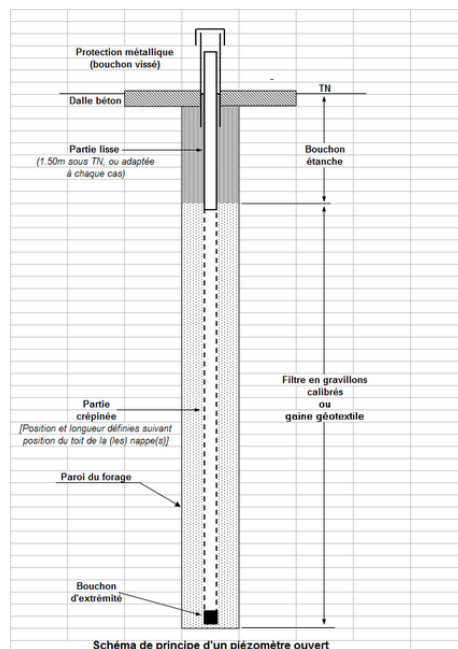


Figure III.6 : Schéma du principe du piézomètre à tube ouvert

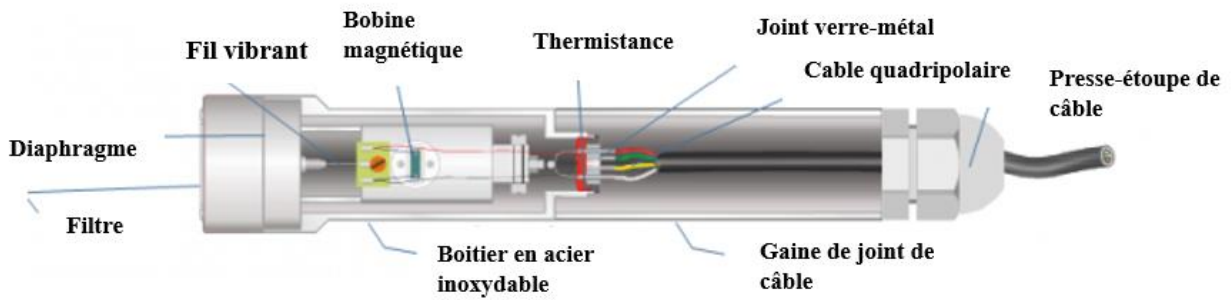


Figure III.7 : Schéma du principe du piézomètre à corde vibrante

En la version 1, de las Hypothèses Géotechniques, des décembre 2015, pour le les calculs de dimensionnement du blindage, nous avons considéré l’information de l’APD qu’indique la présence d’une poche d’eau aux 5,0 m de profondeur.

Plus tard la campagne de prospection complémentaire, a installé dans la PV5, un piézomètre à tube ouvert (SC45TPO) et un piézomètre à corde vibrante (SC45_PZ), voir le tableau ci-dessous :

Phase	Piézomètres		Coordonnés			Prof. Installation	Unité
	N°	Type	M	P	Z		
Campagne de Prospection complémentaire	SC45- PZ TPO	Tube Ouvert	515.406.913	4.062.852.867	16.900	(4-17) percée	QA/QS/QM
	SC45PZ 1	Corde Vibrante	515418.012	4062863.839	16.907	33	QM _{msg}
	SC45PZ 2	Corde Vibrante	515419.154	4062862.660	16.903	20	QM
	SC45PZ 3	Corde Vibrante	515420.215	4062861.590	17.004	11	QM

Tableau III.4 : Localisation des différents piézomètres selon les sondages effectués

Quatre forages d’investigation dont trois sont équipés par un piézomètre à corde vibrante (SC45 PZ) et un équipé par un piézomètre à tube ouvert (SC45_PZ (Tpo)).

Les premiers seront placés à la fin du forage lors du retrait du tubage provisoire. Il est prévu l’installation de trois capteurs de pression dans chaque sondage piézométrique. Le capteur de pression est constitué d’un diaphragme élastique auquel est accrochée sous vide une corde tendu en acier. Le diaphragme se déforme sous l’effet de la pression de l’eau modifiant ainsi la tension de la corde. La fréquence de vibration de la corde, excite par un électroaimant, est liée à la pression hydraulique.

Tandis que le deuxième (Le piézomètre à tube ouvert) permet la détermination du niveau d'eau dans un tube ouvert placé dans un horizon dont la perméabilité globale estimée est supérieure à 1×10^{-7} m/s et mis à la pression atmosphérique.

Le Tableau 07 ANNEXE B indique la localisation des sondages piézométriques

Les résultats et mesures obtenues par le piézomètre à tube ouvert sont présentés dans le Tableau 08 et celles obtenues par le piézomètre à corde vibrante ainsi que les profondeurs piézométriques dans la Figure 9 ANNEXE B.

Interprétation des résultats :

En analysant les données des lectures des piézomètres à corde vibrante et à tube Ouvert installés à l'endroit du puits de ventilation 05, nous constatons deux niveaux piézométriques distincts : montrent l'existence d'une poche d'eau à 5m de profondeur et une nappe phréatique à 15.5 m de profondeur

III.2.2. Présentation et interprétation des résultats des essais de laboratoire :

Ils ont pour but de confirmer et/ou de compléter l'identification et la dénomination provisoire des essais effectués in-situ, Les essais de laboratoire ont été effectués sur des échantillons récupérés à partir des sondages carottés (Voir les caisses de carottes ANNEXE B).

III.2.2.1 Essais physiques au laboratoire :

Le Tableau 5 montre les résultats des essais en laboratoire dans les sols, réalisés dans la zone du PV 05 dans plusieurs études :

Phase	Sondage	Profondeur		Unité	Analyses granulométrique					Limites D'Atterberg				VBS	γ_s (KN/m3)	γ_h (KN/m3)	γ_d (KN/m3)	w (%)	Sr (%)	Classification	
		Début	Fin		<5mm	<2mm	<0,08mm	< 20 μ m	<2 μ m	WL (%)	WP (%)	IP (%)	LR (%)							USCS	NF11-300
APD	S21	7,2	7,7	QM	97	94	60	64	29	35	20,79	17,14	21	100	CH	A3
	S21	10,6	11	QM	100	99	68	55	23	32	20,88	17,17	22	100	CH	A3
	S21	21,2	21,5	QMs g	88	74	33	37	21	16	22,08	19,49	13	98	SC	B6
Champagne de Prospection en Cours	SC45	3,5	4	QA	90	86	70	58	26	42	21	21	16	1,78	25,9	21,2	18,9	12	76	CL	A2
	SC45	11,2	11,47	QM	100	100	99	86	45	57	28	29	19	2,5	26,2	20,7	18,2	14	77	CH	A3
	SC45	14,15	14,3	QM	100	100	100	83	44	56	28	28	18	2,6	25,4	19,8	18,7	6	34	CH	A3
	SC45	20,5	20,8	QM	100	100	91	76	35	50	25	25	18	3,06	25,6	21,2	18,7	14	83	CH	A2
	SC45	23,8	24,1	QM	100	100	100	86	42	55	27	28	19	2,7	25,6	21,7	19,6	11	77	CH	A2
	SC44	3,75	4,05	QA	99	97	68	52	22	42	20	22	17	4	26,4	21,6	18,9	17	89	CL	A2
	SC44	9	9,5	QM	100	100	100	86	50	56	28	28	18	2,4	26,3	20,1	18,8	7	42	CH	A3
	SC44	14,5	15	QM	99	99	91	76	35	50	25	25	18	1,78	26,6	19,3	18,3	5	29	CH	A2
	SC44	29,15	29,45	QMs g	86	76	37	29	12	35	17	18	19	1,27	26,5	22	19,6	12	87	SC	A2

Tableau III.5 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres physiques des sol

➤ **Analyse granulométrique :**

Pour définir les frontières des groupes de sol et établir une classification, il est nécessaire de disposer d'informations quantitatives en effectuant des essais et des mesures. La taille de la particule est une première information requise pour la classification des sols.

Les sols naturels sont constitués de particules de différentes dimensions -- de quelques centimètres jusqu'à la dimension de la particule colloïdale de quelques microns. Deux techniques normalisées, le tamisage et la sédimentométrie, sont utilisées pour obtenir la courbe granulométrique d'un sol.

Le tamisage est utilisé pour les grosses particules et la sédimentométrie est utilisée pour les sols fins. La frontière supérieure d'un sol fin est généralement entre 50 μ m et 80 μ m (80 μ m dans la norme française).

L'essai consiste à déterminer la répartition des grains de sol suivant leur dimension dans un échantillon, représenter de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension, et permet selon la norme NFP 94-057, à l'aide de différents tamis, de déterminer précisément la composition et le squelette granulaire d'un matériau afin d'en déduire ses caractéristiques mécaniques

- **D** : dimension nominale d'ouverture d'un tamis
- **Tamisât** : partie du matériau passant à travers les mailles d'un tamis
- **Classe granulométrique** : ensemble des éléments dont les dimensions sont comprises entre deux ouvertures de tamis définissant un intervalle (ex : 0 /50mm)
- **Courbe granulométrique** : représentation graphique du pourcentage massique

Interprétation des résultats :

Selon les résultats du tableau III.5, on remarque que $D_{max} < 50mm$ et les tamisats à $80\mu m > 35\%$, ainsi d'après le tableau de classification des sols (Tableau 09 Annexe B) on peut dire que notre sol est un sol fin.

➤ Essai de teneur en eau :

Selon la norme **NF P 94-050** L'essai consiste à mesurer le poids humide P_h du sol et son poids sec P_s (après le passage de l'échantillon à l'étuve) pour calculer la teneur en eau $W\%$ du sol étudié. Ensuite, déterminer le volume d'eau V_w et le volume des vides V_v dans le sol pour calculer son degré de saturation $S_r\%$.

- But de l'essai :
 - Déterminer de la quantité d'eau contenue dans le sol.
 - Déterminer le degré de saturation du sol.

Interprétation des résultats :

Les valeurs moyenne du degré de saturation S_r sont de 66% et une teneur en eau moyenne de l'ordre de 10.88. On remarque que les valeurs de la teneur en eau et du degré de saturation sont élevées donc cela nous permet de penser que nous sommes face à un a un sol humide.

➤ Essai de masse volumique :

La masse volumique est l'un des critères de base pour un sol car ce dernier reflète l'identité du sol auquel nos projets font face et cela en mettant en rapport la mesure de la masse du sol (w) par rapport au volume qu'il occupe (v) dans ce même sol $\gamma = w/v$. (Déterminée à partir de la norme NF P 94-054)

- **But de l'essai** : La détermination du poids spécifique des grains solides consiste à mesurer le volume propre des grains à l'exclusion des vides à calculer le rapport entre leurs points et leur volume.

Mode opératoire : 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 .

Domaine d'application : Il est réservé aux sols dont les plus gros grains sont au maximum de la dimension de sable fin et présentant une cohésion déjà importante.

Interprétation des résultats :

On remarque que les valeurs obtenues du poids volumique sec pour les différents sondages carottés varient entre 17.14 et 19.6 kN/m³ respectivement, avec une moyenne de 18.6 kN/m³, ce qui indique que cette formation est dense (selon la classification de Hunt Tableau 10 annexe B)

➤ **Essai Limites d'Atterberg :**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état. Ils permettent de définir la plasticité d'un sol.

• **Limite de liquidité :**

La limite de liquidité (W_L) caractérise la transition entre un état plastique et un état liquide. C'est la teneur en eau pondérale, exprimée en pourcentage, au-dessus de laquelle le sol s'écoule comme un liquide visqueux sous l'influence de son propre poids.

• **Limite de plasticité :**

La limite de plasticité (W_P) caractérise la transition entre un état solide et un état plastique.

• **Indice de plasticité :**

L'indice de plasticité (I_P) mesure l'étendue de la plage de teneur en eau dans laquelle le sol se trouve à l'état plastique.

L'indice de plasticité permet d'avoir une indication assez précise sur la nature d'un sol fin. Un I_P élevé correspond à un sol argileux, dont les propriétés seront très sensibles à la teneur en eau, un I_P faible correspond à un sol peu argileux, moins sensible aux variations en teneur en eau tel que : $I_P = W_L - W_P$

On détermine par cet essai la limite de liquidité et la limite de plasticité d'un sol. Il est réalisé sur la partie de sol passant au tamis de 400 μ m.

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.

• **Principe de l'essai :**

Selon la norme NF 9 94-051 L'essai consiste à déterminer la limite de liquidité W_L du sol à l'aide de l'appareil de Casagrande et sa limite de plasticité W_P par formation de rouleaux de 3 mm de diamètre afin de calculer son indice de plasticité I_P . Elle s'applique aux sols dont les éléments passent à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de maille 0.4mm

• **But de l'essai :**

- Identifier et classier les sols fins.

Interprétation des résultats :

Nous obtenons la valeur de l'indice de plasticité qui varie entre 16 et 35, avec une valeur moyenne de 25, et une moyenne de limite de liquidité de 49.9, donc dans notre cas le sol est argileux peu plastique et cela selon le diagramme de Casagrande (Figure 10 annexe B).

➤ **Essai au Bleu Méthylène (VBS) :**

On appelle VBS s'un sol, la quantité en gramme de bleu de méthylène adsorbé par 100g de sol

But de l'essai :

Le but de la valeur au bleu du sol est d'évaluer la richesse en argile d'un sol pour identifier le risque de gonflement, et cela en mesurant sa capacité d'adsorption de molécules de bleu de méthylène.

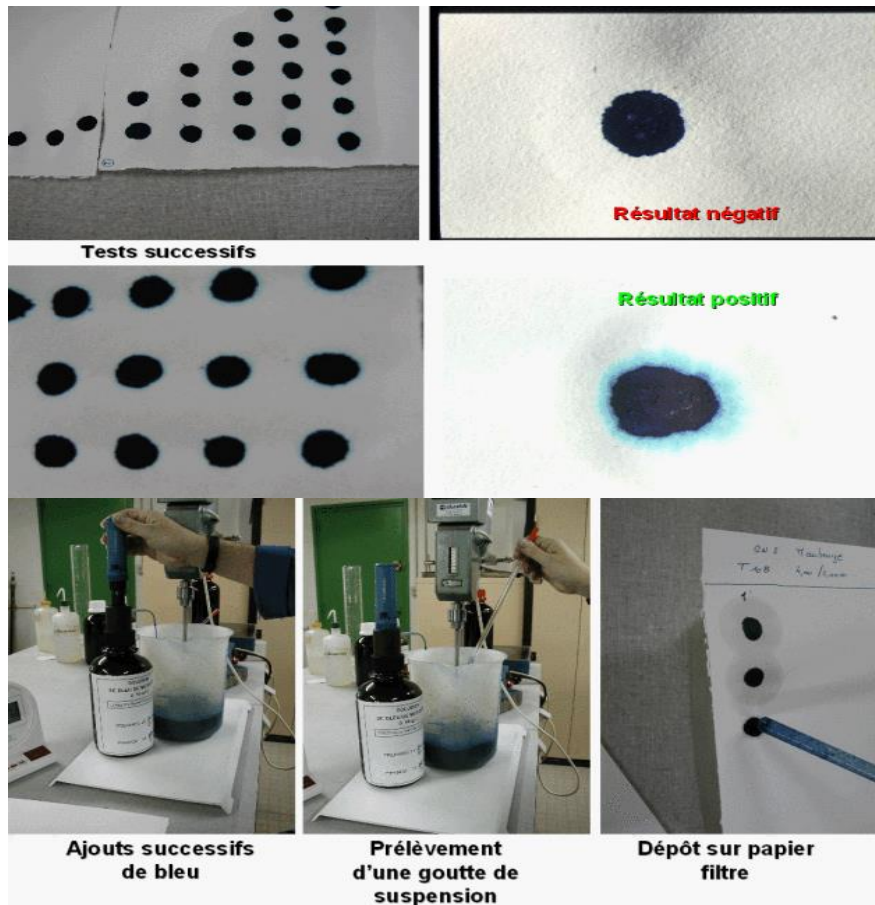


Figure III.8 : Résultats de Valeur au bleu

Le tableau III.5 récapitule les résultats du VBS pour les différents sondages carottés effectués sur leurs différentes profondeurs (Selon la norme NF P 94-068)

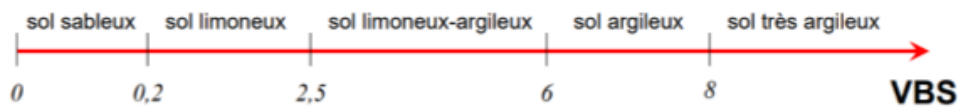


Figure III.9: Schéma représentant la variation des différents états de sol selon les valeurs du VBS

Interprétation :

Si nous nous référons au schéma présenté ci-dessus, nous constaterons,
 La couche QA : $0.2 < VBS < 2.5$ ainsi notre couche s'agit d'un sol limoneux
 La couche QM : $VBS = 2.5$ ainsi notre couche s'agit d'un sol limoneux

III.2.2.2 Essais mécaniques au laboratoire :

➤ **Essai de cisaillement à la boîte :**

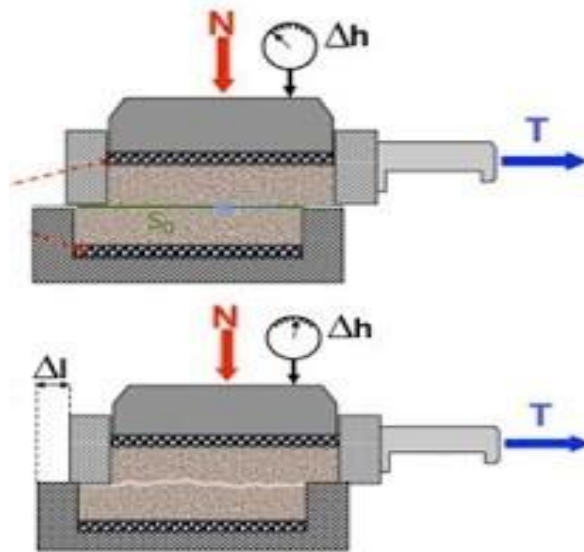


Figure III.10: Schéma de l'essai cisaillement à la boîte

Selon la norme NF P 94-070 L'essai a pour objet de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol fin saturé soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse constante.

En vitesse lente et conditions drainées on peut déduire les valeurs de l'angle de frottement effectif ϕ' et la cohésion effective c' , paramètres utilisés pour le dimensionnement des fondations, les calculs de vérification des coefficients de sécurité à la rupture pour la détermination des actions de poussée et de butée sur les ouvrages de soutènement.

Il existe plusieurs types de l'essai de cisaillement :

- Type CD (essai consolidé drainé) : C'est un test long, il correspond au comportement à long terme du sol (après l'exploitation de l'ouvrage), il nécessite la consolidation de l'échantillon et le cisaillement à vitesse lente avec cette fois-ci l'orifice de drainage ouverte, ses caractéristiques sont : C' et ϕ' . (La norme NF P 94-074-3)
- Type CU (essai consolidé non drainé) : C'est un test rapide qui nécessite la consolidation de l'échantillon avant le cisaillement, avec orifice de drainage fermé, ses caractéristiques sont : C_u et ϕ_u (La norme NF P 94-074-2)
- Type UU (Essai non consolidé non drainé (U.U))
C'est un test très rapide, il correspond au comportement à court terme du sol (au moment ou à la fin de la construction de l'ouvrage). En place, il s'effectue sans drainage, ses caractéristiques sont : C_u et ϕ_u (La norme NF P 94-074-1)

Les résultats de cet essai, l'angle de frottement et la cohésion, sur les différents sondages carottés sont présentés dans le tableau suivant :

Interprétation des résultats :

Ces essais ont été exécutés seulement pour quelques profondeurs des sondages du CPC SC45-

et de l'APD S21. On remarque que les propriétés mécaniques avant et après drainage obtenues de ces essais sont de même ordre de grandeur tel que :

- La cohésion C' est estimée à une valeur moyenne de 50 Kpa.
- L'angle de frottement interne ϕ' : à une vingtaine de degrés.

Donc, on peut dire que le sol étudié est un sol cohésif.

➤ **Résistance à la compression simple :**

But de l'essai :

La résistance à la compression simple s'exprime par le rapport de la force appliquée à la section corrigée, l'essai est réalisé par une presse, l'éprouvette placée dans la presse est chargée progressivement jusqu'à la rupture par compression simple.

Phase	Sondage	Profondeur		Unité	RC	Cisaillement à la boîte (UU)		Cisaillement à la Boîte (CD)		Essai Triaxial
		Début	Fin		σ_c (kPa)	C_u (kPa)	ϕ_u (°)	C' (kPa)	ϕ' (°)	CU+U
APD	S21	7,2	7,7	QM	501	149	19
	S21	10,6	11	QM	179	97	21
	S21	21,2	21,5	QM _{sg}
Campagne de Prospection en Cours	SC45	3,5	4	QA
	SC45	11,2	11,47	QM	446
	SC45	14,15	14,3	QM	Imp.
	SC45	20,5	20,8	QM	49	18	...
	SC45	23,8	24,1	QM	409
	SC44	3,75	4,05	QA
	SC44	9	9,5	QM	58	15	...
	SC44	14,5	15	QM	Imp.
	SC44	29,15	29,45	QM _{sg}	439

On note la force appliquée et la déformation de l'éprouvette, et la résistance de cette dernière exprime la cohésion du sol. Le tableau ci-dessous représente les résultats des sondages S21 et SC45 et SC44 d'essai de compression :

Sondage	Profondeur de l'échantillon(m)	σ_c (Bar)
S21	7.2 - 7.7	5.01
S21	10.6 - 11	1.79
SC45	11.2 - 11.47	4.46
SC45	23.8 - 24.1	4.09
SC44	29.15 - 29.45	4.39

Interprétation des résultats :

Les résultats obtenus des différents sondages ont donnée des résistances variantes entre 1.79 bars et 5.01 bars, on remarque bien que notre sol est de résistance moyenne. La classification du site dans sa

globalité sera considérée comme site meuble préconisant ainsi son cas le plus défavorable sur sa portance pour la conception et l'étude de notre infrastructure

➤ **Les analyses chimiques et minéralogiques :**

• Principe de l'essai :

Les échantillons prélevés du sondage carotté SC44 à une profondeur variante entre 29.15 et 29.45 m et le sondage SC45 à une profondeur variante entre 23.80 et 24.10 m ont subis des analyses chimiques, afin de déterminer le pourcentage des composantes constituant le sol.

• But de l'essai : Évaluer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis du béton utilisé dans la construction du puits de ventilation 05.

Sondage (n°)	Échantillon (n°)	Profondeur (m)	Unité	Silice (SiO2 (%))	Alumine (Al2O3 (%))	Hématite (Fe2O3 (%))	Chaux (CaO (%))	Sulfates SO3 ⁻ (%)	Chlorure Cl ⁻ (%)	Carbonates CaCO3 (%)	Insolubles (%)	Perte au feu à 1000°C (%)
SC44	--	29,15-29,45	QMsg	45,80	11,09	7,20	11,44	Traces	0,0320	34,96	53,79	17,41
SC45	--	23,80-24,10	QM	46,06	10,03	10,00	12,04	3,00	0,0210	24,06	61,70	15,09

Tableau III.7 – Résumé des résultats des analyses chimiques réalisés dans plusieurs études

➤ **Teneur en Carbonate de calcium :**

La détermination de la teneur en CaCO3 s'effectue au calcimètre Dietrich- Friuling. L'essai consiste à mesurer à l'aide d'une burette à gaz le volume de CO2 dégagé par la réaction du HCl sur le carbonate de calcium contenu dans l'échantillon.

La teneur en CaCO3 d'un sol fin est un bon indice de sa résistance mécanique et de sa sensibilité à l'eau. Suivant la valeur de cette teneur, le comportement du sol évolue depuis celui d'une argile jusqu'à celui d'une roche, la valeur de transition étant aux alentours de 60-70 %

Interprétation des résultats : (tableau 11 annexe B)

La couche QMsg : 30% < %CaCO3 < 70%, ainsi cette couche de sol est une couche marneuse

La couche QM : : 10% < %CaCO3 < 30%, ainsi cette couche de sol est une couche d'argile marneuse

➤ **Teneur en chlorures :**

Le taux des chlorures est estimé à 0.0320% (SC44) à une profondeur de 29,15m et à 0.0210% (SC45) à une profondeur de 23.80m.

Notre classe de chlorures Cl 0.65 et notre béton contient des armatures en acier et formulé avec un ciment de type CEM III et on a la teneur maximale en Cl⁻ rapportée à la masse de ciment est de ciment 0.65%.

Selon le (tableau 12) annexe B montrant les classes de chlorures à respecter en fonction de l'utilisation du béton le taux de chlorures est au-dessus du seuil maximal admis pour l'attaque des aciers fixé à 0.65% selon la norme NF EN 206/CN

Conclusion :

Le résumé des résultats géotechniques vient mettre en évidence les données prise comme base pour la conception de notre projet et cela afin de relater l'importance de ces résultats et de faciliter leurs lectures lors de notre étude.

La synthèse des résultats obtenus à partir des essais In situ ainsi qu'à partir des essais au laboratoire ont permis de conclure que l'assiette du terrain en question présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

Le dispositif géotechnique est constitué, de haut en bas, par remblais lâche avec 2.5 m d'épaisseur, en dessus d'une unité d'argile limoneuse peu sableuse moyennement dense à dense (QA : jusqu'à 6 m de profondeur. Cette dernière est suivie d'une couche de Sable limoneux argileux QS de même densité que celle-ci, allant de 6m jusqu'aux 7.5 m de profondeur. En suite une couche dense à très dense se constitue d'argiles marneuses, jaunâtres à grisâtres, se propageant jusqu'aux 21.5m de profondeur (profondeur d'étude). Une dernière couche dense de Sable limoneux-argileux avec présence de cailloux se propageant jusqu'à 35m de profondeur.

Une poche d'eau a été détectée à 5m de profondeur et une nappe phréatique à 15.5m de profondeur.

Les analyses chimiques obtenues révèlent un environnement à faible agressivité chimique, ainsi le béton résiste d'autant mieux à l'action des eaux agressives que sa porosité et sa perméabilité sont faibles.

Nous présentons dans le tableau suivant un résumé des paramètres géotechniques utilisées dans les calculs de dimensionnement de notre ouvrage de soutènement :

Résumé des paramètres :

Nous présentons dans le un résumé des paramètres géotechniques utilisées dans les calculs de dimensionnement :

<i>Horizon géotechnique</i>	<i>Remblai (Re)</i>	<i>Argile limoneuse peu sableuse(QA)</i>	<i>Sables limoneux argileux (QS)</i>	<i>Argiles marneuses (QM)</i>	<i>Sable limoneux argileux avec présence de cailloux(QMsg)</i>
<i>Profondeurs moyennes (m)</i>	0 - 2.5	2.5 - 6	6 - 7.5	7.5 - 21.5	21.5 - 35
<i>Poids volumique humide $\gamma_h(KN/m^3)$</i>	20	21	21	21	21
<i>Poids volumique sec $\gamma_d(KN/m^3)$</i>	17	17	18	18	18
<i>Cohésion non drainé $S_u(Kpa)$</i>	30	100	-	150	120
<i>Module de déformabilité non-drainé $E_u(Mpa)$</i>	12	30-40	-	75	92
<i>Angle de frottement effectif ϕ'</i>	20°	24°	30°	22°	26°
<i>Cohésion effective $C'(Kpa)$</i>	0	30	10	47	35
<i>Module de déformabilité drainé $E'(Mpa)$</i>	10	26-35	50	65	80

Tableau III. 8 : Paramètres géotechniques de calcul - sols

Horizon géotechnique	Symboles utilisés dans les dessins	Profondeurs moyennes (m)	Réponse drainée ou non drainée
Remblais	R	0,0 – 2,5	Non-drainé
Argile limoneuse	QA	2,5 – 6,00	Non-drainé
Sables limoneux-argileux	QS	6,00-7,50	Non-drainé
Argiles marneuses	QM	7,50 -21,50	Non-drainé
Sable limoneux-argileux avec présence de cailloux	QMsg	21,50-35,00	Drainé

Tableau III.9 : différentes couches de sol selon la réponse drainé ou non drainé

Chapitre IV:

« Calcul des charges »

IV.1 Introduction :

Dans des conditions géométriques données, lorsque les massifs de terre ne peuvent présenter une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement, ils doivent être retenus par des ouvrages dits ouvrages de soutènement dont l'évaluation des charges est une étape essentielle dans l'étude de ces ouvrages, elle permet de déterminer les différents efforts qui agissent sur la structure.

Pour notre cas, il s'agit d'étudier un écran de soutènement renforcé avec trois niveaux de butonnage. L'objet de ce chapitre est de déterminer les pressions exercées par les couches de terrain sur notre ouvrage de soutènement choisis, pieux forés, et réciproquement, Afin de retenir les parois excavées, ainsi éviter toute déstabilisation due à ces charges.

IV.2 Principe de calcul : [1][2]

Nous avons opté pour la méthode de Blum (1931) pour le calcul des écrans encastrés en pied et/ou appuyés en tête sans présence des ancrages, et l'**Eurocode 07**, Calcul géotechnique section 8. Cette méthode s'applique dans le cas de sols pulvérulents, lorsque la fiche de l'écran de soutènement est suffisamment importante pour que le rideau soit complètement encastré. La théorie de Blum a été formulée sans référence directe à une base expérimentale. Pour cela, les travaux menés par Tschebotariouff entre 1941 et 1949, essentiellement consistés en des essais menés sur des modèles réduits d'écrans de soutènement, ont confirmés les hypothèses faites par Blum. Blum analyse, pour différentes longueurs de fiche, les distributions des pressions sur l'ouvrage, des moments fléchissants et des déplacements horizontaux de l'ouvrage. Cette analyse permet à Blum d'observer que les ouvrages qui présentent une fiche courte seront simplement butés par le sol et que l'augmentation de la fiche conduit à la mobilisation d'un encastrement dans le sol.

Parmi toutes les configurations possibles, Blum estime que le meilleur compromis du point de vue de l'encastrement de l'écran est obtenu pour une fiche telle que la tangente à la déformée en pied de l'écran passe par le point d'ancrage. Les fiches plus grandes ne conduisent pas à une augmentation significative de l'encastrement de l'écran tandis que, pour des fiches plus courtes, on assiste à une chute du moment d'encastrement. En un point situé à une distance Z en suivant la face de mur (profondeur) à partir de la surface libre du sol, les composantes de la contrainte totale en amont et en aval sont basées sur deux formules :

$$\text{Calcul de Poussée : } \sigma_a(Z) = (K_{ay} \times \gamma \times Z + K_{aq} \times Q - K_{ac} \times C) \times \cos\delta + U$$

$$\text{Calcul de Butée : } \sigma_p(Z) = (K_{py} \times \gamma \times Z + K_{pq} \times Q + K_{pc} \times C) \times \frac{\cos(\delta)}{S} + U$$

Avec :

$U = 0$ pour un état non saturé

[1] : (BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES)

[2] : (Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONNAT, 2019)

$U = \gamma_w \times z$: poussée hydrostatique et $\gamma_w = 10 \text{ kNm}^3$: Poids volumique de l'eau.

S : coefficient de sécurité de la butée.

S = 2 pour le cas d'un écran simplement buté.

S = 1 pour le cas d'un écran encastré et a un ou plusieurs ancrages.

Q est la surcharge appliquée au sol

Le choix de l'angle de frottement sol/écran « δ » est fait suivant le tableau ci-dessus :

Rugosité de l'écran	Valeur de δ
Écran parfaitement lisse	0
Écran moyennement rugueux	$\pm \frac{2\varphi}{3}$
Écran parfaitement rugueux	$\pm \varphi$

Tableau IV.1 : Valeurs de l'angle de frottement sol/écran

On a une paroi en béton armé coulé sur place, l'écran est considéré moyennement rugueux (béton) donc on prend : $\delta = 2\varphi/3$ pour poussée et $\delta = -2\varphi/3$ pour butée

➤ Les coefficients de poussées et butées :

- K_{ay} : Coefficients de poussées des terres normales à l'écran.
- K_{py} : Coefficient de butées des terres normales à l'écran.
- K_{aq} : Coefficients de poussées dues à la surcharge normale à l'écran.
- K_{pq} : Coefficients de butées dues à la surcharge normale à l'écran.
- K_{ac} : Coefficients de poussées normales à l'écran pour un massif cohérent.
- K_{pc} : Coefficients de butées normales à l'écran pour un massif cohérent.

➤ Les coefficients de poussée et de butée dépendent de :

- L'angle de friction du sol-écran « δ »
- L'angle que fait la surcharge Q avec la surface libre « α »
- L'inclinaison de la surface libre avec l'horizontale « β »
- L'inclinaison de l'écran par rapport à la verticale « λ »
- L'angle du frottement interne du sol « φ »

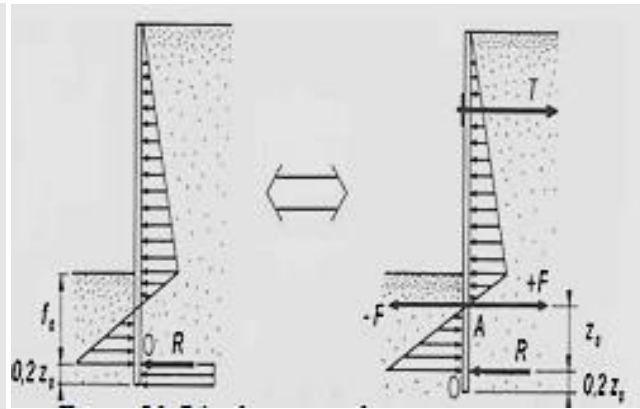
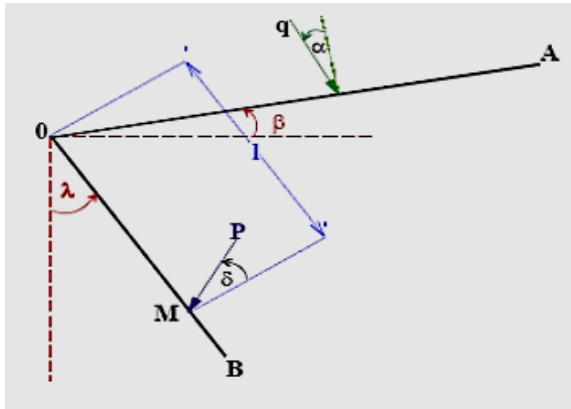


Figure IV.1 : Conventions de signe de α, β, δ Figure IV. 2 : Résolution par la méthode de la poutre équivalente

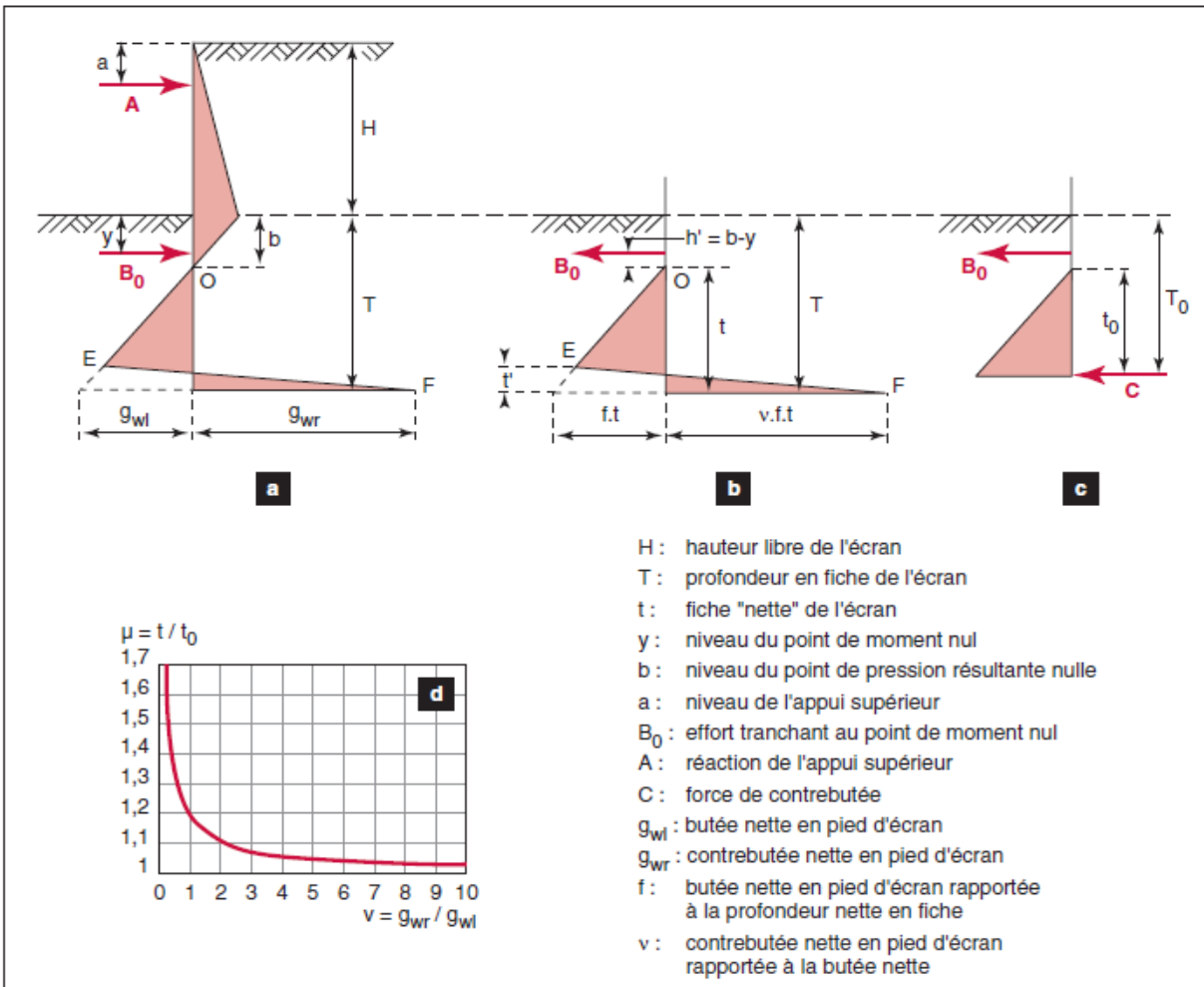


Figure IV.3 : Méthode de Blum de calcul des écrans ancrés. [3]

[3] : (Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement, Luc DELATTRE, 2001)

a. Distribution résultante des pressions du sol sur un écran ancré et encastré en fiche.

b. Chargement « approché », pour la partie en fiche. c. Chargement « idéalisé ».

d. Rapport des fiches obtenues pour les chargements b et c.

Par ailleurs, dans le souci de simplifier le calcul de la fiche de l'écran, Blum propose de modéliser la distribution des pressions résultantes appliquées sur l'écran dans la zone en contrebutée par une force unique, appliquée au centre de rotation de l'écran (Figure 50). La comparaison entre la fiche obtenue pour ce cas de charge « idéalisé » et celle déduite du cas de charge « approché » montre que leur rapport ne dépende que d'un coefficient n de mobilisation de la contrebutée et conduit Blum à proposer, comme valeur de dimensionnement de la fiche, la solution du cas de charge

« Idéalisé » majorée de 20 %. [4]

Le problème ainsi posé possède 3 inconnues :

- La force d'ancrage notée « T ».
- La longueur de la fiche f_0 .
- La résultante de contre butée « CB ».

La résolution des trois inconnues requiert une troisième équation. Pour lever l'indétermination. Blum fait appel à la flexibilité de l'écran –théorie des poutres équivalentes– et propose deux solutions :

- Blum remarque que dans le rideau, les points de moment nul (inflexion de la déformée) et de pression des terres nulle (inflexion du moment) sont voisins : il propose de les confondre. On peut alors couper l'écran en deux poutres isostatiques (Figure IV.2) sur appui simple au niveau de ce point et résoudre le problème.

On commence par calculer la profondeur du point de pression des terres nulle, puis l'équilibre de la poutre supérieure donne les valeurs de T et F et ensuite celui de la poutre inférieure les valeurs de R et z_0 (hauteur d'excavation).

A ce stade, il faut tout d'abord déterminer les coefficients de poussés (K_a) et de butée (K_p) du sol. Pour cela, on utilise les tables de J. Kérisel et E. Absi qui permettent de déterminer les coefficients

K_a et K_p en fonction des caractéristiques techniques (Tableau ANNEXE D) [5]

K_{ac} et K_{pc} sont obtenus par les formules de J. KERISEL et E. ABSI suivantes :

$$K_{ac} = \frac{1-K_a q}{\tan \phi} \quad K_{pc} = \frac{K_p \gamma \times \cos \delta}{\tan(\phi)}$$

On obtient pour notre cas les valeurs suivantes :

[4] : (BOUAFIA ALI, 2009)

[5] :(Eurocode 07)

Sol	Caractéristique	Poussée			Butée		
		K _{ay}	K _{aq}	K _{ac}	K _{py}	K _{pq}	K _{pc}
<i>Remblai (0-2.5m) H=2.5m</i>	$\varphi' = 20^\circ$ $\delta = 13.34^\circ$ $C'(\text{kPa})=0$ $\gamma_d = 17 \text{ KN/m}^3$ $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$	0.440	0.440	1.540	2.750	2.750	7.350
<i>QA Argile limoneuse (2.5-6m) H=3.5</i>	$\varphi' = 24^\circ$ $\delta = 16^\circ$ $C'(\text{kPa})=30$ $\gamma_d = 17$ $\gamma_h = 21$	0.376	0.376	1.400	3.51	3.51	7.578
<i>QS Sables limoneux- argileux (6-7.5m) H=1.5</i>	$\varphi' = 30^\circ$ $\delta = 2\varphi/3 = 20^\circ$ $C'(\text{kPa})=10$ $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$ $\gamma_h = 21 \text{ KN/m}^3$	0.300	0.300	1.212	5.300	5.300	8.626
<i>QM Argiles marneuses (7.5-21.5m) H=14</i>	$\varphi' = 22^\circ$ $\delta = 2\varphi/3 = 14.67^\circ$ $C'(\text{kPa})=47$ $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$ $\gamma_h = 21 \text{ KN/m}$	0.408	0.408	1.465	3.076	3.076	7.365
<i>QM_{sg} Sable limoneux – argileux avec Présence de cailloux (21.5-35m) H=13.5m</i>	$\varphi' = 26^\circ$ $\delta = 2\varphi/3 = 17.34^\circ$ $C'(\text{kPa})=35$ $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$ $\gamma_h = 21 \text{ KN/m}^3$	0.348	0.348	1.336	4.02	4.02	7.867

Tableau IV.2: Récapitulatif des caractéristiques de sol et des différents coefficients de poussée et butée

Une première étape du dimensionnement des soutènements consiste à établir un diagramme de pression des terres. Ce diagramme représente, en chaque point de l'écran, la composante normale de la pression des terres résultant de l'ensemble des sollicitations.

Le sol est supposé en équilibre limite de poussée côté amont et de butée côté aval. Pour établir ce diagramme manuellement, il faut dresser un tableau donnant pour chaque point caractéristique de l'écran les valeurs numériques des contraintes élémentaires normales à l'écran.

Soit en général :

Côté amont (sur toute la hauteur de l'écran) :

- La poussée due au massif pesant pulvérulent
- La poussée due aux surcharges et la poussée due à l'eau
- L'influence favorable de la cohésion à déduire

Côté aval (sous le niveau du fond de fouille) :

- La butée due au massif pesant pulvérulent

- L'influence favorable de la cohésion à ajouter.

IV.3 Calcul des charges pour chaque phase d'excavation : [6]

Dans le calcul des charges, on a pris en considération une surcharge en surface qui représente la :
Surcharge due au trafic, prise égale à 10KN/m^2 .

Phase 01 :

Dans la première phase, nous avons réalisé une excavation de 2.38m allant du niveau $+16.88$ à $+14.50$, avec la présence d'un buton à 1.63 m .

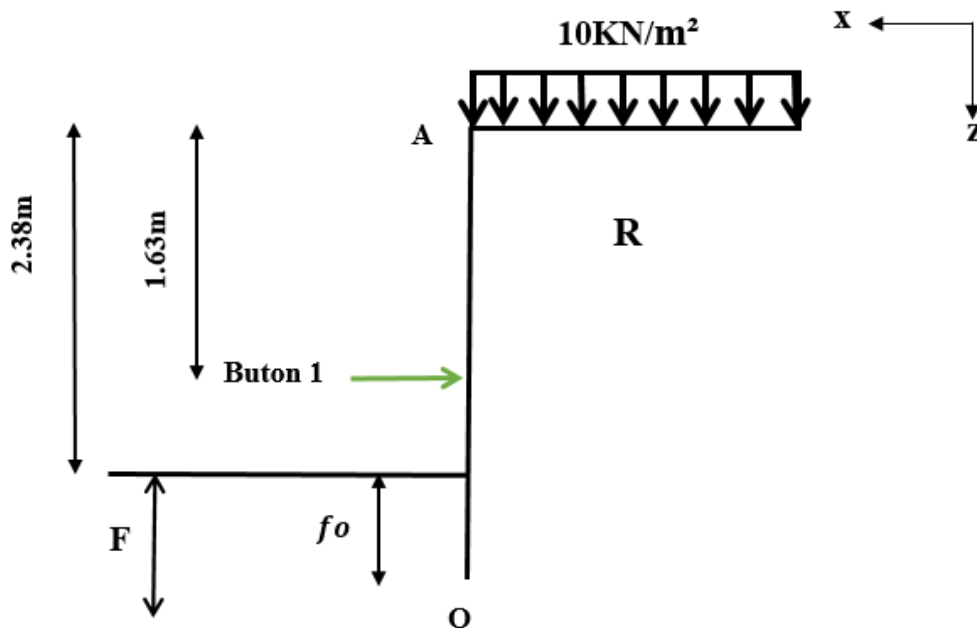


Figure IV.4 : Excavation de la phase 01.

- Calcul de la poussée :

$$0 < z < 2.38$$

- La couche (R) : $q = 10\text{ KN/m}^2$; $U = 0$.
- $\sigma_a = (0.440 \times 17 \times z + 0.440 \times 10) \times \cos 13.34$.

[6] : (NOTE DE COURS Rideaux de palplanches, 2007)

$$\sigma_a(z) = 7.28z + 4.28 \begin{cases} \sigma_a(0) = 4.28 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma_a(2.38) = 21.61 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$2.38 < z < 2.38 + f_0$$

- La couche (R) : $q = 10 \text{ KN/m}^2$; $U = 0$.

$$\sigma_a(z) = 7.28z + 4.28 \begin{cases} \sigma_a(2.38) = 21.61 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma_a(2.38 + f_0) = 7.28f_0 + 21.61. \end{cases}$$

- Calcul de la butée :

$$0 < z < f_0$$

- La couche (R) : $q = 0 \text{ KN/m}^2$; $S = 1$; $U = 0$.

$$\sigma_p = (2.750 \times 17 \times z) \times \frac{\cos(13.34)}{1}$$

$$\sigma_p(z) = 45.48z \begin{cases} \sigma_p(0) = 0 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_p(f_0) = 45.48f_0 \end{cases}$$

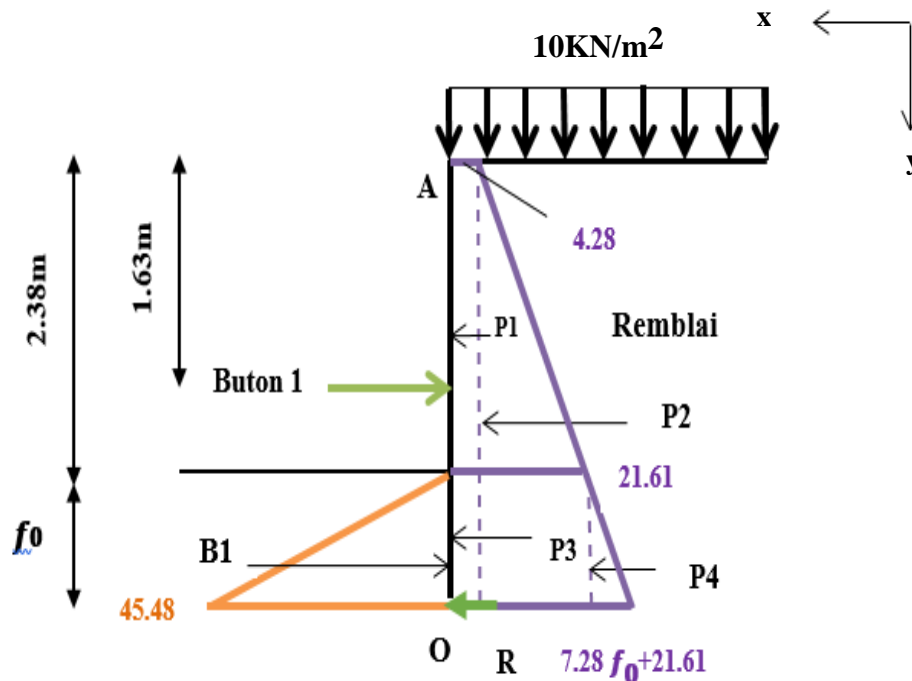


Figure IV.5: Diagramme des poussées et des butées de la phase 01.

• Calcul des forces de pression :

	Intensité (KN/ml)	Bras de levier Y_i (m)	$P_i \times Y_i$ (KN.m/ml)
P1	10.19	$1.19+fo$	$10.19 fo +12.13$
P2	20.62	$0.793+ fo$	$20.62 fo +16.35$
P3	$21.61 fo$	$fo /2$	$10.81 fo^2$
P4	$3.64 fo^2$	$fo /3$	$1.21 fo^3$
B1	$22.74 fo^2$	$fo /3$	$7.58 fo^3$

Tableau IV.3 : Forces de pression de la phase 01

• Calcul de la fiche de soutènement «fo » :

$$\sum M/o = 0$$

$$\rightarrow \sum (B_i \times Y_i) - \sum (P_i \times Y_i) = 0$$

$$\rightarrow 7.58 fo^3 - 1.21 fo^3 - 10.81 fo^2 - 20.62 fo - 16.35 - 10.19 fo - 12.13 = 0$$

$$\rightarrow 6.37 fo^3 - 10.81 fo^2 - 30.81 fo - 28.48 = 0$$

$$\rightarrow fo = 3.46m \text{ ainsi on obtient } F = 1.2 \times fo \Rightarrow F = 4.152m.$$

• Calcul de la contre-butée « R » :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow R + \sum P_i - \sum B_i = 0 \Rightarrow R = 123.07KN/ml.$$

• Calcul des efforts internes avec le logiciel Robot Structural Analysis :

- Le moment fléchissant : $M_{max} = 31.99KN.m$; $M_{min} = -66.52 KN.m.$
- L'effort tranchant : $T_{max} = 42.30KN$; $T_{min} = -90.20KN.$

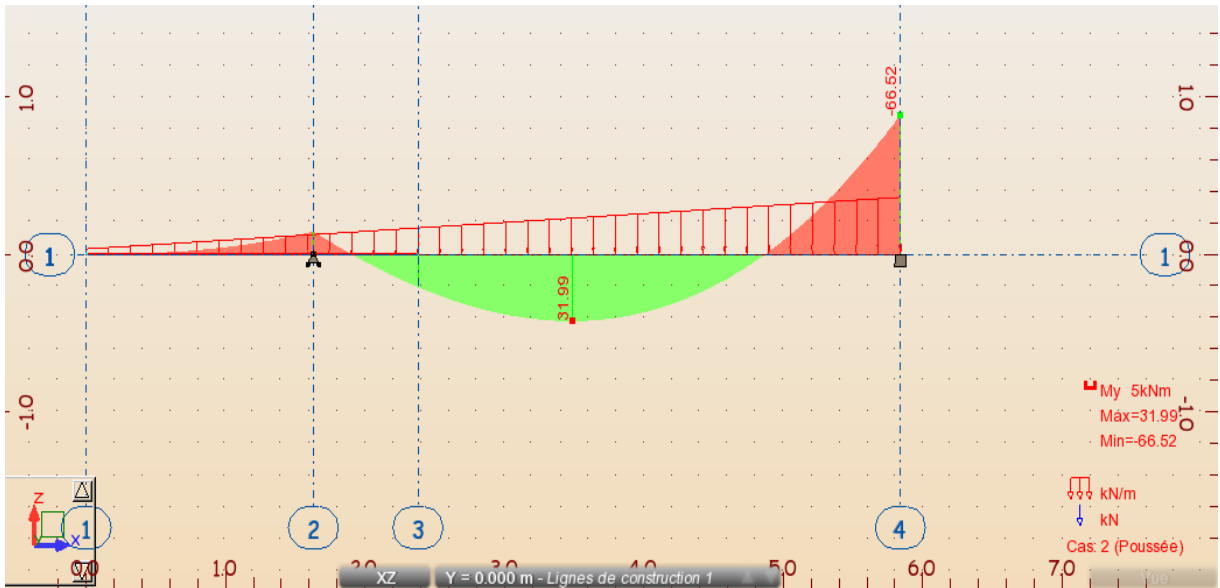


Figure IV.6 Diagramme du moment fléchissant

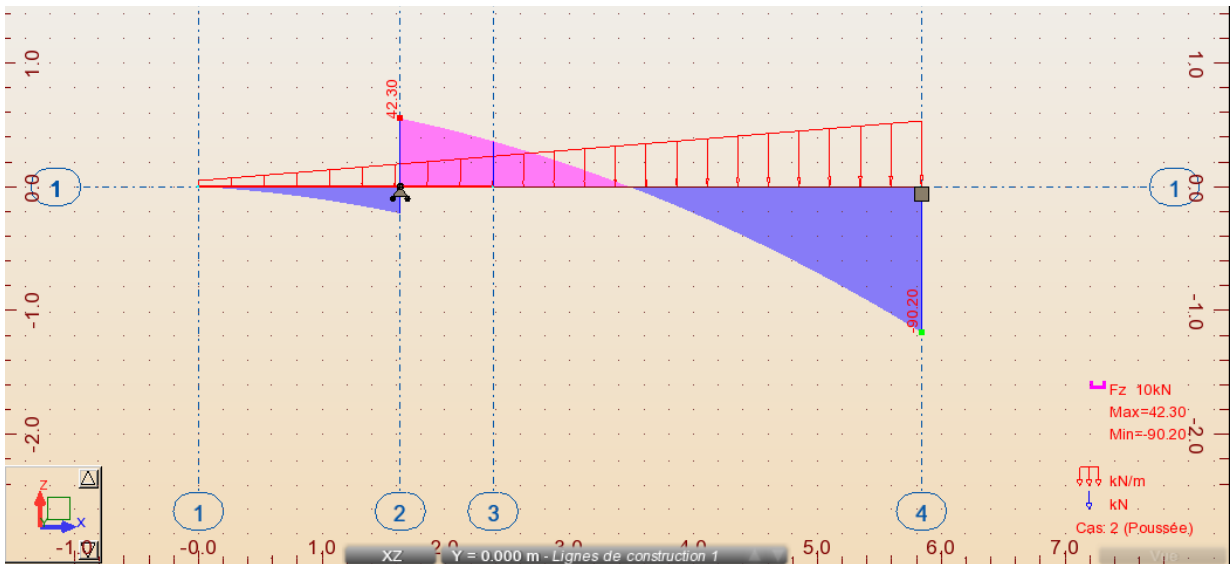


Figure IV.7 Diagramme de l'effort tranchant

• **Conclusion :**

Pour la 1 ère phase, on obtient une fiche de 5.8m, Donc, la hauteur du rideau de pieux nécessaire pour soutenir les charges de la première phase est : (fiche de la phase 1 + la hauteur de la 1 ère excavation) = $F + h_1 = 4.152 + 2.38 = 6.532m$.

Phase 2 : Dans la deuxième phase, nous avons exécuté une excavation de 5.05m allant du niveau +14.5 à +9.45, avec la présence d'un deuxième niveau butonnage à 6.68 m

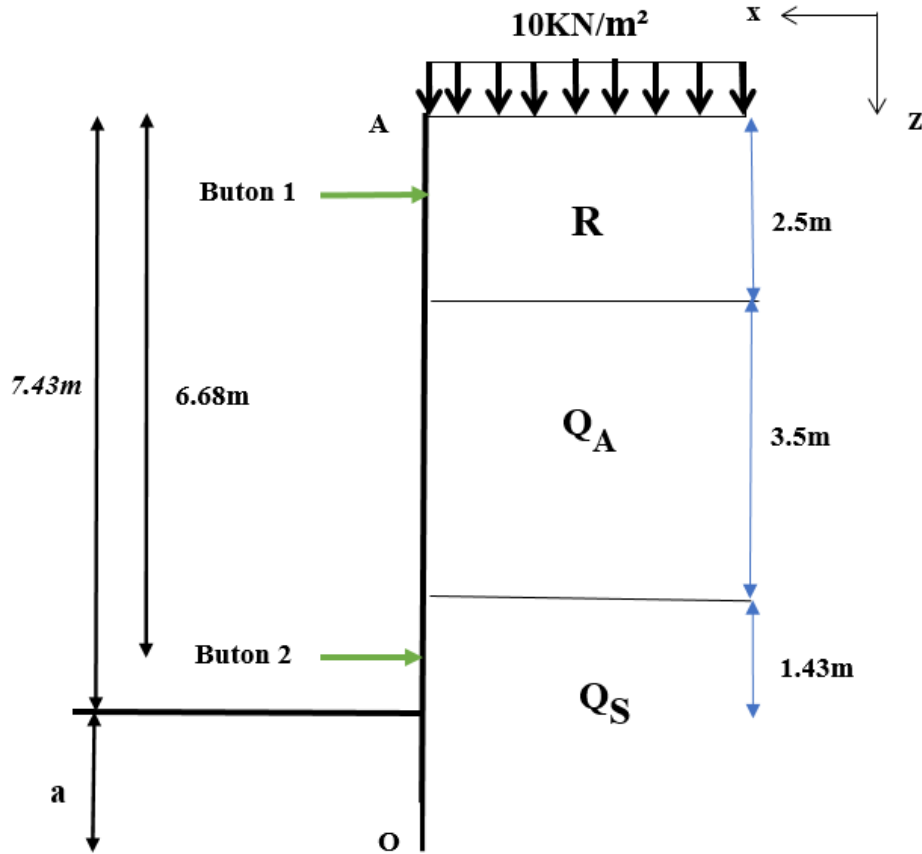


Figure IV.8 : Excavation de la phase 02.

Observation : à partir de cette phase, l'écran de soutènement sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes en décomposant la poutre AO en deux parties (AB et BO) avec :

- ✓ $L_{AB} = h + a$; (h_2 : La hauteur excavée)
- ✓ $h = 7.43m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 7.43 \Rightarrow a = 0.743m$
- ✓ $L_{BO} = b$.
- ✓ $f_0 = a + b$.

La partie « AB » :

• *Calcul de la poussée :*

$$0 < z < 2.5m$$

- La couche (R) : $q = 10 \text{ KN/m}^2$; $U = 0$.

$$\sigma a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 10) \times \cos (13.34^\circ)$$

$$\sigma_a(z) = 7.28z + 4.28 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = 4.28 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(2.5) = 22.48 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$0 < z < 3.5$$

- La couche (Qa) : $q = (10 + 17 \times 2.5) = 52.5 \text{ KN/m}^2$; $U = 0$.

$$\sigma_a = (0.376 \times 17 \times z + 0.376 \times 52.5 - 1.4 \times 30) \times \cos(16^\circ)$$

$$\sigma_a(z) = 6.144z - 21.4 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = -21.4 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(3.5) = 0.104 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

La couche Qs :

$$Q = 10 + (6 \times 17) = 112 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_a = (0.3 \times 18 \times z + 0.3 \times 112 - 1.210 \times 10) \times \cos(20^\circ) + U$$

$$\sigma_a(z) = 5.07z + 20.20 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = 20.20 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(1.43) = 27.45 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$\begin{aligned} &1.43 < z < 1.43 + a \\ &1.43 \text{ m} < z < 2.173 \text{ m} \end{aligned}$$

La couche Qs :

$$Q = 10 + (6 \times 17) = 112 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_a = (0.3 \times 18 \times z + 0.3 \times 112 - 1.210 \times 10) \times \cos(20^\circ) + U$$

$$\sigma_a(z) = 5.07z + 20.20 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(1.43) = 27.45 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(2.173) = 31.21 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

• **Calcul de la butée :**

$$0 < z < a$$

$$0 < z < 0.743$$

• La couche (Qs) : $q = 0 \text{ KN/m}^2$; $S = 1$; $U = 0$.

$$\sigma_p = (5.3 \times 18 \times z + 8.626 \times 10) \times \frac{\cos(20)}{1}$$

$$\sigma_p = 89.64z + 81.00$$

$$\sigma_p(z) = 89.64z + 81 \begin{cases} \sigma_p(0) = 81.00 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma_p(0.743) = 147.60 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

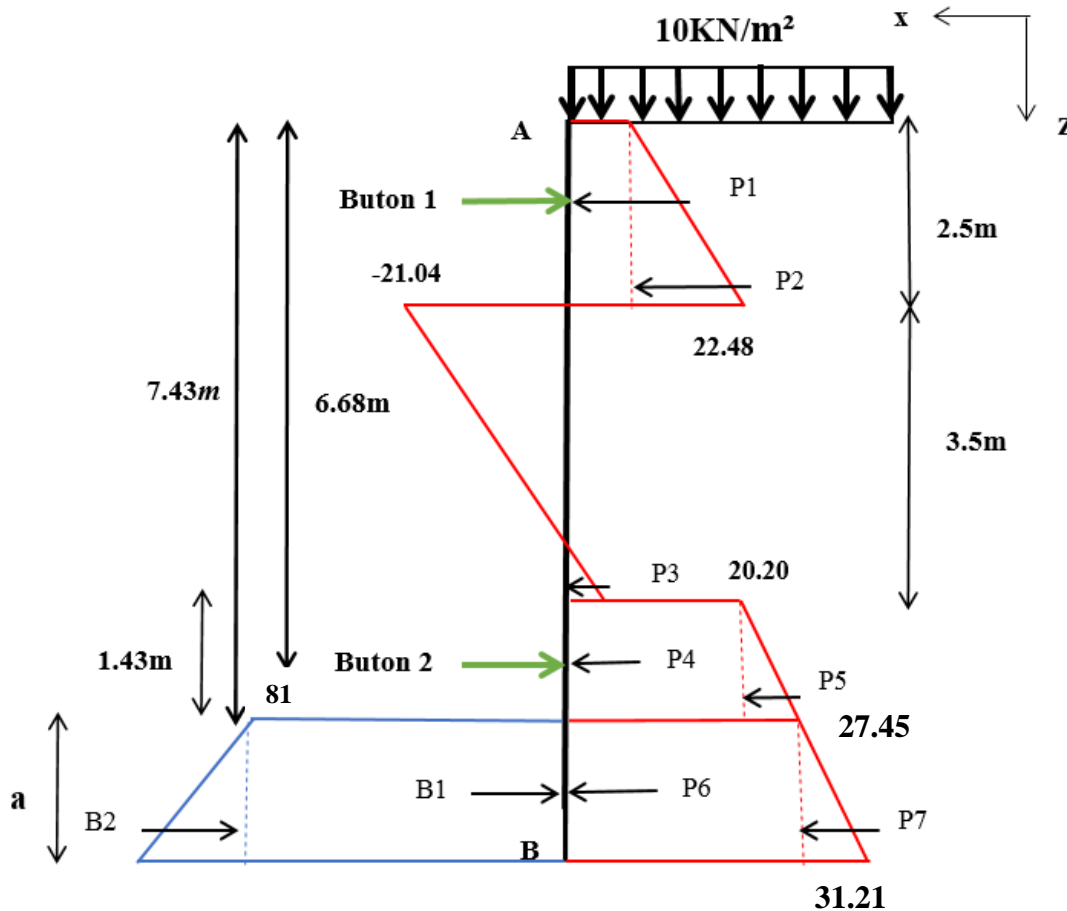


Figure IV.9: Diagramme des poussées et des butées de la phase 02

Justification des calculs des poussées :

La faite que le sol est passé de la couche du remblai ($C'=0$) à la couche QA ou la cohésion à augmenté jusqu'à $C'=30^\circ$, ainsi à cause de l'influence de la cohésion les calculs on donné un résultat de poussée négative $\sigma_a(0) = -21.4 \text{ KN/m}^2$.

En effet, la méthode de Blum est adopté qu'au sols pulvérulents et dans notre cas ou il s'agit des sols cohérents (argiles), l'application de cette méthode à donné des valeurs de poussées dans cette phase plus au moins correctes (poussées négatives).

On constate que les sols cohérents nécessitent une méthodologie de calcul particulière

Calcul des forces de pression :

	Intensité (KN/ml)	Bras de levier (m)	Pi × Yi (KN.m/ml)
P1	10.7	6.923	74.076
P2	22.75	6.5	147.87
P3	8.84*10 ⁻⁴	2.178	0.00192
P4	28.88	1.46	42.16
P5	5.52	1.22	6.73
P6	20.40	0.37	7.67
P7	1.40	0.25	0.372
B1	60.183	0.37	22.26
B2	24.74	0.25	6.185

Tableau IV.4 : Les forces de pression de la phase 02 (partie AB)

Calcul de la réaction « T » :

$$\Sigma F/x=0 \Rightarrow T + \Sigma Pi - \Sigma Bi = 0 \Rightarrow T = -4.73KN/ml.$$

La partie « BO » :

• Calcul de la poussée :

$$2.173 < z < 2.173 + b$$

- La couche (Qs) : $q = 112 KN/m^2$; $U = 0$.

$$\sigma_a(z) = 5.07z + 20.20 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(2.173) = 31.21KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(2.173+b) = 5.07b + 31.21KN/m^2. \end{cases}$$

• Calcul de la butée :

$$0.743 < z < 0.743 + b$$

• La couche (Qs) : $q = 0 KN/m^2$; $S = 1$; $U = 0$.

$$\sigma_p = (5.3 \times 18 \times z + 8.626 \times 10) \times \frac{\cos(20)}{1}$$

$$\sigma_p(z) = 89.64z + 81 \begin{cases} \sigma_p(0.743) = 147.60 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma_p(0.743+b) = 89.64b + 147.60 \end{cases}$$

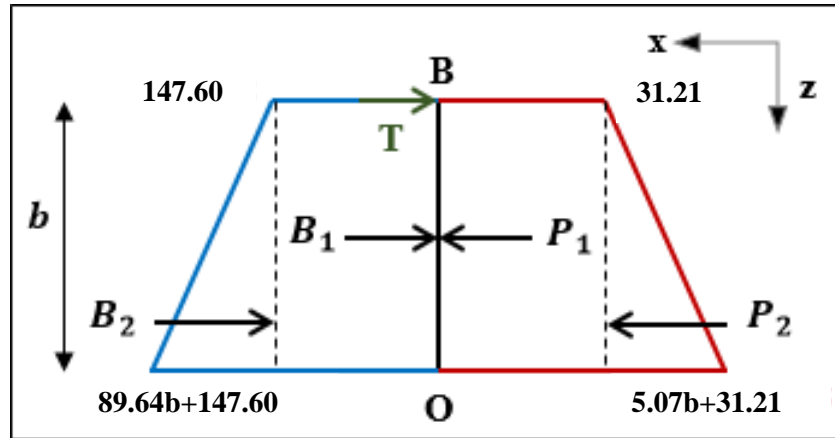


Figure IV.10 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 02 (BO)

Calcul des forces de pression :

	Intensité (KN/ml)	Bras de levier (m)	$P_i \times Y_i$ (KN.m/ml)
P1	$31.21 \times b$	$b/2$	$15.605b^2$
P2	$2.53 \times b^2$	$b/3$	$0.84b^3$
B1	$147.60 \times b$	$b/2$	$73.8b^2$
B2	$44.82b^2$	$b/3$	$14.94b^3$
T	-4.73	b	-4.727b

Tableau IV.4 : Les forces de pression de la phase 02 (partie BO)

• Calcul de « b » :

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow T \times b + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0$$

$$\Rightarrow 14.1b^3 + 58.195b^2 - 4.73b = 0.$$

$$\Rightarrow b = 0.08 \text{ m}$$

• Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$f_o = a + b = 0.743 + 0.08 = 0.823 \text{ m}$$

$$F = 1.2 \times f_o = 1.2 \times 0.823 \Rightarrow F = 0.9876 \text{ m}.$$

• **Calcul de la contre-butée « R » :**

$$\Sigma F/x=0 \Rightarrow R + \Sigma Pi - \Sigma Bi - T = 0 \Rightarrow R = 4.86 \text{ KN/ml.}$$

• **Calcul des efforts internes avec le logiciel Robot Structural Analysis**

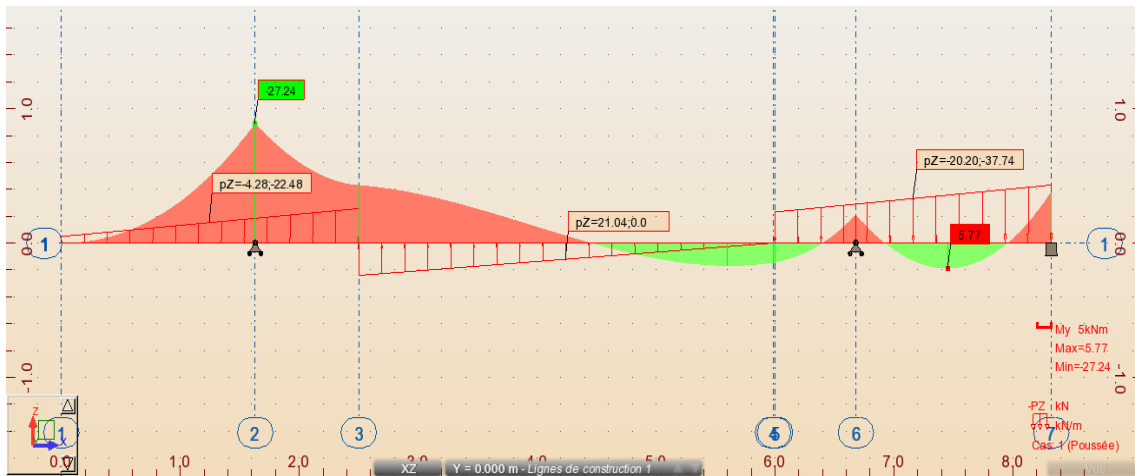


Figure IV.11 Diagramme du moment fléchissant.

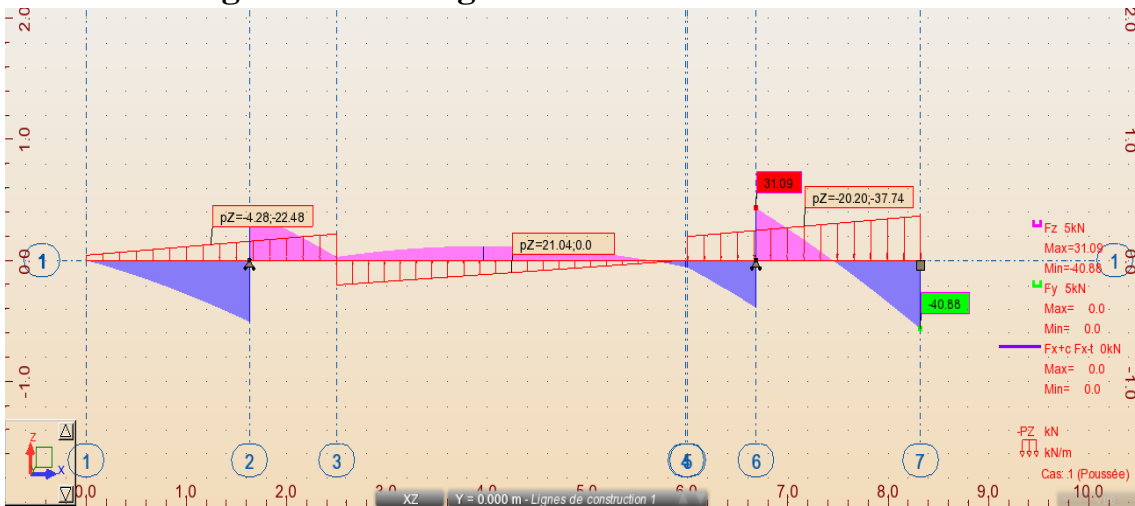


Figure IV.12 Diagramme de l'effort tranchant

- Le moment fléchissant : ***Mmax*** =5. 77KN.m ; ***Mmin*** = -27.24KN.m.
- L'effort tranchant : ***Tmax*** = 31.09KN ; ***Tmin*** = -40.88KN

- **Conclusion :** Pour la 2 ème phase, on obtient une fiche de 0.98m, Donc, la hauteur du rideau de pieux nécessaire pour soutenir les charges de la deuxième phase est : (fiche de la phase 2+ la hauteur de la 2 ère excavation) = $F + h_2 = 7.43 + 0.98 = 8.41 \text{ m.}$

Phase 3 : Dans la troisième phase, nous avons exécuté une excavation de 7.6 m allant du niveau 9.45 à +1.85, avec la présence d'un buton à 13.78 m

- ✓ $L_{AB} = h + a$; (h : La hauteur excavée)
- ✓ $h = 15.03\text{ m}$; $a = 0.1h = 0.1 \times 15.03 \Rightarrow a = 1.503\text{ m}$
- ✓ $L_{BO} = b$.
- ✓ $f_0 = a + b$

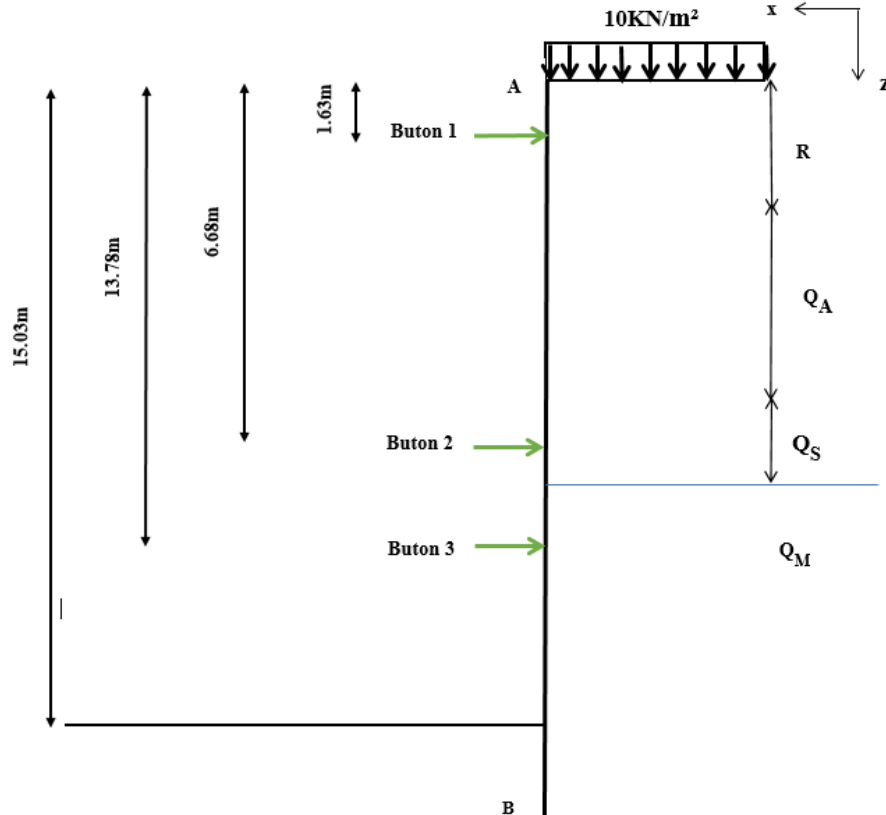


Figure IV.13 : Excavation de la phase 03.

- Calcul de la poussée :
- - La couche (R) : $q = 10 \text{ KN/m}^2$; $U = 0$.
 $0 < z < 2.5$

$$\sigma_a = (0.440 \times 17 \times z + 0.440 \times 10) \times \cos 13.34.$$

$$\sigma_a(z) = 7.28z + 4.28 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = 4.28 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(2.5) = 22.48 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- La couche (QA) : $q = 10 + 2.5 \times 17 = 52.5 \text{ KN/m}^2$; $U = 0$

$$0 < z < 3.5$$

$$\sigma_a = (0.376 \times 17 \times z + 0.376(52.5) - 1.4 \times 30) \times \cos(16)$$

$$\sigma_a(z) = 6.14z - 21.4 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z=0) = -21.4 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z=3.5) = 0.09 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La couche (QS) : $q = 10 + 2.5 \times 17 + 3.5 \times 17 = 112 \text{ KN/m}^2$; $U = 0$

$$0 < z < 1.5$$

$$\sigma_a = (0.3 \times 18 \times z + 0.3(112) - 1.210 \times 10) \times \cos(20)$$

$$\sigma_a(z) = 5.07z + 20.2 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z=0) = 20.2 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z=1.5) = 27.8 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La couche (QM) : $q = 112 + 1.5 \times 18 = 139 \text{ KN/m}^2$; $U = 0$

$$0 < z < 7.53$$

$$\sigma_a = (0.408 \times 18 \times z + 0.408(139) - 1.465 \times 47) \times \cos(14.67)$$

$$\sigma_a(z) = 7.10z - 11.75 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z=0) = -11.75 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z=7.53) = 41.71 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$7.53 < z < 7.53 + a$$

$$7.53 < z < 9.03$$

$$\sigma_a(z) = 7.10z - 11.75 \begin{cases} (z = 7.53) = 41.71 \text{ KN/m}^2. \\ (z = 9.03) = 52.36 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

• Calcul de la butée :

$$0 < z < a$$

$$0 < z < 1.5$$

- La couche (QM) : $q = 0 \text{ KN/m}^2$; $S = 1$.

$$\sigma_p = (3.076 \times 18 \times z + 7.365 \times 47) \times \frac{\cos(14.67)}{1}$$

$$(z) = 53.56z + 334.87 \begin{cases} \sigma_p(z = 0) = 334.87 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma_p(z = 1.5) = 415.21 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

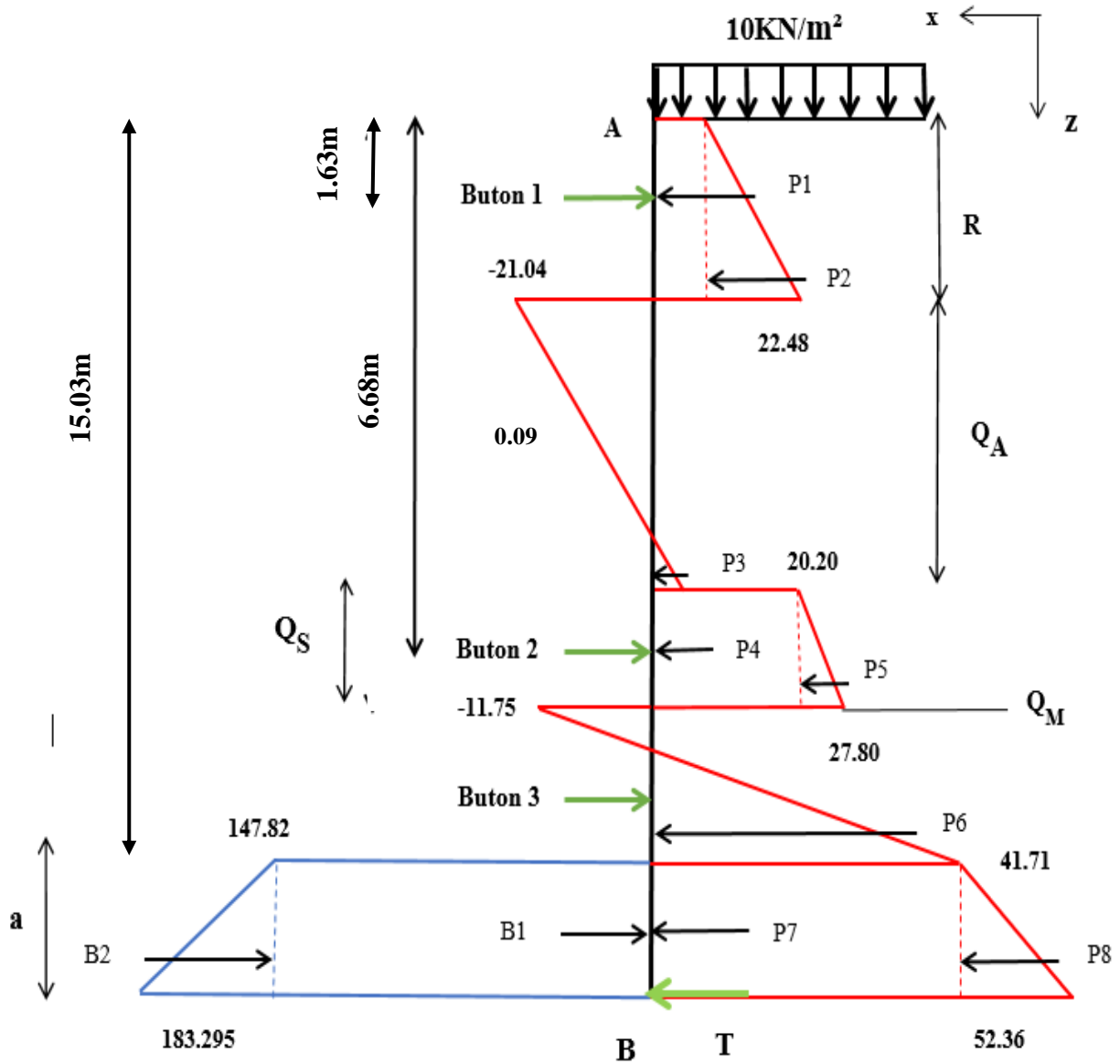


Figure IV.14 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 03 (AB)

Calcul des forces de pression :

	Intensité (KN/ml)	Bras de levier (m)	Pi × Yi (KN.m/ml)
P1	10.7	15.28	163.5
P2	22.75	14.86	338.1
P3	0.00675	10.53	0.07
P4	30.3	9.78	296.3
P5	5.7	9.53	54.3
P6	123.67	3.47	426.9
P7	62.56	0.75	46.92
P8	7.99	0.5	3.99
B1	502.2	0.75	376.65
B2	60.36	0.5	30.18

Tableau IV.6 : Les forces de pression de la phase 03 (partie AB)

Calcul de la réaction « T » :

$$\Sigma F/x = 0 \Rightarrow T + \Sigma Pi - \Sigma Bi = 0 \Rightarrow$$

$$T + 10.7 + 22.75 + 0.00675 + 30.3 + 5.7 + 123.67 + 62.56 + 7.99 - 502.2 - 60.36 = 0$$

$$T - 298.88 = 0$$

$$T = 298.88 \text{ (KN/ml)}$$

La partie « BO » :

• Calcul de la poussée :

- La couche (QM) : $q = 139 \text{ KN/m}^2$

$$9.03 < z < 9.03 + b$$

$$\sigma_a = 7.10 z - 11.75 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a (z = 9.03) = 52.36 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a (9.03 + b) = 7.10b + 52.36 \end{cases}$$

• Calcul de la Butée:

$$1.5 < z < 1.5+b$$

Q=0 ; U=0; S=1

$$\sigma_p = (3.076 \times 18 \times z + 7.365 \times 47) \times \frac{\cos(14.67)}{1}$$

$$\sigma_p(z) = 53.56z + 334.87 \begin{cases} \rightarrow \sigma_p(z=1.5) = 415.2 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_p(z=1.5+b) = 53.56b + 415.2 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

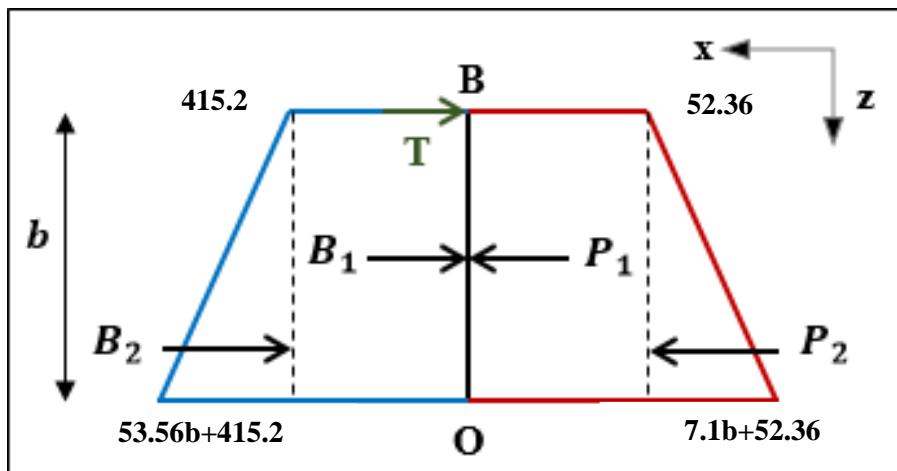


Figure IV.15 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 03 (BO)

Calcul des forces de pression :

• Calcul de « b » :

	Intensité (KN/ml)	Bras de levier (m)	Pi × Yi (KN.m/ml)
P1	52.36×b	b/2	26.18b ²
P2	3.55×b ²	b/3	1.18b ³
B1	415.2×b	b/2	207.6b ²
B2	26.78×b ²	b/3	8.93b ³
T	298.88	b	298.88b

$$\sum M/o = 0 \Rightarrow T \times b + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 7.75b^3 + 181.42b^2 + 298.88b = 0. \Rightarrow b = 0m.$$

- Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$f_0 = a + b = 1.5 + 0 \Rightarrow f_0 = 1.5m.$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 1.5 \Rightarrow F = 1.8m.$$

- Calcul de la contre-butée « R » :

$$\sum F/x = 0$$

$$\Rightarrow R + \sum P_i - \sum B_i - T = 0 \Rightarrow R = 298.88 \text{ KN/ml.}$$

- Calcul des efforts internes avec le logiciel Robot Structural Analysis

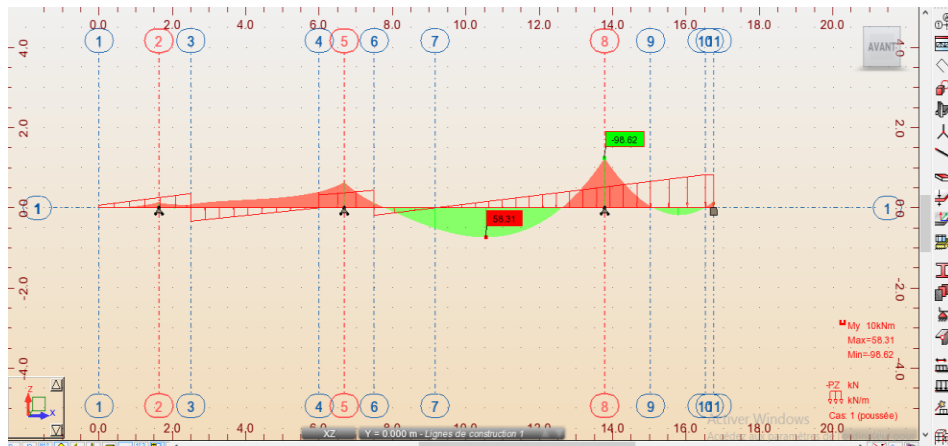


Figure IV.16 : Diagramme du moment fléchissant

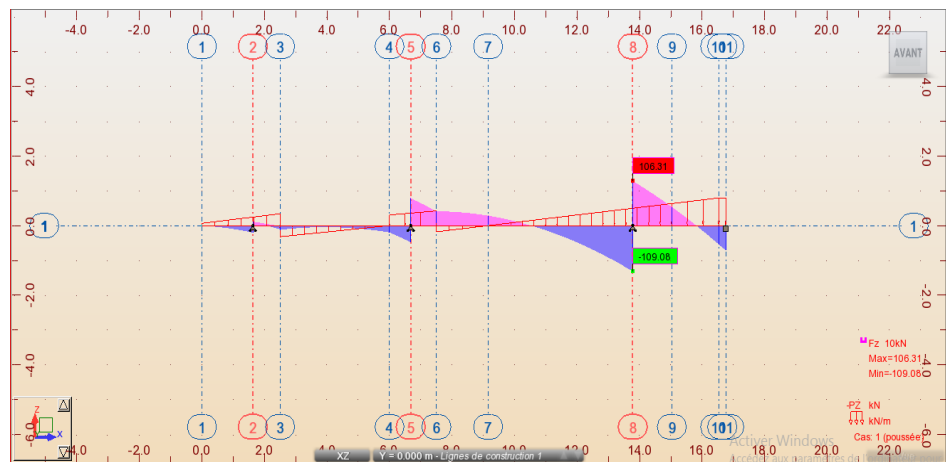


Figure IV.17 : Diagramme de l'effort tranchant

- Le moment fléchissant : $M_{max} = 58.31 \text{ KN.m}$; $M_{min} = -98.62 \text{ KN.m.}$
- L'effort tranchant : $T_{max} = 106.31 \text{ KN}$; $T_{min} = -109.08 \text{ KN}$

• **Conclusion :**

Pour la 3 ère phase, on obtient une fiche de 1.8m, Donc, la hauteur du rideau de pieux nécessaire pour soutenir les charges de la troisième phase est : (fiche de la phase 3 + la hauteur de la 3 ème excavation) ainsi on aura : $F + h1 = 1.8 + 15.03 = 16.83m$.

Phase 04 : Dans la troisième phase, nous avons exécuté une excavation de 8.38m allant du niveau 1.85 à -6.53

- ✓ $L_{AB} = h + a$; (h : La hauteur excavée)
- ✓ $h = 23.41m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 23.41 \Rightarrow a = 2.34m$
- ✓ $L_{BO} = b$.
- ✓ $f_0 = a + b$

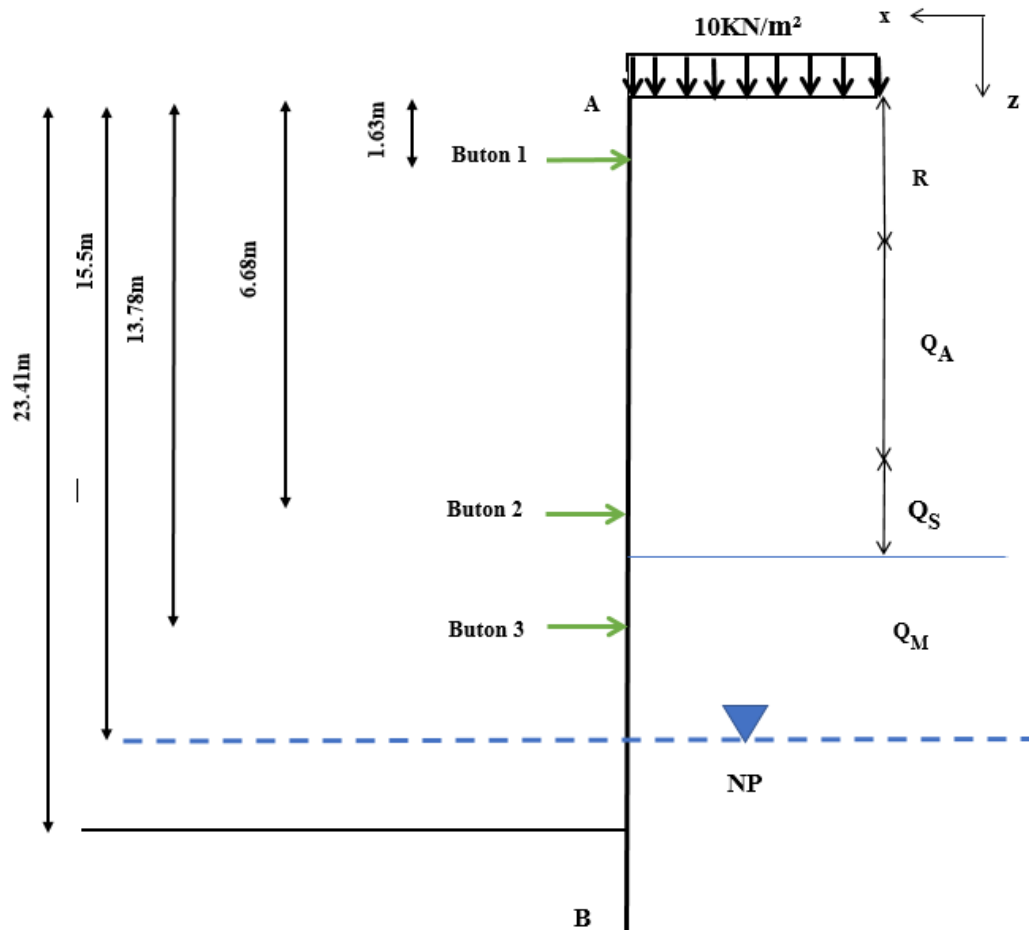


Figure IV.18 : Excavation de la phase 04.

- **Calcul de la poussée :**
- - La couche (R) : $q = 10 \text{ KN/m}^2$; $U = 0$.

$$0 < z < 2.5$$

$$\sigma_a = (0.440 \times 17 \times z + 0.440 \times 10) \times \cos(13.34)$$

$$\sigma_a(z) = 7.28z + 4.28 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = 4.28 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(2.5) = 22.48 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- La couche (QA) : $q = 10 + 2.5 \times 17 = 52.5 \text{ KN/m}^2$; $U = 0$

$$0 < z < 3.5$$

$$\sigma_a = (0.376 \times 17 \times z + 0.376(52.5) - 1.4 \times 30) \times \cos(16)$$

$$\sigma_a(z) = 6.14z - 21.4 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z=0) = -21.4 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z=3.5) = 0.09 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La couche (QS) : $q = 10 + 2.5 \times 17 + 3.5 \times 17 = 112 \text{ KN/m}^2$; $U = 0$

$$0 < z < 1.5$$

$$\sigma_a = (0.3 \times 18 \times z + 0.3(112) - 1.210 \times 10) \times \cos(20)$$

$$\sigma_a(z) = 5.07z + 20.2 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z=0) = 20.2 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z=1.5) = 27.8 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La couche (QM) : $q = 112 + 1.5 \times 18 = 139 \text{ KN/m}^2$; $U = 0$

$$0 < z < 8$$

$$\sigma_a = (0.408 \times 18 \times z + 0.408(139) - 1.465 \times 47) \times \cos(14.67)$$

$$\sigma_a(z) = 7.10z - 11.75 \quad \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \sigma_a(z=0) = -11.75 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z=8) = 45.05 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

$$0 < z < 7.91\text{m}$$

$$U=79.1$$

$$Q=139+(8*18)=283 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(z)=(0.408*18*z+0.408*(283) -1.465*47) * \cos(14.67) + U$$

$$\sigma_a(z)=7.1z-45.09+U$$

$$\sigma_a(z) = 7.10z - 45.09 \quad \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \sigma_a(z=0) = 45.09 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z=7.91 ; U=79.1) = 180.35 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

$$7.91 < z < 7.91+a$$

$$7.91 < z < 10.25$$

$$\sigma_a(z) = 7.10z + 45.09 + U \quad \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \sigma_a(z=7.91, U=79.1) = 180.35 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z=10.25, U=102.5) = 220.36 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

• Calcul de la butée :

$$0 < z < a$$

$$0 < z < 2.34\text{m}$$

- La couche (QM) : $q = 0 \text{ KN/m}^2$; $S = 1$

$$\sigma_p = (3.076 \times 18 \times z + 7.365 \times 47) \times \frac{\cos(14.67)}{1} + U$$

$$\sigma_p(z) = 53.56z + 334.86 + U \quad \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \sigma_p(z=0 ; U=0) = 334.86 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_p(z=2.34 ; U=23.4) = 483.59 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

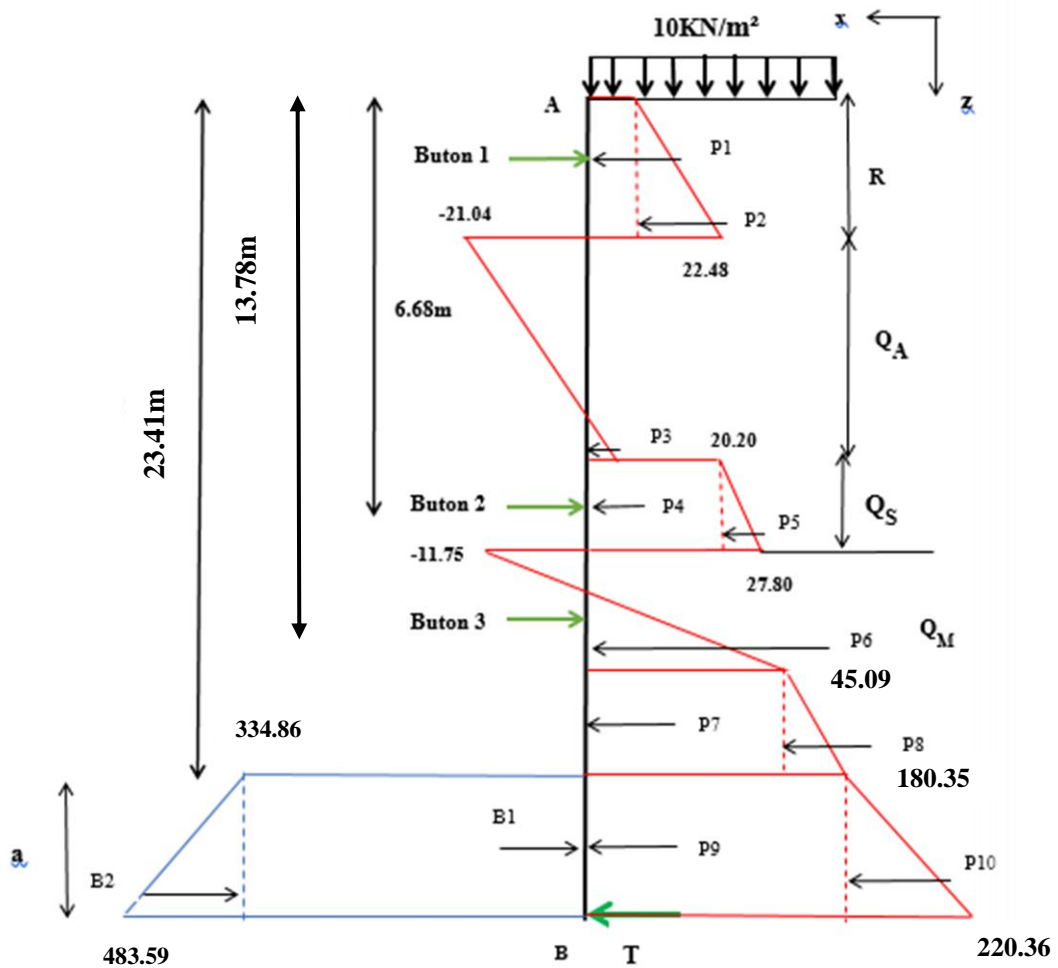


Figure IV.19 : Diagramme des poussées et butée de la phase 4

Calcul des forces de pression :

	Intensité(KN/m)	Bras de levier (m)	Pi*Yi(KN.m/ml)
P1	10.7	24.5	262.15
P2	22.75	24.08	547.82
P3	0.00067	19.75	0.013
P4	30.3	19	575.7
P5	5.7	18.75	106.87
P6	142.8	12.36	1765.01
P7	356.66	6.29	2243.29
P8	534.95	4.97	2658.7
P9	422.02	1.17	493.76
P10	46.8	0.78	36.5
B1	783.57	1.17	916.78
B2	174.33	0.78	135.98

Tableau IV.8 : Les forces de pression de la phase 04 (partie AB)

Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/x=0 \Rightarrow T + \sum Pi - \sum Bi = 0$$

$$\Rightarrow T + 614.79 = 0$$

$$\Rightarrow T = -614.79 \text{ (KN/ml)}$$

La partie «BO » :

• **Calcul de la poussée :**

- La couche (QM) : $q = 283 \text{ KN/m}^2$

$$10.25 < z < 10.25 + b$$

$$\sigma_a = 7.10 z + 45.09 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a (z = 10.25 ; U=102.5) = 220.36 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_a [(z=10.25+ b) ; (U=102.5+10b)] = (17.10b+220.36) \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

• Calcul de la Butée:

$$2.34 < z < 2.34+b$$

$$\sigma_p = (3.076 \times 18 \times z + 7.365 \times 47) \times \frac{\cos(14.67)}{1} + U$$

$$\sigma_p (z) = 53.56z + 334.86 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_p (z = 2.34; U=23.4) = 483.59 \text{ KN/m}^2. \\ \rightarrow \sigma_p (z = 2.34+b ; U=23.4+10b) = 63.56b+483.59 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

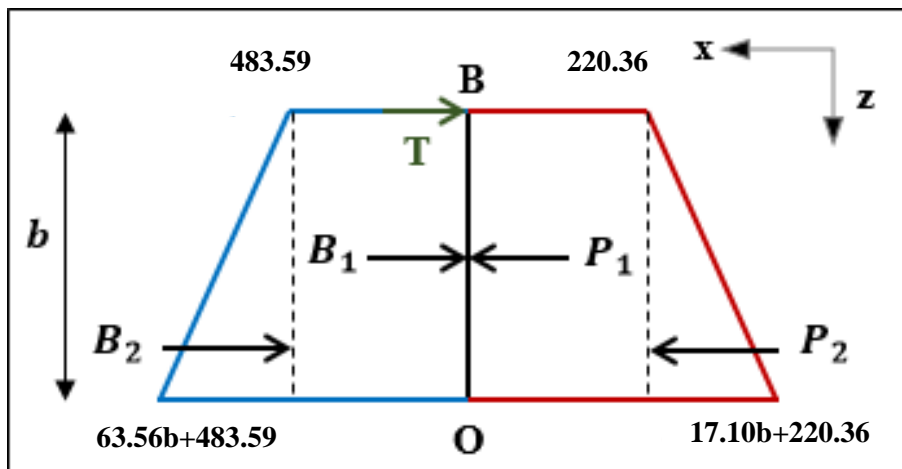


Figure IV.20 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 04 (BO)

Calcul des forces de pression :

	Intensité(KN/m)	Bras de levier (m)	Pi*Yi(KN. m/ml)
P1	220.36×b	b/2	110.18b ²
P2	8.55×b ²	b/3	2.85b ³
B1	483.59×b	b/2	241.79b ²
B2	31.78×b ²	b/3	10.59b ³
T	-614.79	b	-614.79b

• Calcul de « b » :

$$\Sigma M/o = 0$$

$$\Rightarrow T \times b + \Sigma B_i \times Y_i - \Sigma P_i \times Y_i = 0$$

$$\Rightarrow 7.74b^3 + 131.61b^2 - 614.79b = 0.$$

$$\Rightarrow b = 3.81m.$$

• Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$f_0 = a + b = 2.34 + 3.81 \Rightarrow f_0 = 6.15m.$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 6.15 \Rightarrow F = 7.38m.$$

• Calcul de la contre-butée « R » :

$$\Sigma F/x = 0$$

$$\Rightarrow R + \Sigma P_i - \Sigma B_i - T = 0$$

$$\Rightarrow R = T + \Sigma B_i - \Sigma P_i$$

$$\Rightarrow R = 725.32 \text{ KN/ml.}$$

• Calcul des efforts internes avec le logiciel Robot Structural Analysis :

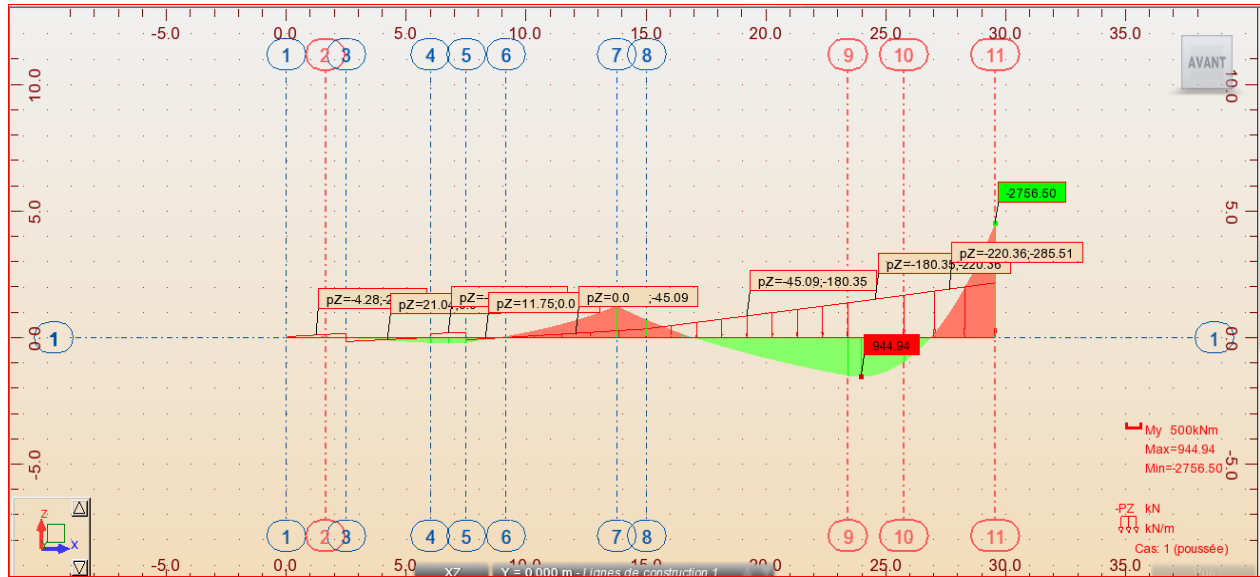


Figure IV.21 : Diagramme du moment fléchissant

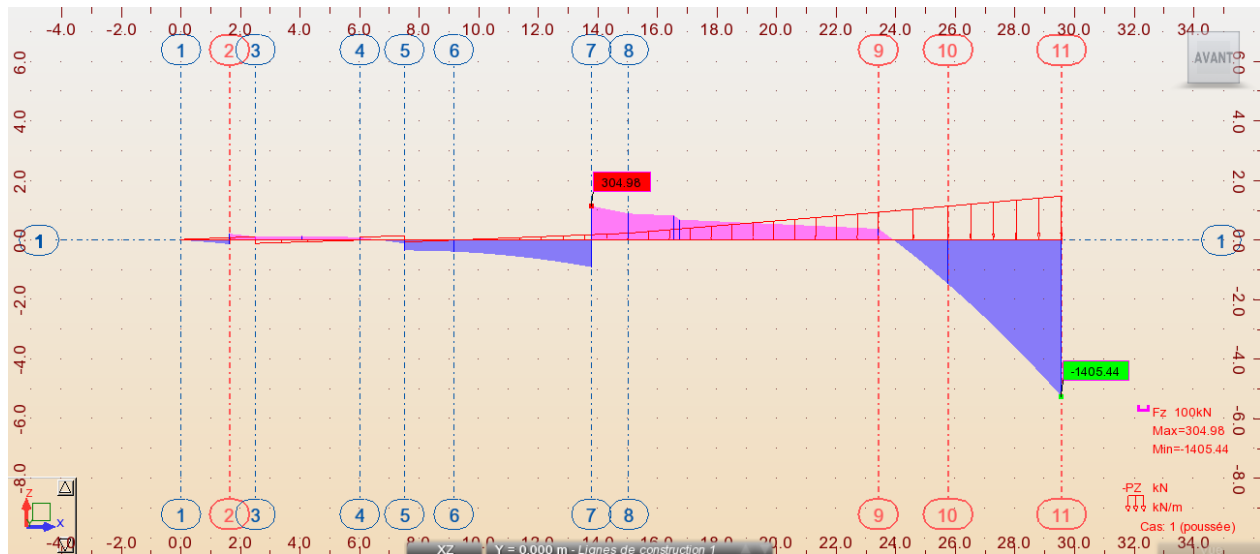


Figure IV.21 : Diagramme de l'effort tranchant

- Le moment fléchissant : $M_{max} = 944,94 \text{ KN.m}$; $M_{min} = -2756,50 \text{ KN.m}$.
- L'effort tranchant : $T_{max} = 304,98 \text{ KN}$; $T_{min} = -1405,44 \text{ KN}$

Conclusion : Pour la 4 ème phase, on obtient une fiche de 7.38m, Donc, la hauteur du rideau de pieux nécessaire pour soutenir les charges de la quatrième phase est : (fiche de la phase 4+ la hauteur de la 4 ère excavation) = $F + h_2 = 23,41 + 7,38 = 30,79 \text{ m}$.

IV.4 Vérification du soulèvement du radier [7] :

En présence de radier comme dispositif de soutènement provisoire, il subira indépendamment de sa déformation propre, des charges actives ascendantes dues à la poussée du terrain.

Plusieurs études sont faites pour tenter de définir ce phénomène, dans ce qui suit, celle de TSIMBAREIVITCH est adoptée pour l'évaluation de cette charge.

TSIMBAREIVITCH a pu déterminer l'expression de la charge ascendante en radier, en se basant sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée, en définissant les poussées verticales produites par les masses de terrain latérales engendrent des poussées horizontales qui peuvent provoquer un déplacement vers l'intérieur d'un coin du radier, ces poussées motrices sont équilibrées par l'effet de la butée des terres situées sous le radier. La Figure 78 ci-après illustre ces poussées.

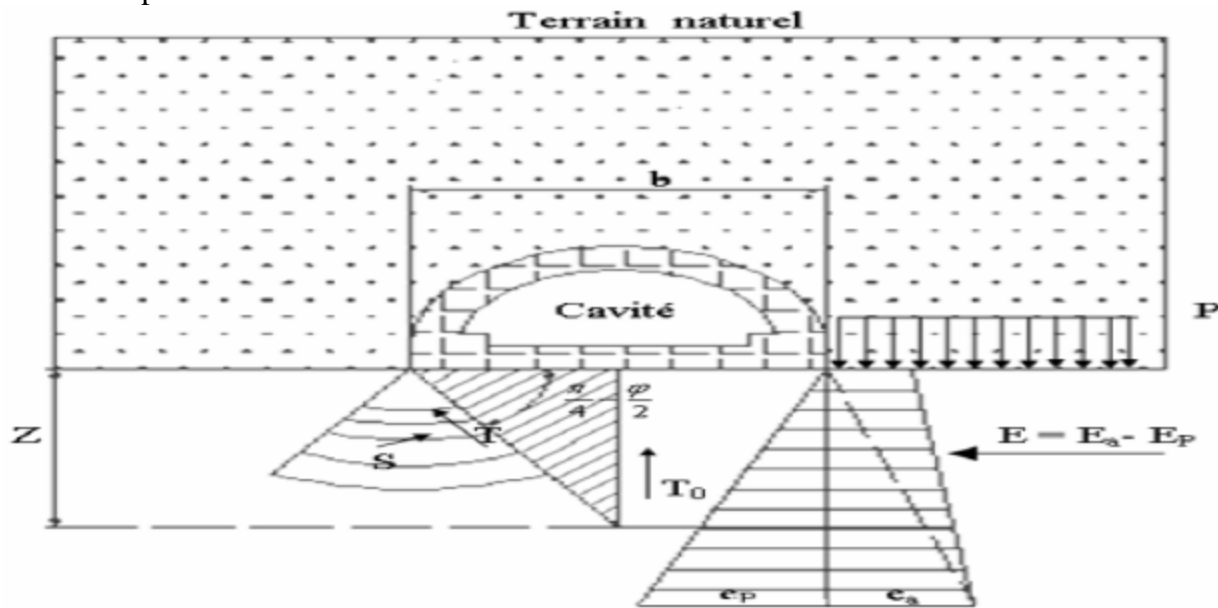


Figure IV.12: Poussées au niveau du radier selon TSIMBAREIVITCH

L'expression des poussées élémentaires actives (e_a) et passives (e_p) répartie sous forme de charge trapézoïdale à une profondeur Z depuis le radier, sont données respectivement par :

$$e_a = (P + \gamma Z) K_a \gamma - 2C\sqrt{K_a \gamma}$$

$$e_p = \gamma Z K_p \gamma + 2C\sqrt{K_p \gamma}$$

$K_a \gamma$ et $K_p \gamma$ sont les coefficients de poussée et butée des terres de la couche encaissante (QM).

$P = \sum \gamma_i h_i$: la contrainte verticale (KPa)

γ : Poids volumique du terrain encaissant (KN/m³)

C : Cohésion du terrain encaissant (KPa)

[7] (BENALLEGUE MAYELLIA, 2016/2017)

$$Z = \frac{2C(\sqrt{Ka\gamma} + \sqrt{Kp\gamma}) - PKa\gamma}{\gamma(Ka\gamma - Kp\gamma)} : \text{Profondeur (m) pour } ea=ep$$

La résultante de chacune des poussées élémentaires actives et passives sont respectivement notées par (Ea) et (Ep), la somme vectorielle de ces résultantes ($E = Ea - Ep$) donne l'effort agissant sur le radier ayant pour module.

$$E = \frac{\gamma Z}{2} (Z + 2H)Ka\gamma - \frac{1}{2}\gamma Z^2 Kp\gamma$$

H : la hauteur des terrains au-dessus de radier.

Cet effort résultant (E) peut se décomposer en deux composantes T et S, exprimées comme suit :

$$T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts agissant de part et d'autre du radier, on obtient une résultante T_0 :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos(\varphi)} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

La résultante verticale T_0 exerce son action suivant l'axe central dirigée vers le haut, elle est équilibrée par le contre du radier notée (q), la charge (q) est répartie sur une longueur (Y) exprimée comme suit :

$$Y = \frac{Z}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Ainsi la contrainte agissante sous le radier est exprimée par :

$$\sigma_s = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Vérification du non-soulèvement :

Vérification du non-soulèvement :

Pour assurer la stabilité du radier, la contrainte agissante sous le radier ne doit pas dépasser une contrainte limite de rupture (σ_{lim}) :

$$\sigma_s = \frac{T_0}{Y} \leq \sigma_{lim} = \frac{4C}{1 - \sin\varphi} (2 + \sin\varphi) \cos\varphi$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Paramètre	Kaγ	Kpγ	ea(KPa)	ep (KPa)	Z	E	To	Y	σs	σlim
Résultat	0.408	3.076	109.26	70.03	1.36	176.41	118.99	2.029	58.64	661.85

Remarque : On remarque que la condition du non soulèvement est vérifiée

IV.5 Analyse de la stabilité du fond d'excavation [8] :

La stabilité du fond d'excavation peut être mise en cause par deux phénomènes distincts, associés à un manque de capacité portante et résultant dans un mécanisme de rupture rotationnelle, et autre à la pression ou l'écoulement de l'eau interstitielle, lesquelles peuvent induire des rotures par soulèvement hydraulique dû à l'annulation des contraintes effectives verticales ou par érosion interne.

En ce qui concerne la capacité portante, on constate 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, comme le montre la Figure. Si ces efforts deviennent trop élevés, le fond de l'excavation entre en rupture, forçant le soulèvement du terrain et, par conséquent, l'occurrence d'importants déplacements dans le terrain environnant.

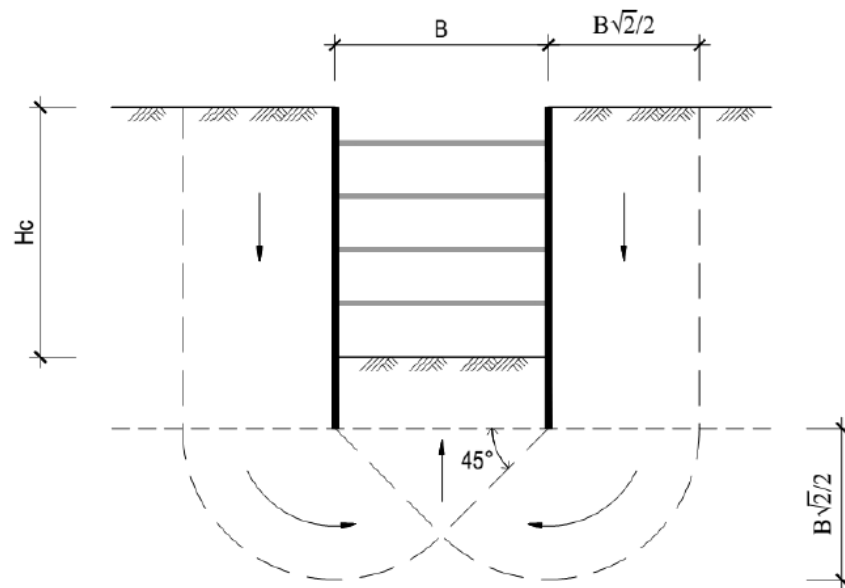


Figure IV.13 : Mécanisme de rupture de la fondation d'une excavation

La hauteur critique (H_c) correspond à la hauteur d'excavation à partir de laquelle il peut se mobiliser la rupture de la fondation, ceci dépendant, entre autres facteurs, de la résistance non drainée du sol. L'expérience montre que, pour les hauteurs d'excavation courantes, ce type d'occurrence seulement a lieu dans les argiles molles.

Il est aussi connu que la stabilité du fond de l'excavation est un facteur avec beaucoup d'influence dans la magnitude des efforts agissants sur les appuis des parois de soutènement. En ce sens, on peut trouver dans la bibliographie des rapports où l'augmentation de la longueur des parois au-dessous du dernier niveau de l'excavation accroît, d'une part, le facteur de sécurité à la

[8] : Document interne de Cosider "Phases de blindage et excavation du puits, hypothèses et modes opératoires", 2016.

rupture du fond de l'excavation mais, d'autre part, accroît aussi le niveau de charge transféré par la paroi aux appuis.

IV.5.1 Rupture par manque de capacité portante des formations argileuses :

Ce type de rupture est produit au moment que le poids du sol derrière le blindage est supérieur à la capacité portante du sol sous-jacent. Ce type de rupture est typiquement associé aux argiles normalement consolidées ou légèrement consolidées.

On évalue la stabilité du fond d'excavation en formations argileuses à travers le concept du nombre critique de stabilité de base (Nbc). Ainsi, dans une excavation où la pénétration des parois du blindage sous le fond d'excavation est nulle, la rupture est produite quand :

$$q_{ult}[Kpa] = \gamma H = N_c \cdot C_u$$

Donc, nous pouvons estimer le coefficient de sécurité global en relation à la rupture du fond par l'expression suivante :

$$F = \frac{N_c \cdot C_u}{\gamma H}$$

De la théorie de capacité portante des fondations superficiels nous savons que le facteur de capacité portante N_c doit être corrigé de façon à prendre en considération soit la forme de la fondation, soit et la résistance au cisaillement du terrain sur la base de ceci

La Figure montre les valeurs de N_c affectées par cette correction, proposées par Skempton (1951) pour le dimensionnement de fondations superficielles dans des massifs argileux. Bjerrum et Eide (1956) ont proposé l'utilisation de ces corrections pour le cas d'excavations profondes.

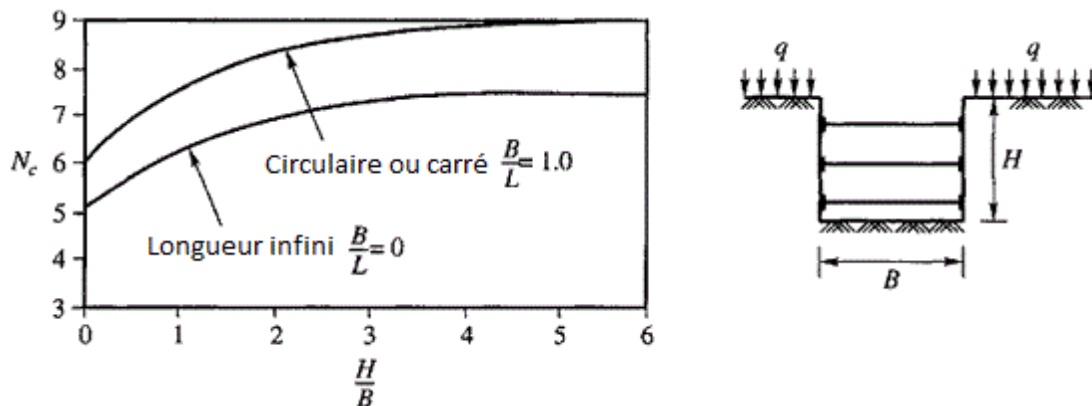


Figure IV.14 : Valeurs de N_c selon le type du fond de fouille dans des sols argileux

Pour le cas de l'utilisation du concept de coefficient de sécurité global nous considérerons un coefficient de sécurité minimum de 2 de façon à garantir un contrôle adéquat des déplacements

IV.5.1.1 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 :

$$Fs = \frac{Nc \cdot Cu + \gamma d + \left(\frac{2dCa}{B}\right)}{\gamma \cdot H}$$

Tel que :

F_s : Facteur de sécurité globale

N_c : Facteur de capacité portante

C_u : cohésion non drainée

C_a : adhérence entre le sol et la structure à évaluer à partir des caractéristiques du sol et de l'interface sol/parois.

H : longueur de la paroi

B : largeur de l'excavation

d : profondeur d'encastrement des parois.

γ : Poids volumique effectif du sol au dessus du fond d'excavation

- Calcul de la charge défavorable : $\sum \gamma_i H_i$:

Les couches	H(m)	γ(KN/m)	γ × H(Kpa)
Re	2.5	20	50
QA	3.5	21	73.5
QS	1.5	21	31.5
QM	15.92	21	334.32
Σ γ_i × H_i (Kpa)		489.3	

Tableau IV.10 : calcul de la charge défavorable

Ainsi la charge la plus défavorable est égale à 489.3 Mpa

- Calcul de la charge favorable $Nc \cdot Cu + \gamma d + \left(\frac{2dCa}{B}\right)$:

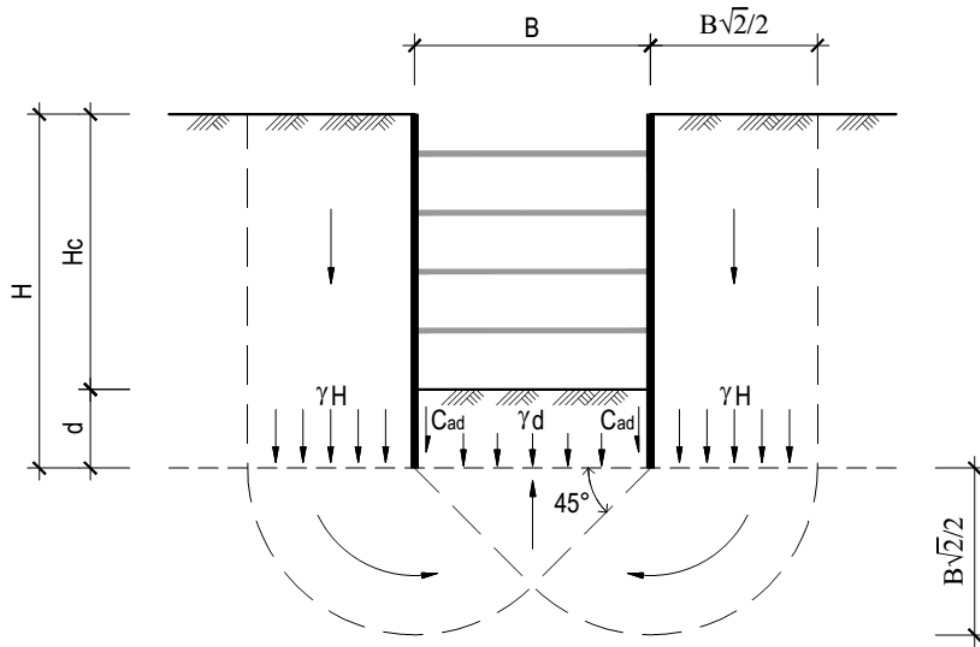


Figure IV.15 : Schéma pour l'évaluation du coefficient de sécurité global

Détermination du coefficient de capacité portante N_c :

On a :

$$\frac{H}{B} = \frac{22.53}{39.8} = 0.56$$

Donc à partir du diagramme de la fouille carrée on obtient $N_c = 7.5$

H(m)	23.41
B(m)	11.1
N_c	7.5
C_u(Kpa)	120
γ(KN/m³)	21
d(m)	7.5
C_a(Kpa)	60
Charge favorable(Kpa)	1138.6
Charge défavorable(Kpa)	489.3
Facteur de sécurité	2.32

Tableau IV.11 : Calcul du facteur de sécurité globale

La valeur de sécurité obtenue pour la situation plus contraignante est supérieure à la valeur minimale réglée ($F_s > 2$) de façon à garantir un contrôle adéquat des déplacements.

Conclusion : donc notre fond d'excavation est stable.

Chapitre V:

*« Modélisation numérique
avec le logiciel Géo 05 »*

V.1 Présentation du logiciel GEO5 (Geostructural Analysis) :¹

GEO5 est un logiciel géotechnique intuitif pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis dont les murs de soutènement qu'on va l'utiliser pour notre projet.

Ce dernier permet la conception complète et la vérification des écrans et parois de soutènement divers ainsi que leur stabilité, des soutènements d'excavations peuvent être ancrés, étayés ou non soutenus. Il facilite la modélisation du comportement réel des structures en utilisant les étapes de construction avec le calcul des déformations et des pressions appliquées sur la structure.

Les approches géotechniques de base utilisées par les programmes GEO5 sont valides partout dans le monde surtout en utilisant les différentes normes au choix du concepteur. Pour notre cas, nous utilisons la norme française EN 1997.

Dans notre travail, on a utilisé le programme Sheeting Check destiné à la vérification des écrans de soutènement qui nous a permis de :

- Faire une conception avancée du rideau de pieux.
- Faire une modélisation du comportement réel de notre paroi de blindage en chaque étape de construction.
- Déterminer les efforts internes et les déplacements de notre ouvrage de soutènement.

On a utilisé aussi le programme Slope Stability pour vérifier la stabilité de l'écran de soutènement vis-à-vis le cercle de Bishop.

V.2 Modélisation des phases d'excavation :

Les phases d'excavation mentionnées précédemment dans le chapitre IV ont été modélisées avec le logiciel GEO5 (Voir l'annexe D partie 1) comme suit

Phase 01 :

1. Excavation jusqu'à 1.5m de profondeur.
2. Installation du premier niveau de butonnage

Phase 02 :

1. Excavation jusqu'à 6.55m de profondeur.
2. Installation du deuxième niveau de butonnage

Phase 03 :

1. Excavation de jusqu'à 14.15m de profondeur.
2. Installation du troisième niveau de butonnage

Phase 04 :

Excavation de jusqu'à 22.53m de profondeur.

¹ Geotechnical software Geo5 Fine ,2020

V.3 Détermination des efforts internes et des déplacements :



La modélisation des pieux avec le logiciel GEO5 (vérification des écrans de soutènement), nous a permis de déterminer les moments fléchissant, les efforts tranchants et les déplacements pour chaque phase d'exécution de notre ouvrage de soutènement avec les deux combinaisons des charges, aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS) selon la norme France EN-1997 dans les deux cas, statique et dynamique.

Pour le cas dynamique, selon les règles parasismiques algériennes RPA99 / version 2003, notre ouvrage de soutènement appartient au groupe 3 (ouvrage de faible importance → construction provisoire) dans une zone à sismicité élevée (zone III). Ce qui nous a permis de déterminer les coefficients sismiques $A = 0.1g \Rightarrow Kh = 0.5A \Rightarrow Kh = 0.05 \Rightarrow Kv = 0.3Kh \Rightarrow Kv = 0.015$

Les paramètres de calcul introduits dans Géo 05 sont représentés dans l'ANNEXE D (partie 01)

V.4 Résultats de l'analyse finale :

Les valeurs maximales du moment fléchissant (M_{max}), effort tranchant (V_{max}) et du déplacement (D_{max}) dans le cas statique aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS) et dans le cas dynamique à l'ELU sont obtenues dans la phase 4.

V.4.1 Les efforts internes et les déplacements maximaux dans le cas statique :

- A l'état limite ultime ELU :

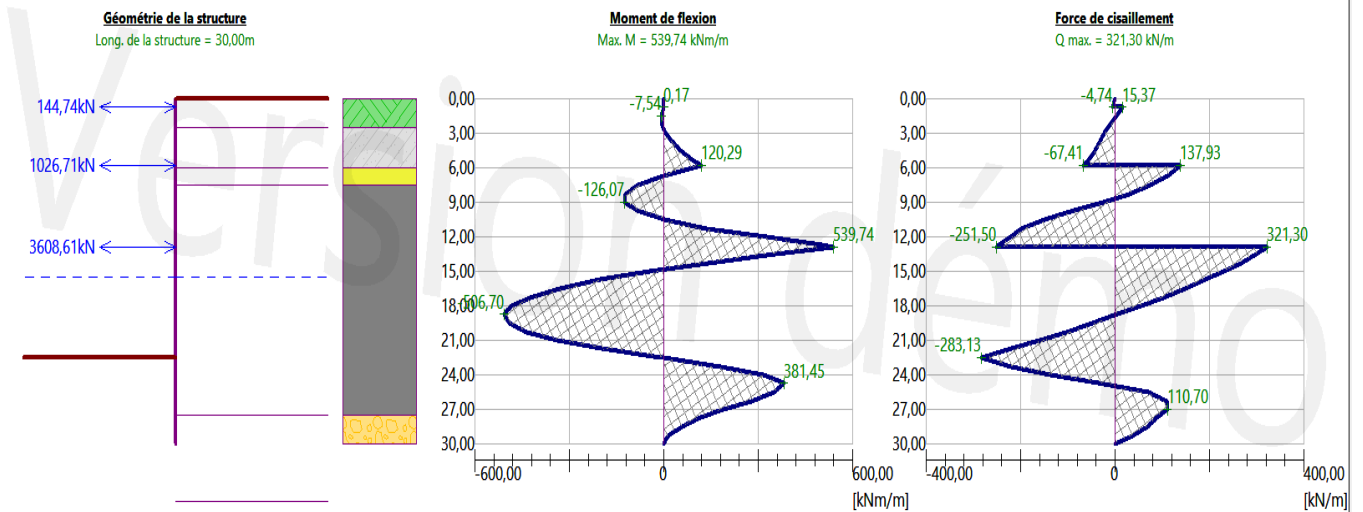


Figure V.1 : Les efforts internes maximaux à l'ELU dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

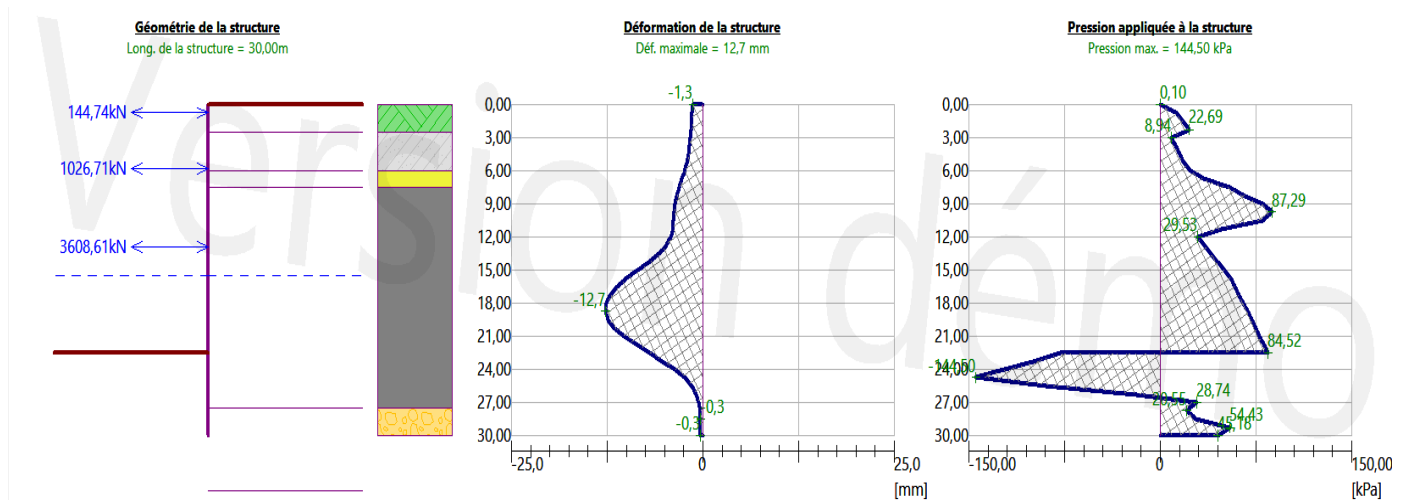


Figure V.2 : Les déplacements maximaux à l'ELU dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5

• A l'état limite de service ELS :

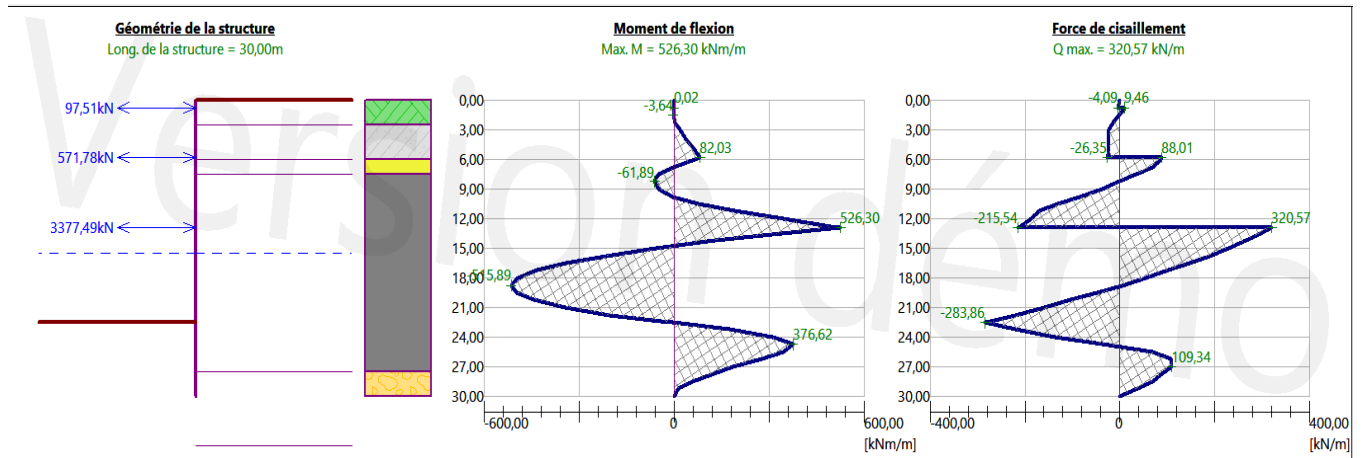


Figure V.3 : Les efforts internes maximaux à l'ELS dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

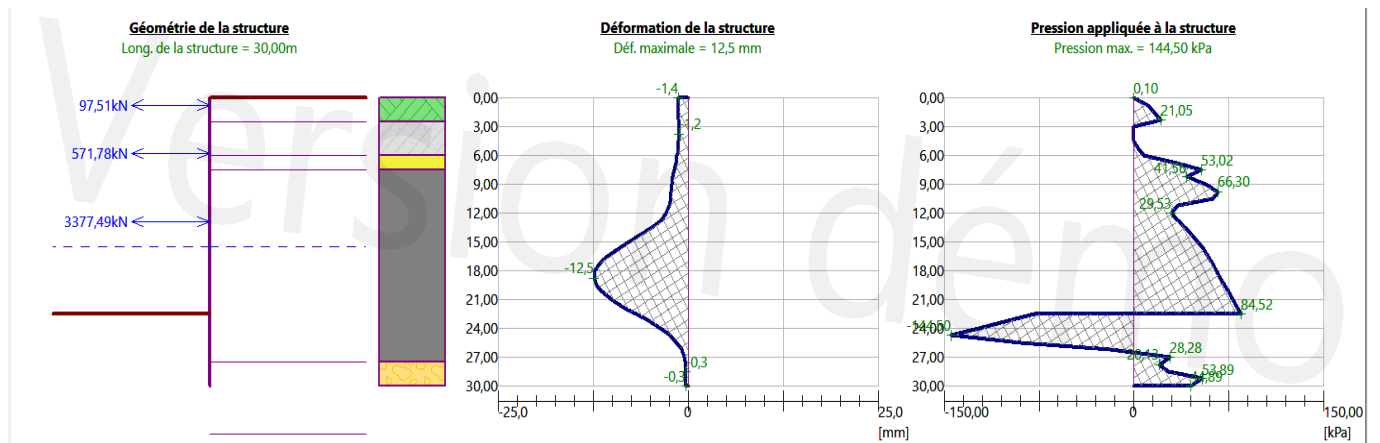


Figure V.4 : Les déplacements maximaux à l'ELS dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

V.4.2 Les efforts internes et les déplacements maximaux dans le cas dynamique :

- A l'état limite ultime ELU :

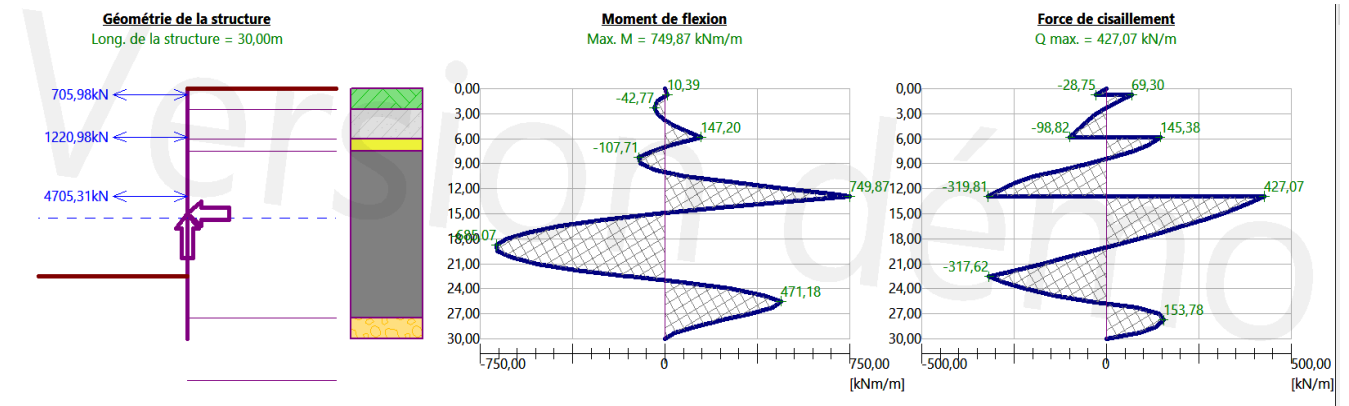


Figure V.5: Les efforts internes maximaux à l'ELU dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

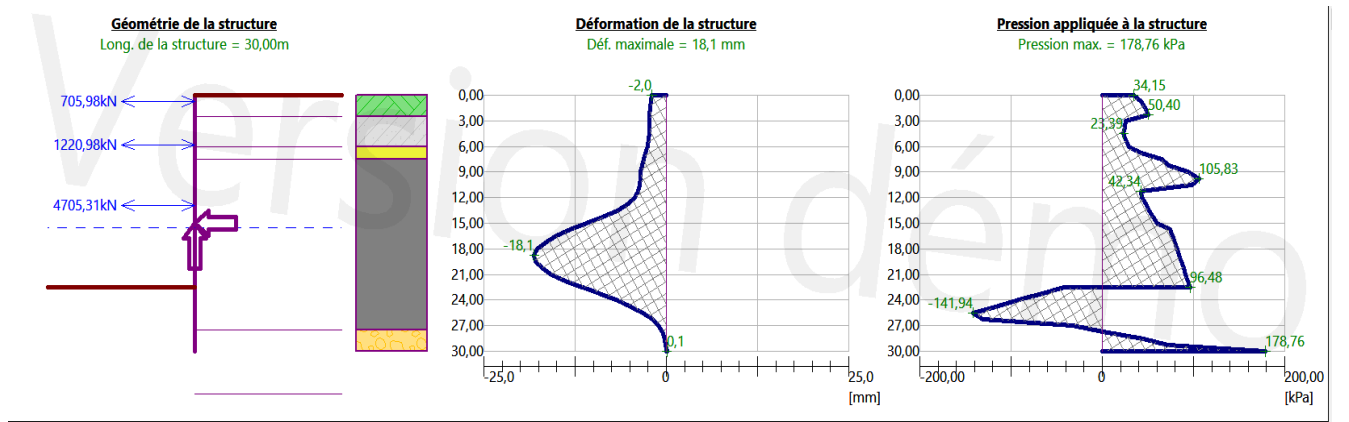


Figure V.6 : Les déplacements maximaux à l'ELU dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

- A l'état limite ultime ELS :

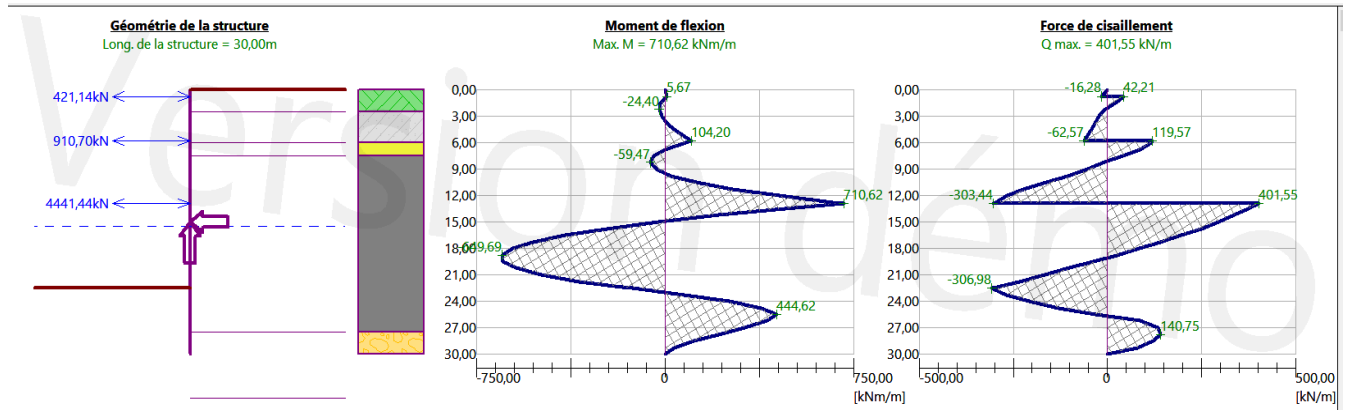


Figure V.7 : Les efforts internes maximaux à l'ELS dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

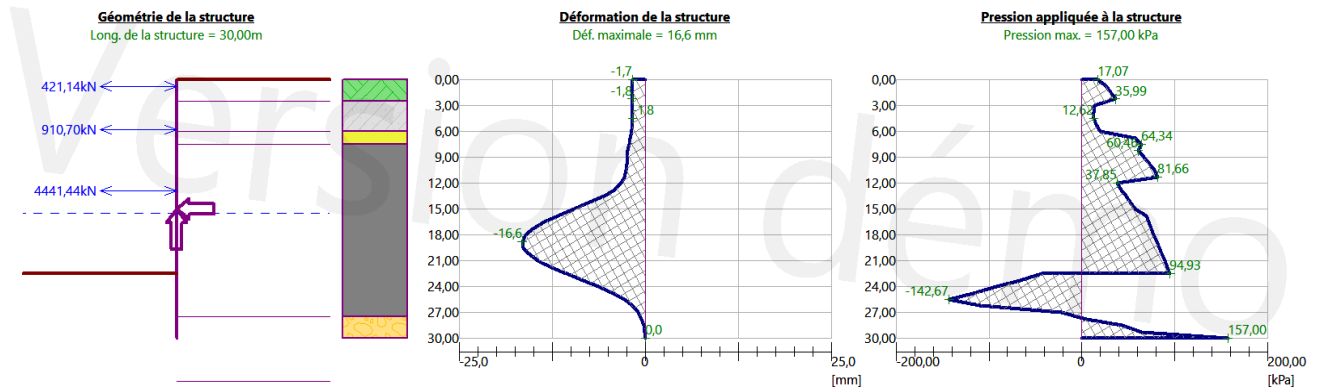


Figure V.8: Les déplacements maximaux à l'ELS dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

V.4.3 : Tassement du terrain derrière la construction :

- A l'état limite ultime ELU :

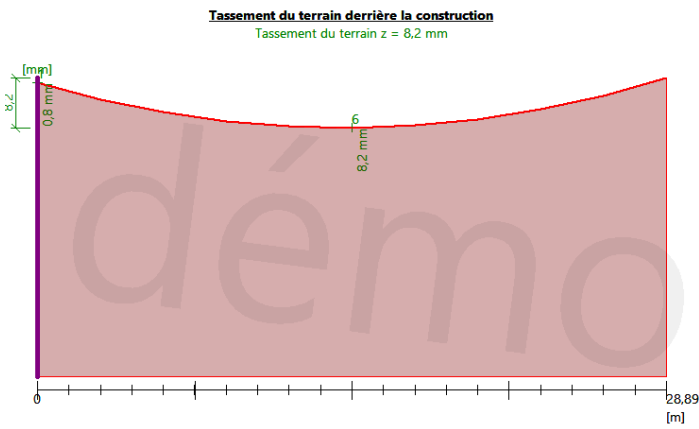


Figure V.9 : Tassement du terrain derrière construction (cas statique)

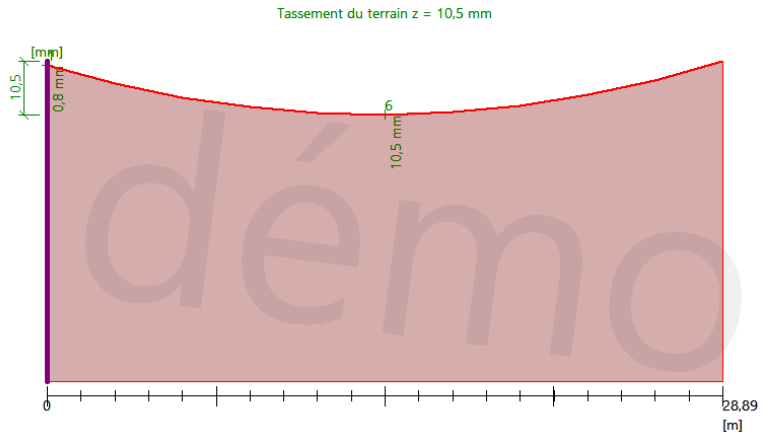


Figure V.10 : Tassement du terrain derrière la construction (dynamique)

- A l'état limite ultime ELS :

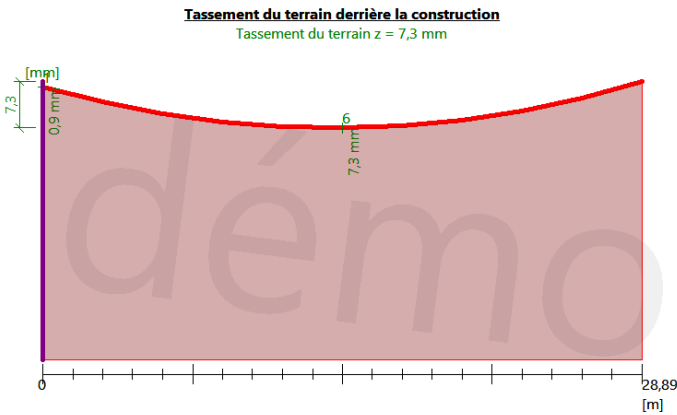


Figure V.11 : Tassement du terrain derrière construction (cas statique)

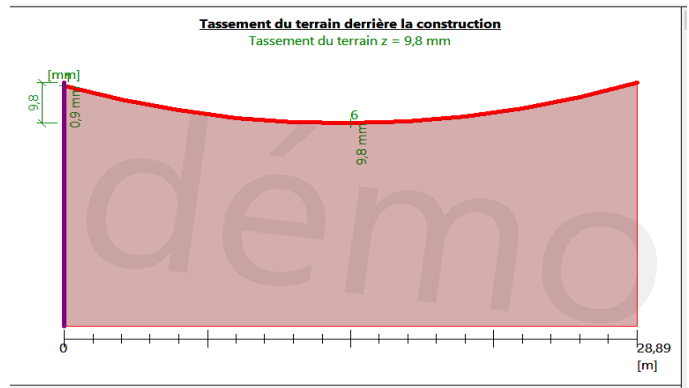


Figure V.12: Tassement du terrain derrière la construction (dynamique)

V. 5. Stabilité de l'écran de soutènement :

V.5.1. Principe de calcul :

Le principe de calcul est de vérifier que pour tout mécanisme de rupture potentiel qui englobe tout ou partie de l'écran de soutènement, l'effet des actions déstabilisatrices est équilibré par les résistances qui s'y opposent.

- Les mécanismes de rupture sont multiples (au sens de la norme NF P94-282), ils peuvent être :
 - Une rupture rotationnelle par insuffisance de fiche et/ou de butée.
 - Une ruine de la structure de l'écran à cause des défauts de résistance vis-à-vis des actions les plus défavorables (Moment fléchissant, effort tranchant).
 - Une rupture d'un buton.
 - Un soulèvement général du fond de fouille ou des structures sous l'effet des sous-pressions (Poussé d'Archimède).
 - Un effondrement de la structure du sol (érosion interne et régressive) [2].

V.5.2. Méthode de calcul :

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité F_s une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque [3].

Dans notre cas, la rupture est supposée circulaire (glissement circulaire), donc, pour déterminer le coefficient de sécurité F_s , on a opté pour la méthode de Bishop, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent.

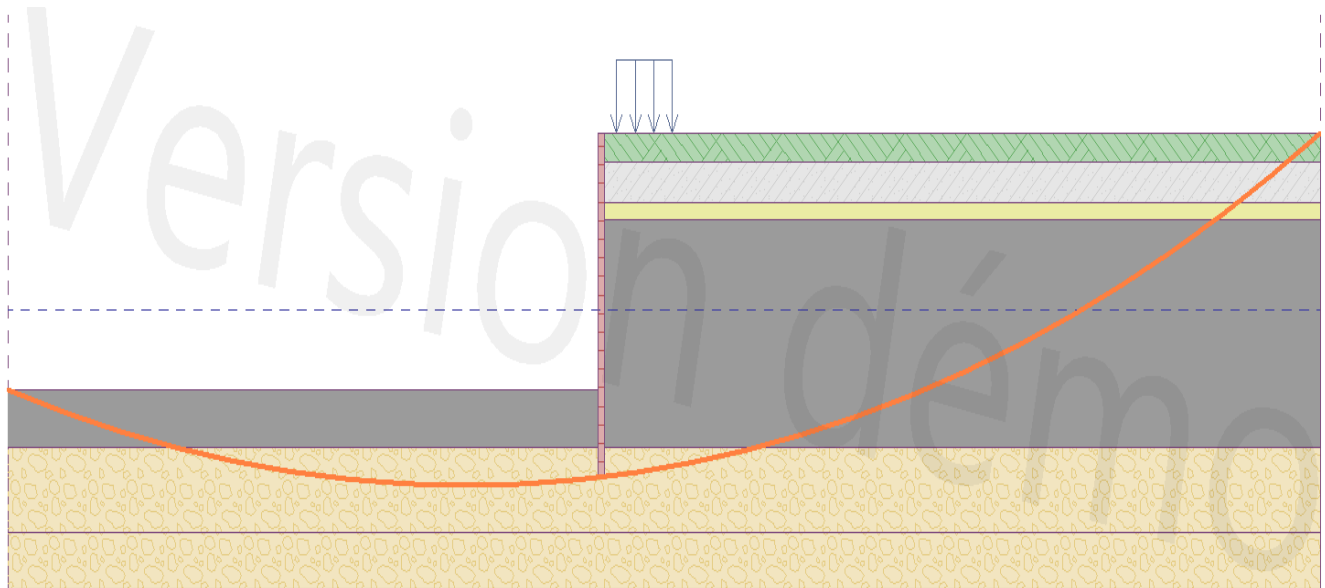


Figure V.13 : schéma du cercle de Glissement

² (J. MARLINGE,2012)

³ (KHEMISSA ,2016)

V. 5. 3 Présentation et interprétation des résultats de l'analyse de la stabilité des pentes :

La modélisation numérique avec le logiciel GEO5 en utilisant le programme « Slope Stability » destiné à la vérification de la stabilité des écrans de soutènement nous a donné les résultats présentés en détails dans la partie 3 de l'annexe E et résumés dans les figures suivantes :

- A l'état limite ultime ELU :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 8393,17 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 16268,80 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 1697351,19 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 3290038,92 \text{ kNm/m}$
Utilisation :	51,6 %
Stabilité de pente ADMISSIBLE	

Figure V.14: résultats de l'analyse de la stabilité externe (dynamique)

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 6568,35 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 16607,22 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 1328318,27 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 3358478,21 \text{ kNm/m}$
Utilisation :	39,6 %
Stabilité de pente ADMISSIBLE	

Figure V.15: résultats de l'analyse de la stabilité externe (statique)

Interprétation des résultats

$$F_s = \frac{\text{Moments passifs}}{\text{Moments actifs}}$$

Cas statique : $\frac{3358478.21}{1328318.27} = 2.57 \geq 1.5$

Cas dynamique : $= \frac{3290038.92}{1697351.19} = 1.94 \geq 1.5$

A l'état limite ultime ELS :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 6568,35 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 20757,60 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 1328318,27 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 4197809,77 \text{ kNm/m}$
Utilisation :	31,6 %
Stabilité de pente ADMISSIBLE	

Figure V.16 : résultats de l'analyse de la Stabilité externe (Cas statique)

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 8393,17 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 20334,63 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 1697351,19 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 4112272,69 \text{ kNm/m}$
Utilisation :	41,3 %
Stabilité de pente ADMISSIBLE	

Figure V.17 : résultats de l'analyse de la stabilité externe (Cas dynamique)

Interprétation des résultats

$$F_s = \frac{\text{Moments passifs}}{\text{Moments actifs}}$$

Cas statique : $\frac{4197809.77}{1328318.27} = 3.2 \geq 1.5$

Cas dynamique : $\frac{4112272.69}{1697351.19} = 2.42 \geq 1.5$

Conclusion :

L'analyse montre que la stabilité des parois par la méthode de Bishop est assurée dans des Conditions de sécurité satisfaisantes

V.6 Présentation des résultats des efforts internes et déformations obtenus avec GEO5 :

Après l'introduction des paramètres de calcul dans le logiciel, on aura les résultats dans le tableau Suivant :

1^{ère} combinaison à l'ELU :

	Profondeurs d'excavation	Moment max (KN.m/m)	Effort tranchant max (KN/m)	Déplacement Max (mm)
Cas statique	Phase 01	39.70	21.09	1.4
	Phase 02	58.17	52.10	1.6
	Phase 03	200.79	156.42	4.2
	Phase 04	544.66	334.05	12.9
Cas dynamique	Phase 04	749.87	427.07	18.1

2^{ème} combinaison à l'ELS :

	Phases	Moment max (KN.m/m)	Effort tranchant max (KN/m)	Déplacement Max (mm)
Cas statique	Phase 01	38.37	21.85	1.4
	Phase 02	37.06	29.25	1.5
	Phase 03	122.82	109.77	2.7
	Phase 04	526.30	320.57	12.5
Cas dynamique	Phase 04	710.62	401.55	17

Conclusion :

Les résultats obtenus par GEO5 montrent qu'il y a une marge différentielle avec les résultats de la modélisation par ROBOT, et ça s'est due à la différence entre les bases et les concepts de calcul deux logiciels que ce soit de point de vue interaction sol-structure, rigidité de l'écran de soutènement les conditions d'appuis (butons et dalle), la normalisation des calculs en statique comme en dynamique, et même la considération de la charge appliquée.

V.7 Ferrailage des pieux : [4]

Après avoir déterminé les efforts internes (M, N, T) dans le cas statique et dynamique, nous allons déterminer le ferrailage des pieux manuellement à ELU et à ELS en utilisant les règles du BAEL 99 (ANNEXE D Partie 2) dans un premier temps, sous une sollicitation considérée de flexion simple et pour un mètre linéaire.

Les résultats du calcul manuel sont vérifiés par le logiciel ROBOT EXPERT BA 2010 selon La norme BAEL91 (Voir la partie 2 de l'annexe D).

- La paroi pieux est soumis à une flexion composée, mais dans le calcul, nous avons considéré que la paroi des pieux est soumise à une flexion simple (effort normal N=0) pour le but d'avoir le ferrailage nécessaire pour le cas le plus défavorable.

[4] (Règles BAEL 91 révisées 99, Février 2000)

V.7.1. Calcul du ferrailage à la flexion simple :

- Les données de calcul :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite du béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

Avec : La situation du projet est considérée préjudiciable.

Tel que : f_{c28} : résistance à la compression à 28 jours et f_{t28} : résistance à la traction à 28 jours

f_{su} : La valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

b : largeur de la section.

h : hauteur de la section.

d : hauteur utile de la section $0.9h$.

γ_s : le coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ dans le cas d'une situation accidentelle

σ_s : La contrainte limite de l'acier.

V.7.1.1. Ferrailage longitudinal :

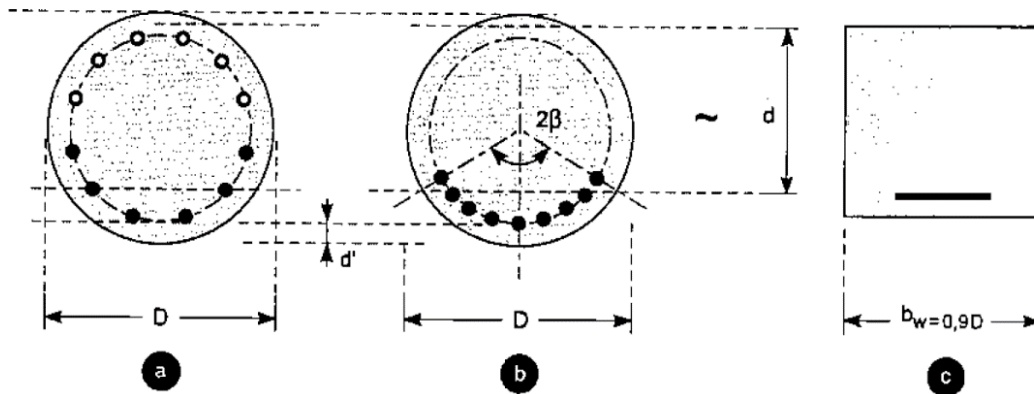


Figure V.18 : schéma de la section équivalente

Pour la vérification du béton et le calcul des armatures d'âme, la section circulaire est remplacée par une section rectangulaire équivalente fictive ^[5](Figure VI.18 c) de largeur b_w de hauteur utile d .

Dans le cas d'une armature longitudinale uniformément répartie (Figure VI.16 a)

$$\begin{cases} b_w = 0.9D \\ d = 0.45D + 0.64\left(\frac{D}{2} - d'\right) = 0.77D - 0.64d' \end{cases}$$

Ainsi : $b_w = 0.72m$ et $d = 0.57m$

Ainsi $h = 0.57 + 0.07 = 0.64m$

• **Cas dynamique (calcul à l'ELS) :**

$$M_u = 0.8248 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0.782 \text{ MN.m}$$

Le calcul sera fait suivant l'organigramme numéro 02 : Flexion simple- Calcul à l'ELS (Section rectangulaire)

$$\bar{\sigma}_s = \max\{0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \max\{250; 215.55\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ Mpa}$$

$$X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \quad \text{ainsi } X = 0.296$$

$$z = d - \left(\frac{X}{3}\right) \quad z = 0.47$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times z = 0.901 \text{ Mpa}$$

On vérifie ensuite la condition suivante : $M_{ser} \leq \bar{M}_1$

$0.781 \leq 0.901 \Rightarrow$ Condition vérifiée ainsi la section est sans aciers comprimés

$$A_{sser} = \frac{M_{ser}}{z \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{0.782}{0.47 \times 250} = 66.55 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on prend } A_{sser} = 68.72 \text{ cm}^2 \quad \text{qui correspond à 14HA32}$$

[5] Traité de béton armé selon l'Eurocode 2, Préface de Jean-Armand Calgaro

V.7.1.1.1 Vérification de la condition de non-fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{tj}}{f_e} b \cdot d = 4.53 \text{ cm}^2$$

Ainsi on constate que la condition de non fragilité est vérifiée

V.7.1.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS vis-à-vis de la durabilité :

L'ELS consiste à vérifier que les contraintes maximales dans la section la plus sollicitée restent inférieures à des valeurs limites fixées réglementairement

Les vérifications à effectuer sur le béton et l'acier sont comme suit :

- Compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} X$$

Détermination de la position de l'axe neutre (Calcul de X) de la section par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{bX^2}{2} + nAs'(X - c') - nAs(d - X) = 0$$

$$0.36 X^2 + 0.099X - 0.057 = 0$$

$$X = 28 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie de la section homogénéisée :

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + nAs'(X - c')^2 + nAs(d - X)^2$$

$$I_1 = 0.014 \text{ m}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.782}{0.014} \times 0.28 = 15.64 \text{ Mpa} \leq 18 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ Ainsi la contrainte de compression dans le béton est vérifiée

- Traction dans les armatures :

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I_1} (d - X)$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.782}{0.014} (0.57 - 0.28) = 242.9 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{ tel que } \overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ Mpa}$$

Ainsi la traction dans les armatures est vérifiée

Conclusion :

L'ELS est vérifié vis-à-vis la durabilité.

V.7.1.2. Ferrailage transversal :

Sous les sollicitations d'effort tranchant, les calculs sont menés uniquement à l'ELU (BAEL 91 révisés 99).

V.7.1.2.1 Vérification de cisaillement :

Le règlement BAEL 91 (révisé 99) impose la vérification suivante :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\left(\frac{0.15 f_c 28}{\gamma_b} \right); 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec :

V_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 faire le calcul on a assimilé la section circulaire à une section rectangulaire de base « b » et une hauteur « h » comme suit.

$$b=0.72\text{m} \quad h=0.64\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{469.78 \times 10^{-3}}{0.72 \times 0.57} = 1.144 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  Condition de cisaillement vérifiée

V.7.1.2.2 Calcul des armatures transversales :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{(\gamma_s \cdot b_o)(\tau_u - 0.3K \cdot ft28)}{0.9fe}$$

Avec : $\gamma_s=1,15 \rightarrow$ Situation durable et transitoire

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

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

$$7\text{cm} \leq St \leq \bar{St}$$

$$\bar{St} = \min(15\phi_l ; 0,9 d ; 40\text{cm}).$$

$$\bar{St} = 40\text{cm}$$

$$7\text{cm} \leq St \leq 40\text{cm} \text{ Donc on prend : } St = 15\text{cm}$$

$$At \geq \frac{(0.3 \times 1.15 \times 0.72)(1.144)}{0.9 \times 500}$$

$$At \geq 6.31\text{cm}^2$$

Ainsi on prend : $At = 6.78\text{cm}^2$ qui correspond à des cercles de diamètre de 12mm(6HA12)

V.7.1.2.3 Vérification du diamètre des aciers transversales :

$$\phi_t \leq \min(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$$

$$\phi_t \leq \min(32\text{mm}; 18.2\text{mm}; 57\text{mm})$$

$$\phi_t = 12\text{mm} \leq 18.2\text{mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.7.1.2.4 Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At fe}{St b_o} \geq \max(0.4\text{Mpa} ; \frac{\tau_u}{2})$$

$$1.177\text{Mpa} \geq \max(0.4\text{Mpa}; 0.72\text{Mpa}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ce ferrailage est confirmé aussi par le calcul automatique par ROBOT EXPERT (VOIR ANNEXE D partie 2).

V.7.2 Résumé des résultats obtenues manuellement et automatiquement (Par Robot expert):

	Calcul manuel		Calcul automatique	
	Longitudinale (ELS)	Transversale (ELU)	Longitudinale (ELS)	Transversale (ELU)
Section d'armatures $A_s(\text{cm}^2)$	66.55 cm ² (9HA32)	6.78 cm ² (6HA12)	68.72 cm ² (9HA32)	
Section d'armatures $A_s`(\text{cm}^2)$	0	0	0	0
Section d'armatures minimale A_{min}	4.53 cm ²	/	4.6 cm ²	/
Espacement $S_t(\text{cm})$	/	15cm	/	15cm

V.7.3 Vérification du ferrailage calculé manuellement à l'aide du logiciel Géo 05 :

Vérification : structure entière

— Armature

Nombre : [pce] Arm. de cisaillement

Enrobage : [mm] Profil : [mm]

Profil : [mm] Dist. : [mm]

Profil des cales : [mm]

Vérifier la section

Résultats

CISAILLEMENT : ADMISSIBLE (46.8%)

FLEXION : ADMISSIBLE (90.7%)

PRINCIPES DE CONSTR. : ADMISSIBLE (22.1%)

0.80

prof. 12.0 mm, esp. 150.0 mm

4 pce. prof. 25.0mm, enrob. 70.0mm

Figure V.19 : Résultats des différentes vérifications de la résistance de la section du béton des pieux

Vérification de la section en béton (Pari en pieux $d = 0.80$ m; $a = 1.10$ m)

Toutes les phases de construction sont considérées dans le calcul.

Coefficient partiel de charge = 1.00

Vérification de la résistance à la flexion

Armature - 14 pce profil 25.0 mm; enrobage 70.0 mm

Type de structure (pourcentage d'armature) : poutre

Pourcent. d'armat. $\rho = 0.684\% > 0.151\% = \rho_{\min}$

Charge : $M_{Ed} = 781.68$ kNm

Capacité portante : $M_{Rd} = 861.47$ kNm

Conception de l'armature du pieu ADMISSIBLE

Vérification de la résistance au cisaillement

Armature de cisaillement - profil 12.0 mm; espacement 150.0 mm

$A_{sw} = 2 \times 754.0 = 1508.0$ mm²

Force de cisaillement limite ultime: $V_{Rd} = 944.12$ kN > 441.71 kN = V_{Ed}

Section ADMISSIBLE.

Vérification globale: Section ADMISSIBLE

Figure V.20 : Détails de la vérification effectué par Géo 5

Conclusion :

D'après les résultats de vérification obtenues par la commande « Dimensionnement » du logiciel Géo 05 on constate que notre section de ferrailage adopté est vérifiée vis-à-vis la flexion et le cisaillement

Chapitre VI:

« Modélisation de la structure intérieure »

VI.1 Introduction :

Afin de déterminer le ferrailage nécessaire relatif aux différents éléments structuraux en béton armé, constituant le corps principal de notre puits de ventilation (Dalles, voiles, et radier), nous allons procéder par la modélisation du revêtement définitif dit « structure interne », via un modèle tridimensionnel réalisé avec le logiciel de calcul en éléments finis SAP2000.

VI.2 Méthodologie de calcul :

La méthodologie de l'analyse et de dimensionnement du Puits de Ventilation 5 est effectuée en utilisant un modèle de calcul à trois dimensions, qui modélise toute la structure (ou on a introduit les différentes vues de la structure).

Pour les vérifications des situations de projet où la stabilité structurelle doit être analysée, on utilise le logiciel Sap 2000

Sap 2000 est un logiciel d'éléments finis qui permet des analyses tridimensionnelles des structures.

Avec ce logiciel, il est possible d'analyser les aspects suivants :

- Modélisation des pressions (Poussée des terres) sur la structure à l'aide de la commande JOINT PATTERNS (Distribution des charges quelconques aux nœuds), Cette option permet la transmission automatique de la résultante des charges linéaires ou surfaciques aux nœuds. Ces charges sont définies par l'équation suivante : $Ax + By + Cz + D$
- Modélisation de la réaction passive du sol autour de la structure, à travers des ressorts, qui peuvent être linéaires ou non linéaires ;
- Combinaison des actions sur la structure ;
- Détermination des contraintes et des forces de dimensionnement de la structure ;
- Prédétermination du ferrailage pour la définition des diamètres à utiliser ;
- Détermination des déformations et des déplacements de la structure ;

VI.3 Présentation du logiciel SAP2000 :

➤ Description de Sap 2000 :

SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs

➤ Modélisation

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

Par ailleurs, les éléments finis, associés à une des bases graphiques de génération de schéma (base de treillis, de portique, de trame de poutre, de dalle, de voile, de coque, etc.), sont directement paramétrés (Figure 1).

VI.4 Modélisation de la structure :

VI.4.1 Géométrie de la structure intérieure :

Le puits de ventilation pv05 comprend trois niveaux (Dalle de couverture, Radier supérieur et le radier inférieur)

- Dont on les caractéristiques géométriques suivantes :
 - Dalle de couverture R-0 : $e=1,2m$
 - Dalle intermédiaire R-1: $e=1.2m$
 - Radier supérieure : $e= 1,2m$
 - Radier inférieur : $e= 1,2m$
 - Voiles : $e=1.2m$

VI.4.2 Calcul du chargement appliqué à la structure intérieure :

Il est à noter que :

- Le poids propre de chaque élément de la structure intérieure est calculé automatiquement par le logiciel SAP2000 après avoir introduire les caractéristiques du béton (C30/37) suivantes :
 - Poids volumique : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$.
 - Module d'élasticité : $E = 33 \text{ GPa}$.
 - Résistance à la compression : $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$.
- Le chargement dû au trafic est pris égal à 10 KN/m^2 .
- Les autres chargements appliqués sur chaque élément de la structure intérieure sont calculés manuellement

VI.4.2.1 Le chargement de la dalle de couverture (DC) :

La dalle de couverture est soumise à :

- Deux charges permanentes uniformément réparties :
 - La charge du remblai sur la dalle, égale à :
 $\text{poids des terres} = h \times \gamma_{\text{remblai}} = 3.38 \times 17 = 57.46 \text{ KN/m}^2$
 - Une charge relative aux revêtements (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) :
 $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge variable due au trafic : **10 KPa**.

Total des charges : **57.46KPa**

Total des surcharges : **10 Kpa**

VI.4.2.2 Chargement du radier supérieur :

Le radier supérieure est soumis à deux charges permanentes uniformément réparties :

- Charge permanente relative au revêtement (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) :
 $Q = 5 \text{ KN/m}^2$
- Charge permanente due aux locaux techniques : **$Q = 15 \text{ KPa}$**

VI.4.2.3 Chargement du radier inférieur :

Le radier inférieur est soumis à une charge permanente uniformément répartie : $Q = 58.64 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanente relative au revêtement (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.

VI.4.2.4 Chargement des parois de revêtement :

Les charges appliquées sur les voiles sont dues aux contraintes de poussées latérales et qui ont été calculées précédemment dans le chapitre IV calcul des charges.

Afin de simplifier la modélisation sur SAP2000, nous allons les considérer comme une charge triangulaire répartie sur le long des parois de revêtement avec une charge maximale calculée selon la profondeur des parois de revêtement comme suit :

$$h = 22.01\text{m} \rightarrow \sigma = 157.411 \text{ KN/m}^2.$$

Combinaisons de charges :

Dans notre model on a introduit les combinaisons suivantes :

- **ELS** : $G+Q$ (combinaison fondamentale)
- **ELU** (Situation durable) : $1.35G + 1.5Q$

VI.4.3 Conditions d'appuis du modèle :

Le modèle structurel considère l'existence de ressorts selon la direction Z dans la partie du radier supérieur en contact avec le sol et dans le radier inférieur en effet la paroi des pieux ne permet pas à la structure intérieure d'être en contact total avec le sol.

En traduisant la résistance du sol au-dessous de ceux-ci et négliger la rigidité à la traction des ressorts, cela nous permet de simuler correctement l'effet de l'action de soulèvement sur la dalle.

La rigidité à la compression de ces éléments a été calculée selon les caractéristiques géotechniques du terrain concerné, approximativement considéré égale au module d'élasticité du terrain (KH)

VI.4.4 Détermination de la résistance élastique du sol (Module de réaction élastique du sol) :

Nous avons calculé la résistance élastique de chaque couche de notre sol QM à partir de la formule de Balay 1984 suivante [1] :

$$Kh = \frac{Em}{\left(\alpha \times \frac{a}{2}\right) + 0.133(9a)^\alpha}$$

EM : Module pressiométrique de la couche de sol concerné.

α : Paramètre rhéologique de la couche de sol concerné.

a : La longueur global.

[1] : (Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONNAT, 2019)

E : Module de déformation non drainé.

La couche QM (Argile marneuse normalement consolidé) :

$$Em = \alpha \times E$$

Tel que : $\alpha = \frac{1}{2}$ et $E = 75 \text{ Mpa}$

Ainsi $Em = 37.5 \text{ Mpa}$

$$Kh = \frac{37.5}{\left(0.5 \times \frac{23.41}{2}\right) + 0.133(9 \times 23.41)^{0,5}} \quad \text{Ainsi : } Kh = 4.82 \text{ Mpa}$$

VI.5 Présentation du modèle conçu avec le logiciel SAP2000 :

Après l'introduction des Input (géométrie- charges et surcharges- Springs...) nous avons pu déduire les moments maximums pour les différents éléments.

➤ Le modèle avant le chargement :

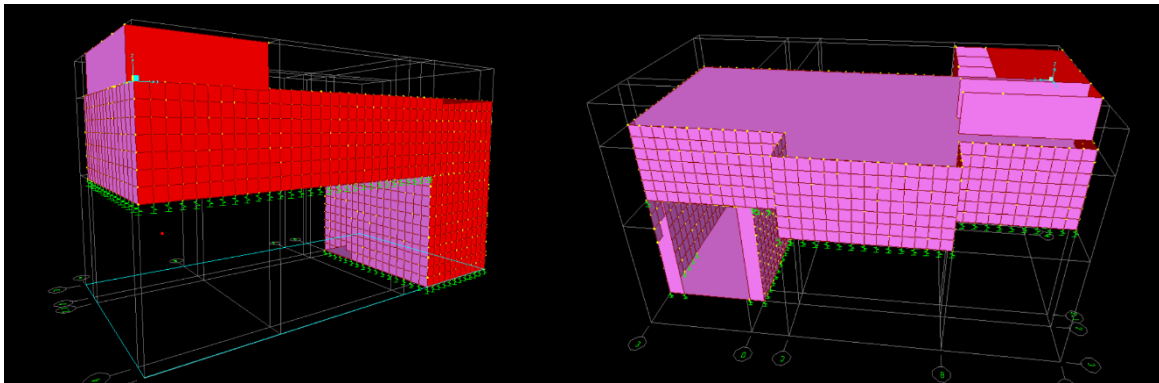


Figure VI.1: Vue 3D du puits du modèle obtenu du puits de ventilation 05

VI.6 Les résultats de la modélisation de la structure intérieure avec le logiciel SAP2000 :

➤ Le modèle après le calcul à l'ELU et à l'ELS des moments M11(direction longitudinale) et M22(direction transversale) agissantes sur la dalle de couverture :

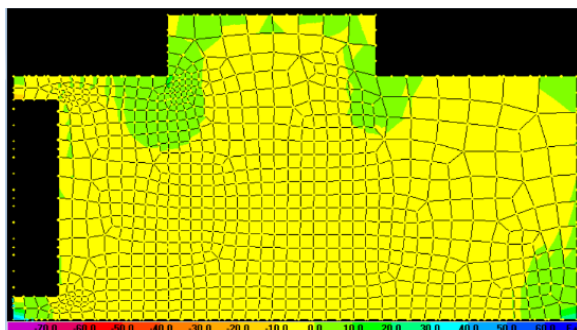


Figure VI.2 : Enveloppe maximale des Moments fléchissants M11 à l'ELS [KN.m/m]

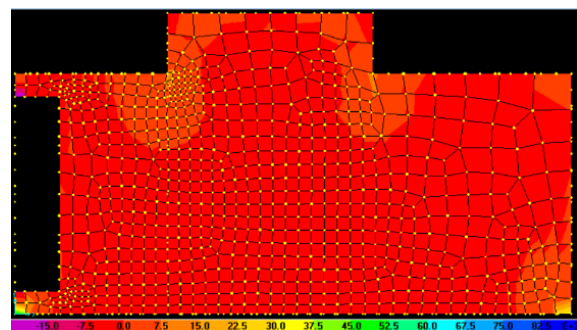


Figure VI.3 : Enveloppe maximale des moments fléchissants M11 à l'ELU [KN.m/m]

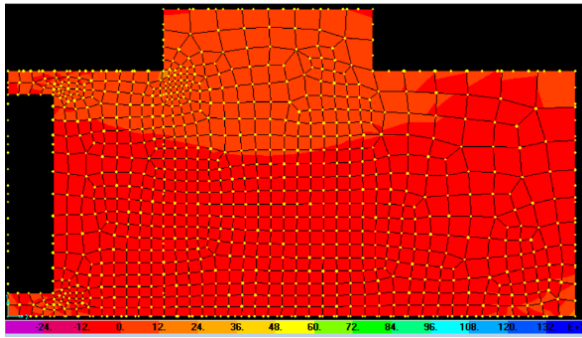


Figure VI.4 : Enveloppe maximale des moments fléchissants M22 à l'ELS [KN.m/m]

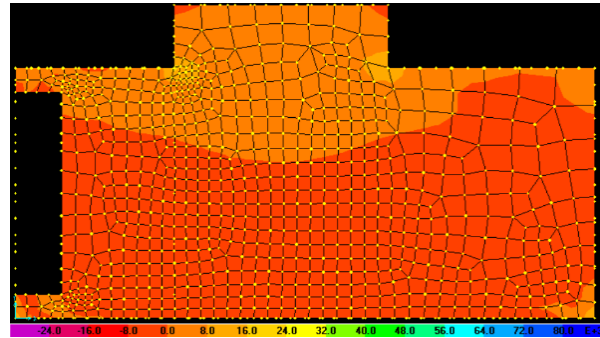


Figure VI.5 : Enveloppe maximale des moments fléchissants M22 à l'ELU [KN.m/m]

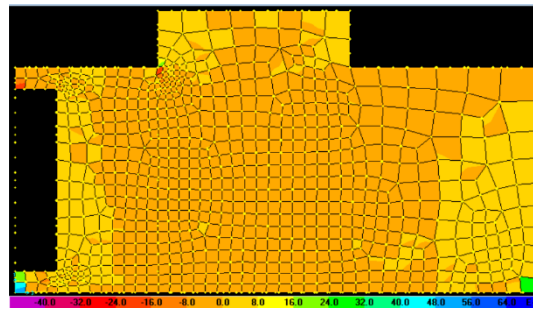


Figure VI.6 : Enveloppe maximal des efforts tranchants maximales V23 à l'ELU [KN/m]

- Les résultats des moments M11 et M22 et des efforts tranchants V23 à l'ELU et l'ELS des autres niveaux (Radier supérieur et radier inférieur) sont présentées dans l'ANNEXE E partie 01

VI.7 Résultats de Calcul de section d'armature à l'aide de efforts obtenus par le logiciel Sap2000 :

Après avoir déterminé les efforts internes de chaque élément de la structure intérieure du logiciel SAP2000, nous avons calculé le ferrailage longitudinal et transversal sur chaque mètre linéaire de ces éléments.

Nous avons calculé automatiquement le ferrailage avec :

- Le logiciel EXPERT BA 2010 pour déterminer la section d'acier selon le BAEL91. (les notes de calcul de la section d'acier sont représentés dans l'ANNEXE E partie 02)

1.Niveau dalle de couverture (Niveau +13.28m) :

M11 : Moment dans le sens longitudinal (sens X)

M22 : Moment dans le sens transversal (sens Y)

➤ Armature de flexion (Direction longitudinale) :(Sens X)

	Flexion à l'ELU	Flexion à l'ELS	
	M11 (KN.m/m)	M11 (KN.m/m)	As (cm2/m)
Sur appuis	3962.31	3632.4	149.2(inf.)
Mi-travée	-2576.31	-1601.17	62.6 (sup)

Tableau VI.1 : Résumé des résultats maximaux et section d'acier calculée dans la direction longitudinale (dalle de couverture)

Ferraillage adopté :

Sur appuis : 149.2cm² (19HA32) Avec St=5cm

A mi- travée: 62.6cm² (8HA32) Avec St=13cm

- Section minimale des armature de la partie comprimé du béton à mi- travée
 $A_{min} = 0.2 \times AS2 = 0.2 \times 62.6 = 12.52 \text{ cm}^2$ équivalents à (7HA16) avec St=16cm

➤ Armature de flexion (Direction transversale) (sens-Y) :

	Flexion à l'ELU	Flexion à l'ELS	
	M22 (KN.m/m)	M22 (KN.m/m)	As (cm2/m)
Sur appuis	+5000	4021.72	166.4 (inf.)
Mi-travée	3444.49	2060.73	81.7(inf.)

Tableau VI.2 : Résumé des résultats maximaux et section d'acier calculée dans la direction transversale (dalle de couverture)

Ferraillage adopté :

Sur appuis : 166.4 cm² (21HA32) Avec St=5cm

A mi- travée: 81.7cm² (11HA32) Avec St=10cm

- Section minimale des armatures de la partie comprimé du béton à mi- travée
 $A_{min} = 0.2 \times AS1 = 0.2 \times 81.7 = 16.34 \text{ cm}^2$ équivalents à (6HA20) avec St=20cm

2-Radier supérieur :

➤ Direction longitudinale

	Flexion à l'ELU	Flexion à l'ELS	
	M11 (KN.m/m)	M11 (KN.m/m)	As (cm ² /m)
Sur appuis	1329.16	680.03	27.4 (INF)
Mi-travée	951.66	737.41	27.8(inf.)

Tableau VI.3: Résumé des résultats maximaux et section d'acier calculée dans la direction longitudinale (Radier supérieur)

Ferraillage adopté :

Sur appuis : 27.4 (6HA25) cm² Avec St=16cm

A mi- travée: 27.8 (6HA25) cm² Avec St=20cm

- section minimale des armatures de la partie comprimé du béton à mi- travée
 $A_{min} = 0.2 \times AS1 = 0.2 \times 27.8 = 5.56 \text{ cm}^2$ équivalents (3HA16) avec St=30cm

➤ Direction transversale :

	Flexion à l'ELU	Flexion à l'ELS	
	M22 (KN.m/m)	M22 (KN.m/m)	As (cm ² /m)
Sur appuis	2409.47	2196.73	87.4 (inf.)
Mi-travée	-2033.57	-1764.39	69.3 (sup)

Tableau VI.4 : Résumé des résultats maximaux et section d'acier calculée dans la direction transversale (Radier supérieur)

Ferraillage adopté :

Sur appuis : 87.4cm² (11HA32) Avec St=10cm

A mi- travée: 69.3cm² (15HA25) Avec St=7cm

- Section minimale des armatures de la partie comprimé du béton
- $A_{min} = 0.2 \times AS2 = 0.2 \times 69.3 = 13.86 \text{ cm}^2$ équivalents à (7HA16) avec St=16cm

3-Radier inférieur :

Direction longitudinale :

	Flexion à l'ELU	Flexion à l'ELS	
	M11 (KN.m/m)	M11 (KN.m/m)	As (cm2/m)
Sur appuis	-636.53	-407.07	14.9 (SUP)
Mi-travée	464.62	321.75	11.8(inf.)

Tableau VI.5 : Résumé des résultats maximaux et section d'acier calculée dans la direction longitudinale (Radier inférieur) de

Ferraillage adopté :

Sur appuis : 14.9 cm² (4HA25) Avec St=30cm

A mi- travée: 11.8cm² (4HA20) Avec St=30cm

- Section minimale des armature de la partie comprimé du béton
- $A_{min} = 0.2 \times AS1 = 0.2 \times 11.8 = 2.36 \text{ cm}^2$ équivalente à (2HA16)
- Direction transversale :

	Flexion à l'ELU	Flexion à l'ELS	As
	M22 (KN.m/m)	M22 (KN.m/m)	(cm2/m)
Sur appuis	-847.07	-521.69	19.5 (SUP)
Mi-travée	496.26	231.56	11.5(inf)

Tableau VI.6 : Résumé des résultats maximaux et section d'acier calculée dans la direction transversale (Radier inférieur)

Ferraillage adopté :

Sur appuis : 19.5cm² (4HA25) Avec St= 30

A mi- travée: 11.5(4HA20) cm² Avec St= 30

- Section minimale des armatures de la partie comprimé du béton $A_{min} = 0.2 \times AS1 = 0.2 \times 11.5 = 2.3 \text{ cm}^2$ équivalents à (2HA16)

➤ **Calcul des armatures de l'effort tranchant** : Les résultats des efforts tranchants V23 à l'ELU obtenues avec Sap 2000 sont résumés dans le tableau suivant :

	Dalle de couverture		Radier supérieur		Radier inférieur	
	V23(KN/M)	As(cm2)	V23(KN/M)	As(cm2)	V23(KN/M)	As(cm2)
Sur appuis	3394.52	6.8	2229.52	5.7	-672.41	4.5
A mi- travée	-2147	5.7	-1001	5.7	-672.41	3.4
Ferraillage adopté	6Ø12 avec St=19.3 cm		5Ø12 avec St=18.2 cm		4Ø12 avec St=20cm	
	5Ø12 avec St=23.2 cm		5Ø12 avec St=20 cm		3Ø12 avec St=20 cm	

Tableau VI.7 : Résumé des résultats du ferraillage des armatures de l'effort tranchant

VI.8 Schéma du ferrailage adopté :

On a établi un croquis de ferrailage sur 1ml de chaque section de béton :

➤ Ferrailage de la dalle de couverture :

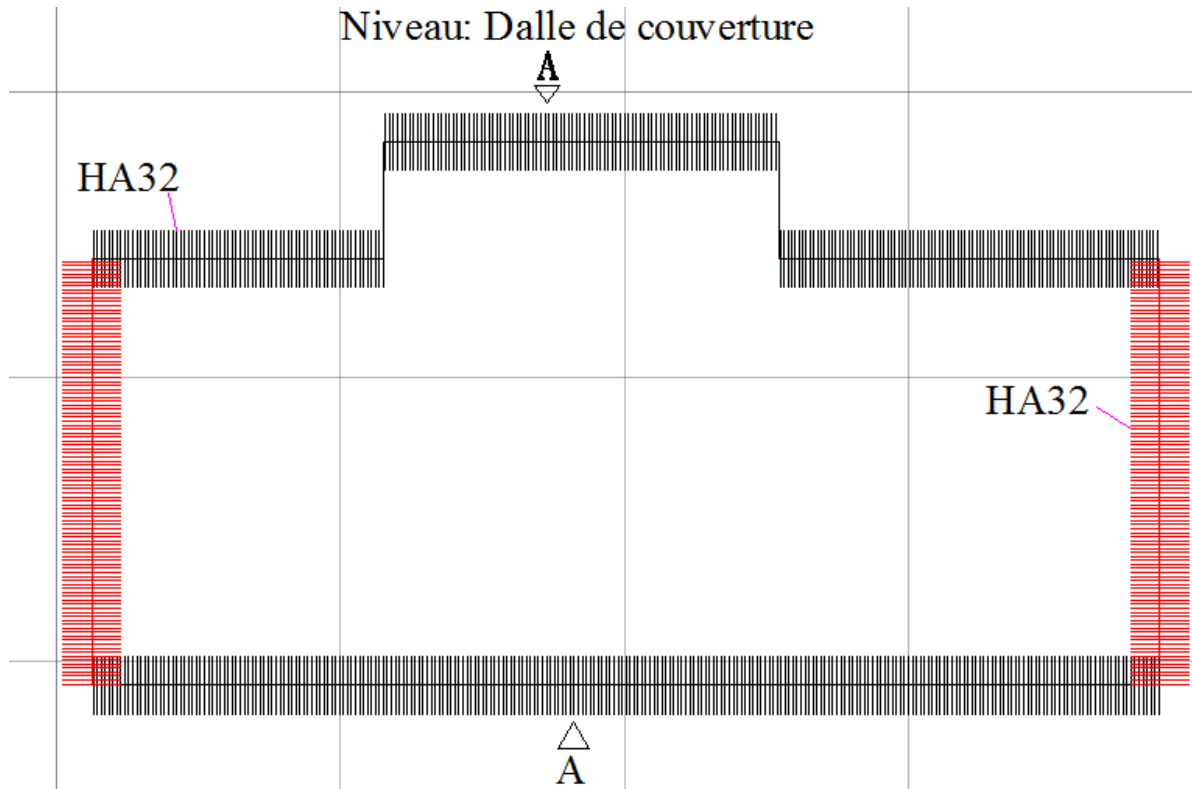


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage sur appuis de la dalle de couverture(Nappe inférieure)

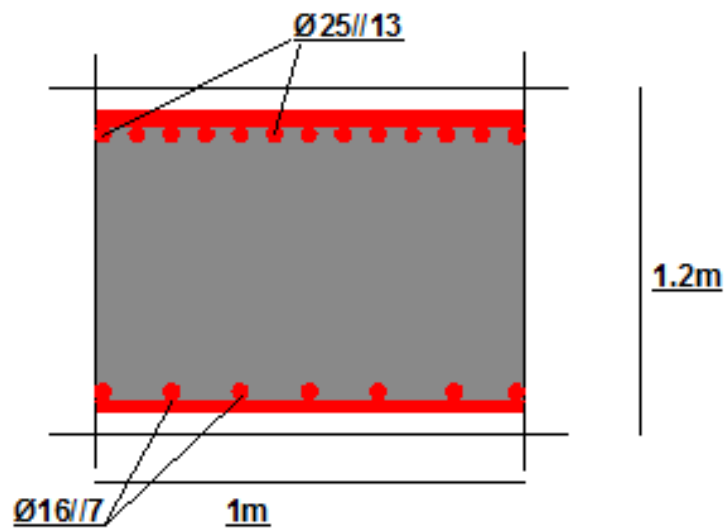


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage à mis travée dans la direction longitudinale

(Coupe A-A)

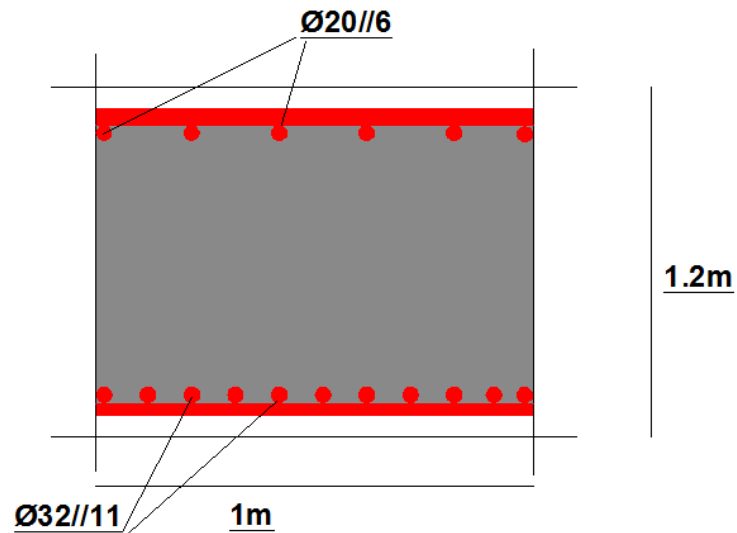


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage à mis travée dans la direction transversale (Coupe A-A)

➤ Rerrailage du radier supérieur :

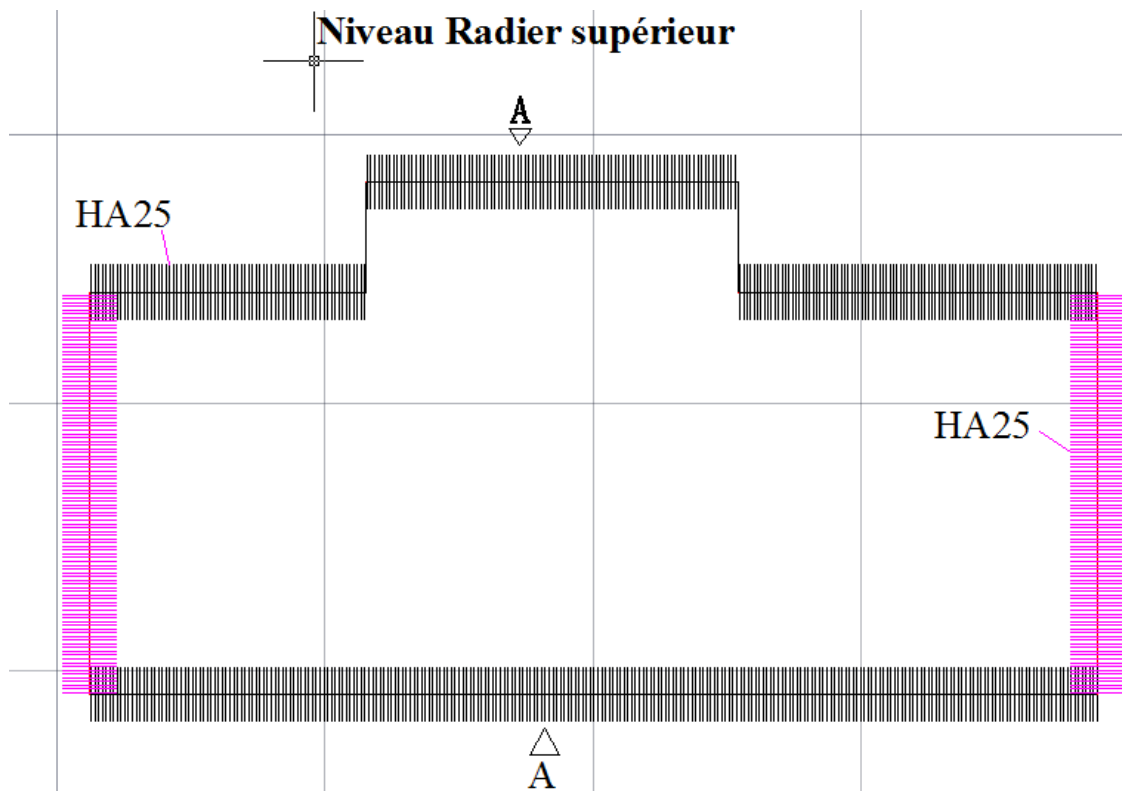


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage sur appuis du radier supérieur (Nappe inférieure)

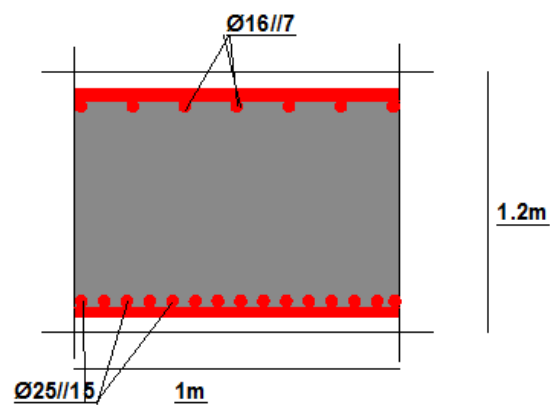


Figure VI.11 : Schéma de ferrailage à mis travée dans la direction transversale(Coupe A-A)

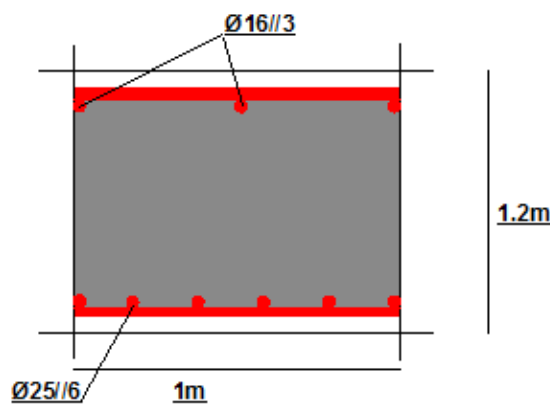


Figure VI.12: Schéma de ferrailage à mis travée dans la direction longitudinale
(Coupe A-A)

➤ Ferrailage du radier inférieur :

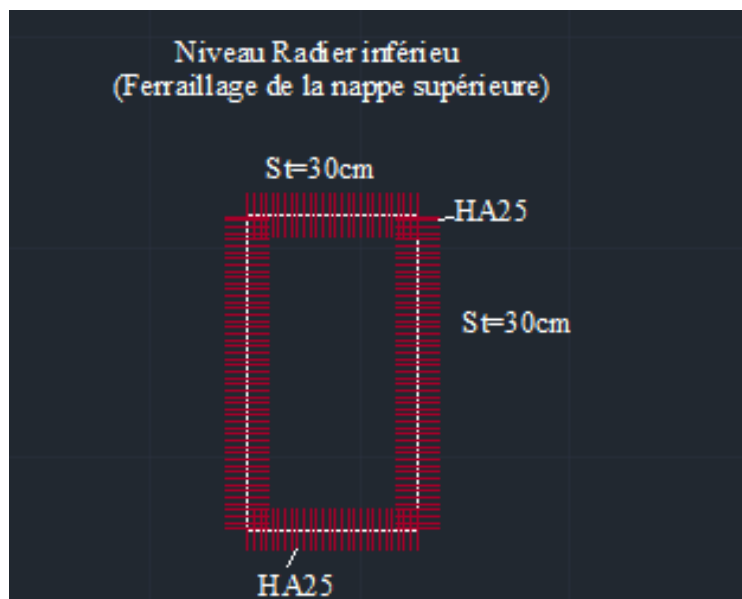


Figure VI.13 : Schéma de ferrailage sur appuis du radier inférieur(Nappe supérieure)

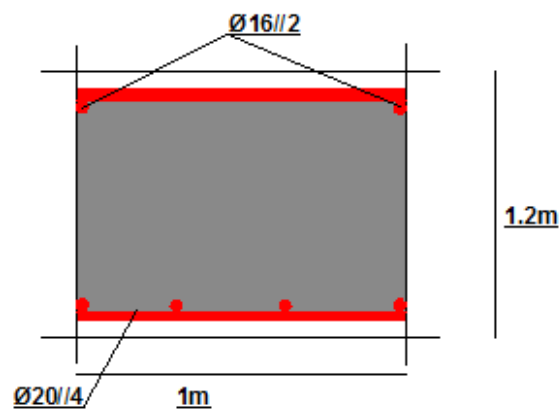


Figure VI.14 : Schéma de ferrailage à mis travée dans la direction longitudinale

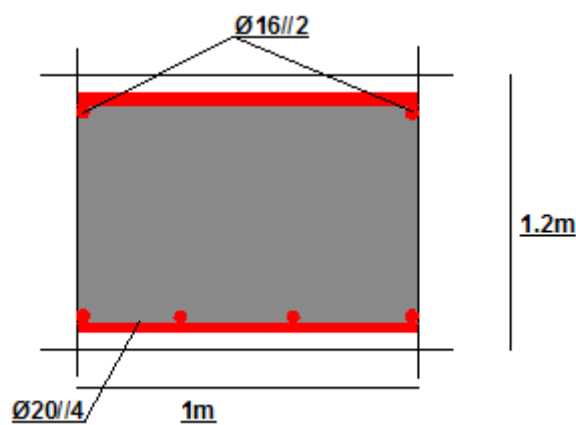


Figure VI.15 : Schéma de ferrailage à mis travée dans la direction transversale

Conclusion générale :

Ce projet de fin étude nous a permis de mettre en pratique nos connaissances acquises lors de nos études d'ingénieurs.

Tout d'abord nous avons commencé notre travail par une présentation de notre projet de fin étude relatif au métro d' Alger en décrivant le tronçon à étudier ,ensuite nous avons consacré pour une description détaillée de la conception a adoptée pour le puits de ventilation pv5 ainsi que des technique et des travaux abordés dans la réalisation , suivi d'un chapitre penchés dans étude géotechnique des sites de projet ou nous avons donné un aperçu hydrogéologique et géologique général .En interprétant les résultats obtenus des sondage réalisés ,nous avons définie d'une part la nature , la répartition des couche de sol et d'autre part les paramètre géotechnique de notre sol.

En se basant sur les résultats de ce dernier chapitre, nous avons effectués un calcul manuel pour notre écran de soutènement qui nous a permis de mettre en œuvre nos connaissances étudiées dans différents module afin d'obtenir la longueur de la fiche à utiliser pour que notre soutènement soit stable.

En deuxième partie nous avons entamer la modélisation numérique par le logiciel GEO 5 ou nous avons vérifié toutes les phase excavation ,la stabilité de l'écran , la résistance de la parois de pieux ,que ce soit dans le cas statique ou bien dynamique ,ainsi que le contrôle de déplacements et tassements induits et les sollicitations exercés .Ensuite en obtenant ces derniers nous avons pu calculer le ferrailage approprié de paroi de pieux manuellement et automatiquement .

Dans un dernier chapitre nous avons pu modéliser la structure intérieure de puits de ventilation PV5 ,a l'aide du logiciel sap 2000 en utilisant les contraintes calculées dans le chapitre calcul des charges ,pour le but de déterminer les efforts internes de chaque éléments de la structure intérieure et calculer leurs ferrailage longitudinal et transversal à travers le logiciel robot expert .

Les grandes difficultés que nous avons rencontrées au cours de l'élaboration de ce projet étaient dans le calcul des charges (le choix et application de la méthode de calcul)ainsi que la modélisation de la structure intérieure avec le logiciel sap2000 du fait que sa complexité nous a pris beaucoup du temps pour atteindre le modèle voulu .

Enfin, ce projet de fin d'étude nous a permis d'appréhender une expérience enrichissante dans le domaine des travaux souterrains qui s'est avéré très intéressant .Dans ce fait, nous espérons intégrer la vie professionnelle avec une entreprise spécialisée dans ce domaine.

➤ **CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET**

[1]: mapa-métro.com

[2] (Entreprise Métro d'Alger)

[3] (Ferconsult, Grupo metropolitano de Lisboa EP)

[4] (TPF Getinsa Euroestudios / Espagne)

[5] (Dong Myeong Engineering Consultants (DMEC))

[6] (SAETI/Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures

[7] (Entreprise Métro d'Alger)

[8] : Thèse Magister de Lamine Hamai, 2011, Etude gravimétrique de la Mitidja occidentale, Center for research in Astronomy and Astrophysics Geophysics

[9] <http://fr.climate-data.org/location/3684/>

[10] ADH.org, Météo France et Climate zone

[11] Drouiche, A., Nezzal, F. & Djema, M. (2019). Variabilité interannuelle des précipitations dans la plaine de la Mitidja en Algérie du Nord / Interannual variability of precipitation in the Mitidja plain in Northern Algeria. *Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science*.

➤ **CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA CONCEPTION DU Puits DE VENTILATION 05**

[1] Document DOHWA ,2015

[2] (Bureau d'étude DOHWA, février 2015)

[3] DOCUMENT DOHWA ,2015

[4] Les études préliminaires, Avant-Projet Sommaire et Avant-Projet Détaillé des extensions du métro d'Alger (Lot 1), Document DOHWA 2015

[5] Aecom.com

[6] DOCUMENT DOHWA,2015

[7] DOCUMENT DOHWA,2015

[8] <https://www.slideshare.net/MECandPMV/jetgrouting-technology>

[9] DOCUMENT DOHWA, 2015

➤ **CHAPITRE III : INVESTIGATION GEOTECHNIQUE**

[1] **Les essais in-situ Mécanique des sols, Tome 01 : Réalisation et interprétation, Maurice CASSAN Editions Eyrolles Paris.**

[2] **Cour de l'MDS essais in-situ 4eme Année, ENSTP**

➤ **CHAPITRE IV : CALCUL DE CHARGES**

[¹] : (BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES)

[²] : (Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONNAT, 2019)

[³] : (Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement, Luc DELATTRE, 2001)

[⁴] : (BOUAFIA ALI, 2009)

[⁵] : (Eurocode 07)

[⁶] : (NOTE DE COURS Rideaux de palplanches, 2007)

[7] : (BENALLEGUE MAYELLIA, 2016/2017)

[⁸] : Document interne de Cosider "Phases de blindage et excavation du puits, hypothèses et modes opératoires", 2016.

➤ **CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE AVEC LE LOGICIEL GEO 05**

[1] Geotechnical software Geo5 Fine ,2020

[2] (J. MARLINGE, 2012)

[3] (KHEMISSA , 2016)

[4] (Règles BAEL 91 révisées 99, Février 2000)

[5] Traité de béton armé selon l'Eurocode 2, Préface de Jean-Armand Calgaro

➤ **CHAPITRE VI : MODELISATION DE LA STRUCTURE INTERIEURE**

[1] : (Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONNAT, 2019)

ANNEXE :

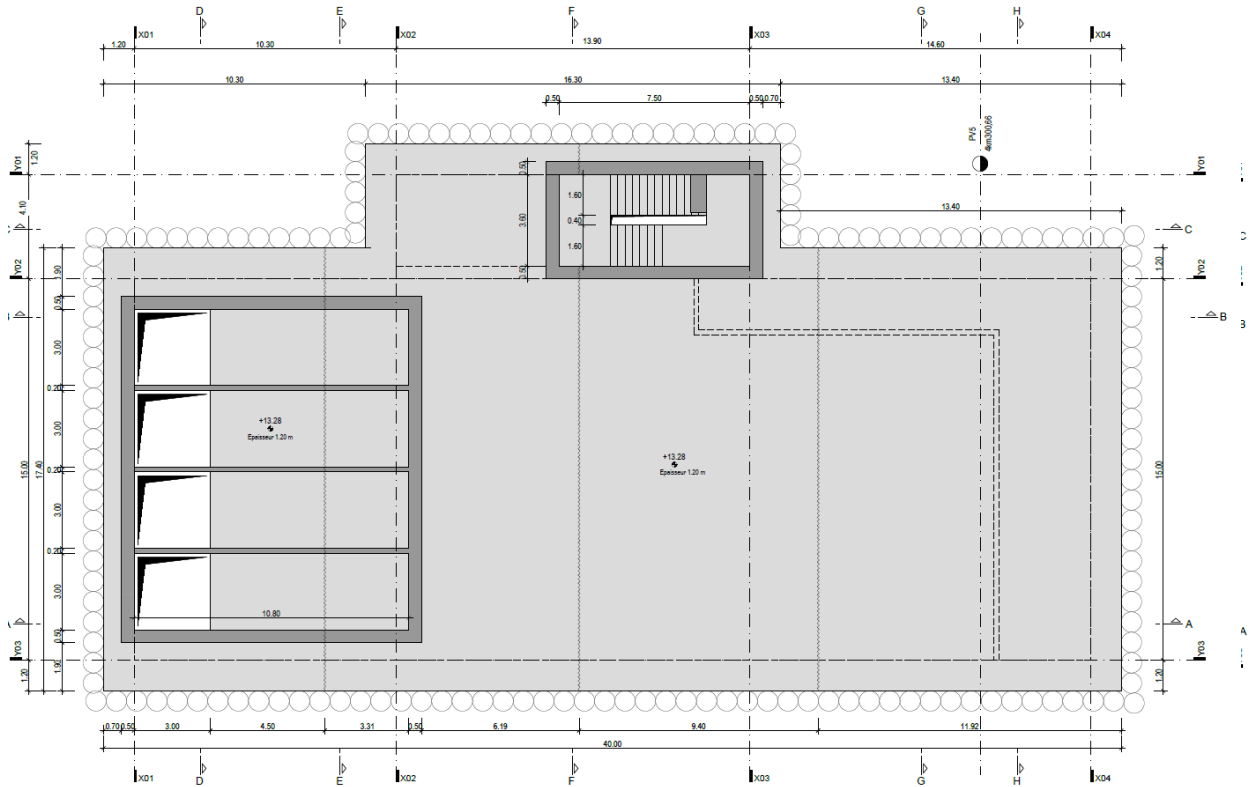


Figure 1 : Vue en plan de niveau dalle de couverture +13.28 de l'axe X01 à X04-Cosider

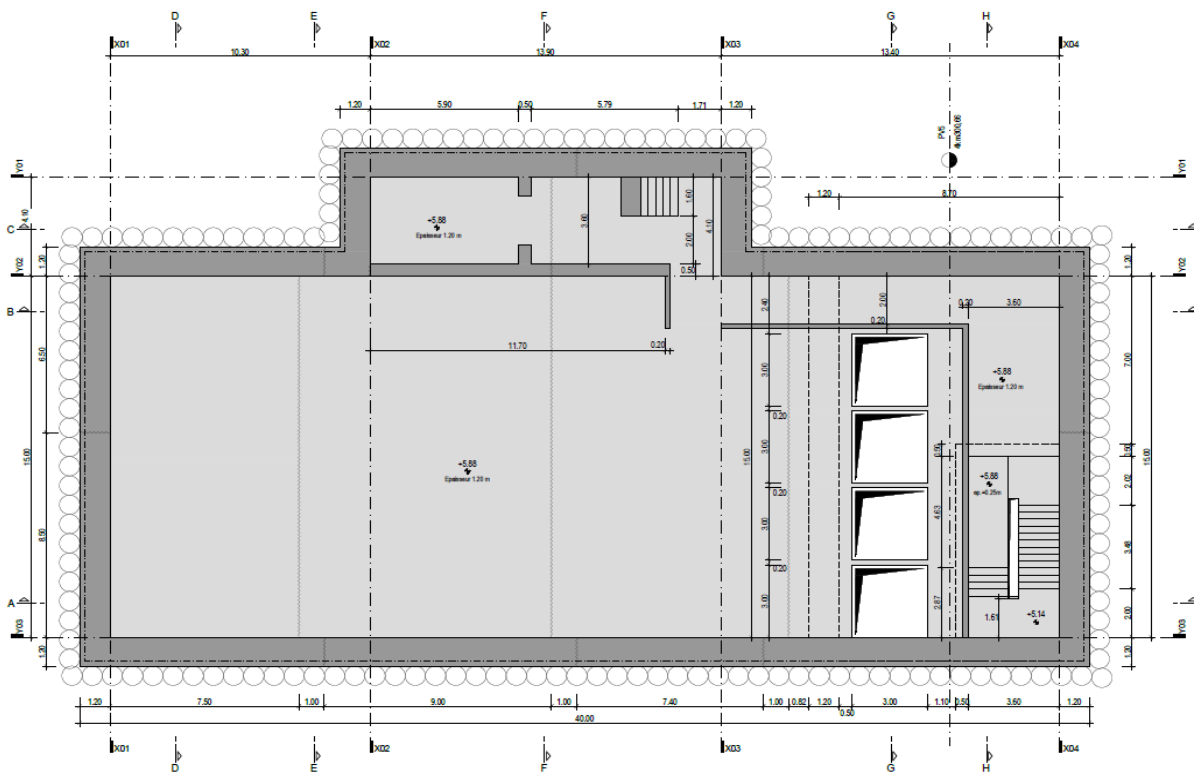


Figure 2 : Vue en plan de niveau +5.88(Radier supérieur) de l'axe X01 à X04-Cosider

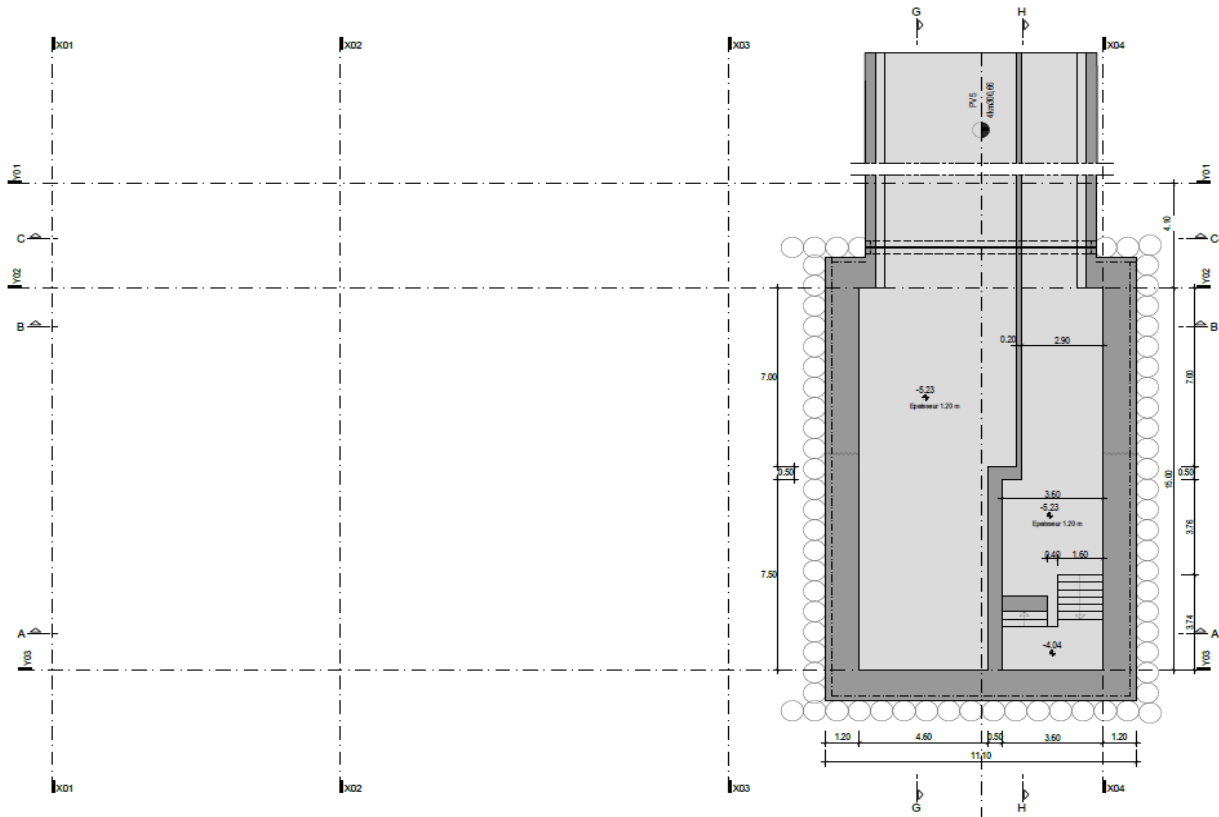


Figure 3 : Vue en plan de niveau -5.23 (Radier supérieur) de l'axe X01 à X04- Cosider

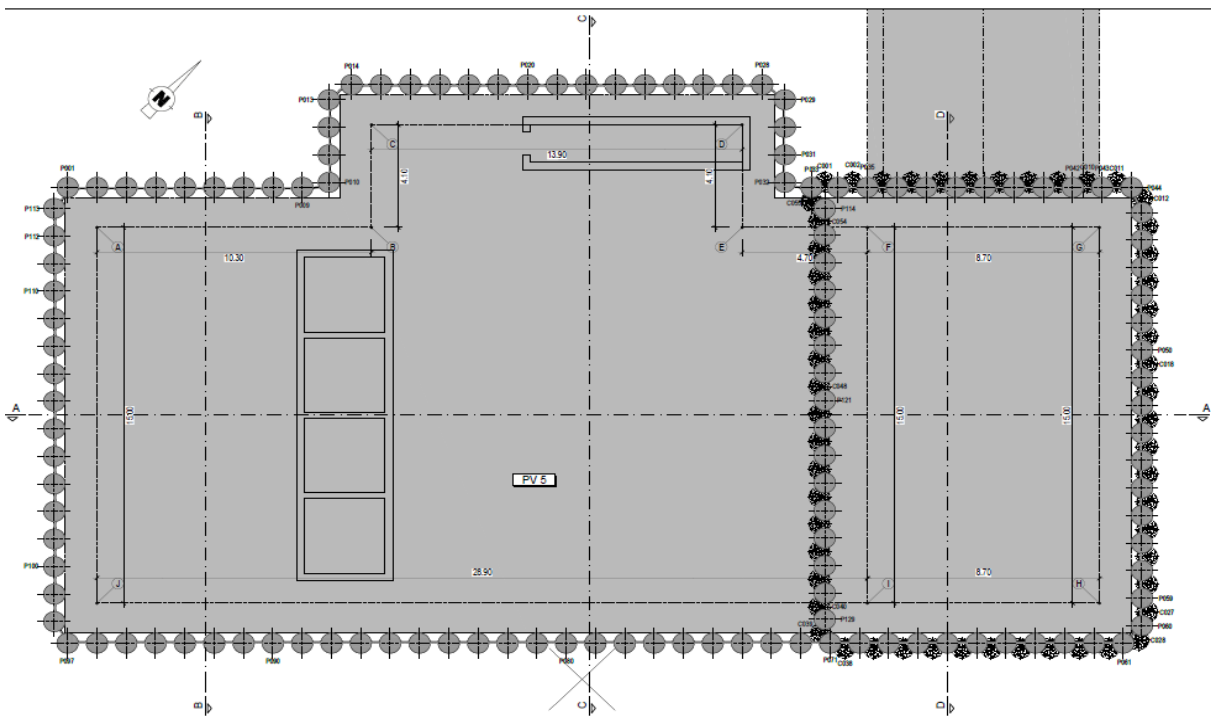


Figure 4 : Plan général du blindage du puits de ventilation 05

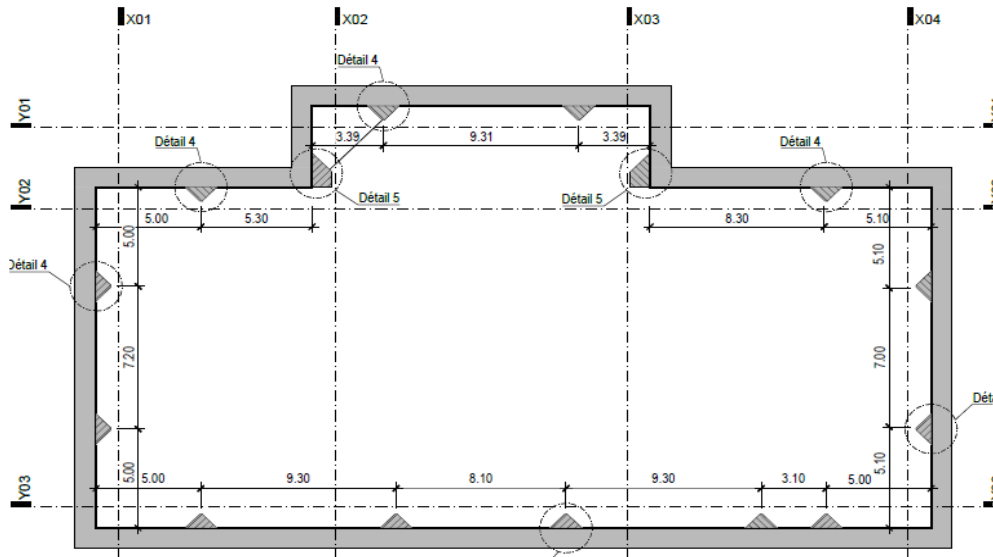


Figure 5 : Vue en Plan Au Niveau +15.25 (Poutre 1 Et Massifs D'appui)

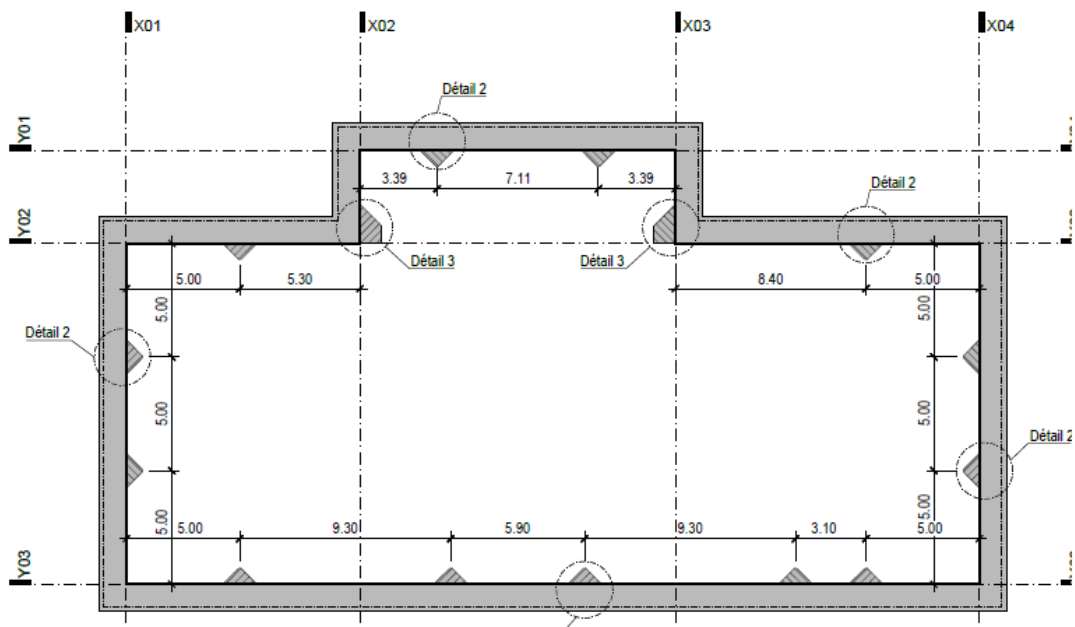


Figure 6 : Vue en Plan Au Niveau +10.20 (Poutre 2 Et Massifs D'appui)

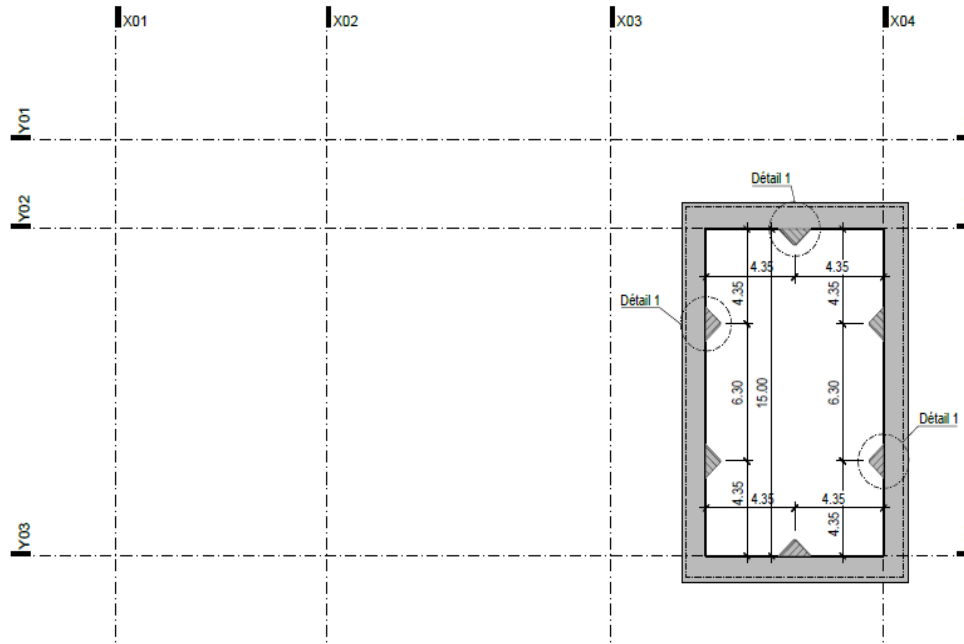


Figure 7 : Vue Plan Au Niveau +3.10 (Poutre 3 Et Massifs D'appui)

Echelle (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)		ROD		Tubage		Carottier		Etat		Profondeur Echantillon		Niveau d'eau		Symboles		DESCRIPTION		ESSAIS DE LABORATOIRE	
Elevation (m)	Profondeur (m)	25	50	75	100																		
<p>cosider کوسیدار Travaux Publics</p> <p>RAPPORT DE FORAGE</p> <p>Sondage : SC 44</p> <p>Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE - AEROPORT Dossier N° :</p> <p>Endroit : PV 5 Client : COSIDER M28</p> <p>Date début : 20-05-2015 Coordonnées GPS: Boue de forage : EAU CLAIRE Etat des échantillons :</p> <p>Date fin : 25-05-2015 X : 515394.948 Type forage : CAROTTE Intact Remanié Paraffiné Roche</p> <p>Profondeur forée (m) : 34 Y : 4082907.879 Foreuse : SM 8G</p> <p>Niveau d'eau (m) : 7,50 Z :</p>																							
1.5	-1.50	80 %				22				SPT		1.48									Remblai		
3.0	1.50					18				SPT		2.88									Argile limoneuse sableuse de couleur noiratre à marron foncé		
4.5		100 %				40				SPT		3.78											
6.0	6.00					37				SPT		5.50									Sable caillouteux jaunatre avec présence de crée		
7.5	-7.70	80 %				36				SPT		7.00											
9.0	7.70					23				SPT		8.50									Marne peu sableuse		
10.5	-10.50	100 %				32				SPT		9.50											
12.0	-10.00	100 %				40				SPT		10.00									Sable jaunatre		
13.5	-11.00	100 %				40				SPT		11.50									Marne peu sableuse de couleur grise à verdatre		
15.0	-12.50	100 %				30				CR		13.00											
16.5	-12.50	100 %				30				SPT		13.45									Marne grisatre plastique		
18.0	-15.00	90 %				26				SPT		14.50											
19.5	-15.00	100 %				56				SPT		16.00									Argile limoneuse caillouteuse		
21.0	-17.50	100 %				27				SPT		16.45											
22.5	-17.50	100 %				27				SPT		17.50									Marne grisatre		
24.0	-19.50	100 %				14				SPT		17.95											
25.5	-19.50	100 %				14				SPT		19.00											
	-21.00	90 %				14				SPT		19.45									Marne plastique peu sableuse peu graveleuse		
	-23.00					9				SPT		20.50											
	-23.00					9				SPT		20.95											
	-25.50	96 %				26				SPT		22.00											
	-25.50					26				SPT		22.45											
	-25.50					33				SPT		23.25											
	-25.50					33				SPT		23.50											
	-25.50					33				SPT		23.95											
	-25.50					33				SPT		25.00											
	-25.50					33				SPT		25.45											
Fin du forage à une profondeur de 34 m.																							
<p>REMARQUES :</p> <p>* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm</p> <p>* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage</p>												<p>TYPE CAROTTIER :</p> <p>CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier</p>				<p>ABREVIATIONS :</p> <p>AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,LP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AG : Analyse chimique</p> <p>CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique Gc : Gonflement libre R : Retus à l'enfoncement</p>							
Préparé par : Mr BENDIMAM												Vérifié par :				13/07/2015				Page : 1 de 2			

© SolTracts 2013

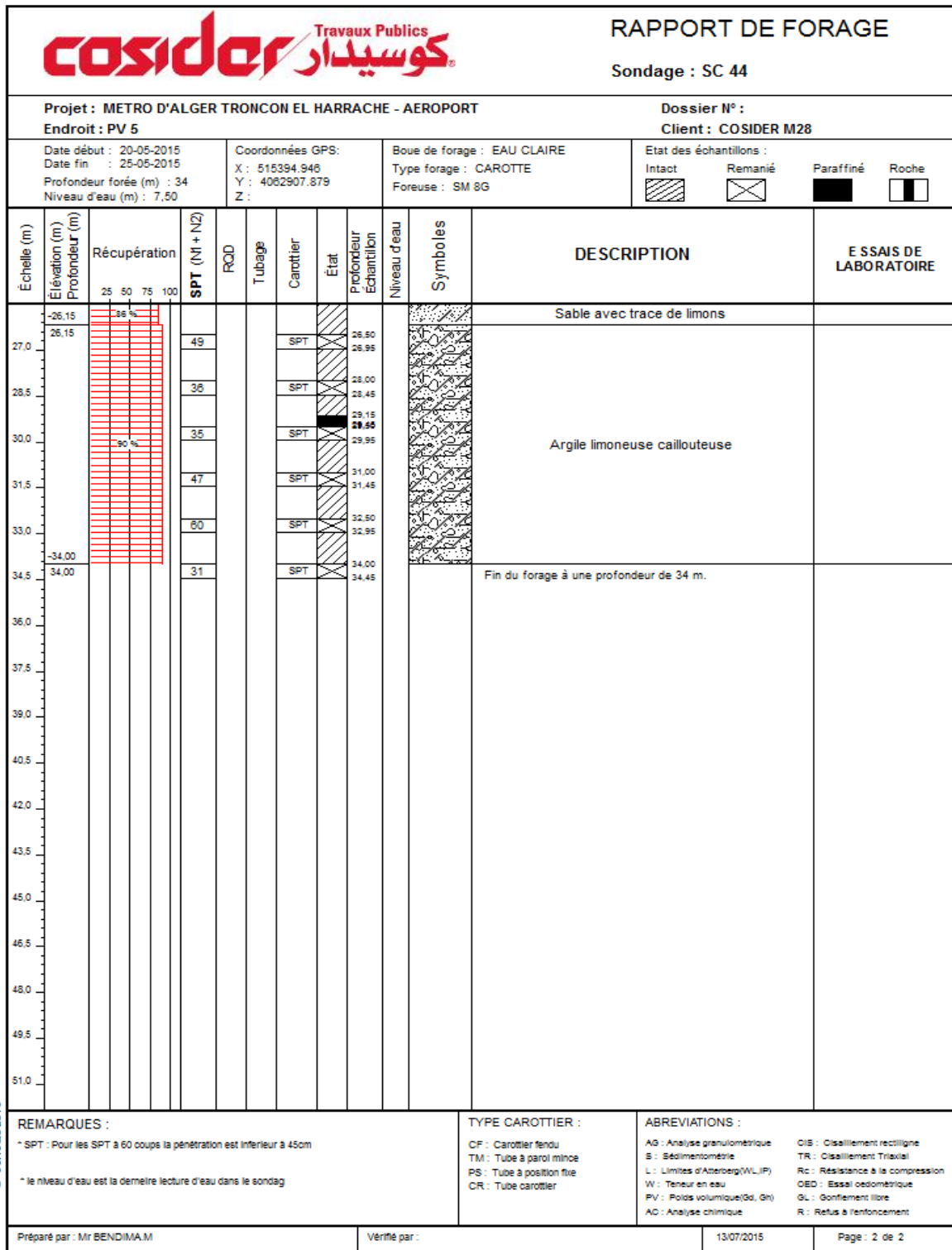


Figure 01 : Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC44

SC44

Caisse 01(00,00 - 07,50m)



Caisse 02(07,50 - 12,50 m)



SC44

Caisse 03(12,50 - 17,50m)



Caisse 04(17,50 - 24,50 m)



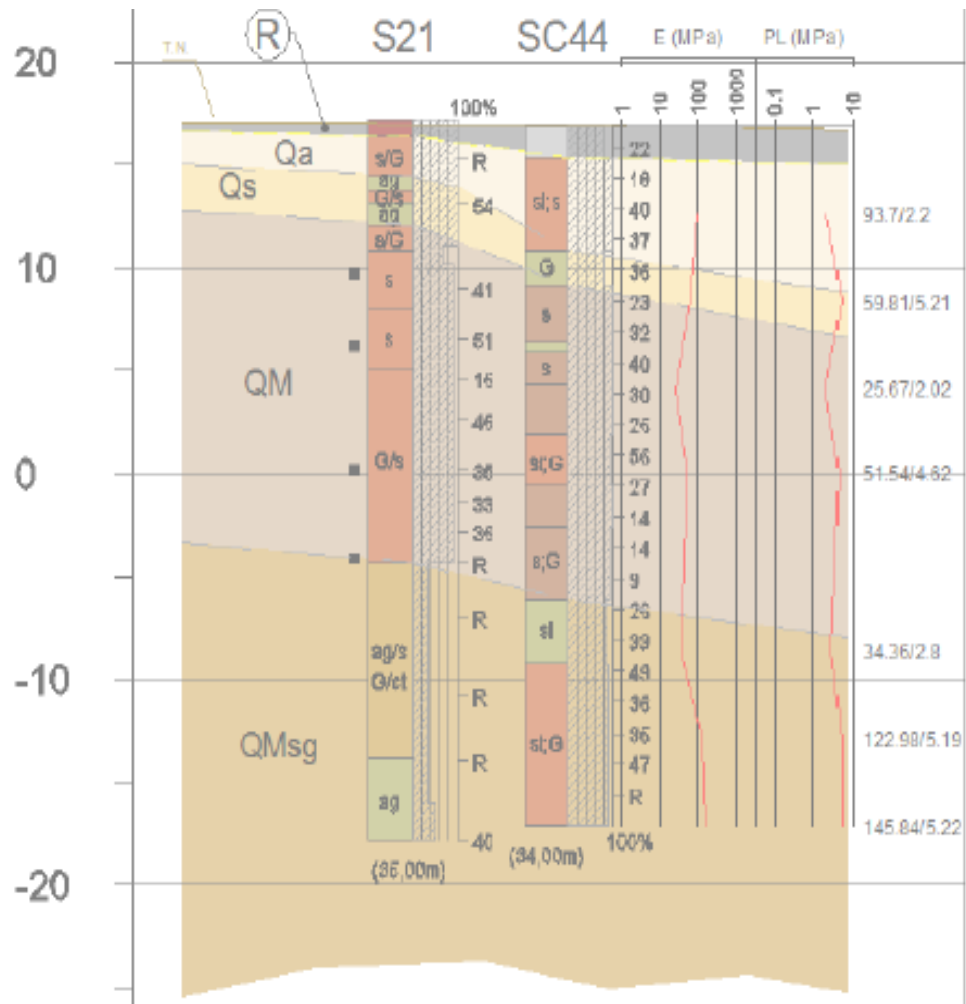
SC44



Figure 02 : Les caisses à carottes récupérées

Phase	Sondage	Essai SPT (quantités)	Essais pressiométriques (quantités)	Identification ⁽¹⁾ (quantités)	Résistance à la compression simple (quantités)	Cisaillement à la boîte (quantités)	Essais Triaxiaux (quantités)	Gonflement libre (quantités)	Analyses chimiques (quantités)
APD	S21	14	33	3	2	2	1	-	-
Campagne de prospection Complémentaire	SC44-SP30	23	7	4	2	1	1	(2)	1
	SC45	23	-	5	3	1	1	(2)	1

Tableau 01– Résumé des travaux de prospection et essais réalisés dans plusieurs études



LEGENDE

STRATIGRAPHIE (Profil)

Récent

R Remblais

Quaternaire

Qa Argile limoneuse et peu sableuse par endroit

Qs Sable limono-argileux, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grès et conglomérats

Pliocène supérieure - Quaternaire ancien

Formation "Marnes d'El Harrach" (anciennement Maison-Carrée)

QM Argiles Marnaises et Marnes jaunâtre à grâtres, parfois sableuses, avec intercalations importantes mais irrégulières de conglomérats, et grès

QMsg Sables limono-argileux avec présence de cailloux

LITHOLOGIE (sondages)

Calps de chaussée

Tens végétale

Remblais

Alluvion

Argile

Limon

Marne

Sable

Grès

Conglomérat

Galets

Concrétions carbonatées

Enroûlement calcaire

LITHOLOGIE - Présence secondaire (sondages)

ag Argile

sl Silt, limon

m Marne

s Sable

gr Grès

cd Cailloux, conglomérat

G Galets, graviers

al Passages alluvionnaires

o Présence de matière organique

Carbonates, concrétions calcaires

F Présence de fossiles

k Présence de kaolinite

Altérence de lithologies

Figure 03 : Profil en long lithologique du puits de ventilation 05

Phase	Unité	Essais SPT					
		Sondage			NSPT	N60	(N1) 60
		Code	Profondeur (m)				
			Debout	Fin			
APD	QA	S21	2,00	2,00	Refus	--	--
	QS	S21	4,00	4,45	54	37	37
	QM	S21	8,00	8,45	41	36	--
	QM	S21	10,50	10,95	51	47	--
	QM	S21	12,50	12,95	16	15	--
	QM	S21	14,50	14,95	46	42	--
	QM	S21	17,00	17,45	35	32	--
APD	QM	S21	18,50	18,95	33	30	--
	QM	S21	20,50	20,95	36	33	--
Phase	Unité	Essais SPT					
		Sondage			NSPT	N60	(N1) 60
		Code	Profondeur (m)				
			Debout	Fin			
APD	QM _{sg}	S21	21,50	--	Refus	--	--
	QM _{sg}	S21	24,00	--	Refus	--	--
	QM _{sg}	S21	28,00	--	Refus	--	--
	QM _{sg}	S21	31,00	--	Refus	--	--
	QM _{sg}	S21	35,00	35,45	40	37	--
Compagne de prospection complémentaire	R	SC44	1,00	1,45	22	15	--
	QA	SC44	2,50	2,95	18	12	--
	QA	SC44	4,00	4,45	40	28	--
	QA	SC44	5,50	5,95	37	29	--
	QS	SC44	7,00	7,45	36	31	27
	QM	SC44	8,50	8,95	23	20	--
	QM	SC44	10,00	10,45	32	28	--
	QM	SC44	11,50	11,95	40	37	--
	QM	SC44	13,00	13,45	30	28	--
	QM	SC44	14,50	14,95	26	24	--
	QM	SC44	16,00	16,45	56	51	--
	QM	SC44	17,50	17,95	27	25	--
	QM	SC44	19,00	19,45	14	13	--

	QM	SC44	20,50	20,95	14	13	--
	QM	SC44	22,00	22,45	9	8	--
	QMsg	SC44	23,50	23,95	26	24	13
	QMsg	SC44	25,00	25,45	33	30	16
	QMsg	SC44	26,50	26,95	49	45	24
	QMsg	SC44	28,00	28,45	36	33	17
	QMsg	SC44	29,50	29,95	35	32	16
	QMsg	SC44	31,00	31,45	47	43	21
	QMsg	SC44	32,50	--	Refus	55	--
	QMsg	SC44	34,00	34,45	31	28	13
	R	SC45	1,00	1,45	18	12	--
	R	SC45	2,50	2,95	15	10	--

Phase	Unité	Essais SPT					
		Sondage			N _{SPT}	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
		Code	Profondeur (m)				
			Debout	Fin			
	QA	SC45	4,00	4,45	24	17	--
	QA	SC45	5,50	5,95	22	17	--
	QS	SC45	7,00	7,45	26	23	19
	QM	SC45	8,50	8,95	54	47	--
	QM	SC45	10,00	10,45	44	38	--
	QM	SC45	11,50	11,95	27	25	--
	QM	SC45	13,00	13,45	37	34	--
	QM	SC45	14,50	14,95	14	13	--
	QM	SC45	16,00	16,45	34	31	--
	QM	SC45	17,50	17,95	28	26	--
	QM	SC45	19,00	19,45	38	35	--
	QM	SC45	20,50	20,95	42	39	--
	QM	SC45	22,00	22,45	36	33	--
	QM	SC45	23,50	23,95	37	34	--
	QM	SC45	25,00	25,45	35	32	--
	QM	SC45	26,50	26,95	36	33	--
	QM	SC45	28,00	28,45	31	28	--
	QMsg	SC45	29,50	--	Refus	--	--
	QMsg	SC45	31,00	--	Refus	--	--
	QMsg	SC45	32,50	32,95	33	30	15
	QMsg	SC45	34,00	34,45	31	28	13

Tableau 02 : Résultats des sondages de l'essai SPT

Etats du sol	Nombre de coups (N)
Très lâche	< 4
Lâche	4 à 10
Moyennement dense	10 à 30
Dense	30 à 50
Très dense	>50

Tableau 03 : Classification de Terzaghi et Peck (1967)

Phase	Unité	Essais Pressiométriques				
		Sondage		Pl	EM	EM/Pl
		Code	Profondeur (m)			
APD	R	S21	1,00	4,5	172,113	38
	QA	S21	2,00	0,311	0,334	1
	QA	S21	3,00	0,291	0,416	1
	QS	S21	4,00	1,59	3,831	2
	QS	S21	5,00	0,55	1,055	2
	QM	S21	6,00	0,871	3,485	4
	QM	S21	7,00	2,41	5,397	2
	QM	S21	8,00	1,2	1,657	1
	QM	S21	9,00	0,921	2,028	2
	QM	S21	10,00	2,04	3,363	2
	QM	S21	11,00	1,02	3,719	4
	QM	S21	12,00	2,05	3,369	2
	QM	S21	13,00	2,23	5,473	2
	QM	S21	14,00	2,433	4,478	2
APDD	QM	S21	15,00	2,45	3,205	1
	QM	S21	16,00	1,26	1,668	1
	QM	S21	17,00	3,814	19,421	5
	QM	S21	18,00	3,93	87,918	22
	QM	S21	19,00	3,02	4,399	1
	QM	S21	20,00	2,095	2,844	1
	QM	S21	21,00	2,505	21,448	9
	QMmsg	S21	22,00	1,742	2,885	2
	QMmsg	S21	23,00	1,14	1,186	1
	QMmsg	S21	24,00	1,15	1,186	1
	QMmsg	S21	25,00	1,93	6,295	3
	QMmsg	S21	26,00	1,99	3,47	2
	QMmsg	S21	27,00	1,19	1,516	1
	QMmsg	S21	28,00	1,98	3,103	2
	QMmsg	S21	29,00	2,31	7,879	3

QMsg	S21	30,00	2,32	4,64	2
QMsg	S21	31,00	2,541	2,889	1
QMsg	S21	32,00	2,51	11,057	4
QMsg	S21	33,00	2,427	3,739	2

Phase	Unité	Essais Pressiométriques				
		Sondage		PI	EM	EM/PI
		Code	Profondeur			
			(m)	MPa	MPa	--
Campagne de Prospection Complémentaire	QA	SP30	4,25	2,20	93,70	43
	QM	SP30	8,50	5,21	59,81	11
	QM	SP30	12,75	2,02	25,67	13
	QM	SP30	16,80	4,62	51,54	11
	QMsg	SP30	25,25	2,80	34,36	12
	QMsg	SP30	29,75	5,19	122,98	24
	QMsg	SP30	34,00	5,22	145,84	28

Tableau 04– Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans plusieurs études – PMT

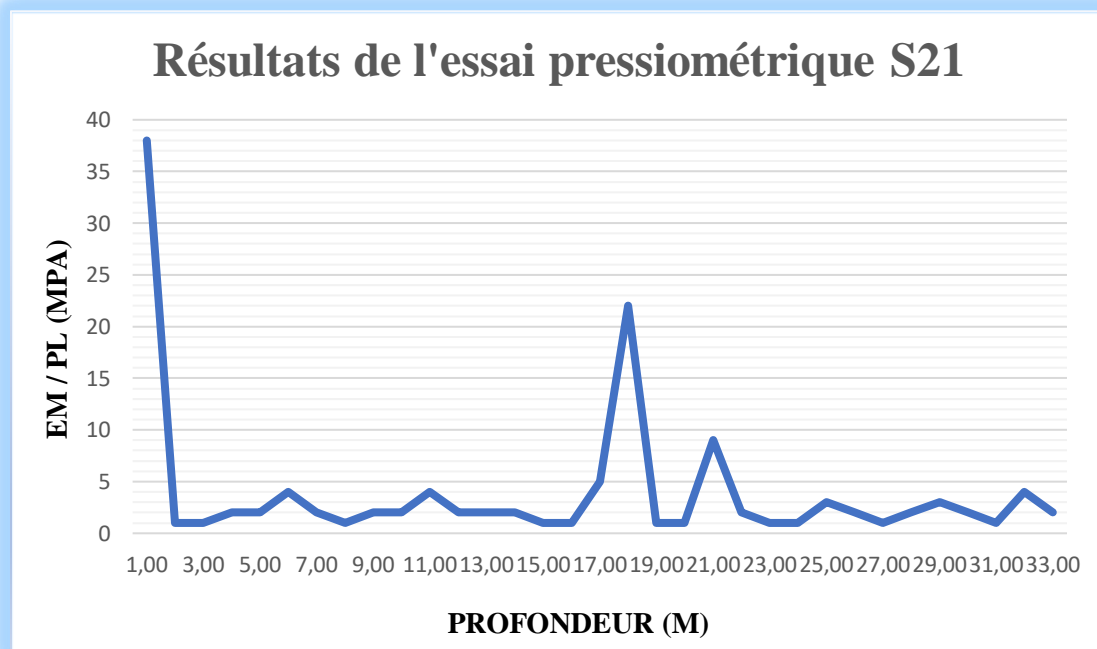


Figure 5 : Résultats de l'essai pressiométrique S21 (Em/Pl=f(profondeur))

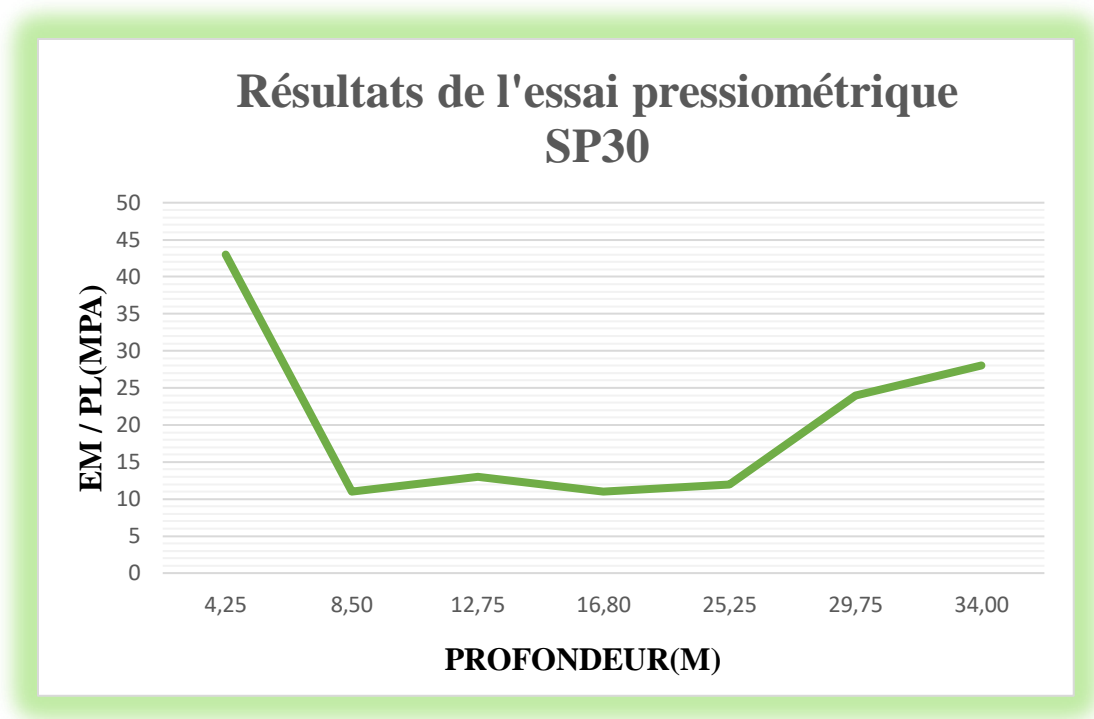


Figure 6: Résultats de l'essai pressiométrique SP30($Em/Pl=f(\text{profondeur})$)

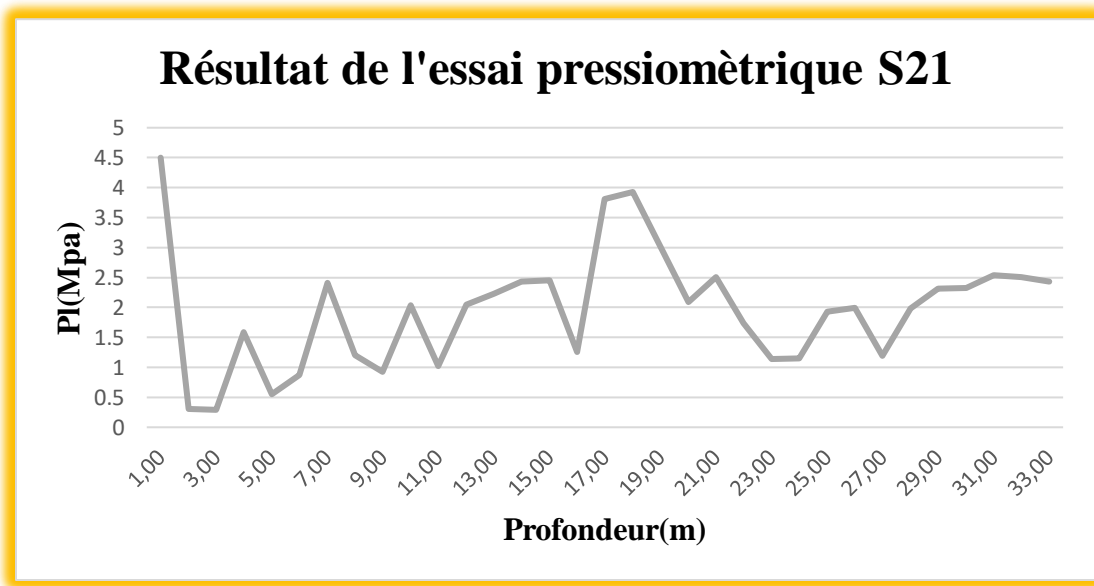


Figure 7 : Résultats de l'essai pressiométrique S21($PI=f(\text{profondeur})$)

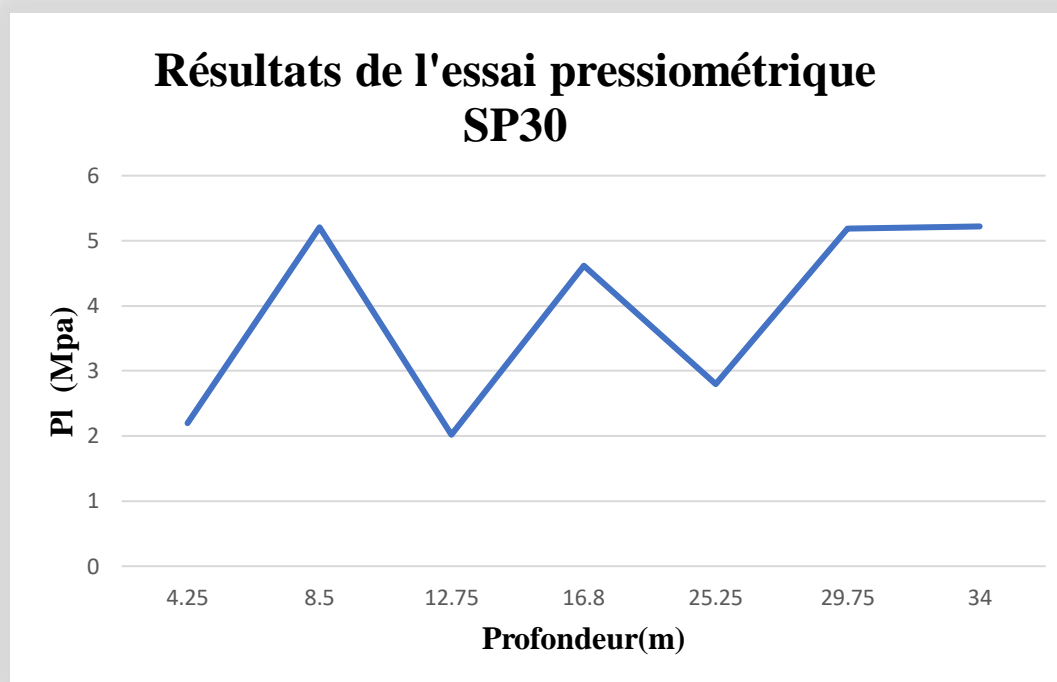


Figure 8 : Résultats de l'essai pressiométrique SP30 (PL=f(profondeur))

Classe de sol	Description	Pressiomètre Pl (Mpa)
Argile, Limons	A. Argile et limon mous	<0.7
	B.Argiles et limons fermes	1.2-2
	C.Argiles très fermes à durs	>2.5
Sables, Graves	A.Lache	<0.5
	B.Moyenement compacts	1-2
	C.compacts	>2.5
Craies	A.Molles	<0.7
	B.Altéré	1-2.5
	C.Compactes	>3
Marne; Marno-calcaires	A. Tendres	1.5-4
	B.Compactes	> 4.5

Tableau 05: La classification du DTU13.12

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	E_m / P_l	α	E_m / P_l	α	E_m / P_l	α	E_m / P_l	α	E_m / P_l	α
Surconsolidé ou très serré	---	--	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	---	1.0	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	---	---	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	---	---

Tableau 06: Classification Ménard

Phase	Piézomètres		Coordonnées			Prof. Installation	Unité
	N°	Type	M	P	Z		
Campagne de Prospection complémentaire	SC45- PZ TPO	Tube Ouvert	515.406.913	4.062.852.867	16.900	(4-17) percée	QA/QS/QM
	SC45PZ 1	Corde Vibrante	515418.012	4062863.839	16.907	33	QM _{sg}
	SC45PZ 2	Corde Vibrante	515419.154	4062862.660	16.903	20	QM
	SC45PZ 3	Corde Vibrante	515420.215	4062861.590	17.004	11	QM

Tableau 07 : Localisation des sondages piézométriques

Sondage	Niveaux du terrain	Profondeur de la zone forée	Date	Lectures Prof.(m)
SC45- PZ TPO	16,90	4,00-17,00	15-02-2016	2,26
			24-02-2016	4,02
			01-03-2016	4,70
			08-03-2016	4,06
			13-03-2016	--
			21-03-2016	3,18
			28-03-2015	2,56
			04-04-2016	2,78
			17-04-2016	--
			20-04-2016	3,13
			02-05-2016	3,99
			16-05-2016	4,71
			24-05-2016	5,31
29-05-2016	5,32			

Tableau 08 – Résumé des lectures piézométriques à tube ouvert

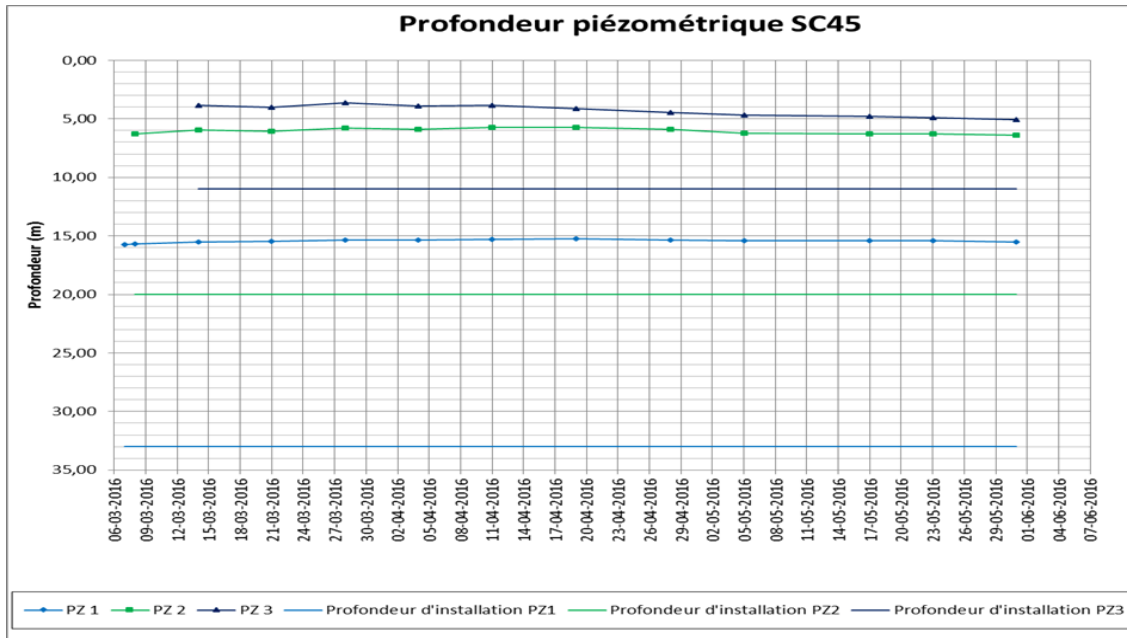


Figure 9 : Résultats du piézomètre à corde vibrante

Sols fins	$D < 50 \text{ mm}$ Tamisat à $80 \mu\text{m} > 35 \%$	$I_p < 10$		A₁	
		$10 < I_p < 20$		A₂	
		$20 < I_p < 50$		A₃	
		$I_p > 50$		A₄	
Sols sableux et graveleux avec fines	$D < 50 \text{ mm}$ Tamisat à $80 \mu\text{m}$ entre 5 et 35 %	Tamisat à $80 \mu\text{m}$ de 5 à 12 %	Refus à 2 mm inférieur à 30 %	$ES > 35$	B₁
				$ES < 35$	B₂
		Refus à 2 mm supérieur à 30 %	$ES > 25$	B₃	
			$ES < 25$	B₄	
		Tamisat à $80 \mu\text{m}$ de 12 à 35 %	$I_p < 10$		B₅
			$I_p > 10$		B₆
Sols comportant fines et gros éléments	$D > 50 \text{ mm}$ Tamisat à $80 \mu\text{m} > 5 \%$	Tamisat à $80 \mu\text{m}$ élevé		C₁	
		Tamisat à $80 \mu\text{m}$ faible	$D < 250 \text{ mm}$	C₂	
			$D > 250 \text{ mm}$	C₃	
Sols et roches insensibles à l'eau	Tamisat à $80 \mu\text{m} < 5 \%$	$D < 50 \text{ mm}$	Refus à 2 mm inférieur à 30 %	D₁	
			Refus à 2 mm supérieur à 30 %	D₂	
		$50 \text{ mm} < D < 250 \text{ mm}$		D₃	
		$D > 250 \text{ mm}$		D₄	

Tableau 09 : Classification des sols(RTR)

Matériaux		Compacité	N_s	D_r (%)	γ_d (kN·m ⁻³)	e	φ' (°)
GW	Graviers ou mélanges graviers sables à granulométrie étalée. Peu ou pas de fines	dense	90	75	21,7	0,22	40
		moyennement dense	55	50	20,4	0,28	36
		lâche	<28	25	19,3	0,36	32
GP	Graviers ou mélanges graviers sables à granulométrie étroite. Peu ou pas de fines	dense	70	75	20,0	0,33	38
		moyennement dense	50	50	18,9	0,39	35
		lâche	<20	25	17,9	0,47	32
SW	Sables ou sables graveleux à granulométrie étalée. Peu ou pas de fines	dense	65	75	18,6	0,43	37
		moyennement dense	35	50	17,6	0,49	34
		lâche	<15	25	16,7	0,57	30
SP	Sables ou sables graveleux à granulométrie étalée. Peu ou pas de fines	dense	50	75	17,3	0,52	36
		moyennement dense	30	50	16,4	0,60	33
		lâche	<10	25	15,6	0,65	29
SM	Sables limoneux, mélanges sables-silts	dense	45	75	16,2	0,62	35
		moyennement dense	25	50	15,2	0,74	32
		lâche	<8	25	14,6	0,80	29
ML	Silts inorganiques et sables très fins, mouture de roche, sables fins limoneux ou argileux avec légère plasticité.	dense	35	75	14,6	0,80	33
		moyennement dense	20	50	13,8	0,90	31
		lâche	<4	25	13,2	1,00	27

Tableau 10 : La classification de Hunt (2005)

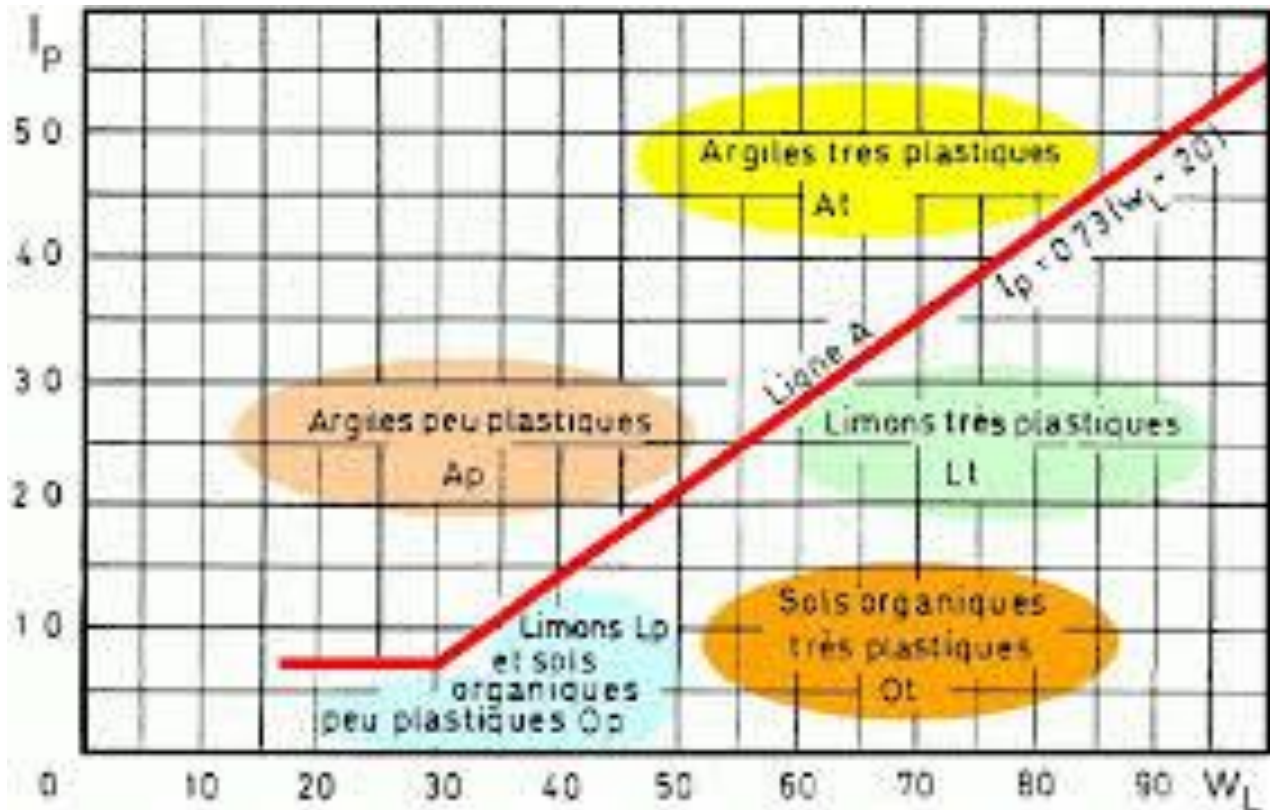


Figure 10 : Diagramme de Casagrande

Teneur en CaCO ₃ (%)	Désignation géotechnique					
0 - 10	<table style="border: none;"> <tr> <td style="text-align: center;">Argile</td> <td rowspan="3" style="font-size: 3em; vertical-align: middle;">}</td> <td rowspan="3" style="text-align: center; vertical-align: middle;">Sols</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Argile marneuse</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Marne</td> </tr> </table>	Argile	}	Sols	Argile marneuse	Marne
Argile		}			Sols	
Argile marneuse						
Marne						
10 - 30						
30 - 70	<table style="border: none;"> <tr> <td style="text-align: center;">Calcaire marneux</td> <td rowspan="3" style="font-size: 3em; vertical-align: middle;">}</td> <td rowspan="3" style="text-align: center; vertical-align: middle;">Roches</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Calcaire</td> </tr> <tr> <td></td> </tr> </table>	Calcaire marneux	}	Roches	Calcaire	
Calcaire marneux		}			Roches	
Calcaire						
70 - 90						
90 - 100						

Tableau 11 : Classification des sols selon le pourcentage en CaCO₃

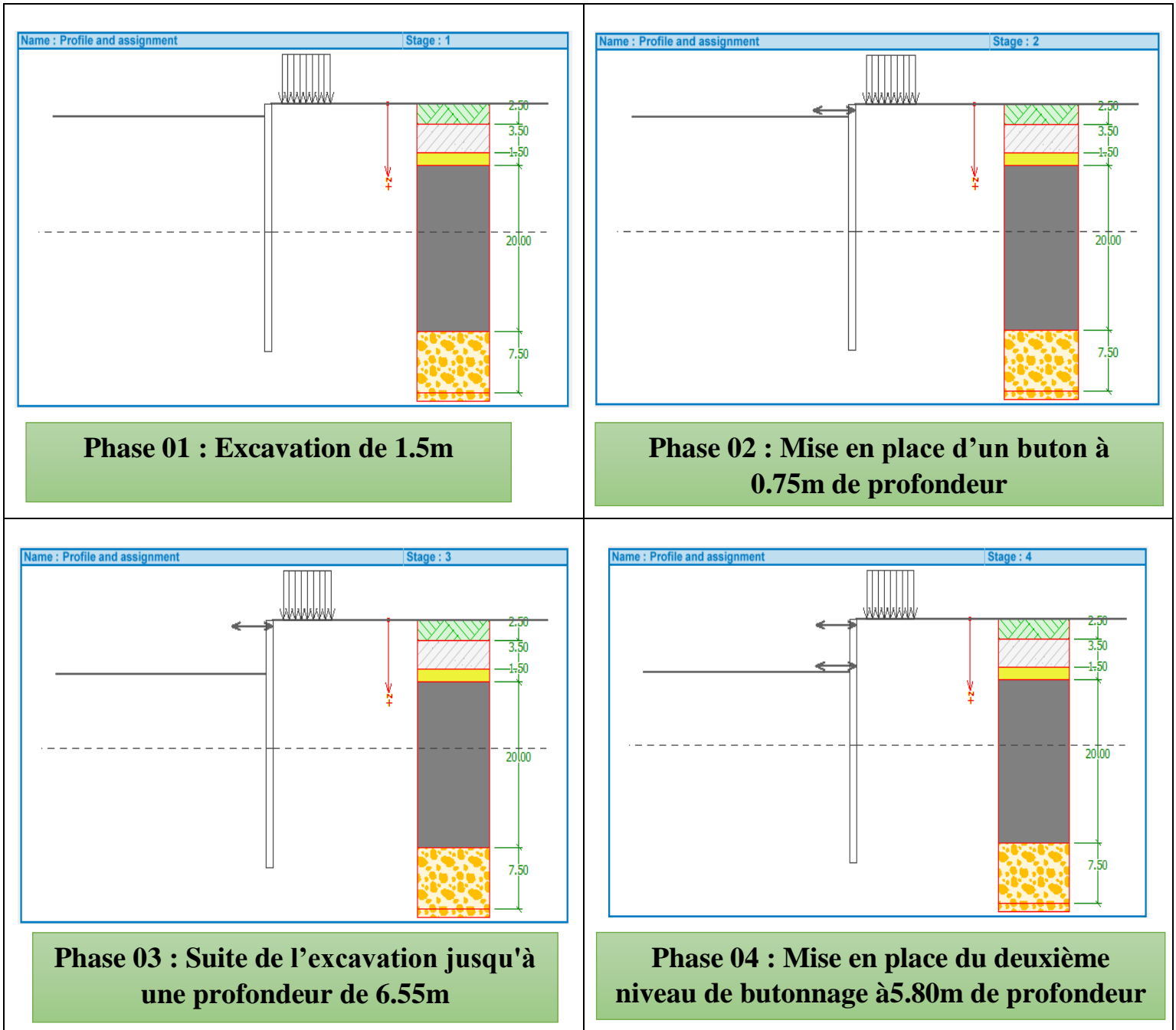
Utilisation du béton	Classe de chlorures	Teneur maximale en Cl- rapportée à la masse de ciment
Béton contenant ni armature en acier, ni pièces métalliques noyées	Cl 1,0	1 %
Béton contenant des armatures en acier ou des pièces métalliques noyées, et formulé avec un ciment de type CEM III	Cl 0,65	0,65 %
Béton contenant des armatures en acier ou des pièces métalliques noyées	Cl 0,40	0,40 %
Béton contenant des armatures de précontrainte en acier	Cl 0,20 Cl 0,10	0,20 % 0,10 %

Tableau 12 : Classes de chlorures à respecter en fonction de l'utilisation du béton

δ/φ φ degrés	-1		-2/3		-1/3		0		1/3		2/3		1	
	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
10	1,06	1,66	0,81	1,59	0,75	1,51	0,70	1,42	0,68	1,31	0,66	1,17	0,65	—
15	1,06	2,2	0,72	2,05	0,64	1,88	0,59	1,70	0,56	1,50	0,54	1,26	0,53	—
20	1,04	3,1	0,64	2,75	0,54	2,40	0,49	2,04	0,46	1,69	0,44	1,33	0,44	—
25	1,02	4,4	0,55	3,70	0,47	3,10	0,41	2,45	0,38	1,92	0,36	1,40	0,37	—
30	0,98	6,5	0,49	5,30	0,38	4,0	0,33	3,00	0,30	2,15	0,30	1,46	0,30	—
35	0,94	10,5	0,40	8,0	0,32	5,4	0,27	3,70	0,25	2,40	0,25	1,51	0,26	—
40	0,88	18	0,34	12	0,26	7,6	0,22	4,60	0,20	2,75	0,20	1,54	0,20	—
45	0,82	35	0,27	20	0,19	11	0,17	5,80	0,16	3,0	0,16	1,58	0,16	—
50	0,75	70	0,22	35	0,15	15	0,14	7,20	0,13	3,5	0,13	1,61	0,13	—

Tableau 01 : Valeurs de K_a et K_p pour $\beta=0$; $\lambda=0$.

Partie 1 : Modélisation des phases d'excavation :

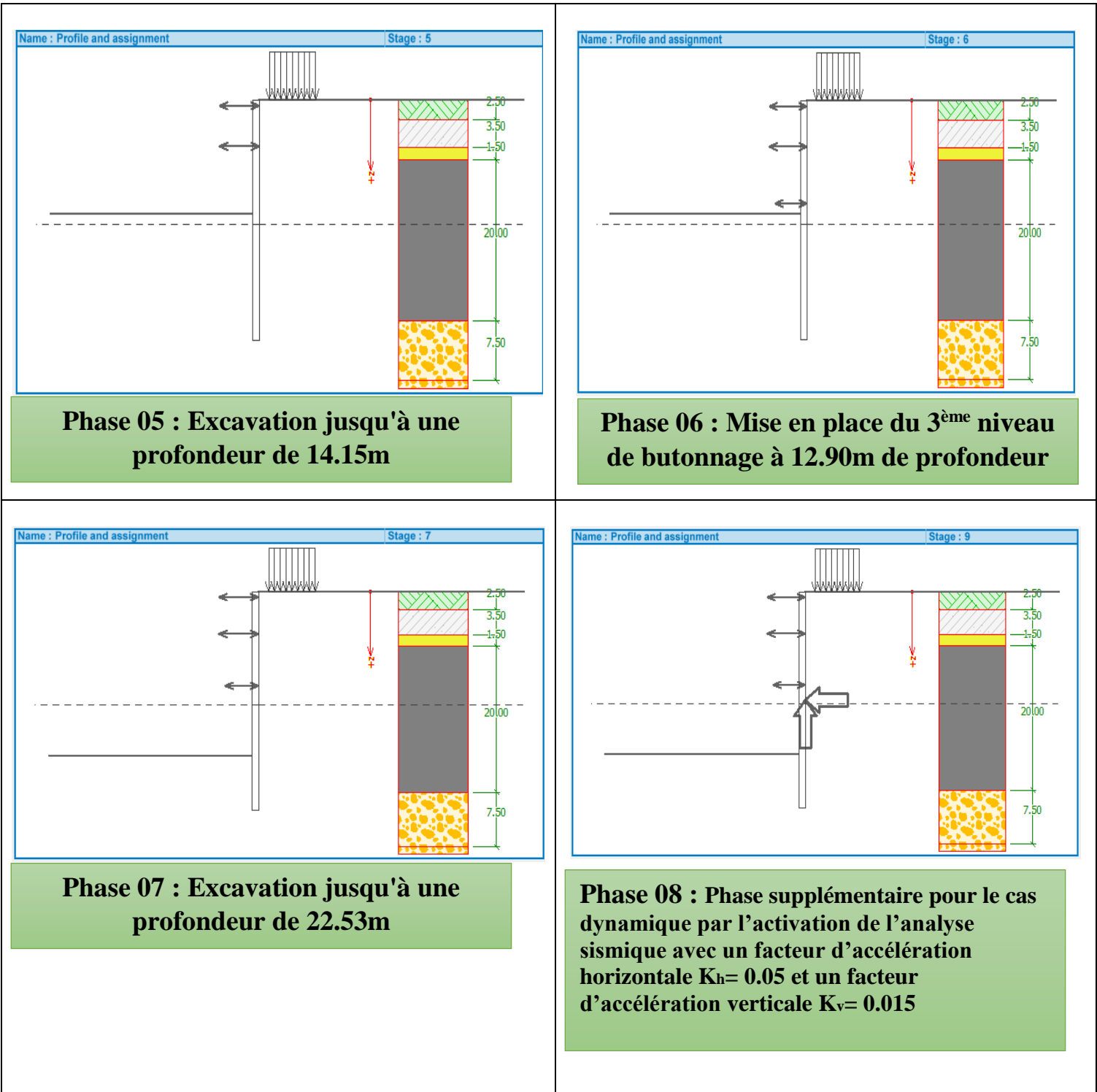


Phase 01 : Excavation de 1.5m

Phase 02 : Mise en place d'un bouton à 0.75m de profondeur

Phase 03 : Suite de l'excavation jusqu'à une profondeur de 6.55m

Phase 04 : Mise en place du deuxième niveau de butonnage à 5.80m de profondeur



Paramètres introduits pour la modélisation avec Géo 05 :

Géométrie de la structure

Long. de la structure = 30.00 m

Nom de section : Paroi en pieux d = 0.80 m; a = 1.10 m

Matériau du pieu : béton

Coefficient de réduction de la pression sous le fond de fouille saisi = 1.00

Surf. de sect. A = 4.57E-01 m²/m

Moment d'inertie I = 1.83E-02 m⁴/m

Module d'élasticité E = 33000.00 MPa

Module d'élasticité en cisaillement G = 13750.00 MPa

Matériau de la structure

Le calcul des structures en béton a été effectué selon la norme EN 1992-1-1 (EC2).

Béton: C 30/37

Résistance cylindrique à la compression $f_{ck} = 30.00$ MPa

Résistance à la traction $f_{ctm} = 2.90$ MPa

Module d'élasticité $E_{cm} = 33000.00$ MPa

Module d'élasticité en cisaillement $G = 13750.00$ MPa

Acier longitudinal: B500B

Limite d'élasticité $f_{yk} = 500.00$ MPa






Acier transversal: B500B

Limite d'élasticité $f_{yk} = 500.00$ MPa



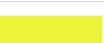
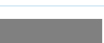
Module de réact. du sol de fond.


Le module de réaction du sol est calculé selon la théorie de Schmitt.

Paramètres de base des sols






Num.	Nom	Echantillon	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Rx		20.00	0.00	17.00	10.00	13.34
2	QA		24.00	30.00	17.00	11.00	16.00
3	QS		30.00	10.00	18.00	11.00	20.00
4	QM		22.00	47.00	18.00	11.00	14.67
5	Qmsg		26.00	35.00	18.00	11.00	17.30

Paramètres des sols employés pour calculer la pression au repos

Num.	Nom	Echantillon	Type du calcul	Φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Rx		pulvérulent	20.00	-	-	-
2	QA		cohérent	-	0.30	-	-
3	QS		pulvérulent	30.00	-	-	-
4	QM		cohérent	-	0.30	-	-

Num.	Nom	Echantillon	Type du calcul	Φ_{ef} [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
5	Qmsg		cohérent	-	0.30	-	-

Paramètres des sols pour calculer le module de réaction du sol de fondation (Schmitt)

Num.	Nom	Echantillon	ν [-]	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]
1	Rx		0.30	-	10.00
2	QA		0.30	-	30.00
3	QS		0.30	-	50.00
4	QM		0.30	-	75.00
5	Qmsg		0.30	-	92.00

Paramètres des sols

Rx

Poids volumique : $\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\Phi_{ef} = 20.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 13.34^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Module de rigidité : $E_{def} = 10.00 \text{ MPa}$
 Coefficient de Poisson : $\nu = 0.30$
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

QA

Poids volumique : $\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\Phi_{ef} = 24.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 30.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 16.00^\circ$
 Sol : cohérent
 Coefficient de Poisson : $\nu = 0.30$
 Module de rigidité : $E_{def} = 30.00 \text{ MPa}$
 Coefficient de Poisson : $\nu = 0.30$
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

QS

Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 30.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 10.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 20.00^\circ$
 Sol : pulvérulent
 Module de rigidité : $E_{def} = 50.00 \text{ MPa}$
 Coefficient de Poisson : $\nu = 0.30$
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$







QM

Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 22.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 47.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 14.67^\circ$
 Sol : cohérent
 Coefficient de Poisson : $\nu = 0.30$
 Module de rigidité : $E_{def} = 75.00 \text{ MPa}$
 Coefficient de Poisson : $\nu = 0.30$
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Qmsg

Poids volumique : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 Etat de contraintes : effectives
 Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} = 26.00^\circ$
 Cohésion du sol : $c_{ef} = 35.00 \text{ kPa}$
 Angle de frot. structure-sol : $\delta = 17.30^\circ$
 Sol : cohérent
 Coefficient de Poisson : $\nu = 0.30$
 Module de rigidité : $E_{def} = 92.00 \text{ MPa}$
 Coefficient de Poisson : $\nu = 0.30$
 Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Profil géologique et assignation des sols

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]	Sol assigné	Echantillon
1	2.50	0.00 .. 2.50	Rx	
2	3.50	2.50 .. 6.00	QA	
3	1.50	6.00 .. 7.50	QS	
4	20.00	7.50 .. 27.50	QM	
5	7.50	27.50 .. 35.00	Qmsg	
6	-	35.00 .. ∞	Qmsg	

Partie 2 : Règlement BAEL 91R99

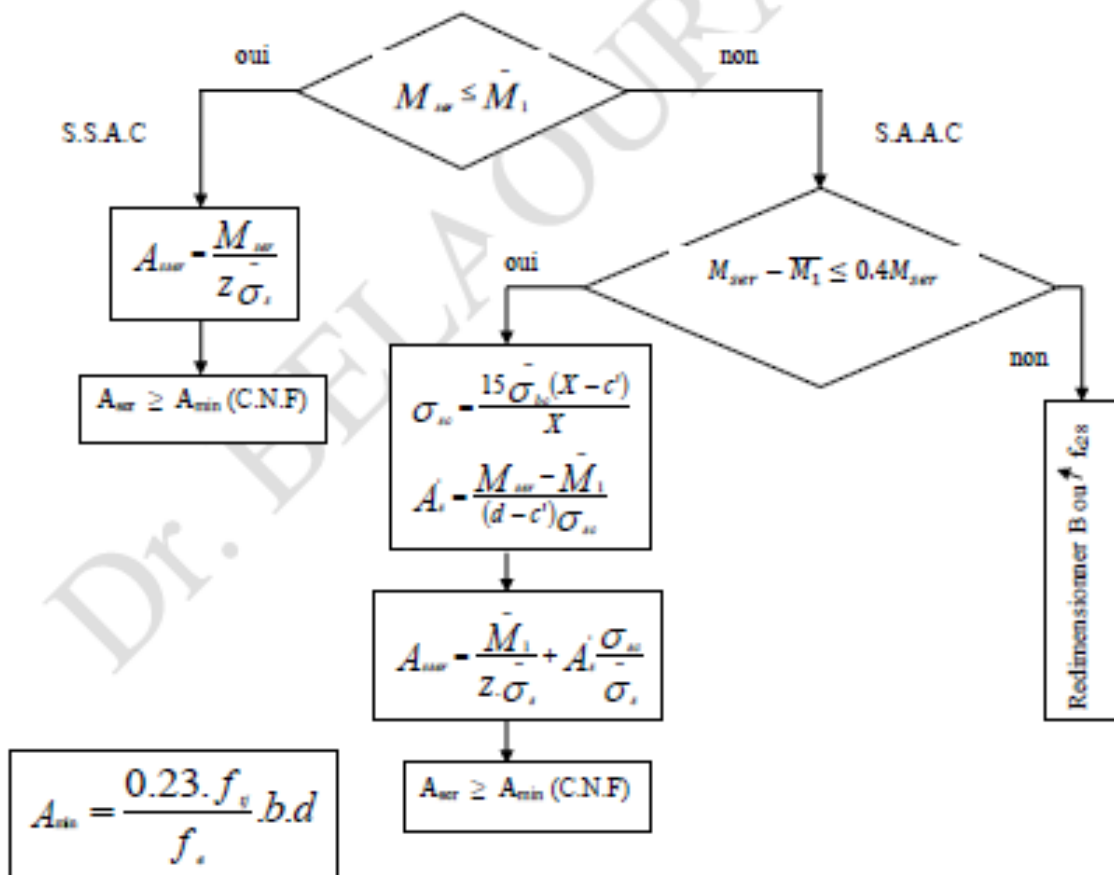
Organigramme n°2 : Flexion simple-
Calcul à l'ELS (Section rectangulaire)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{ctk}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Max}(0,5 f_s; 110 \sqrt{\eta f_s}) \text{ Pour une fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Max}(0,4 f_s; 88 \sqrt{\eta f_s}) \text{ Pour une fissuration très préjudiciable}$$

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} d ; \quad Z = d - \frac{X}{3} ; \quad \bar{M}_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z$$



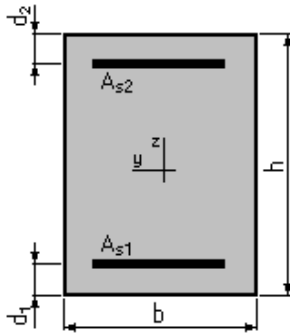
Calcul de Section en Flexion Simple (Armature longitudinale)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 72.0$ (cm)
 $h = 64.0$ (cm)
 $d_1 = 7.0$ (cm)
 $d_2 = 7.0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	781.68	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 65.6$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 4.6$ (cm²)
 Théorique $\rho = 1.60$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS : $M_{\max} = 781.68$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m) Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 28.1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 47.6$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 16.2$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_s \text{ Lim} = 250.0$ (MPa)

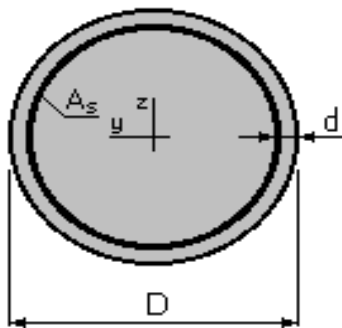
Calcul de Section à l'effort Tranchant (Armatures transversales)

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$D = 80.0$ (cm)

$d = 7.0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas :	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	469.78	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1.1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u, \text{lim}} = 3.0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 1.0$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 6.8$ (cm²)

Cadres : $6 \text{ } \varnothing 12$

Espacement : $S_t = 40.0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi- portée :

Espacement maximum: $S_{t, \text{max}} = 40.0$ (cm) 20 (cm)

Partie 01 : Efforts internes obtenues à l'aide du logiciel Sap 2000

Radier supérieur :

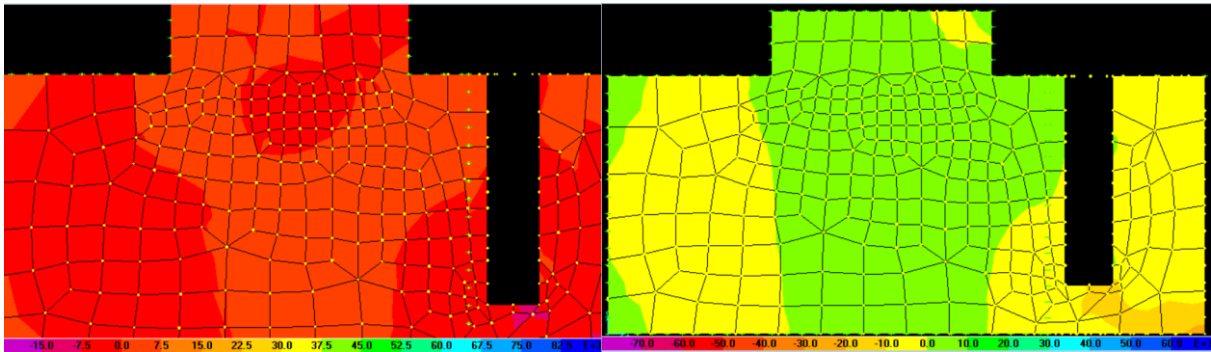


Figure 1 : M11 à l'ELU [KN.m/m]

Figure 2 : M11 à l'ELS[KN.m/mm]

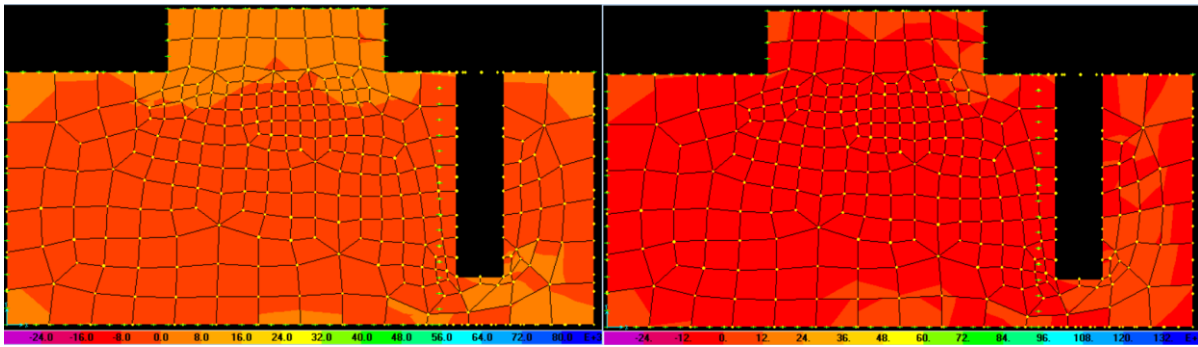


Figure 3 : M22 à l'ELU [KN.m/m]

Figure 4 : M22 à l'ELU [KN.m/m]

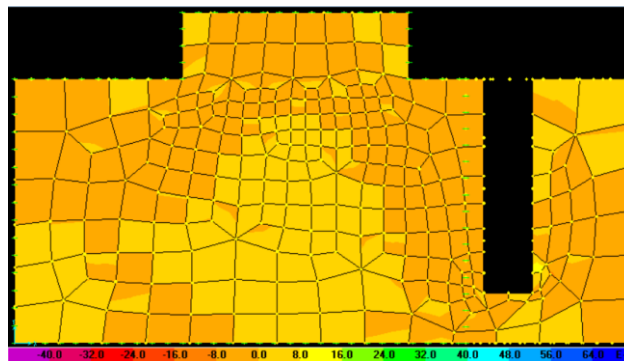


Figure 5 : V23 à l'ELU [KN/m]

Radier inférieur :

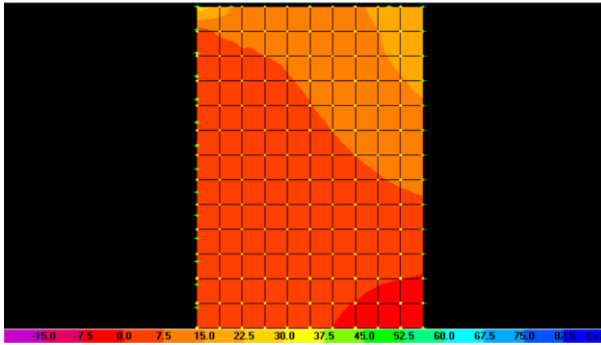


Figure 6 : M11 à l'ELU [KN.m/m]

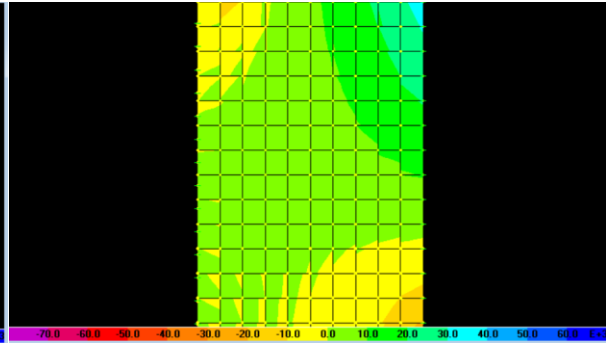


Figure 7 : M11 à l'ELU [KN.m/m]

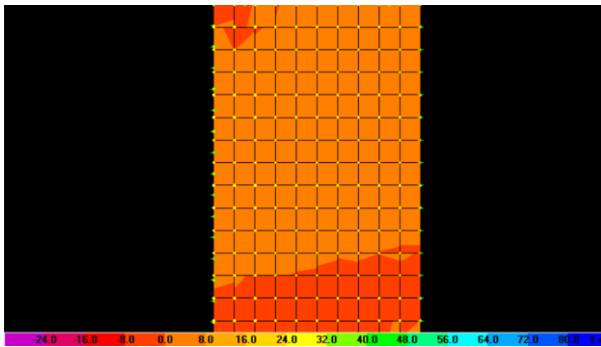


Figure 8 : M22 à l'ELU [KN.m/m]

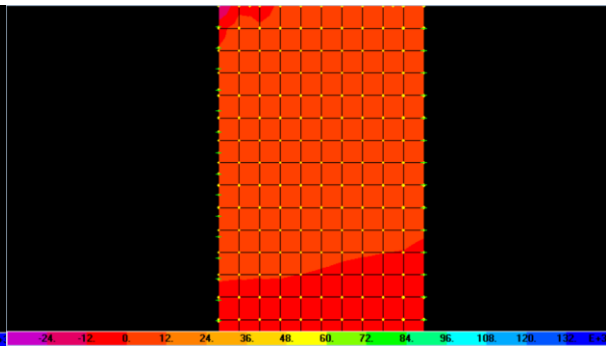


Figure 9: M22 à l'ELU [KN.m/m]

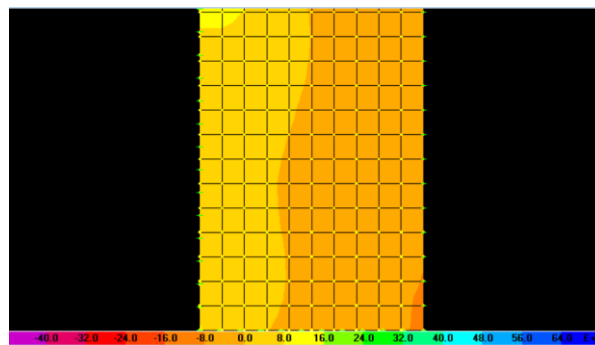


Figure 10 : V23 à l'ELU [KN/m]

Partie 02 : Notes de calcul établies par robot expert

**Calcul de Section en Flexion Simple
DALLE DE COUVERTURE M11 APPUI**

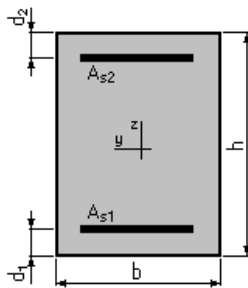
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPA)

Acier: $F_e = 500,0$ (MPA)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 120,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3962,31	0,00
Etat Limite de Service	3632,40	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 149,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 11,5$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 1,30$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 3962,31$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,57 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 47,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 95,9$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 4,94$ (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 3632,40$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 52,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 97,4$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14,1$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

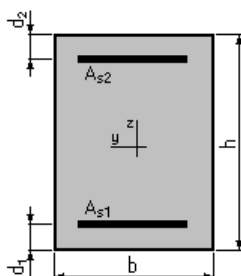
Calcul de Section en Flexion Simple DALLE DE COUVERTURE M11 MI-TRAVEE

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



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

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-2576,31	0,00
Etat Limite de Service	-1601,17	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 62,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,54 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -2576,31 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,13 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 20,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 107,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,11 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = -1601,17 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 38,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 102,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Simple RADIERS SUPERIEURE M11 (sur appuis)

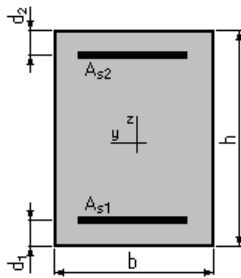
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



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

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1329,16	0,00
Etat Limite de Service	68,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 27,4$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 11,5$ (cm²)
théorique $\rho = 0,24$ (%)
minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 1329,16$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 8,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 111,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,83$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 68,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 10,69

Position de l'axe neutre : $y = 26,9$ (cm)

Bras de levier : $Z = 106,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0,3$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 3,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple RADIERS SUPERIEUR M11 à mi-travée

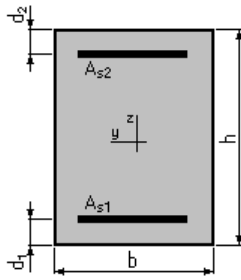
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



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

$h = 120,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	951,66	0,00
Etat Limite de Service	737,41	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 27,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\ min} = 11,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,24 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 951,66 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,42 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 8,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 111,4 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,84 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = 737,41 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 27,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 106,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple RADIERS INFÉRIEUR M11(sur appuis)

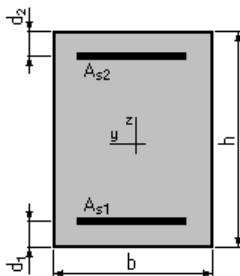
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 120,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-636,32	0,00
Etat Limite de Service	-404,07	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 14,9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,13$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:**Cas ELU** $M_{\max} = -636,32$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,15 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,8$ (cm)Bras de levier: $Z = 113,1$ (cm)Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,43$ (‰)Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)**Cas ELS** $M_{\max} = -404,07$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 20,6$ (cm)Bras de levier: $Z = 108,1$ (cm)Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,6$ (MPa)Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

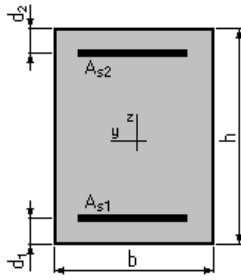
comprimée: $\sigma_s' = 21,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)**Calcul de Section en Flexion Simple
RADIER INFÉRIEUR M11 MI-TRAVÉE****1. Hypothèses:****Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



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

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	464,53	0,00
Etat Limite de Service	321,75	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 11,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,10 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 464,53 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,26 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 113,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,34 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 321,75 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 18,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 108,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 17,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple DALLE DE COUVERTURE M22 APPUIS

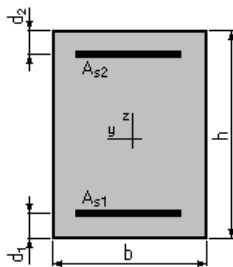
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 120,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	5000,00	0,00
Etat Limite de Service	4021,72	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 166,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 11,5$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,45$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :**Cas ELU** $M_{\max} = 5000,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 53,2$ (cm)Bras de levier: $Z = 93,7$ (cm)Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 4,06$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)**Cas ELS** $M_{\max} = 4021,72$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

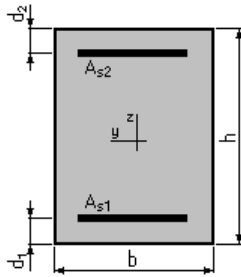
Position de l'axe neutre: $y = 54,8$ (cm)Bras de levier: $Z = 96,7$ (cm)Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15,2$ (MPa)Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple DALLE DE VOUVERTURE M22 MI-TRAVEE

1. Hypothèses:**Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 9

2. Section :



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

$h = 120,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3444,49	0,00
Etat Limite de Service	2060,73	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 81,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\ min} = 11,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,71 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 3444,49 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,08 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 26,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 104,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,94 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = 2060,73 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 42,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 100,9$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9,7$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

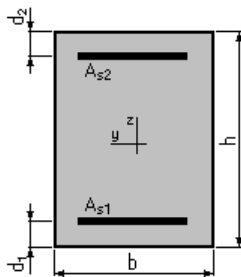
Calcul de Section en Flexion Simple RADIERS SUPERIEURE M22 APPUI

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 120,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2409,47	0,00
Etat Limite de Service	2196,73	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 87,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 11,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,76 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 2409,47 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,64 Pivote: A

Position de l'axe neutre: $y = 27,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 103,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,21 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 2196,73 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 43,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 100,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section en Flexion Simple RADIERSUP M22 MI -TRAVEE

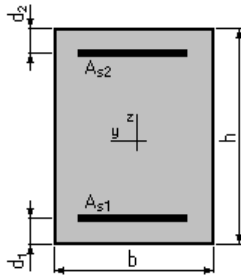
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



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

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-2033,57	0,00
Etat Limite de Service	-1764,39	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 69,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,60 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -2033,57 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,57 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 22,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 106,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,39 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = -1764,39$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 39,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 101,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s,lim} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple RADIÉRIE INFÉRIEUR M22 APPUI

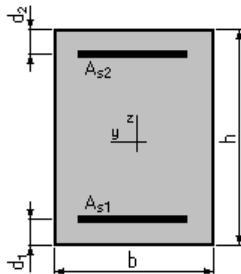
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 120,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-847,07	0,00
Etat Limite de Service	-521,69	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 19,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,17$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:**Cas ELU** $M_{\max} = -847,07$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,12 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,2$ (cm)Bras de levier: $Z = 112,5$ (cm)Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,57$ (‰)Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)Contrainte de l'acier :tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)**Cas ELS** $M_{\max} = -521,69$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

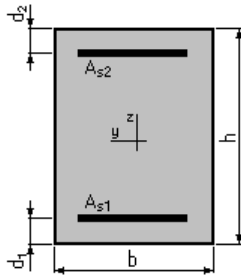
Position de l'axe neutre: $y = 23,2$ (cm)Bras de levier: $Z = 107,3$ (cm)Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,0$ (MPa)Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma_s' = 27,5$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple RADIÉRIER INFÉRIEUR M22 MI-TRAVÉE

1. Hypothèses:**Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



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

$h = 120,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	496,26	0,00
Etat Limite de Service	231,56	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\ min} = 11,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,10 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 496,26 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,14 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 113,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,33 \text{ (\%)}_00$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_00$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = 231,56 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,35

Position de l'axe neutre: $y = 18,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 108,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 12,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant (Sur appuis) Dalle de couverture

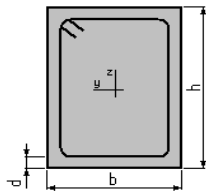
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 100.0$ (cm)

$h = 120.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3394.52	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 3.0$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3.0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 1.0$ (m)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 6.8$ (cm²)
 Cadres: $6 \text{ } \varnothing 12$
 Espacement : $S_t = 11.9$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi- portée :
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm) $6 + 4*11$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm) $10 + 2*20$ (cm)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 6.8$ (cm²)
 Cadres: $6 \text{ } \varnothing 12$
 Espacement : $S_t = 23.2$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi- portée :
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm) $10 + 2*20$ (cm)

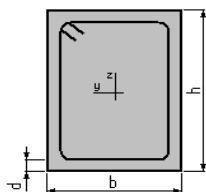
**Calcul de Section à l'effort Tranchant (à mi-travée)
 Dalle de couverture**

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 120.0$ (cm)
 $d = 5.0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	-2147.00	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1.9$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3.0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 1.0$ (m)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 5.7$ (cm²)
 Cadres: $5 \text{ } \varnothing 12$
 Espacement : $S_t = 19.3$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm) $8 + 2*16$ (cm)

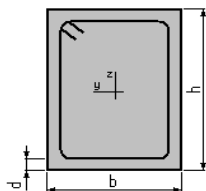
**Calcul de Section à l'effort Tranchant (sur appuis)
 Radier supérieur**

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 120.0$ (cm)
 $d = 5.0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	2229.52	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1.9$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3.0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 1.0$ (m)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 5.7$ (cm²)
 Cadres: $5 \text{ } \varnothing 12$
 Espacement : $S_t = 18.2$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
 Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm) $8 + 2*16$ (cm)

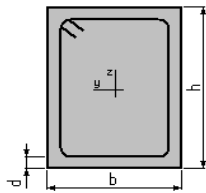
**Calcul de Section à l'effort Tranchant (à mi-travée)
 Radier supérieur**

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 120.0$ (cm)
 $d = 5.0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
 N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	-1001.00	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.9$ (MPa)
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3.0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 1.0$ (m)
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 5.7$ (cm²)
 Cadres: $5 \text{ } \varnothing 12$

Espacement : $S_t = 40.0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm) 20 (cm)

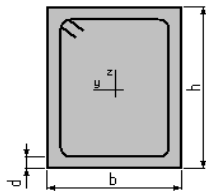
Calcul de Section à l'effort Tranchant (sur appuis) Radier inférieur

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 120.0$ (cm)
 $d = 5.0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	-672.41	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.6$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3.0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 1.0$ (m)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4.5$ (cm²)
Cadres: 4 $\varnothing 12$
Espacement : $S_t = 40.0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm) 20 (cm)

Calcul de Section à l'effort Tranchants(à mi-travée) Radier inférieur

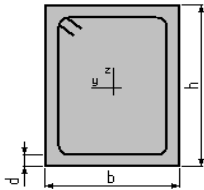
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 100.0$ (cm)

$h = 120.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	-672.41	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.6$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3.0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 1.0$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3.4$ (cm²)

Cadres: $3 \text{ } \varnothing 12$

Espacement : $S_t = 40.0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40.0$ (cm) 20 (cm)

