

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 & Structures

## Thème

*Conception et étude de la station métro  
« Smail Yefsah » réalisée par la  
méthode Top-Down*

**Présenté par :**  
DEKMOUS Karim  
ABADI Mehdi

**Encadré par :**  
Mr. CHERCHALI M.A  
**Co-encadré par:**  
Mme. BADAOU I A.

Promotion 2019/2020

## ملخص:

الموضوع: تصميم ودراسة محطة مترو "إسماعيل يفسح" باب الزوار – الجزائر العاصمة

من أكبر تحديات قطاع النقل في الجزائر العاصمة مشكل الازدحام المروري، ويعتبر انجاز مشروع خط المترو الحل الأمثل للتخلص من هذا المشكل. موضوع عملنا هو جزء من هذا الحل يتناول تصميم ودراسة محطة المترو "إسماعيل يفسح"، أين سنتم عملية الحفر والبناء بالطريقة العصرية "من الفوق إلى التحت"، فيما سيتم التدعيم بواسطة حائط الردغة، أما الحساب و النمذجة سنستعمل برامج

GEO5-SAP2000-ROBOT-ROBOT EXPERT-FER2005

كلمات مفتاحية: مترو، محطة. تدعيم، حائط الردغة

## ABSTRACT:

**Subject: conception & study of « Smail Yefsah » subway station**

*One of the most actual transport sector challenges is the problem of traffic jam, and the construction of a metro network is the most appropriate solution to solve this problem.*

*The object of our work is a part of the solution, consist in the study of the underground station « Ismail Yefsah » which will be excavated and built in « Top down » method, its retaining support is provided by slurry wall. Modelling and calculation will be carried out using the GEO5, SAP2000, ROBOT, ROBOT Expert and Fer 2005.*

**Keywords:** subway, station, support, slurry wall

## Résumé :

**Sujet : Conception et étude de la station de métro « Smail Yefsah »**

*L'un des plus important défis actuel 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'objet de notre travail est l'étude de la station de métro « Smail Yefsah » dont le creusement et la construction se fera avec la méthode « Top-Down ». Le soutènement est assuré par les parois moulées. Le calcul et la modélisation seront effectués à l'aide des logiciels GEO5, ROBOT, ROBOT Expert, SAP2000 et Fer2005*

**Mots clés :** métro, station, soutènement, pieux sécants.

## **Remerciement :**

*Je tiens à remercier tout d'abords dieu qui nous a doté d'intelligence, et nous a maintenu en santé pour mener à bien cette année d'étude « Elhamdou lillah ».*

*Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon stage et qui m'ont aidé lors de la rédaction de ce mémoire.*

*Je voudrais dans un premier temps remercier, mes deux directeurs de mémoire M.CHERCHALI, Enseignant à notre école ENSTP et Ingénieur contrôleur des études chez GETINSA-EUROESTUDIOS CONSULTING ENGINEERS, et Mme BADAOUI maitre de conférence A à L'ENSTP, pour leur patience, leur disponibilité et surtout leurs judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.*

*J'adresse mes 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 mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.*

*Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi et pour leur soutien constant, ainsi que ma petite famille leurs encouragements.*

*Sans oublier mon cher ami, mon binôme ABADI Mehdi, il était un bon coéquipier, je le remercie pour m'accompagner dans ce travail et pour son précieux travail d'équipe, ainsi que sa famille et la famille Boussouar aussi pour leur accueil chaleureux et leurs plats délicieux.*

*Enfin, je vous souhaite une bonne lecture.*

**Dekmous Karim**



## **Remerciement :**

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

*Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon stage et qui m'ont aidée lors de la rédaction de ce mémoire.*

*Je voudrais dans un premier temps remercier, mes deux directeur de mémoire M.CHERCHALI, Enseignant à notre école ENSTP et Ingénieur contrôleur des études chez GETINSA-EUROESTUDIOS CONSULTING ENGINEERS, et Mme BADAOUI maître de conférence A à L'ENSTP, pour leur patience, leur disponibilité et surtout leurs judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.*

*Je remercie ma chère mère et mon père pour leur soutien précieux ainsi que mon frère et ma sœur pour leurs encouragements.*

*Sans oublier mon cher partenaire, mon binôme DEKMOUS Karim, il était un bon coéquipier, je le remercie pour m'accompagner dans ce travail et pour son précieux travail d'équipe.*

*Je remercie aussi mes amis proches pour leur inquiétude, leur présence ainsi que Tayeb et sa famille Boussouar pour l'accueil chaleureux.*

**ABADI Mehdi**

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Mehdi', with a horizontal line extending to the right across the bottom of the signature.

# LISTES DES TABLEAUX ET FIGURES

## Liste des tableaux

Tableau 1: Valeurs forfaitaires des longueurs de scellement droit	6
Tableau 2: Longueurs minimales de scellement droit.	6
Tableau 3: Données climatiques à Alger Source NOAA : National Oceanic and Atmospheric Administration	24
Tableau 4: Valeurs climatiques moyennes et totales annuelles Source : Tutiempo <sup>1</sup>	25
Tableau 5: Coefficient d'accélération selon la classe ouvrages et la zone de sismicité	26
Tableau 6: Caractéristique des différents niveaux de butonnage	39
Tableau 7: Variation du coefficient de Poisson en fonction de la profondeur -SC66-	45
Tableau 8 : Variation du coefficient de Poisson en fonction de la profondeur	46
Tableau 9: Résultats des essais physiques	47
Tableau 10: Résumé des résultats des analyses chimiques réalisés dans CPC	49
Tableau 11: Tableau récapitulatif des essais mécaniques	50
Tableau 12 : Récapitulatif des différents paramètres géotechniques déduits	51
Tableau 13: récapitulatif des caractéristiques de sol et coefficients de poussée et butée	55
Tableau 14 : Forces de pression phase 1	57
Tableau 15 : Forces de pression phase 2	58
Tableau 16: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 3	60
Tableau 17: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 4	61
Tableau 18: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 5	63
Tableau 19: Les forces de pression de la phase 05 (partie BC).	63
Tableau 20: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 6	65
Tableau 21: Les forces de pression de la phase 06 (partie BC).	66
Tableau 22: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 7	68
Tableau 23: Les forces de pression de la phase 07 (partie BC).	68
Tableau 24: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 8 – parois côté sud -	70
Tableau 25: Les forces de pression de la phase 08 (partie BC).	71
Tableau 26: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 9	73
Tableau 27: Les forces de pression de la phase 09 (partie BC).	73
Tableau 28 : Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 10	75
Tableau 29: Les forces de pression de la phase 10 (partie BC).	76
Tableau 30: Tableau récapitulatif de la méthode de TSIMBAREIVITCH	78
Tableau 31 : Récapitulatif des résultats trouvés par la modélisation	82
Tableau 32: Résultats des sections d'armature	85
Tableau 33: Paramètres des différentes couches du sol	92
Tableau 34: Résultats obtenus par SAP2000	94
Tableau 35: Résumé des travaux de prospection et essais réalisés dans plusieurs études pour Sols	120
Tableau 36: Résumé des essais de laboratoire réalisés dans la Campagne Géotechnique Complémentaire pour Roches	120
Tableau 37: Localisation des sondages carottés	120
Tableau 38: Description lithologique des différentes unités constitutives du sol en fonction de la profondeur	121
Tableau 39: classification de Terzaghi et Peck (1967).	121
Tableau 40: Classification Ménard	133
Tableau 41: classification DTU 13.12	133
Tableau 42: Localisation des essais Cross Hole	133
Tableau 43: Localisation des piézomètres installés dans chaque unité lithologique	134
Tableau 44: Résumé des lectures piézométriques à tube ouvert	134
Tableau 45: Résumé des lectures piézométriques à corde vibrante	134
Tableau 46 : Classes de chlorures à respecter en fonction de l'utilisation du béton	136
Tableau 47: Valeurs typiques de $c'$ et $\varphi'$ selon Wilun & Starzewski (1975)	137
Tableau 48 : Valeurs de $K_a$ et $K_p$ pour $\beta=0$ ; $\lambda=0$	137
Tableau 49 : Forces de pression phase 2 –parois coté nord-	139
Tableau 50: Forces de pression phase 3–parois côté nord-	140
Tableau 51: Forces de pression phase 4–parois coté nord-	142
Tableau 52: Forces de pression phase 5–parois côté nord-	144
Tableau 53: Les forces de pression de la phase 05 (partie BC) –parois côté nord-	145
Tableau 54: Forces de pression phase 6–parois côté nord-	147

## LISTES DES TABLEAUX ET FIGURES

---

<i>Tableau 55: Les forces de pression de la phase 06 (partie BC) –parois côté nord-</i>	<i>148</i>
<i>Tableau 56: Forces de pression phase 7–parois côté nord-</i>	<i>150</i>
<i>Tableau 57: Les forces de pression de la phase 07 (partie BC) –parois côté nord-</i>	<i>151</i>
<i>Tableau 58: Les forces de pression de la phase 08 (partie AB) –parois côté nord-</i>	<i>153</i>
<i>Tableau 59: Les forces de pression de la phase 08 (partie BC) –parois côté nord-</i>	<i>154</i>
<i>Tableau 60: Les forces de pression de la phase 09 (partie AB) –parois côté nord-</i>	<i>156</i>
<i>Tableau 61: Les forces de pression de la phase 09 (partie BC) –parois côté nord-</i>	<i>157</i>
<i>Tableau 62: Les forces de pression de la phase 10 (partie AB) –parois côté nord-</i>	<i>159</i>
<i>Tableau 63: Les forces de pression de la phase 10 (partie BC) –parois côté nord-</i>	<i>160</i>

# LISTES DES TABLEAUX ET FIGURES

## Liste des figures :

Figure 1: Le cycle de fabrication de l'acier .....	3
Figure 2 : Acier à empreinte.....	4
Figure 3 : Acier verrous .....	4
Figure 4: Diagramme simplifié de contrainte-déformation pour l'acier de l'Eurocode2.....	5
Figure 5: Courbes de tractions à différentes températures pour un acier laminé à chaud (gauche) et un acier laminé à froid (droite) .....	5
Figure 6: Scellement droit.....	6
Figure 7: Groupement époxydique.....	8
Figure 8: Plastification de la résine par l'action de l'eau sur les liaisons intermoléculaires (VERDU, 2000).....	9
Figure 9: Bilan d'efforts sur un élément d'ancrage et lien entre la contrainte axiale $\sigma$ et la contrainte d'adhérence $\tau$ .....	9
Figure 10: Variation de la résistance en adhérence en fonction de la longueur d'ancrage (Çolak, 2001) .....	10
Figure 11: Schéma du dispositif de traction utilisé pour effectuer les essais d'arrachement (ETAG 001-Annexe A, 1997).....	11
Figure 12: Modèle d'adhérence lors des essais d'arrachement.....	12
Figure 13: Courbes d'adhérence (contrainte d'adhérence-déplacement relatif) à différentes températures pour des ancrages acier-béton (Lubloy and Balazs, 2012) .....	13
Figure 14: Variation de la résistance en adhérence normalisée avec la température pour différentes barres (RILEM, 1985).....	13
Figure 15: LES EXTENSIONS DESSERVANT LE GRAND ALGER .....	18
Figure 16: Les extensions du métro d'Alger en exploitation .....	18
Figure 17 : Grande Poste - Place des martyrs, Hai el Badr - Ain Naadja et Hai El Badr - El Harrach centre .....	19
Figure 18 : L'extension du métro d'Alger, AIN NAADJA-BARAKI .....	19
Figure 19: L'extension du métro d'Alger, EL HARRACH - BAB EZZOUAR - AÉROPORT D'ALGER.....	20
Figure 20: Vue de situation de la station Smail Yefsah.....	21
Figure 21 : Tracé en plan et profil en long de la ligne métro El Harrach - Bab Ezzouar - l'Aéroport.....	21
Figure 22: Vue en plan de la station Smail Yefsah.....	21
Figure 23: Lithologie de la plaine de Mitidja.....	22
Figure 24: Carte de niveau d'eau souterraine .....	24
Figure 25: CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL – RPA99 .....	26
Figure 26: Implantation de la station Smail Yefsah-Document DOHWA APD- .....	29
Figure 27 : Vue en plan du niveau dalle de couverture R0 (DOHWA,2015) .....	30
Figure 28: Vue en plan montrant la déviation du collecteur principal des eaux usées (Cosider, 2015).....	31
Figure 29: Plan en vue générale du niveau (-1) souterrain (DOHWA,2015).....	31
Figure 30: plan en vue générale du niveau Mezzanine souterrain (DOHWA,2015).....	32
Figure 31: Plan en vue générale du niveau quai (-3) souterrain (DOHWA,2015) .....	32
Figure 32 : Vue en plan illustrant les trois sorties principales (DOHWA,2015).....	33
Figure 33: profil longitudinal de la sortie 1 (DOHWA, 2015).....	33
Figure 34: Illustration de la sortie n°2 (DOHWA, 2015).....	33
Figure 35: Illustration de la sortie n°3 (DOHWA,2015).....	34
Figure 36: Illustration des chemins de déplacement habituel des différents usagés (DOHWA,2015).....	34
Figure 37: Illustration des chemins de déplacement en cas d'urgence (DOHWA,2015).....	35
Figure 38: Séquence de construction en Top-Down (geotech..hr,2020).....	36
Figure 39: Exemple de Murettes-guide avec définition géométrique .....	37
Figure 40: benne à câble .....	37
Figure 41: machines à roues dentées .....	37
Figure 42: Séquençage d'exécution de la paroi moulée .....	38
Figure 43: Panneau type avec ces écarteurs en PVC.....	38
Figure 44: Plan d'implantation des Sondages de la station Smail Yefsah .....	41
Figure 45: Principe de l'essai cross-hole .....	43
Figure 46: Localisation des sondages carottés 66 et 69 pour les essais cross-hole de la station de Bab-Ezzouar (Smail Yefsah) (Photo Google earth).....	44
Figure 47: Schéma représentant la variation des différents états de sol selon les valeurs du VBS.....	48
Figure 48: Représentation schématique de la boîte de cisaillement.....	50
Figure 49: Convention de signes de $\alpha$ , $\beta$ , $\delta$ .....	54

## LISTES DES TABLEAUX ET FIGURES

Figure 50: Distribution résultante des pressions du sol sur un écran ancré et encastré en fiche sous chargement idéalisé.....	54
Figure 51: Résolution par la méthode de la poutre équivalente.....	54
Figure 52: Excavation phase 1.....	56
Figure 53: Diagramme des poussées et butées phase 1.....	57
Figure 54: Excavation phase 2 – parois côté sud-.....	57
Figure 55 : Diagramme des poussées et butées phase 2 – parois côté sud -.....	58
Figure 56: Excavation phase 3 – parois côté sud -.....	59
Figure 57: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 3ème phase.....	59
Figure 58: Excavation de la phase 4 – parois côté sud -.....	60
Figure 59 : Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 4ème phase – parois côté sud -.....	61
Figure 60: Excavation de la phase 5.....	62
Figure 61: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 5ème phase.....	62
Figure 62 : Diagramme des poussées et butées phase 5, partie (BC).....	64
Figure 63: Excavation de la phase 6.....	64
Figure 64: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 6ème phase.....	65
Figure 65: Diagramme des poussées et butées phase 6, partie (BC).....	66
Figure 66 : Excavation de la phase 7 – parois côté sud -.....	67
Figure 67: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 7ème phase.....	67
Figure 68: Diagramme des poussées et butées phase 7, partie (BC).....	69
Figure 69: Excavation de la phase 8 – parois coté sud -.....	69
Figure 70: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 8ème phase – parois côté sud -.....	70
Figure 71: Diagramme des poussées et butées phase 8, partie (BC).....	71
Figure 72: Excavation phase 9 – parois côté nord -.....	72
Figure 73: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 9ème phase.....	72
Figure 74 : Diagramme des poussées et butées phase 9, partie (BC).....	73
Figure 75: phase n° 10 d'excavation.....	74
Figure 76: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 10ème phase.....	75
Figure 77: Diagramme des poussées et butées phase 10, partie (BC).....	76
Figure 78: Poussées au niveau du radier selon TSIMBAREIVITCH.....	77
Figure 80 : diagramme de déplacement cas statique.....	80
Figure 79 : Diagrammes moment fléchissant et effort tranchant cas statique.....	80
Figure 81: Diagrammes moment fléchissant et effort tranchant cas statique ELS.....	81
Figure 82: diagramme de déplacement cas statique ELS.....	81
Figure 84 : Diagrammes moment fléchissant et effort tranchant cas dynamique.....	81
Figure 83: diagramme de déplacement cas dynamique.....	81
Figure 85: méthode de Bishop simplifiée.....	82
Figure 86 : Résultat de l'analyse de la stabilité externe cas statique.....	83
Figure 87: Résultat de l'analyse de la stabilité externe cas dynamique.....	83
Figure 88: Récapitulatif des charges et surcharges sollicitantes.....	91
Figure 89: Vue 3D de la Station "Smail Yefsah".....	92
Figure 90: Vue 3D du résultat de la répartition des moments sur toute la station à l'ELU.....	93
Figure 91 : Vue de face en 3D du résultat de la répartition des moments sur toute la station à l'ELS.....	93
Figure 92: Vue de côté en 3D du résultat de la répartition des moments sur toute la station à l'ELS.....	94
Figure 93: Schéma de ferrailage des éléments structuraux de la station.....	96
Figure 94: Schéma de ferrailage du radier.....	97
Figure 95: Vue en plan de niveau dalle de couverture de l'axe X01 à X08 – Cosider -.....	103
Figure 96: Vue en plan de niveau dalle de couverture de l'axe X08 à X15– Cosider -.....	104
Figure 97: Vue en plan de niveau R±0 de l'axe X01 à X08– Cosider -.....	105
Figure 98: Vue en plan de niveau R±0 de l'axe X08 à X15 – Cosider -.....	106
Figure 99: Vue en plan de niveau R-1 de l'axe X01 à X08– Cosider -.....	107
Figure 100: Vue en plan de niveau R-1 de l'axe X08 à X15 – Cosider -.....	108
Figure 101: Vue en plan de niveau R-2 de l'axe X01 à X08 – Cosider -.....	109
Figure 102: Vue en plan de niveau R-2 de l'axe X08 à X15. – Cosider -.....	110
Figure 103: Vue en plan de niveau R-3 de l'axe X01 à X08. – Cosider -.....	111
Figure 104: Vue en plan de niveau R-3 de l'axe X08 à X15– Cosider -.....	112

## LISTES DES TABLEAUX ET FIGURES

Figure 105: Vue en plan de niveau sous-quais de l'axe X01 à X08. – Cosider -.....	113
Figure 106: Vue en plan de niveau sous-quais de l'axe X08 à X15– Cosider -.....	114
Figure 107: Coupe longitudinale A-A de l'axe X08 à X15. – Cosider -.....	115
Figure 108: Coupe transversale E-E au milieu de la station Smail Yefsah – Cosider -.....	116
Figure 109 : Système de butonnage de station Smail Yefsah.....	117
Figure 110: Micro-zonage géologique de la wilaya d'Alger.....	118
Figure 111: Carte géologique de la région d'étude (ligne de métro d'Alger).....	119
Figure 112: Profil en long lithologique de la station Smail Yef– Cosider-.....	122
Figure 113: Profil lithologique de la station Smail Yefsah -2-.....	123
Figure 114: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC66.....	125
Figure 115: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC6.....	127
Figure 116: Variation du nombre de coups $N_{SPT}$ en fonction de la profondeur et le long du tracé.....	128
Figure 117: Lectures des Pression - Piézomètres à corde vibrante SC69.....	135
Figure 118: Lectures des profondeurs - piézomètres à corde vibrante SC69.....	135
Figure 119: diagramme de Casagrande.....	136
Figure 120: hypothèse d'évaluation de la surcharge de bâtiment.....	138
Figure 121: Excavation phase 2.....	138
Figure 122: Diagramme des poussées et butées phase 2 – parois côté nord-.....	138
Figure 123: Diagrammes des sollicitations et réactions – parois côté nord –.....	139
Figure 124 : Excavation phase 3 – parois nord -.....	139
Figure 125: Diagramme des poussées et butées phase 3 – coté.....	140
Figure 126: Diagrammes de moment fléchissant, effort tranchant et réactions phase 3 – parois côté nord –.....	141
Figure 127: Excavation phase 4 – parois côté nord -.....	141
Figure 128: Diagramme des poussées et butées phase 4.....	142
Figure 129: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 4 – parois côté nord –.....	143
Figure 130: Excavation phase 5 – parois nord -.....	143
Figure 131: Diagramme des poussées et butées phase 5 – côté parois nord -.....	144
Figure 132: Diagramme des poussées et butées phase 5, partie (BC).....	145
Figure 133: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 5 – parois côté nord –.....	146
Figure 134: Excavation phase 6.....	146
Figure 135: Diagramme des poussées et butées phase 6.....	147
Figure 136: Diagramme des poussées et butées phase 6, partie (BC).....	148
Figure 137: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 6 – parois côté nord -.....	148
Figure 138: Excavation de la phase 7 – parois côté nord -.....	149
Figure 139: Diagramme des poussées et butées phase 7 – parois côté nord -.....	149
Figure 140: Diagramme des poussées et butées phase 7, partie (BC).....	151
Figure 141: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 7 – parois côté nord –.....	151
Figure 142: Excavation de la phase 7 – parois côté sud -.....	152
Figure 143: Diagramme des poussées et butées phase 8, partie (AB).....	152
Figure 144: Diagramme des poussées et butées phase 8, partie (BC).....	154
Figure 145: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 8 – parois côté nord –.....	154
Figure 146: Excavation phase 9 – parois côté nord-.....	155
Figure 147: Diagramme des poussées et butées phase 9, partie (AB).....	155
Figure 148: Diagramme des poussées et butées phase 9, partie (BC).....	157
Figure 149: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 9 – parois côté nord –.....	157
Figure 150: Excavation phase 10 – parois côté nord -.....	158
Figure 151 : Diagramme des poussées et butées phase 10, partie (AB).....	158
Figure 152: Diagramme des poussées et butées phase 10, partie (BC).....	160
Figure 153: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 10 – parois côté nord –.....	160

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERAL</b> .....	<b>1</b>
<b>I. CHAPITRE RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE</b> .....	<b>2</b>
<b>Introduction :</b> .....	<b>3</b>
<b>I.1.Propriétés des aciers :</b> .....	<b>3</b>
I.1.1.Les aciers : .....	3
I.1.1.1.Fabrication de l'acier : .....	3
I.1.1.2.Composition de l'acier: .....	3
I.1.2.Types d'acier : .....	4
I.1.3.Comportement mécanique des aciers: .....	4
I.1.3.1.Comportement mécanique à haute température: .....	5
I.1.4.Scellement des aciers : .....	5
<b>I.2.Scellement chimique :</b> .....	<b>7</b>
I.2.1.Description d'un scellement chimique: .....	7
I.2.2.Résine : .....	7
I.2.2.1.Composition de la résine : .....	7
I.2.2.1.1.Le polymère : .....	7
I.2.2.1.2.Les charges : .....	7
I.2.2.1.3.Flexibilisateurs et plastifiants : .....	7
I.2.2.1.4.Diluants réactifs : .....	8
I.2.2.1.5.Colorants : .....	8
I.2.2.1.6.Solvants : .....	8
I.2.2.2.Résines époxydiques : .....	8
I.2.2.2.1.Principales caractéristiques : .....	8
I.2.2.2.2.Résistance à l'eau : .....	9
I.2.3.Transfert des efforts le long de l'ancrage : .....	9
I.2.3.1.Equilibre entre les efforts de traction et de cisaillement dans un élément d'ancrage : .....	9
I.2.4.Dimensionnement d'un ancrage chimique .....	10
I.2.4.1.Evaluation d'un ancrage .....	10
I.2.4.1.1.Essai d'arrachement .....	10
I.2.4.1.2.Modèle d'adhérence: .....	11
I.2.4.1.3.Adhérence à haute température des ancrages acier-béton .....	12
I.2.4.1.4.Conclusion : .....	13
<b>II.Chapitre : “ Présentation du projet ”</b> .....	<b>14</b>
<b>II.1.Présentation du projet :</b> .....	<b>15</b>
II.1.1.Présentation de l'entreprise Métro d'Alger EMA1 : .....	15
II.1.2.Organigramme des différents acteurs du projet de la Station Smail Yefsah : .....	16
II.1.3.LE MÉTRO D'ALGER, LE TRANSPORT DE LA MODERNITÉ : .....	18
II.1.3.1.Les caractéristiques de la ligne 1 – Etape 1 du métro d'Alger : .....	18
II.1.3.2. Les extensions de la ligne 1 du Métro d'Alger : .....	18
II.1.4.Présentation de la station Smail Yefsah : .....	21
II.1.4.1.Localisation : .....	21
<b>II.2.Contexte géologique, hydrogéologique et sismique du projet :</b> .....	<b>22</b>
II.2.1.Généralités sur la géologie d'Alger : .....	22
II.2.1.1.Description lithologique de la plaine de Mitidja : .....	22
II.2.1.2.Géologie locale de site d'étude et les zones limitrophes: .....	23
II.2.1.3.Contexte hydrogéologique de la région du projet : .....	24
II.2.1.4.Contexte Climatique: .....	24
II.2.2.Conditions sismiques : .....	25
II.2.2.1.Classification de l'ouvrage : .....	26
<b>II.3.Matériaux utilisés :</b> .....	<b>27</b>
<b>III.Chapitre : « Conception de la station Smail Yefsah »</b> .....	<b>28</b>

# SOMMAIRE

III.1.Introduction .....	29
III.2.Plan de disposition : .....	29
III.3.Présentation de la conception d'une station métro : .....	29
III.4.Caractéristiques de la station métro : .....	30
III.4.1.Niveau R0 (Dalle de couverture) : .....	30
III.4.2.Niveau (-1) souterrain : .....	31
III.4.3.Niveau-2 souterrain (Mezzanine) : .....	32
III.4.4.Niveau (-3) souterrain (quai) : .....	32
III.5.Localisation des sorties : .....	32
III.5.1.Sortie n°1 : .....	33
III.5.2.Sortie n°2 : .....	33
III.5.3.Sortie n°3 : .....	34
III.6.Plan de déplacement : .....	34
III.6.1.Déplacement habituel : .....	34
III.6.2.Plan de déplacement en cas d'urgence: .....	35
III.7.Technique de réalisation : .....	35
III.7.1.Construction en Top-Down : .....	36
III.7.2.Parois moulées : .....	36
III.7.3.Système de butonnage : .....	39
<b>IV.Chapitre : “ Investigation geotechnique ” .....</b>	<b>40</b>
IV.1.Introduction : .....	41
IV.2.Essais caractéristiques : .....	41
IV.2.1.Les essais in-situ : .....	41
IV.2.1.1. Reconnaissance lithologique par sondages : .....	41
IV.2.1.2. Essai SPT : .....	42
IV.2.1.3. Essai Préssiométrique PMT : .....	42
IV.2.1.4. L'essai Cross-Hole: .....	43
IV.2.1.5. Essai piézométrique : .....	46
IV.2.2.Présentation et interprétation des résultats des essais de laboratoire : .....	47
IV.2.2.1.Essais physiques au laboratoire : .....	47
IV.2.2.2.Essais mécaniques au laboratoire: .....	49
IV.3.Conclusion : .....	51
<b>V. Chapitre: « Calcul des charges » .....</b>	<b>52</b>
V.1.Introduction: .....	53
V.2.Principe de calcul : .....	53
V.3.Calcul des charges : .....	56
V.3.1.Evaluation de chargement du bâtiment : .....	56
V.3.2.Parois moulées côté sud: bâtiment F.....	56
V.4.Vérification du soulèvement du radier:.....	77
<b>VI. CHAPITRE: « Modélisation numérique par Geo5 ».....</b>	<b>79</b>
VI.1.Présentation du logiciel GEO5 (Geostructural Analysis) : .....	80
VI.2.Modélisation des phases d'excavation : .....	80
VI.3.Résultats de l'analyse finale : .....	80
VI.3.1. Cas statique : .....	80
VI.3.1.1.ELU.....	80
VI.3.1.2.ELS: .....	81
VI.3.2. Cas dynamique : .....	81
VI.4.Conclusion : .....	82
VI.5.Vérification de la stabilité externe de l'écran: .....	82
VI.5.1.Résultat de l'analyse : .....	83
VI.5.2.Calcul de coefficient de sécurité : .....	83
VI.5.3.Conclusion: .....	83
VI.6.Ferraillage des parois moulées : .....	83
VI.6.1.Calcul manuel : .....	84
VI.6.1.1.Ferraillage longitudinal .....	84

# SOMMAIRE

---

VI.6.1.1.1.Cas statique : calcul à l'ELU : .....	84
VI.6.1.1.2.Vérification à l'ELS :.....	84
VI.6.1.2.Cas dynamique : calcul à l'ELU : .....	85
VI.6.2.Ferraillage transversale : .....	86
VI.6.2.1.Vérification au cisaillement : .....	86
VI.6.2.2.Vérification du diamètre des aciers transversaux : .....	86
VI.6.2.3.Pourcentage minimal d'armatures transversales :.....	86
VI.6.2.4.La quantité d'armatures transversales minimales donnée par RPA : .....	86
VI.7.Conclusion : .....	87
<b>VII.Chapitre : « Modélisation de la structure interne » .....</b>	<b>88</b>
VII.1.Introduction : .....	89
VII.2.Modélisation de la structure : .....	89
VI.2.1.Géométrie de la structure : .....	89
VII.2.2.Calcul des charges et surcharges : .....	89
VII.2.3.Détermination du coefficient du sol :.....	91
VII.2.4.Résultats : .....	92
VII.3.Calcul des sections d'armature :.....	94
VII.4.Conclusion : .....	97
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>98</b>
<b>Bibliographie .....</b>	<b>99</b>
<b>Annexes .....</b>	<b>102</b>

## INTRODUCTION GENERAL

A Alger, Le taux de croissance de la population agglomérée demeure très fort, au moins trois facteurs ont impulsé la récente croissance urbaine et l'accélération récente de l'urbanisation à cette wilaya ainsi que les tendances actuelles à la métropolisation: une persistante pression démographique, un développement considérable des activités économiques, universitaires, industrielles avec une concentration des institutions publiques privé et un rôle accru de la ville en rapport avec la fonction de capitale du pays. La capitale du plus grand pays africain, est confrontée aux problèmes d'encombrement dans la construction et les édifices de transport urbain. Ce qui a généré une forte demande d'infrastructures souterraines telles que les parkings, tunnels métropolitains, routiers, ferroviaires...etc. Pour y faire, les tunnels, métros en particulier, offrent la solution la plus adéquate pour relier entre les différentes communes et régions de la wilaya. A l'instar des grandes capitales du monde, Alger se dote d'un Métro. La grande capitale porte une immense ambition d'aménagement du territoire, pour que l'agglomération Algéroise s'organise beaucoup plus. Le projet de métro se conçoit comme un outil au service de cette ambition : sur les territoires desservis, l'infrastructure doit impulser une nouvelle phase du développement urbain servis par un changement des pratiques de mobilité et de consommation vers plus d'intensité, plus de proximité et plus de sobriété. Les stations ont ainsi la mission de renforcer la ville compacte et mixte, là où elle est aujourd'hui éclatée et parfois faible voire indéterminée.

Les stations de métro occupent des espaces de dimensions importantes, très larges et très hautes. Les facteurs déterminant leur structure et leur forme sont principalement la profondeur à laquelle elles se trouvent sous la surface du sol, les propriétés du terrain, la méthode de construction, les dimensions dépendant plutôt des besoins du trafic. Du point de vue de la structure du souterrain et de la méthode de construction adoptée, l'implantation de l'ouvrage en profondeur tient un rôle prépondérant, il y a en effet une différence entre les souterrains construits près de la surface et ceux implantés à de grandes profondeurs

Le creusement d'un métro en zone urbaine, peut engendrer des affaissements parfois importants qui peuvent affecter la stabilité des structures de surfaces. Ce qui rend important la simulation numérique du creusement d'une station de métro afin d'éviter tout imprévue qui peut surgir lors de la réalisation de l'ouvrage souterrain. L'ingénieur se trouve ainsi face à deux problèmes majeurs : d'une part assurer le bon déroulement des travaux en préservant la stabilité de l'ouvrage, et, d'autre part, contrôler les déformations du massif encaissant pour éviter l'interaction avec les constructions avoisinantes. Dans les zones fortement urbanisées, le creusement d'ouvrage peut en effet engendrer des désordres importants aux structures existantes, avec des conséquences humaines et économiques non négligeables.

Notre travail se présente en 6 chapitres détaillant la conception et l'étude de la station Smail Yefsah par la méthode Top-Down, tout en commençant par un chapitre de master qui traite les scellement de fers d'armature à l'aide des résines chimique, et après un chapitre concret à la présentation du projet avec la reconnaissance géologique, hydrologique et sismique de la région ciblée, ensuite détaillons plus sur ce dernier point par les essais in-situ et au laboratoire dans un chapitre d'hypothèse géotechnique, et pour aussi conclure les paramètres et caractéristiques à utiliser à partir du chapitre suivant, calculs des charges, où nous allons déduire les poussées des terres sur les parois moulées, qui vont ensuite être modélisé par GEO5 pour obtenir une image approximative de leur comportement durant les excavations selon les déplacements et les efforts internes. Puis, nous allons utiliser ces derniers pour calculer le ferrailage adopté. Nous passerons après ça à la modélisation de la structure interne par logiciel SAP2000 et calcul le ferrailage adopté pour les différents éléments, et nous terminerons par une conclusion générale.

DEKMOUS Karim  
ABADI Mehdi

**I. CHAPITRE  
RECHERCHE  
BIBLIOGRAPHIQUE**

**« Les scellements de fers  
d'armature à l'aide des  
résines chimiques »**

## Introduction :

Depuis l'Antiquité, l'Homme a essayé de découvrir et a même inventé différentes méthodes pour assurer une fixation parfaite de deux ou de plusieurs éléments. Il existe aujourd'hui plusieurs solutions permettant de fixer des objets lourds dans une paroi pleine ou creuse. Parmi ces solutions on trouve le scellement chimique. Celui-ci permet de remplacer le système de fixation classique, basé sur l'utilisation d'une cheville, par un procédé chimique, facile à appliquer, d'une résistance plus élevée.

Le scellement chimique permet de fixer en toute sécurité et dans n'importe quel type de matériau support qu'il soit plein ou creux comme le béton, la brique ou le parpaing. Le trou étant comblé, il redonne sa résistance au matériau support, sans créer de contrainte supplémentaire, contrairement au chevillage mécanique. Cette technique permet une installation rapide de l'armature sur le chantier et offre donc une plus grande flexibilité dans la conduite des travaux de construction et aussi de la vulnérabilité de ces fixations chimiques pour béton face à certaines sollicitations naturelles ou accidentelles (séismes, temps, température de service)

### 1.1. Propriétés des aciers :

#### 1.1.1. Les aciers :

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier.

##### 1.1.1.1. Fabrication de l'acier :

Pour fabriquer de l'acier, il faut du minerai de fer, du charbon, de la chaux et des ferro-alliages (aluminium, chrome, manganèse, silicium, titane, vanadium...). Ces derniers confèrent à l'acier des caractéristiques particulières adaptées à ses divers usages : architecture, ameublement, machines-outils, conditionnements alimentaires, etc. La fabrication nécessite aussi beaucoup d'eau pour le refroidissement des installations, la température de fusion dépassant 1.500 °C. L'acier peut être confectionné dans deux types d'usines : dans un haut fourneau, à partir du minerai de fer et de coke (du carbone presque pur extrait du charbon), ou dans un four électrique, à partir d'acier de récupération (acier de recyclage).<sup>[1]</sup>

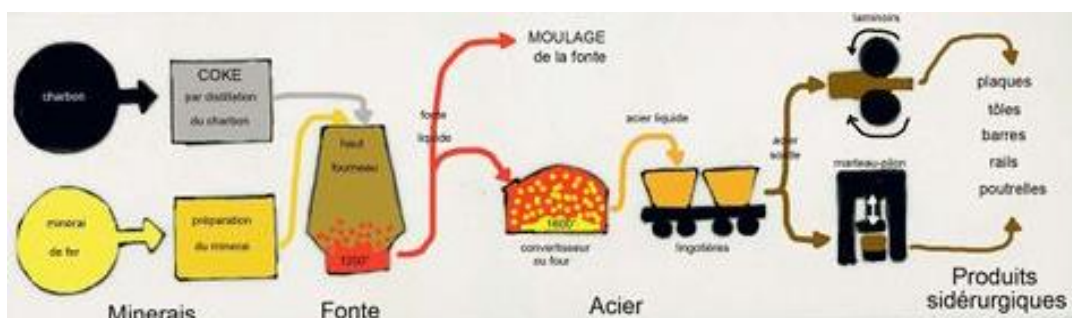


Figure 1: Le cycle de fabrication de l'acier

##### 1.1.1.2. Composition de l'acier:

Sur la base de la composition chimique, les aciers peuvent être regroupés en trois grandes classes: les aciers au carbone, les aciers faiblement alliés et les aciers fortement alliés.

<sup>[1]</sup> (Futura Sciences)

Tous les aciers contiennent une petite quantité d'éléments accessoires laissés par la fabrication de l'acier. Il s'agit notamment du manganèse, du silicium ou de l'aluminium provenant du processus de désoxydation conduit dans la poche, ainsi que du phosphore et du soufre prélevés sur le minerai et le combustible dans le haut fourneau.

Le cuivre et d'autres métaux, appelés résidus, sont introduits par la ferraille utilisée dans le four de fabrication de l'acier. Parce que tous ces éléments ensemble constituent normalement moins de 1% de l'acier, ils ne sont pas considérés comme des alliages.

Les aciers au carbone sont de loin les plus produits et utilisés, représentant environ 90 pour cent de la production mondiale d'acier. Ils sont généralement regroupés en aciers à haute teneur en carbone, avec un carbone supérieur à 0,5 pour cent; aciers à carbone moyen, avec 0,2 à 0,49% de carbone; aciers à faible teneur en carbone, avec 0,05 à 0,19% de carbone; aciers à très faible teneur en carbone, avec 0,015 à 0,05% de carbone; et les aciers à très faible teneur en carbone, avec moins de 0,015% de carbone. Les aciers au carbone sont également définis comme ayant moins de 1,65% de manganèse, 0,6% de silicium et 0,6% de cuivre, le total de ces autres éléments ne dépassant pas 2%.

Les aciers faiblement alliés contiennent jusqu'à 8% d'éléments d'alliage; toute concentration plus élevée est considérée comme constituant un acier fortement allié. Il existe environ 20 éléments d'alliage en plus du carbone. Ce sont le manganèse, le silicium, l'aluminium, le nickel, le chrome, le cobalt, le molybdène, le vanadium, le tungstène, le titane, le niobium, le zirconium, l'azote, le soufre, le cuivre, le bore, le plomb, le tellure et le sélénium. Plusieurs de ceux-ci sont souvent ajoutés simultanément pour obtenir des propriétés spécifiques. <sup>[2]</sup>

### 1.1.2. Types d'acier :

Les armatures en acier ont pour but de reprendre les efforts de traction dans les structures en béton armé. Les barres sont assemblées en usine ou sur chantier et peuvent se présenter sous plusieurs formes :

- Barres lisses (dont les diamètres varient typiquement entre 5 et 50mm)
- Barres Hautes Adhérence HA (dont les diamètres varient typiquement entre 6 et 50mm). Leur surface présente des aspérités en saillies inclinées par rapport à l'axe appelées verrous ou des aspérités en creux appelées empreintes et dont le but est de favoriser l'adhérence au béton. Les aciers sont désignés par leur type. Leur diamètre, leur nuance, leur limite d'élasticité et leur classe de ductilité.



Figure 2 : Acier à empreinte



Figure 3 : Acier verrous

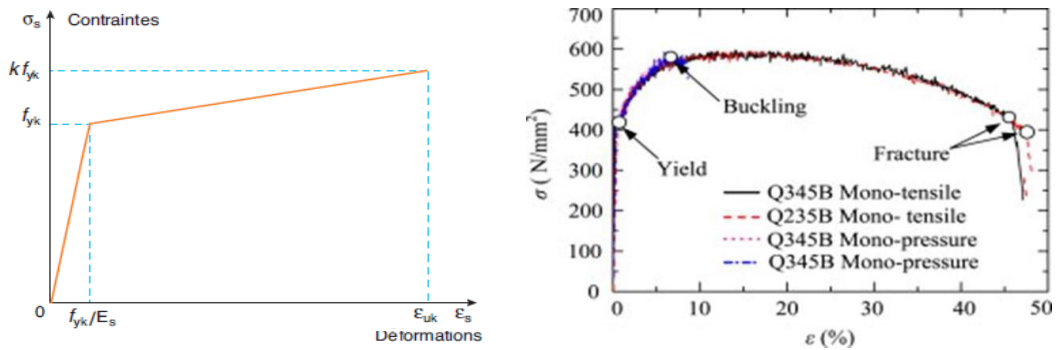
### 1.1.3. Comportement mécanique des aciers:

Le module d'élasticité à température ambiante est égal à 210GPa. La figure suivante présente le diagramme simplifié de contrainte-déformation pour l'acier avec :

- $E_a$  : la limite d'élasticité
- $k \cdot f_{yk}$  : la résistance de l'acier en traction.
- $\epsilon_{uk}$  : l'allongement à la rupture en traction

Avec  $k$  et  $\epsilon_{uk}$  dépendent de la classe de ductilité de l'acier.

<sup>[2]</sup> (Britannica)



a. Diagramme contrainte-déformation simplifié d'une armature d'après (NF EN 1992-1-1, 2005)

b. diagramme expérimental obtenu par des essais de traction et compression (Shi et al., 2011)

Figure 4: Diagramme simplifié de contrainte-déformation pour l'acier de l'Eurocode2

La figure ci-dessus présente également le diagramme contraintes-déformations obtenu par Yongjiu Shi en traction et en compression sur deux aciers laminés à froid de composition différentes <sup>[3][4]</sup>

**1.1.3.1. Comportement mécanique à haute température:**

Felicetti et Alberto Meda ont étudié le comportement à haute température de plusieurs types d'armatures (avec différents aciers et diamètres (Figure 5)). Des essais de traction résiduels après avoir sollicité thermiquement les armatures à différentes températures mettent en évidence la diminution de la limite d'élasticité avec la température pour certains aciers. Les aciers laminés à froid subissent d'importants phénomènes de restauration (réarrangement de dislocations et processus de recristallisation formant des grains plus gros) ce qui diminue leur limite d'élasticité. Les aciers laminés à chaud présentent une microstructure plus régulière ainsi qu'une densité de dislocations et une résistance mécanique plus élevées.

La limite d'élasticité de l'acier (proche de 550 MPa à 20°C) varie peu entre 20°C et 850°C pour un acier laminé à chaud. L'Eurocode 2 considère que la résistance en traction ne varie pas entre 20°C et 300°C <sup>[5] [6]</sup>

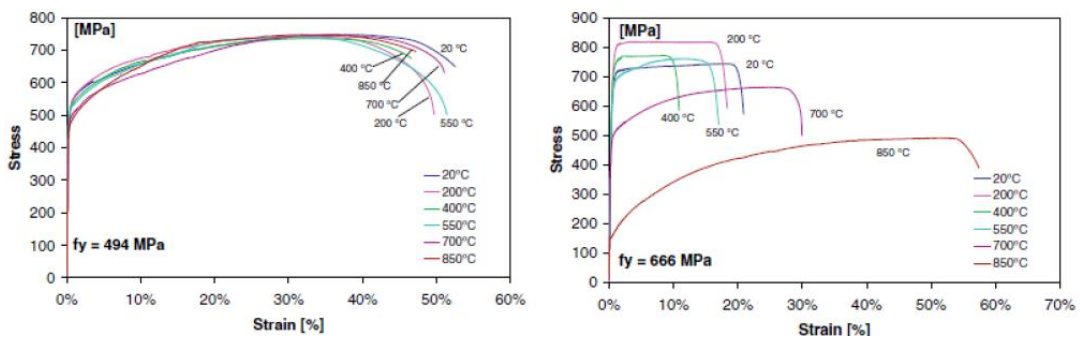


Figure 5: Courbes de tractions à différentes températures pour un acier laminé à chaud (gauche) et un acier laminé à froid (droite)

**1.1.4. Scellement des aciers :**

Le scellement est une opération de maçonnerie qui consiste à ancrer dans un mur, un plafond ou un dallage l'extrémité d'une pièce d'armature. Un scellement est réalisé, en général, par le creusement d'une cavité, puis par son regarnissage avec un mortier à prise rapide.

[3] (Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-1, 2005)

[4] (Yongjiu Shi, Meng Wang, Août 2011)

[5] (Nicolas PINOTEAU, 2013)

[6] (Roberto Felicetti, Pietro G. Gambarova, Décembre 2009)

**Le scellement droit en traction** – La longueur de scellement droit  $l_s$  est la longueur d’ancrage total dans le béton (Figure 6), c’est-à-dire la longueur scellée nécessaire pour que l’acier supporte un effort maximal  $F$  à l’extrémité libre de la barre sans se desceller :

$$F = \pi \frac{\varphi}{4} f_e \quad (1)$$

Où  $f_e$  : contrainte dans l’acier

$\varphi$  : Le diamètre de l’armatu

Condition pour mettre en place un ancrage droit : la longueur totale de la barre doit être supérieure à la longueur scellement :  $l > l_s$  [7]

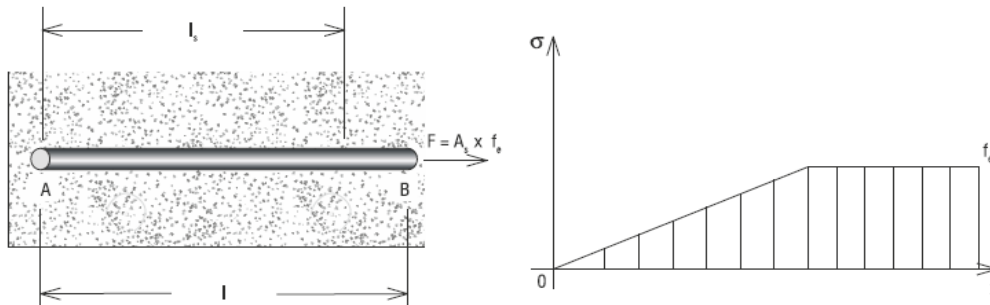


Figure 6: Scellement droit.

Tableau 1: Valeurs forfaitaires des longueurs de scellement droit

Aciers	Nuance	Longueur des scellements droits $l_s$
Ronds lisses	$f_e E 22$	$50 \Phi$
	$f_e E 24$	
HA	$f_e E 400$	$40 \Phi$
	$f_e E 500$	$50 \Phi$

Tableau 2: Longueurs minimales de scellement droit.

$f_{c28}$	MPa	20	25	30	35	40	45
$l_s$	fe 400	41	35	31	27	25	22
	fe E 500	51	44	39	34	31	28

Sur les chantiers, il n’est pas rare que pour certaines applications des armatures rapportées soient nécessaires, Selon les directives européennes la contrainte de traction ne peut pas être directement transférer au béton, en conséquence, le nombre d’application pour le scellement d’armatures rapporté est limité et les liaisons rigides ne sont pas réalisables.

Par ailleurs, Selon les exigences de l’EUROCODE 2, la solution de construction peut s’avérer irréalisable ou peu rentable si les longueurs de scellement sont importantes. Actuellement les ingénieurs sont confrontés à deux problèmes majeurs : Il existe aucune solution de construction pour les liaisons rigides, et les solutions peuvent s’avérer irréalisable ou peu rentable en cas de liaison par appui simple. Pour cela, les chercheurs ont développés une nouvelle méthode de dimensionnement qui résout ces problèmes grâce au scellement chimique

[7] (Williams PAUCHET, 2006)

## **I.2. Scellement chimique :**

### **I.2.1. Description d'un scellement chimique:**

Le scellement chimique est un procédé qui consiste à remplir le perçage par une résine afin de réaliser une fixation dans le matériau support. Il faut donc s'assurer avant tout de la composition du support, afin qu'il soit suffisamment rugueux pour permettre une bonne adhérence et assurer une résistance optimale de la fixation.<sup>[8]</sup>

### **I.2.2. Résine :**

Une résine désigne un produit polymère (naturel, artificiel ou synthétique) qui est une *matière de base* pour fabriquer par exemple des matières plastiques, textiles, peintures (liquides ou en poudre), adhésifs, vernis, mousses de polymère. Elle peut être thermoplastique ou thermodurcissable. Les résines utilisées pour les scellements d'armature sont à base de polymères (tel que l'époxy) auquel sont ajoutés d'autres adjuvants pour modifier les propriétés mécaniques, la durabilité, la stabilité chimique, la conservation..<sup>[9]</sup>

#### **I.2.2.1. Composition de la résine :**

##### **I.2.2.1.1. Le polymère :**

Le polymère est constitué de macromolécules à base de carbone (et d'autres éléments tels que l'hydrogène, l'oxygène, l'azote, le chlore et le fluor). Les résines de scellement chimique appartiennent à la famille des polymères thermodurcissables. La cohésion du matériau est assurée par deux types de liaisons

- Les liaisons intramoléculaires assurent la cohésion entre atomes d'une même molécule. Ce sont des liaisons dites « fortes » (liaisons chimiques qui peuvent être covalentes ou ioniques). Les liaisons covalentes sont en général les principales forces assurant la cohésion de la macromolécule.
- Les liaisons intermoléculaires assurant les jonctions entre les différentes macromolécules. Ces liaisons sont dites faibles de type Van Waals ou hydrogène. Ces forces agissent à plus grande distance que les forces intramoléculaires et assurent la cohésion de l'édifice macromoléculaire et assurent la cohésion de l'édifice macromoléculaire.

##### **I.2.2.1.2. Les charges :**

Les charges sont des substances généralement minérales telles que la silice, la magnésie, l'alumine et le graphite. Elles peuvent être incorporées à des taux très importants (60-65% de la masse du produit final). La silice est très utilisée car elle est peu chère et améliore les performances mécaniques en diminuant le prix du produit. Elle donne souvent une couleur beige clair au produit final.

##### **I.2.2.1.3. Flexibilisateurs et plastifiants :**

Ce sont des substances destinées à améliorer la résilience (résistance aux chocs) du matériau. Les flexibilisateurs possèdent des groupes époxydiques et font partie du réseau tridimensionnel formé par la réticulation du polymère dans le cas des résines époxydiques

Les plastifiants ne sont pas chimiquement fixés et peuvent migrer dans la résine (ce qui crée un risque de vieillissement par perte de celui-ci)

<sup>[8]</sup> (LE BLOG DE L'HABITAT DURABLE)

<sup>[9]</sup> (Wikipedia, 2020)

#### I.2.2.1.4. Diluants réactifs :

Ces substances ont pour but de diminuer la fluidité de produit. Cependant, leur utilisation se fait aux dépens de la résistance thermique du produit puisqu'ils ont tendance à diminuer la température de transition vitreuse dans le cas du bisphénol-A.

#### I.2.2.1.5. Colorants :

Ce sont des pigments minéraux comme le dioxyde de titane, ou des pigments organiques. Il est difficile d'obtenir des teintes très claires avec les résines époxydiques (surtout quand elles sont chargées en silice)

#### I.2.2.1.6. Solvants :

Les solvants (tels que les cétones, alcools, composés aromatiques) retardent la réticulation entre la résine et le durcisseur avant leur évaporation. Ils sont essentiellement utilisés pour des adhésifs particuliers sur des couches minces ou des peintures <sup>[10]</sup>.

### I.2.2.2. Résines époxydiques :

Il existe plusieurs types de résines structurales dans l'industrie classés par familles tels que les cyanoacrylates, les acryliques, ou les époxydiques. Cette partie s'intéresse uniquement aux résines époxydiques, vu que c'est le type de résine utilisé dans le scellement chimique.

Le terme époxyde désigne une grande variété de pré-polymères comportant un ou plusieurs motifs époxydiques qui, après polycondensation avec un durcisseur, conduisant à des produits thermo-durcis dont les principales applications concernent le collage et les matériaux composites (matrice époxyde avec des renforts en fibre de verre ou de carbone).

Elles sont des résines fabriquées par polymérisation de monomères époxydes avec un durcisseur (agent de réticulation) qui peut être à base d'anhydride d'acide, de phénol ou le plus souvent d'amine (polyamine, aminoacide) : ce sont des polymères tridimensionnels. Le représentant le plus connu des polymères époxyde est la colle Araldite. .

Les résines époxydiques sont des adhésifs dont la molécule de la résine mère contient des groupement époxy (ou époxydes) présenté sur la Figure 7. La notation universelle des résines est « EP ». En formulation, on leur incorpore divers durcisseurs, diluants réactifs ou non, plastifiants, charges, solvants, additifs (colorants, stabilisants...) <sup>[11]</sup>.

Résine époxyde + durcisseur → poly époxyde.



#### I.2.2.2.1. Principales caractéristiques :

Elles représentent 95% du tonnage mondial en résine. Les principales caractéristiques des adhésifs époxydiques sont :

- une faculté d'adhésion exceptionnelle (notamment pour les matériaux minéraux)
- une bonne résistance à fatigue et au vieillissement
- une rigidité et un module de cisaillement élevé
- une bonne tenue à l'eau et aux agents chimiques
- une bonne tenue à la température (jusqu'à 100°C)

<sup>[10]</sup> (Nicolas PINOTEAU, 2013)

<sup>[11]</sup> (Pierre BARDONNET)

Elles présentent cependant une résistance aux chocs médiocres (en comparaison avec les résines polyuréthanes)

**I.2.2.2. Résistance à l'eau :**

Une diffusion d'eau est susceptible de se produire au sein d'un adhésif polymère. Nguyen Tinh et ces collaborateurs ont observé la saturation progressive en eau dans un collage d'époxy/silicone par FTIR<sup>12</sup> afin d'étudier l'effet de l'eau sur la perte d'adhérence.

Wu et Sieler ont également étudié la diffusion d'eau au sein d'une résine époxy en observant par FTIR la variation du pic correspondant à l'absorption causée par la vibration de la liaison O-H entre 3900 et 2800 cm<sup>-1</sup>

L'absorption d'eau peut s'effectuer par :

- L'absorption d'humidité sur la surface de vacuoles (dû à un excès de volume libre)
- la formation de liaison hydrogène avec des groupes hydrophiles

La théorie de plastification de la résine par l'eau repose sur le fait que les molécules d'eau établissent des liaisons préférentielles avec les groupes polaires et cassent les liaisons de Van der Waals entre ceux-ci. Ceci a pour effet de rompre les ponts entre les chaînes (Figure 8) [13] [14]

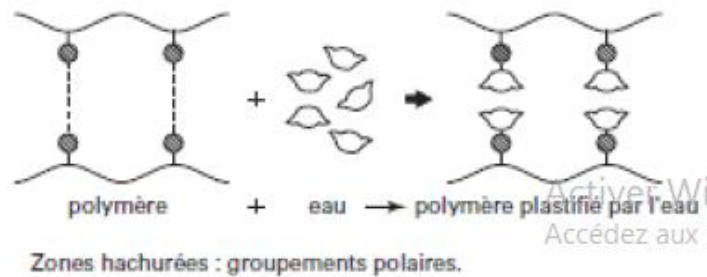


Figure 8: Plastification de la résine par l'action de l'eau sur les liaisons intermoléculaires (VERDU, 2000)

**I.2.3. Transfert des efforts le long de l'ancrage :**

**I.2.3.1. Equilibre entre les efforts de traction et de cisaillement dans un élément d'ancrage :**

<p>(c)</p>	<p>Un bilan des forces donne :</p> $[\sigma (\sigma + d \sigma)] \cdot \pi \cdot r^2 - \tau \cdot dx \cdot 2 \cdot r \cdot \pi$ <p>Soit :</p> $\tau = - \frac{r}{2} \frac{d \sigma}{dx}$
------------	--

Figure 9: Bilan d'efforts sur un élément d'ancrage et lien entre la contrainte axiale  $\sigma$  et la contrainte d'adhérence  $\tau$

[12] (FTIR) : Fourier Transform InfraRed spectroscopy est une technique utilisée pour obtenir le spectre d'absorption, d'émission, la photoconductivité dans l'infrarouge d'un échantillon solide, liquide ou gazeux.

[13] (Nguyen Tinh, Eric Byrd, Avril 1996)

[14] (Peiyi wu, Heinz W Siesler, Juin 2003)

Lorsqu'un ancrage est sollicité en traction, la résine est soumise à des efforts de cisaillement qui se répartissent sur l'ensemble de la longueur de l'ancrage. Un bilan des forces à l'équilibre permet de relier la contrainte de traction dans la barre (aussi appelée contrainte axiale) et la contrainte de cisaillement (ou contrainte d'adhérence) qu'exerce l'armature sur l'adhésif. Un tronçon de barre de longueur  $dx$  et de rayon  $r$  sollicité en traction est considéré (Figure 9).

La contrainte d'adhérence est proportionnelle à la dérivée de la contrainte axiale dans la barre. L'effort d'adhérence est déterminé par l'intégration des contraintes d'adhérence sur la surface latérale de la barre

$$F_{\text{adhérence}} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \int_0^L \tau(x) \cdot dx \quad (2)$$

Dans le cas où la contrainte d'adhérence est considérée comme uniforme le long de l'ancrage ( $\tau(x) = \tau_0$ ), la force d'adhérence est directement proportionnelle à la longueur d'ancrage  $L$

$$F_{\text{adhérence}} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot L \cdot \tau_0 \quad (3)$$

Çolak a réalisé une série d'essais d'arrachement sur une résine méthacrylate, il a montré que la relation entre la résistance en adhérence et la longueur d'ancrage n'est pas parfaitement linéaire à partir d'une certaine longueur et que la contrainte d'adhérence uniforme n'est valide que pour des petites longueurs d'ancrage<sup>[15]</sup>

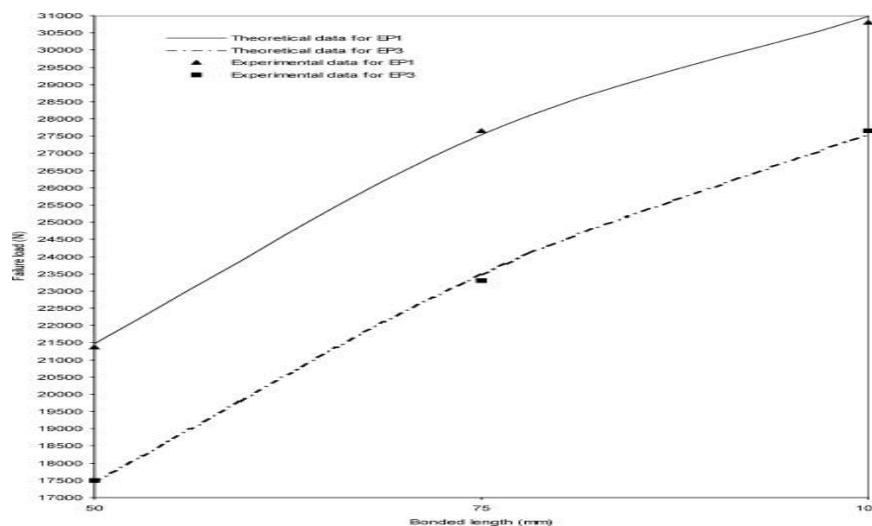


Figure 10: Variation de la résistance en adhérence en fonction de la longueur d'ancrage (Çolak, 2001)

## 1.2.4. Dimensionnement d'un ancrage chimique

### 1.2.4.1. Evaluation d'un ancrage<sup>[16]</sup>

#### 1.2.4.1.1. Essai d'arrachement

Le dispositif de l'essai est composé d'un vérin qui applique une traction à l'extrémité sortante d'une armature scellée dans une dalle de béton. Des capteurs de déplacement permettent de mesurer le glissement relatif de l'armature par rapport à la surface supérieure du béton.

Des études réalisées par plusieurs chercheurs ont montré que le déplacement relatif mesuré correspond au glissement cumulé sur la longueur de l'ancrage.

<sup>[15]</sup> (Adnan Çolak, Turgay Çoşgun, February 2009)

<sup>[16]</sup> (ETAG 001, 1997)

Dans le cas d'un scellement chimique, cette mesure intègre les déformations induites par l'élongation de la barre dans l'ancrage lors de la traction et le déplacement de la barre en fond d'ancrage.

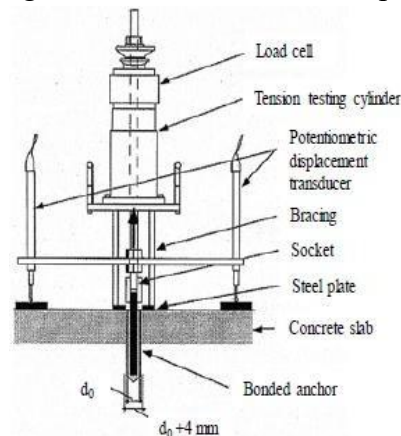


Figure 11: Schéma du dispositif de traction utilisé pour effectuer les essais d'arrachement (ETAG 001-Annexe A,

$$\Delta L_{\text{début ancrage}} = \int_0^L \varepsilon(x) \cdot dx + \Delta L_{\text{fond ancrage}} \quad (4)$$

$\Delta L_{\text{début ancrage}}$ : le déplacement mesuré en début d'ancrage

$\Delta L_{\text{fond ancrage}}$ : le déplacement de la barre en fond d'ancrage

$L$ : la profondeur de l'ancrage

$\varepsilon$ : la déformation de l'acier

La contrainte d'adhérence correspond à la contrainte de cisaillement appliquée sur la surface latérale de l'armature enrobée de résine. Pour le dimensionnement des ancrages acier-béton et la qualification des ancrages acier-résine-béton, cette contrainte d'adhérence est considérée comme uniformément répartie sur la longueur de l'ancrage. Elle est déterminée à partir de l'effort mesuré et de la surface latérale de l'armature (Equation 5).

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot d \cdot L} \quad (5)$$

$\tau$ : la contrainte d'adhérence

$d$ : le diamètre de l'armature

$L$ : la profondeur de l'ancrage

$F$ : l'effort appliqué

Plusieurs études ont montré toutefois que cette contrainte d'adhérence diminue généralement avec la profondeur de l'ancrage grâce à des mesures extenso-métriques.

#### 1.2.4.1.2. Modèle d'adhérence:

Le modèle d'adhérence (également appelé loi d'adhérence ou loi de comportement de l'ancrage dans plusieurs documents) correspond à la variation de la contrainte d'adhérence en fonction du déplacement relatif mesuré. Le pic de la courbe permet de déterminer la résistance en adhérence d'un ancrage.

La Figure 12-b présente la forme typique d'un modèle d'adhérence (pour des connexions acier/béton). Cette courbe peut être divisée en 4 phases Une interprétation des mécanismes d'adhérence a été proposée par Rehm.

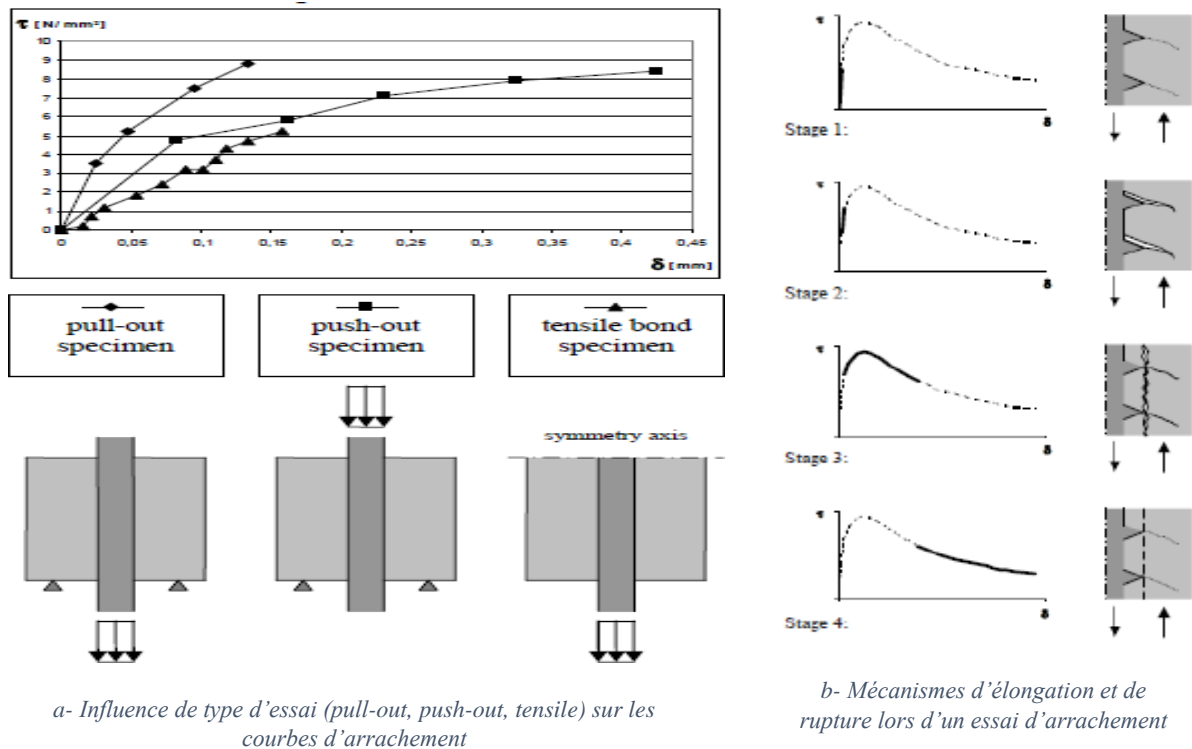


Figure 12: Modèle d'adhérence lors des essais d'arrachement

- la première phase linéaire correspond à l'élongation élastique des matériaux constituant l'ancrage reliés aux interfaces par une adhérence parfaite.
- la deuxième phase correspond à la perte de raideur avant le pic due à l'endommagement progressif de la gaine d'enrobage en début d'ancrage.
- la troisième phase correspond à une diminution de l'effort après le pic due à la détérioration de la gaine d'enrobage sur l'intégralité de sa longueur.
- la quatrième phase correspond au glissement de la barre dans le béton d'enrobage par un mécanisme de frottement<sup>[17]</sup>

En plus de l'essai d'arrachement (pull out test), il existe d'autres essais pour déterminer l'adhérence d'un ancrage (Figure 12-b).

Dans le 'push test', l'armature est sollicitée en compression.

Dans le 'tensile bond test', l'armature est sollicitée en traction des deux côtés de l'ancrage.

#### 1.2.4.1.3. Adhérence à haute température des ancrages acier-béton

Dans le cadre de la sécurité incendie, de nombreuses études ont été menées sur le comportement des ancrages acier/béton à haute température. Ainsi que la variation de la résistance en adhérence avec la température pour différents types de barres est représentée sur les Figure 14 Figure 13

L'étude a mis en évidence l'effet de la présence de cannelures sur les barres qui peut retarder la diminution de résistance en adhérence entre 20°C et 400°C.<sup>[18]</sup>

<sup>[17]</sup> (Gallus Rehm; C Van Amerongen, 1968)

<sup>[18]</sup> (RILEM, 1985)

D'autres études menées par *Bingöl et Gül* mettent en évidence la diminution de la résistance en adhérence avec la température à travers des essais d'arrachement résiduels atteignant des températures de 800°C. *Lubloy et Balazs* expliquent la diminution rapide de résistance entre 400 et 500°C par la décomposition de la portlandite. <sup>[19][20]</sup>

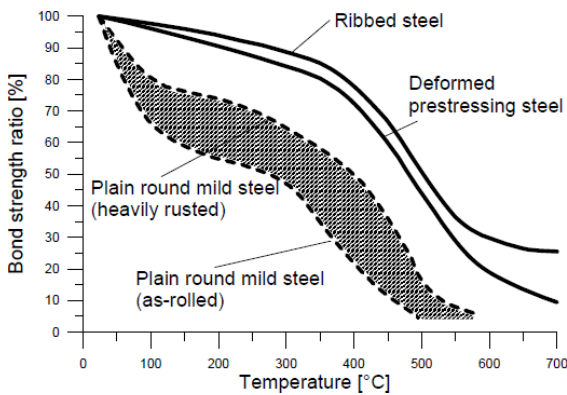


Figure 14: Variation de la résistance en adhérence normalisée avec la température pour différentes barres (RILEM, 1985)

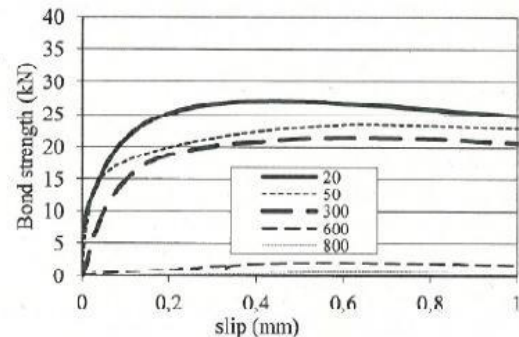


Figure 13: Courbes d'adhérence (contrainte d'adhérence-déplacement relatif) à différentes températures pour des ancrages acier-béton (Lubloy and Balazs, 2012)

#### I.2.4.1.4. Conclusion :

Les recherches précédemment effectués sur le comportement des scellements chimiques d'armatures pour béton ont été présentés dans ce chapitre.

Les essais et les méthodes utilisés pour quantifier la tenue de ces ancrages à températures ambiantes, le transfert d'efforts de l'armature au béton et les paramètres pouvant influencer le comportement mécanique d'un scellement chimique à haute température ont été présenté.

Ce travail met en évidences deux approches pour analyser le comportement d'un ancrage :

- En étudiant le comportement de celui-ci à partir d'essais d'arrachement qui permet d'obtenir la variation de l'effort en fonction du déplacement relatif de l'armature par rapport à la surface du béton.
- En étudiant les propriétés mécaniques de l'adhésif à partir de la caractérisation des matériaux.

Les essais de comportement global de l'ancrage cités précédemment confirment que les contraintes d'adhérence sont plus élevées que celles du scellement classique, avec un inconvénient qui est la diminution de la capacité résistante avec la température. Contrairement aux connections acier/béton classique, la contrainte d'adhérence apparait uniformément répartie le long de l'ancrage, ceci est expliqué par le faible module d'élasticité de l'adhésif.

<sup>[19]</sup> (influence of high temperatures on bond 4th international symposium, 2012)

<sup>[20]</sup> (A. Ferhat Bingöl, Rüstem Gül, Août 2009)

# ***II. Chapitre :***

***“ Présentation du projet ”***

## II.1. Présentation du projet :

### II.1.1. Présentation de l'entreprise Métro d'Alger EMA :



L'Entreprise Métro d'Alger par abréviation EMA fut créée en 1984, en qualité de maître d'ouvrage délégué du Ministère 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

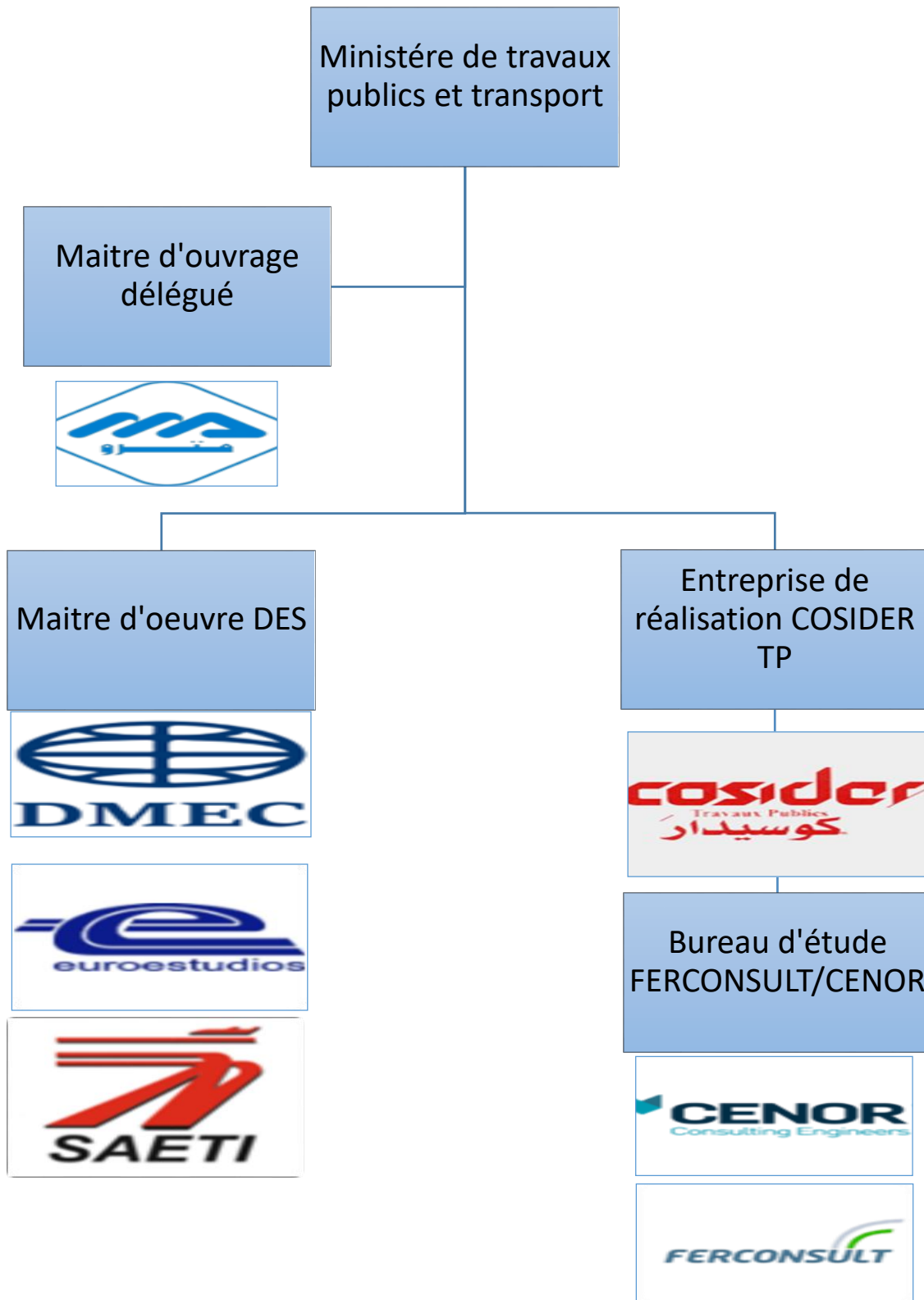
380 000 000 DA, l'EMA s'est lancée aussi, dans le développement des capacités d'études et d'ingénierie en matière de transports et la réalisation de plan de circulation par la création d'un Bureau d'Etudes des Transports Urbains -BETUR- devenu filiale à 100% de l'EMA en 2011.

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 <sup>[21]</sup>.



<sup>[21]</sup> (Entreprise Métro d'Alger)

**II.1.2. Organigramme des différents acteurs du projet de la Station Smail Yefsah :**



**Maitre d'ouvrage :** L'EMA



**Bureaux d'étude :**



- 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<sup>[22]</sup>.



- Bureau d'étude portugais

**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<sup>[23]</sup>.



- **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 propose 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<sup>[24]</sup>...



- **SAETI** 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, aéroports et ferroviaires<sup>[25]</sup>



- 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.

<sup>[22]</sup> (Ferconsult, Grupo metropolitano de Lisboa EP)

<sup>[23]</sup> (TPF Getinsa Euroestudios / Espagne)

<sup>[24]</sup> (Dong Myeong Engineering Consultants (DMEC))

<sup>[25]</sup> (SAETI / Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures)

### II.1.3. LE MÉTRO D'ALGER, LE TRANSPORT DE LA MODERNITÉ <sup>[26]</sup> :

#### II.1.3.1. 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 :

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

#### II.1.3.2. Les extensions de la ligne 1 du Métro d'Alger :

Dans le but de faciliter les déplacements des citoyens plus répartis sur la wilaya via un moyen de transport confortable et sécurisé, l'Entreprise Métro d'Alger a programmé des extensions de la ligne 1 du métro d'Alger qui dessert les quartiers et régions les plus denses en population telle que Beraki, Bab Ezzouar, 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.



Figure 15: LES EXTENSIONS DESSERVANT LE GRAND ALGER

#### a) En exploitation :

##### • Hai El Badr - El Harrach Centre :

Inaugurée le 4 Juillet 2015, 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).



Figure 16: Les extensions du métro d'Alger en exploitation

<sup>[26]</sup> (Entreprise Métro d'Alger)

- **Grande Poste - Place des martyrs et Hai el Badr - Ain Naadja :**

Suite à la mise en service des deux (02) stations « ALI BOUMENJEL » et « GUE DE CONSTANTINE », la première ligne du Métro d'Alger et ses extensions est exploitée avec 19 stations sur un linéaire de 18,2 km.

#### GRANDE POSTE - PLACE DES MARTYRS :

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.

#### HAI EL BADR - AIN 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 « Ain Naadja », inauguré le 13 novembre 2018.

Il est à signaler que toutes les extensions du Métro d'Alger sont équipées d'ascenseurs pour faciliter les déplacements des personnes à mobilité réduite et à besoin spécifique en leur permettant de profiter des services et des avantages de ce nouveau moyen de transport.



Figure 17 : Grande Poste - Place des martyrs, Hai el Badr - Ain Naadja et Hai El Badr - El Harrach centre

#### b) En cours de réalisation :

- **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 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 :

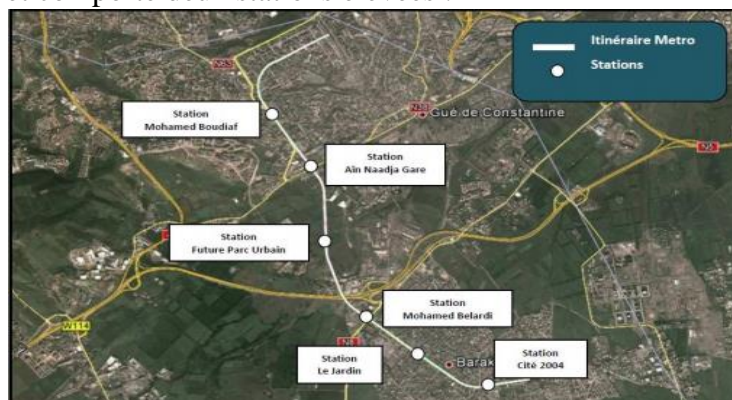


Figure 18 : L'extension du métro d'Alger, AIN NAADJA-BARAKI

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 :

- Station Mohamed Boudiaf
- Station Ain Nâadja Gare
- Station Futur Parc Urbain
- Station Jardin
- Station Cité 2004
- Station Mohamed Belarbi

• **EL HARRACH - BAB EZZOUAR - AÉROPORT D'ALGER :**



Figure 19: L'extension du métro d'Alger, 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 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 relira le Tramway au carrefour de l'université Houari Boumediene et offrira une multi-modalité au niveau de cette station. Parmi les stations de cette extension on trouve la Station Smail Yefsah Située au sud-ouest de la 'Cité 5 Juillet'

## II.1.4. Présentation de la station Smail Yefsah :

### II.1.4.1. Localisation :

Elle est Située entre PK 6+640.28 et PK 6+769.68 dans une extension d'environ 127 m, entre la Cité Smail Yefsah et le complexe d'appartements la Cité 5 Juillet dans la commune de Bab Ezzouar au sein de la daïra de Dar El-Beïda à l'Est de la wilaya d'Alger, à 15 Km d'Alger centre, dans une zone topographiquement plane qui fait partie de la plaine de la Mitidja. La station sera implantée en dessous d'une route avec une largeur de 21m et une profondeur de 31m, contient 3 accès et 2 escaliers de secours. Aux environs, on trouve cinq bâtiments de R+14 comme le montre la figure ci-dessous.



Figure 20: Vue de situation de la station Smail Yefsah

La station Smail Yefsah fait partie de l'extension LOT 1 (El Harrach Centre - Aéroport d'Alger) qui est une ligne prolongée de l'extension B1 de la première ligne du métro d'Alger.

Le délai initial de notre projet est de 60 mois de juin 2015 à juin 2020, avant qu'il fût mis à jour par un avenant pour le prolonger à 79 mois, donc au janvier 2022.

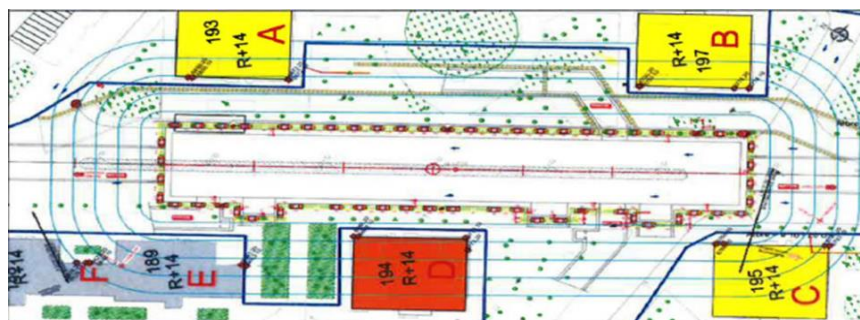


Figure 22: Vue en plan de la station Smail Yefsah

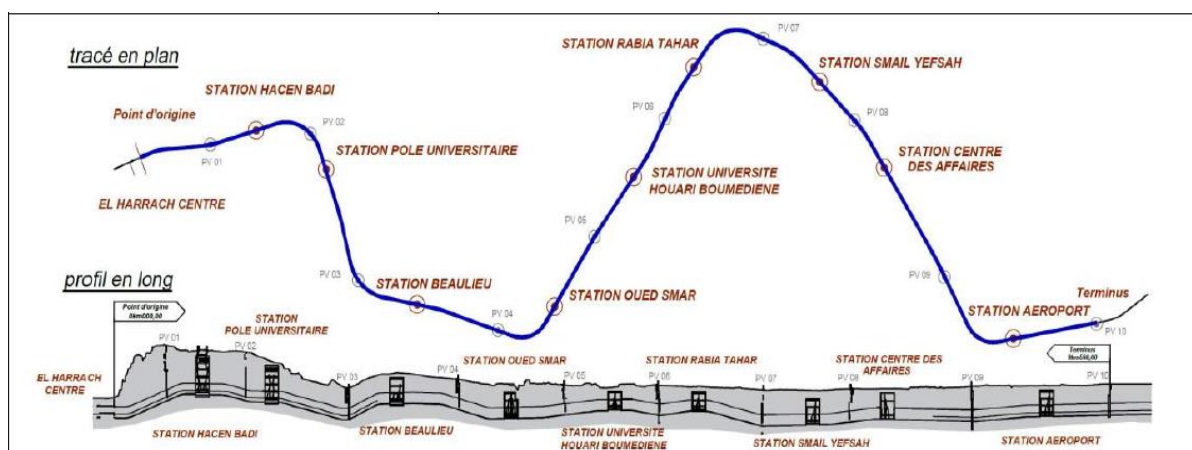


Figure 21 : Tracé en plan et profil en long de la ligne métro El Harrach - Bab Ezzouar - l'Aéroport

## II.2. Contexte géologique, hydrogéologique et sismique du projet :

Une bonne connaissance du site de l'ouvrage est nécessaire, telle que les conditions géologiques, hydrologiques et géotechniques qui représentent des facteurs importants. Ils déterminent le degré de difficulté ainsi que la complexité de réalisation d'un ouvrage souterrain et influent sur la méthode de construction (creusement, soutènement)

### II.2.1. Généralités sur la géologie d'Alger :

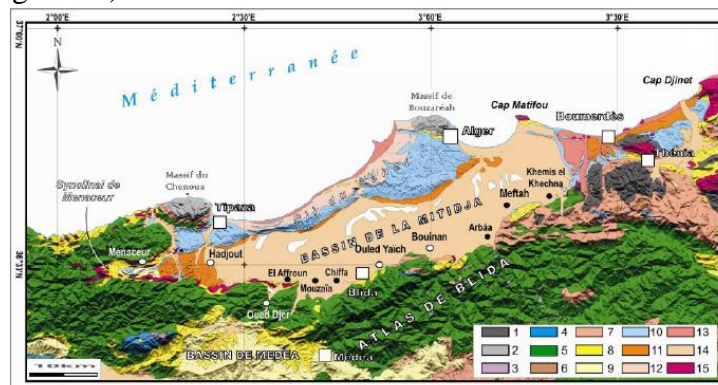
La topographie de la côte algéroise est caractérisée par la succession à partir du rivage actuel et jusqu'à une altitude de plus de 300 mètres, d'une série de gradins, disposés les uns au-dessus des autres comme les marches d'un escalier. Ces marches interrompent brusquement la continuité des pentes, en général très rapides, qui bordent le littoral algérois.

L'étude géologique de la région algéroise, peu étendue en surface et formant un rocher qui s'avance dans la mer, révèle qu'en arrière il est recouvert par un cordon de dunes au-delà duquel on retrouve les terrains sédimentaires de la série tertiaire

Dans une esquisse géologique et topographique du littoral d'Alger datant de 1911, il apparaît que ce littoral comprend essentiellement toute la région basse qui borde sur plus de 100 kilomètres le pied de l'Atlas, depuis le massif de Sidi-Fredj au nord de Thénia des Béni Aïcha, jusqu'au mont Chenoua à l'ouest de Tipaza. Le relief se caractérise par trois zones longitudinales : le Sahel, le littoral et la Mitidja. (Voir Figure 110 ANNEXE B)

#### II.2.1.1. 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 : gravies galets et limons ou argiles 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 (Figure 23) [27].



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 23: Lithologie de la plaine de Mitidja

[27] (HAMAI Lamine, 2011)

**A) Le Tertiaire** : Composé essentiellement par :

- Le Miocène (des marnes à lentilles de calcaire du Vindobonien de 50 m d'épaisseur et des marnes à lentilles de grès du Burdigalien dont l'épaisseur n'est pas connue),
- Les Pliocènes : occupent essentiellement la Mitidja et sa bordure nord, et apparaissent très peu sur sa bordure Sud. Les dépôts pliocènes sont représentés par le Plaisancien et l'Astien qui sont plus développés dans la plaine.
- L'Astien : correspond à une sédimentation marine de hauts fonds qui débute par une couche glauconieuse et se poursuit par de la molasse récifale ou sub-récifale par des marnes jaunes ainsi que par un faciès calcaire ou calcaro-gréseux. Elle est d'une épaisseur moyenne de 100 m à 130m. Elle se situe généralement à des profondeurs allant de 250 m à 300 m au-dessous de la surface de la Mitidja.
- Le Plaisancien : est connu sous le remplissage alluvial de la Mitidja. Il est formé principalement par des marnes qui constituent une séquence épaisse, uniforme, de marnes grises ou bleues, présentent localement, des bancs gréseux faiblement glauconieux, dont l'épaisseur varie considérablement par rapport à une moyenne de 20 m. Le Plaisancien affleure uniquement dans les collines du Sahel au cœur d'un plissement anticlinal, dans la zone de Khemis el Khechna et Réghaia ou il constitue la fermeture Est du bassin de la Mitidja.

**B) Le Quaternaire** : on trouve essentiellement :

- Le Villafranchien : Il est présenté dans la plaine par les formations de marnes d'El-Harrach. Il constitue une séquence relativement uniforme d'argiles plastiques jaunes ou grises localement, légèrement caillouteuses, contenant un petit nombre de lentilles de graviers de 2 m à 6 m d'épaisseur.
- Le Soltano-Tensifien : Il est formé essentiellement d'alluvions grossières (graviers, galets, limons ou argiles) en quantité variable. Cette formation est présentée à l'Est et au centre du bassin. Son épaisseur moyenne varie entre 100 et 200 mètres et diminue vers les bordures de la baie d'Alger.
- Le Rharbien : Ce sont les formations de Mazafran et Halloula. Elles sont constituées de limons gris et d'argiles limoneuses qu'on rencontre dans les dépressions de la plaine, sur une épaisseur de 10 mètres en moyenne.
- Les dépôts récents : Ces dépôts d'âge Holocène, constituent une fraction relativement peu importante du remplissage du bassin orientale de Mitidja. Ils englobent les dépôts du sable dunaires, dépôts de lits d'oueds actuels et dépôts des piémonts de l'atlas.<sup>[28]</sup>

**II.2.1.2. Géologie locale de site d'étude et les zones limitrophes:**

La carte géologique au 1/50 000 (*Figure 111* ANNEXE B) de la région d'Alger, révèle que la région de Bab-Ezzouar et ses alentours immédiats sont constitués de terrains quaternaires, principalement actuels. Dans sa partie Est, la région de Bab-Ezzouar est recouverte par des alluvions anciennes (comblement de la Mitidja), et dans sa partie ouest, par des dépôts lacustres et marécageux (zone inondable). Ces alluvions argilo-sablo-graveleuses reposent sur du sable dunaire consolidé d'âge Pléistocène

<sup>[28]</sup> (BULLETTIN DES SCIENCES GEOGRAPHIQUES N°11 Avril2003)

### II.2.1.3. Contexte hydrogéologique de la région du projet <sup>[29]</sup> :

En raison de sa situation géographique, Alger est fortement soumise aux risques d'inondation à cause du ruissellement des eaux de pluie des hauteurs de la ville jusqu'aux quartiers situés en contrebas et à la présence des nappes phréatiques en profondeur du sol. Ce risque est accentué par plusieurs facteurs liés à une évolution urbaine prenant peu en compte les risques. Plusieurs édifices sont construits sur des lits d'oued, comme au val d'Hydra.

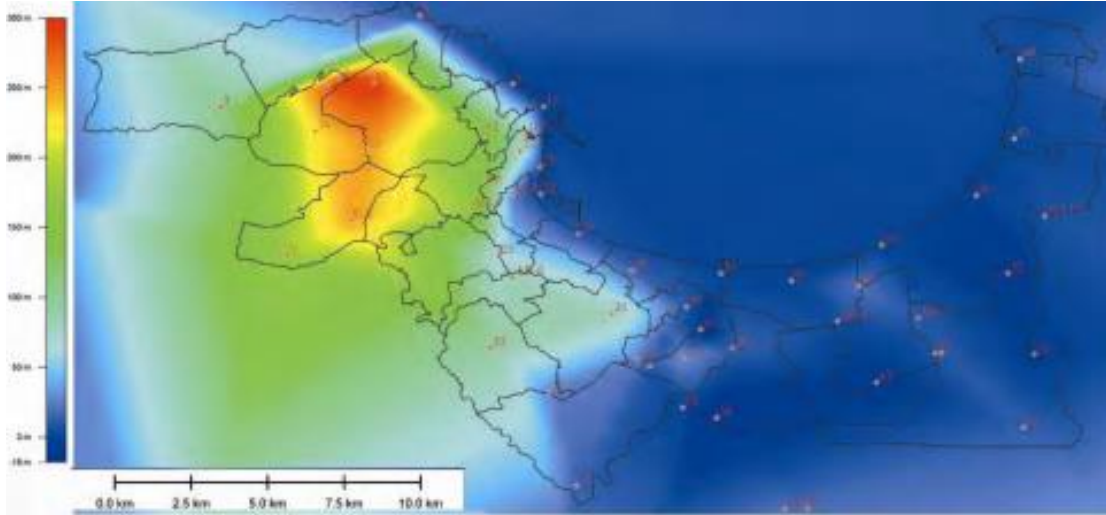


Figure 24: Carte de niveau d'eau souterraine

### II.2.1.4. Contexte Climatique:

Alger possède un climat méditerranéen tempéré, marqué par une période pluvieuse offrant des quantités annuelles de précipitations variant en moyenne entre 400 mm et 1 200 mm. Elle est de ce fait plus arrosée que le reste du pays avec des orages parfois très violents, de courte durée et donc d'intensité forte. Les périodes sèches qui s'échelonnent du mois de mai au mois de septembre vont avoir de grandes répercussions dans l'hydrogéologie.

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 <sup>[30]</sup>.

Tableau 3: Données climatiques à Alger Source NOAA : National Oceanic and Atmospheric Administration

Mois	jan.	fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	août	sep.	oct.	nov.	déc.	année
Température minimale moyenne (°C)	5,9	6,4	7	9	12	15,6	18,5	19,1	17,1	13,7	9,6	7	11,7
Température moyenne (°C)	11,3	11,9	12,8	14,7	17,7	21,3	24,6	25,2	23,2	19,4	15,2	12,1	17,4
Température maximale moyenne (°C)	16,5	17,3	18,5	20,4	23,5	27	30,6	31,2	29,2	25,1	20,7	17,2	23,1
Précipitations (mm)	80	81,8	73,4	61,1	39,9	16,7	4,6	7,4	34,2	76	96,4	115,2	686,6
Nombre de jours avec précipitations	11,4	10,6	9,7	9,1	7,3	2,5	1,5	2,5	5,3	8,6	11,1	12,1	91,7

<sup>[29]</sup> (BENAOUN Abdelhadi, 2019)

<sup>[30]</sup> (Wikipedia Climat d'ALGER)

Tableau 4: Valeurs climatiques moyennes et totales annuelles Source : Tutiempo<sup>[31]</sup>

Année	T	TM	Tm	PP	V	RA	SN	TS	FG	TN	GR
2010	19,4	22,3	16,7	787,14	15,7	103	0	5	0	0	1
2011	19,8	22,8	17,2	851,93	12,7	82	0	5	1	0	1
2017	19,9	21,7	17,9	601,94	7,5	61	0	20	4	0	0
2019	19,9	21,9	17,8	-	7,3	64	0	21	0	0	0

T : Température moyenne annuelle	SN : Total jours de neige durant l'année
TM : Température maximale moyenne annuelle	TS : Total jours de tempête durant l'année
Tm : Température minimale moyenne annuelle	RA : Total jours de pluie durant l'année
PP : Précipitation totale annuelle de pluie Et/ou neige fondue (mm)	V : Vitesse moyenne annuelle du vent (Km/h)
TN : Total jours de tornades ou nuages En entonnoir durant l'année	FG : Total jours de brouillard durant l'année
	GR : Total jours de grêle durant l'année

La grêle peut s'abattre en accompagnement de violentes averses, ainsi qu'une éventuelle chute de neige sur les hauteurs. Cette grêle, fond assez vite.

La neige tombe plutôt sur les zones élevées de Bouchaoui, Bouzaréah, Chéraga, Ben Aknoun, Bir Mourad Raïs et Douéra. Son épaisseur atteint alors à certains endroits, près de 10 cm. Les axes routiers sont fréquemment bloqués. Les communes doivent être équipées pour y faire face, sous peine de grands embouteillages en pleines heures de pointe routière au niveau de plusieurs axes routiers importants.

Dans la wilaya côtière d'Alger, les températures hivernales varient entre 8 °C et 15 °C. Elles grimpent à 25 °C au mois de mai pour atteindre une moyenne de 28 °C à 30 °C en juillet et août. Lors des précipitations de neige, la température peut descendre à moins de 6 °C.

La wilaya d'Alger présente des vitesses moyennes annuelles du vent estimées à une altitude de 10 mètres entre 1 m/s et 6 m/s.

### II.2.2. Conditions sismiques :

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 20<sup>ème</sup> siècle et en ce début de 21<sup>ème</sup> 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.

La figure suivante montre le zonage sismique en Algérie représenté en cinq zones (Figure 25) :

<sup>[31]</sup> (Tutiempo)

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

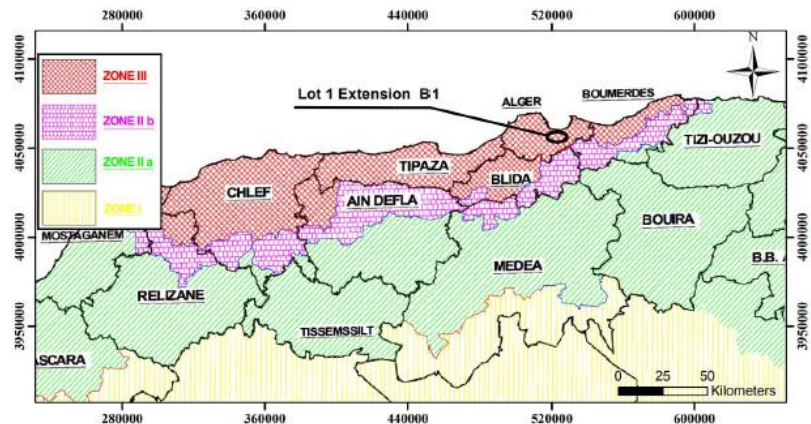


Figure 25: CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL – RPA99

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 sismicité très élevée.

### II.2.2.1. 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 réglementaire, soit :

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

#### Groupe 2 : Tunnels importants

Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, 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 <sup>[32]</sup>.

Tableau 5: Coefficient d'accélération selon la classe ouvrages et la zone de sismicité

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,3	0,4
2	0,12	0,2	0,25	0,3

Donc, selon les données précédentes on conclut que le coefficient d'accélération qui sera pris dans les calculs est  $A=0,4g$  [g étant la gravité prise égale à  $9.81 \text{ m/s}^2$ ]. Pour les constructions provisoires, le RPA définit une valeur de A égale à  $0.18g$ .

[32] (REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES, 1999 Version 2003)

### II.3. Matériaux utilisés <sup>[33]</sup> :

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

- **BÉTON :**
  - ✓ C20/25 X0 – Béton de remplissage.
  - ✓ C25/30 XC2 – Béton armé pour les murettes-guide.
  - ✓ C30/37 XC2 – Béton armé pour les parois moulées, pour les pieux et pour les poutres de couronnement des pieux.
- **ACIER :**
  - ✓ Armatures de béton arme: - HA FeE500 (NF EN 10080)
    - Limite d'élasticité caractéristique :  $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ .
    - Module d'élasticité :  $E_{ym} = 200\,000 \text{ N/mm}^2$ .
  - ✓ Système de butonnage S355 (EN 1993-2010) ou équivalent.
  - ✓ Acier de construction – S275.
  - ✓ L'enrobage des armatures sera de :
    - 50 mm – Murettes-guides et poutres de couronnement des pieux.
    - 70 mm – Parois moulées et pieux.

---

<sup>[33]</sup> (Cosider, 2016)

# ***III. Chapitre :***

*« Conception de la station Smail Yefsah »*

### III.1. Introduction

De point de vue conception d'une station métro, Il est important d'assurer la continuité de l'espace public, l'emplacement correct d'une station de métro dans un espace étroit dans le centre urbain est une nécessité évidente. Une station placée où elle gêne considérablement la volonté de public, n'attire pas les passagers d'utilisés le métro. Une station devrait être placée le plus proche que possible d'un centre de circulation important. Il est très important que les entrées à la station devraient être situées dans les meilleurs endroits, au niveau de rue, et être conçues d'une manière attrayante et clairement signées.

Les ingénieurs chargés de la conception de la station, doivent assurer la garantie de la fonctionnalité du projet, tout en respectant les contraintes, et les difficultés techniques, et prendre en compte les mesures et normes de sécurité nécessaires ainsi que les techniques de maintenance et d'exploitation.

### III.2. Plan de disposition :

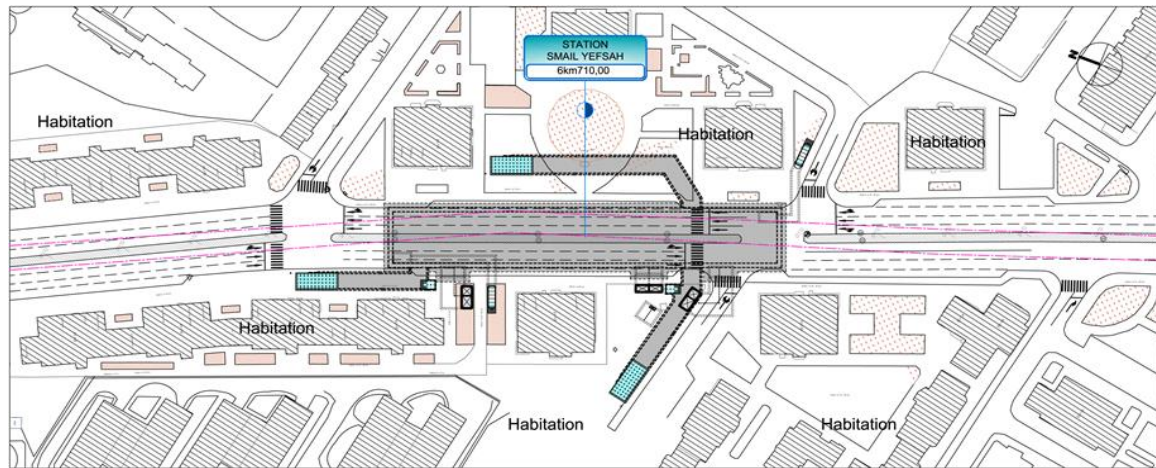


Figure 26: Implantation de la station Smail Yefsah-Documents DOHWA APD-

La largeur de la route est adéquate, mais le terrain privé sera partiellement occupé pour installer la sortie de la station.

Autour de la station se trouvent les bâtiments résidentiels de grande hauteur (R+14) et la zone commerciale.

### III.3. Présentation de la conception d'une station métro :

Dans le meilleur des cas, la station devrait être bien positionnée avec ces éléments tels que les passagers entrant de la rue progressent directement devant le bureau de billet ensuite vers les escaliers ou l'escalator qui mènent directement vers la plateforme

La conception d'une station sera régie par les prévisions du débit maximal des passagers, sur lequel sera décidé l'emplacement du hall de billet, des couloirs de circulation, le nombre des escalators ou d'ascenseurs, la largeur des escaliers de passages et des accès menant aux plateformes. La capacité de flux de la route d'accès presque uniforme, sauf que les portes d'entrée au-dessus devraient avoir légèrement moins de capacité que les escalators, et toutes les portes ou barrières de sortie devraient avoir une capacité légèrement plus grande, et de sorte que les escalators eux-mêmes ne souffrent pas de la congestion dangereuse.

La longueur de plateforme sera fixée par la longueur du plus long train avec la marge d'arrêt. La largeur devrait être suffisante pour adapter le nombre maximal des passagers.

Les marges de secours de l'espace sont également nécessaires pour des telles circonstances comme les incendies ou le vidage d'un train chargé qui doit être retiré du service, pendant que les nouveaux passagers continuent à arriver sur la plateforme. La résistance au feu et le comportement dans un feu sont de grande importance. Là où la structure de station est souterraine, et plus particulièrement au-dessous de la nappe d'eau, l'imperméabilisation est recommandée en prenant en compte les mouvements de la terre. Un autre aspect de conception de la station est l'élimination des coins et des cavités qui peuvent aisément accumuler des déchets et causent un risque d'incendie.

La fonction et les aspects esthétiques de l'architecture du métro est essentiel dans la conception. Indépendamment des trains eux-mêmes, la majeure partie de l'impact visuel sur les utilisateurs est dans les stations. Il faut opter pour des finitions appropriées pour tous les éléments constructifs de la station, des matériaux qui sont disponibles dans des couleurs convenable et facile à nettoyer.

Les stations de métro sont souterraines, elles se trouvent dans un milieu clos, le contrôle d'accès de ces derniers sont assurés par des portillons d'accès.

La signalisation d'une station de métro se fait par un logo comportant le nom de la ligne et de la station au niveau des rues situées en hauteur.

Une station de métro comporte généralement des locaux techniques, des bureaux, des magasins des guichets de vente, systèmes de sonorisations, des quais, puisard et réseaux d'assainissement, des voies pour métro...

Les plans de la station sont présentés dans l'ANNEXE A.

### III.4. Caractéristiques de la station métro <sup>[34]</sup>:

Notre station se décompose en trois niveaux, chacun porte des tâches à servir en exploitation :

#### III.4.1. Niveau R0 (Dalle de couverture) :

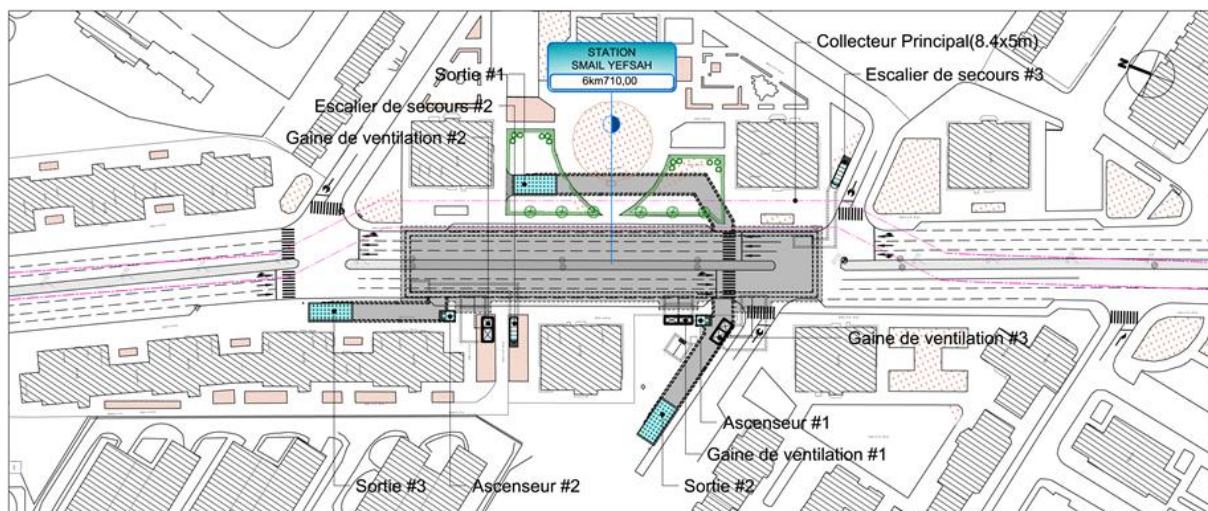


Figure 27 : Vue en plan du niveau dalle de couverture R0 (DOHWA,2015)

Ce niveau dispose de trois accès : un au nord, un à l'ouest et un autre au sud, deux ascenseurs, un à l'ouest et l'autre au sud, deux escaliers de secours un à l'ouest et l'autre à l'est, trois édicules de prise d'air dans les espaces verts et les trottoirs à côté de la station.

[34] (Bureau d'étude DOHWA, Février 2015)

Le collecteur principal des eaux usées de dimensions 8,4m x 5m, a été dévié vers l'est de la station d'une longueur de déplacement d'environ 170m avant le démarrage des travaux d'exécution de la station, notamment les structures de blindage et de soutènement nécessaires pour implémenter les structures hydrauliques. Le conflit entre ce collecteur et la station existe sur toute la longueur de celle-ci.



Figure 28: Vue en plan montrant la déviation du collecteur principal des eaux usées (Cosider, 2015)

### III.4.2. Niveau (-1) souterrain :

- **Portillons** : pour autoriser le passage dans un sens et l'interdire dans l'autre, compter le nombre de personnes qui le franchissent, percevoir un droit de passage ou un droit d'entrée par introduction d'un ticket. Ils sont installés à deux endroits différents, côté droit et côté gauche.
- **Espace pour les voyageurs** : Deux (2) escaliers d'une largeur de 3,5m et quatre escaliers mécaniques sont installés dans le milieu pour l'accès au niveau (-2). Les deux ascenseurs sont prévus à côté des portillons pour permettre l'accès aux quais.
- **Espace de service** : Le chef de station, le local pour les agents de la station et le local des agents de nettoyage sont concentrés à gauche. Par contre, le guichet est disposé proprement à droite et à gauche dans une zone facilement accessible par les voyageurs.
- **Espace technique** : les locaux techniques de communication et de signalisation sont placés à gauche.

- La zone contrôlée :  
C'est la zone après le franchissement des portillons d'accès au métro (appareils de contrôle), c.à.d. une zone à circulation payante.
- La zone hors contrôle :  
C'est une zone à circulation gratuite (avant l'accès aux portillons)

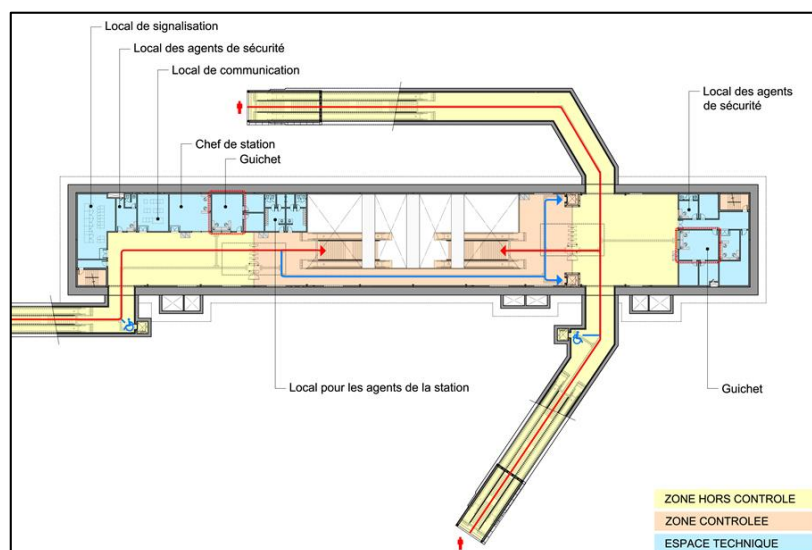


Figure 29: Plan en vue générale du niveau (-1) souterrain (DOHWA,2015)

### III.4.3. Niveau-2 souterrain (Mezzanine) :

- **Espace de voyageurs** : Après avoir descendu de l'escalier installé au centre du niveau précédent et arrivé au couloir de passage des voyageurs, ces derniers sont invités à se diriger vers le quai situé au niveau inférieur, selon leurs destinations. Les 2 escaliers d'une largeur de 3 m et les 4 escalators sont prévus, pour permettre l'accès aux quais.
- **Espace de service** : Aucun espace de service dans le niveau (R-2) à l'exception du local de stockage destiné au service
- **Espace technique** : A droite et à gauche, sont respectivement localisés le poste de ventilation pour le tunnel de la ligne, les locaux techniques destinés aux équipements électromécaniques et électriques.

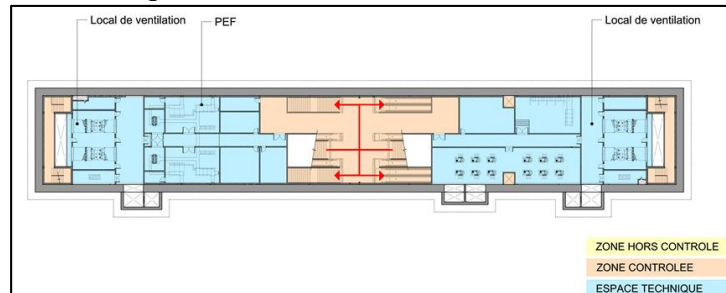


Figure 30: plan en vue générale du niveau Mezzanine souterrain (DOHWA,2015)

### III.4.4. Niveau (-3) souterrain (quai) :

- **Espace de voyageurs** : Un escalier d'une largeur de 3m, deux escaliers mécaniques et un ascenseur sont installés sur chaque quai latéral d'une largeur de 5,644m.
- **Espace de service** : L'espace en dessous des escaliers est utilisé afin d'y aménager et un escalier destiné à la visite et à l'entretien du fossé de quai.
- **Espace technique** : La station de pompage et le puisard sont installés en dessous du radier.

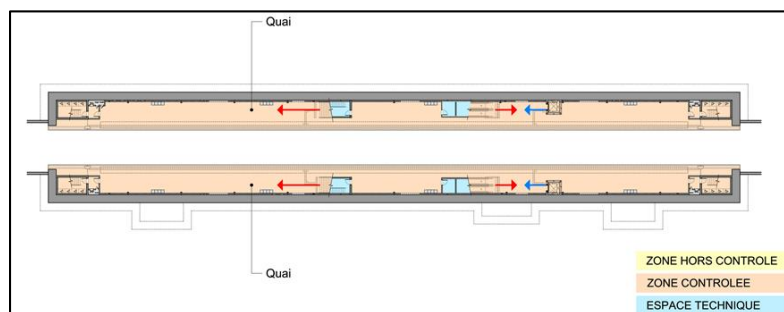


Figure 31: Plan en vue générale du niveau quai (-3) souterrain (DOHWA,2015)

### III.5. Localisation des sorties :

Deux sorties sont d'abord prévues, une à chaque côté de la station. Ensuite et suivant la demande du Maître d'Ouvrage, une sortie supplémentaire a été ajoutée vers l'ouest de la station pour faciliter l'accès aux installations résidentielles. Le nombre total de sorties est donc de trois.

Au nord de la station, les installations résidentielles composées d'un nombre élevé d'étages (R+14) et les commerces sont concentrés. La sortie est implantée en empruntant les espaces verts d'un bâtiment adjacent de grande hauteur (R+14), pour éviter l'interférence avec les collecteurs principales à déplacer.

Au sud de la station, se trouvent les installations résidentielles de (R+14) et les activités commerciales. La sortie est implantée dans les espaces verts.

A l'ouest de la station, les mêmes contraintes sont localisées des bâtiments résidentiels de (R+14) et des locaux commerciaux. La sortie est implantée dans le trottoir.

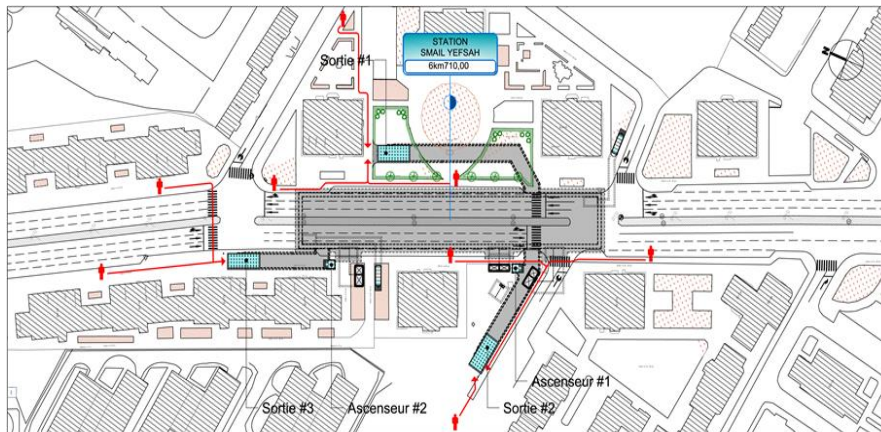


Figure 32 : Vue en plan illustrant les trois sorties principales (DOHWA,2015)

### III.5.1.Sortie n°1 :

C'est la sortie placée au côté nord. Les voyageurs en fauteuil roulant utiliseront l'ascenseur de la sortie n°2 ou n°3 situé au sud de la station. Capacité d'un (1) escalier est de 2,0 m de largeur plus deux escalators

L'avent est installé pour protéger les équipements contre le fort rayonnement solaire. Vu que le nombre de voyageurs sera augmenté grâce au développement urbain, la sur largeur de la sortie sera prévue avant la mise en place. La sortie est placée à une hauteur de 14,55 m avec une largeur de 6,53m au niveau du terrain actuel, et son couloir est de 5,2m en largeur.

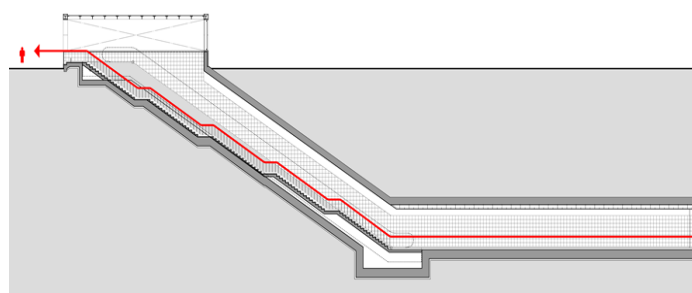


Figure 33: profil longitudinal de la sortie 1 (DOHWA, 2015)

### III.5.2.Sortie n°2 :

La sortie est placée vers le sud, elle sera réalisée dans la même façon que celle de la sortie n°1 en ajoutant un ascenseur installé à côté, et avec un auvent protégeant les équipements contre le fort rayonnement solaire. De même, cette sortie est placée à une hauteur de 14,55 m avec une largeur de 6,53m au niveau du terrain actuel, et son couloir est de 5,2m en largeur. Sa capacité constitue d'un (1) escalier de 2,0 m de large, 2 escalators, avec l'ascenseur d'une capacité de 15 personnes en chaise roulante.

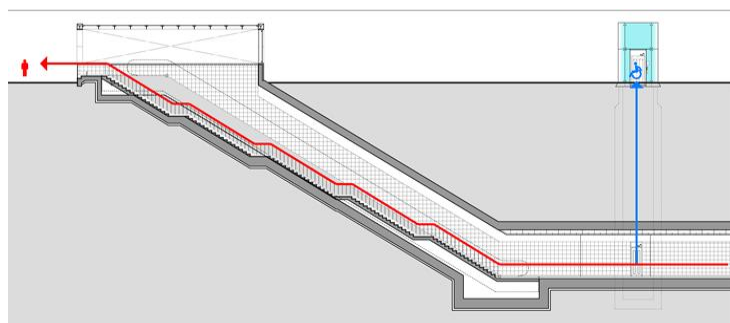


Figure 34: Illustration de la sortie n°2 (DOHWA, 2015)

### III.5.3. Sortie n°3 :

C'est la dernière sortie, elle est localisée vers l'ouest protégée par un auvent contre le fort rayonnement solaire. Pour cette sortie la largeur sera réduite, comportant un (1) escalier de 1,5m en largeur et deux escalators afin de minimiser l'impact constructif sur les bâtiments avoisinants, avec un ascenseur installé à côté et d'une capacité de 15 personnes en fauteuil roulant. La sortie est placée à une hauteur de 14,55 m avec une largeur de 6,03m au niveau du rez-de-chaussée, et son couloir est de 4,7m de large.

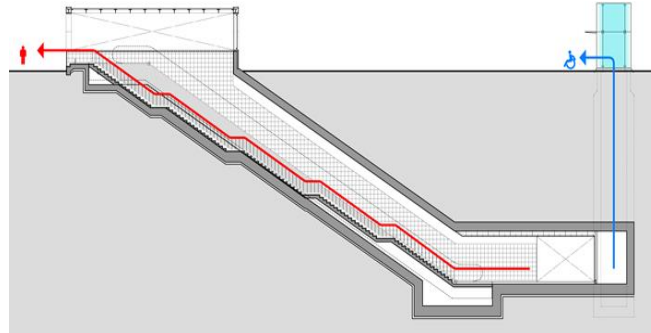


Figure 35: Illustration de la sortie n°3 (DOHWA,2015)

### III.6. Plan de déplacement :

Lors d'une conception de station de métro, une mise en accessibilité se prescrit, pour améliorer le confort de circulation de chaque usagé, en intégrant des accès, des escaliers mécaniques et des ascenseurs pour des usagers au fauteuil roulant. Et pour plus d'aide, le niveau des quais se dispose des annonces visuelles et sonores.

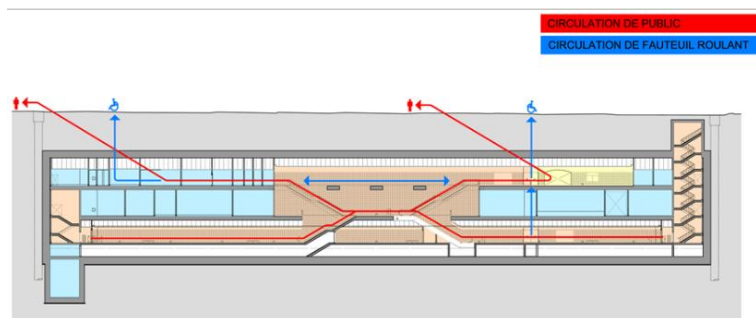


Figure 36: Illustration des chemins de déplacement habituel des différents usagés (DOHWA,2015)

#### III.6.1. Déplacement habituel :

- **Voyageur ordinaire :**

En partant du métro au niveau du quai vers les différentes sorties, Le voyageur ordinaire est invité à emprunter les deux escaliers ou les deux escalators du niveau quai (-3) et niveau (-2) pour y arriver aux portillons du niveau (-1) souterrain. Après avoir passé le portillon, il sort de la station en choisissant l'une des trois sorties selon son intérêt.

- **Voyageur en fauteuil roulant :**

Pour les voyageurs en fauteuil roulant, leur trajet consiste en deux chemins : du niveau quai vers les portillons du niveau (-1) souterrain à travers un ascenseur, puis prendre un autre ascenseur pour sortir de la station.

- **Agents de la station :**

Les agents peuvent accéder au niveau-1 souterrain en empruntant le couloir réservé aux agents de la station. En cas d'inspection du poste de ventilation du niveau (-2) souterrain, ils peuvent prendre le couloir réservé aux agents de la station. Pour l'inspection du quai du fossé, ils peuvent y accéder par les escaliers de service installés au quai.

### III.6.2. Plan de déplacement en cas d'urgence:

Dans une station de métro, un simple accident ou incendie peut causer de réelles catastrophes (humaines et matérielles), nous devons prendre des mesures de sécurité conformes aux normes internationales pour la sécurité des usagers. *La norme 130 de la National Fire Protection Association NFPA* pour les systèmes de guidage à transit fixe et systèmes ferroviaires voyageurs fournit une protection contre les incendies ainsi que des exigences de sécurité pour les personnes en terme de guidage à transit fixe souterrain, de surface ou surélevé ainsi que de systèmes ferroviaires voyageurs.

Ces feux qui se produisent sont le plus souvent provoqués par l'accumulation de la poussière ou des déchets inflammables, qui sont très vulnérables à l'allumage par des mégots dans les stations ou dans les tunnels, ou bien ils peuvent aussi résulter de la surchauffe de l'équipement ou des câbles dus à un défaut électrique, un risque important en particulier où les bâches en plastique peuvent engendrer les vapeurs toxiques. Des sorties de secours de passager doivent être considérées dans la conception du système, y compris des plans d'évacuation d'urgence si un lien d'escalator ou toute autre sortie principale soit bloqué.

D'après l'article 5.5 de cette norme, les escaliers et les escaliers mécaniques peuvent être utilisés comme les passages d'évacuation en cas d'urgence, et il faut réserver au moins deux passages d'évacuation. En outre, ces derniers doivent être localisés en veillant à ne pas dépasser 25 m, la plus grande distance de déplacement depuis chaque extrémité du quai jusqu'à l'un des passages d'évacuation.

La station Smail Yefsah est dotée de 4 passages d'évacuation y compris les escaliers de secours sur le quai, et les premiers passages d'évacuation qui sont placés à une distance de 25m depuis chaque extrémité du quai, conformément à la norme *NFPA130-5.5*. Afin de réduire le temps d'évacuation conformément à la norme *NFPA130*, ainsi que de faciliter l'intervention rapide des pompiers lors de l'incendie, deux escaliers de secours supplémentaire sont installés l'un au côté droit et l'autre au côté gauche.

Dans le but de l'amélioration sécuritaire en plus des escaliers de secours en cas d'incendie, un vestibule est conçu et équipé des appareils de surcompression devant les escaliers de secours du quai, permettant de prévenir l'introduction des fumées à l'intérieur de la cage d'escalier [35].

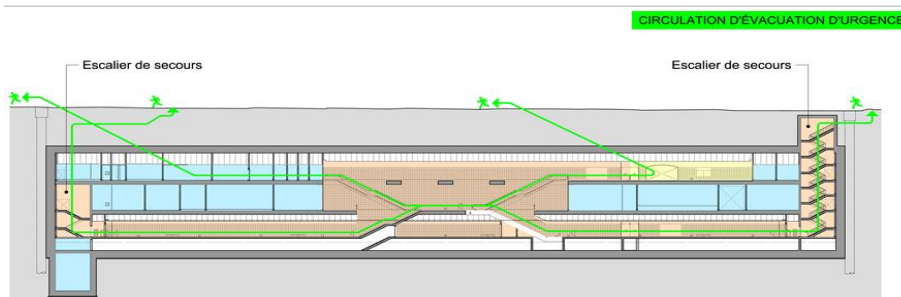


Figure 37: Illustration des chemins de déplacement en cas d'urgence (DOHWA, 2015)

### III.7. Technique de réalisation :

Le choix de la méthode de construction résulte des 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 stations métro, nous citons excavation à tranchée couverte ou à tranchée ouverte, et en construction en puits et en souterrain, construction en tunnel et construction de haut en bas dite « Top- Down »

[35] (NFPA 130, 2017)

### III.7.1. Construction en Top-Down :

Dans les méthodes de construction les plus courantes, les bâtiments avec des parties souterraines sont construits selon la méthode ascendante où les sous-structures et les superstructures sont construites de manière séquentielle du niveau le plus bas du sous-sol au sommet du bâtiment. Bien que cette méthode conventionnelle, également appelée méthode « bottom-up », soit simple à la fois dans la conception et la construction, elle n'est pas réalisable pour les projets avec un temps de construction limité ou avec des contraintes de site (taille de l'emplacement, problèmes juridiques, etc.).

La méthode de construction descendante « Top-Down » est la solution à ces problèmes, et c'est la méthode abordée pour la construction de notre station Smail Yefsah. Elle est définie par l'utilisation de la structure interne permanente comme étaie temporaire du mur de soutènement, coulé dans une séquence de haut en bas. Les dalles de niveau supérieur sont coulées avant les dalles de niveau inférieur pour servir de cadres horizontaux pour le support du mur au fur et à mesure de l'excavation.

La méthode descendante est principalement utilisée pour deux types de structures urbaines, les immeubles de grande hauteur avec sous-sols profonds et les structures souterraines telles que les parkings, les passages souterrains et les stations de métro... La méthode a été utilisée pour des projets d'excavation profonde où l'installation d'ancrage n'était pas possible et les mouvements du sol devaient être minimisés. Elle sert aussi à économiser le temps de construction global.

La construction commence par l'installation d'un mur de soutènement (généralement une paroi moulée), puis par des éléments porteurs qui porteront la future superstructure. Les colonnes du sous-sol sont construites avant toute excavation et reposent sur les éléments porteurs. Ces éléments porteurs sont généralement des pieux en béton ou des panneaux de parois moulées [36].

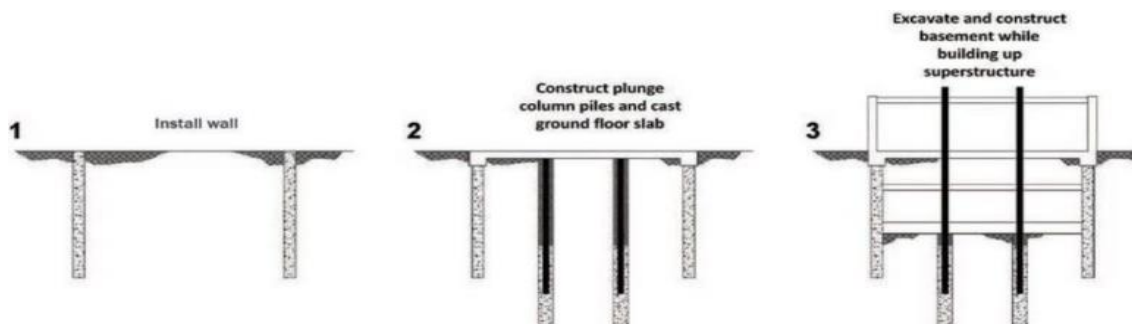


Figure 38: Séquence de construction en Top-Down (geotech..hr,2020)

### III.7.2. Parois moulées [37] :

En tenant compte de la profondeur d'excavation nécessaire pour la construction de la station, la présence des sols de nature sableuse, la présence de la nappe phréatique variable mais estimée avec prudence à 20.5 m de profondeur et les faibles caractéristiques mécaniques des terrains superficielles à excaver, la solution de blindage recourant à des parois moulées pour le corps principal de la station se présente comme la solution la plus appropriée.

La réalisation se fait en 4 étapes :

[36] (Construction Top-Down )

[37] (LES CAHIERS TECHNIQUES DU BÂTIMENT)

### 1. Murette guide :

Pour assurer le correct alignement des panneaux en guidant l'outil d'excavation au démarrage et garantir la stabilité de la couche supérieure du terrain à excaver, la construction des murette-guides est considérée indispensable. Ils constituent aussi un appui stable pour les opérations délicates comme le maintien des cages d'armatures en phases ultérieures. Dans la Figure 39 est présentée la définition géométrique des murettes-guides préconisée dans le projet, ainsi qu'un exemple de murettes-guides typiques.

Nous soulignons encore que l'implantation de ces murettes et de l'axe des parois doit prendre en considération une tolérance de déviation verticale des parois de 0,5% de la hauteur à creuser. Ainsi, dans le cas de cette station, nous avons prévu une tolérance de 16 cm.

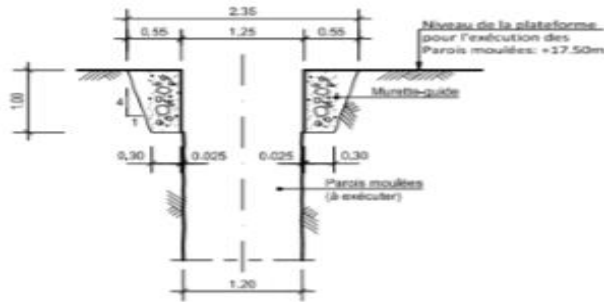


Figure 39: Exemple de Murettes-guide avec définition géométrique

### 2- Forage ou excavation :

S'effectue par l'extraction du terrain, par l'intermédiaire de deux types de machines :

- Les bennes à câble ou hydraulique –Figure 40- qui fracturent les terrains durs ou les obstacles au moyen d'un trépan lourd suspendu à l'un des deux câbles de forage, et versent les déblais dans des camions qui sont ensuite transportés jusqu'à une fosse de décantation.
- Des machines à roues dentées «hydraufraise» - Figure 41 - dans ce cas, le terrain est découpé et broyé, puis aspiré, en continu (contrairement à la benne).

Dans les deux cas il faut, une fois le panneau excavé et avant bétonnage, substituer de la boue «propre» à la boue salie, «afin d'éviter tout risque de voir les particules de terrain se mélanger au béton, et donc de le polluer.



Figure 41: machines à roues dentées



Figure 40: benne à câble

Cette boue est indispensable, une fois qu'elle évite l'éboulement des parois des panneaux d'excavation, en faisant remonter en surface les débris de l'excavation, en limitant aussi les infiltrations d'eau et en réduisant le frottement entre les roues de coupe et les parois. Dans le présent projet, il a été considéré que l'équipement d'excavation produisait des panneaux avec 2,80 m de long et 1,20 m de large. Il est important aussi que les boues de bentonite (mélange d'eau et d'argile sous forme colloïdale) ne dépassent pas la densité de 1,10 (kg/l).

La matérialisation du blindage dans le contour de l'aire d'implantation de la station est faite par la conjugaison de panneaux primaires et secondaires selon le séquençage présenté dans la Figure 42. La disposition préconisée pour les panneaux a essayé de garantir, pour chaque panneau, des mêmes conditions de frontière pour le creusement avec l'hydrofraise, à savoir, terrain-terrain dans le cas des panneaux primaires et béton-béton dans le cas des panneaux secondaires.

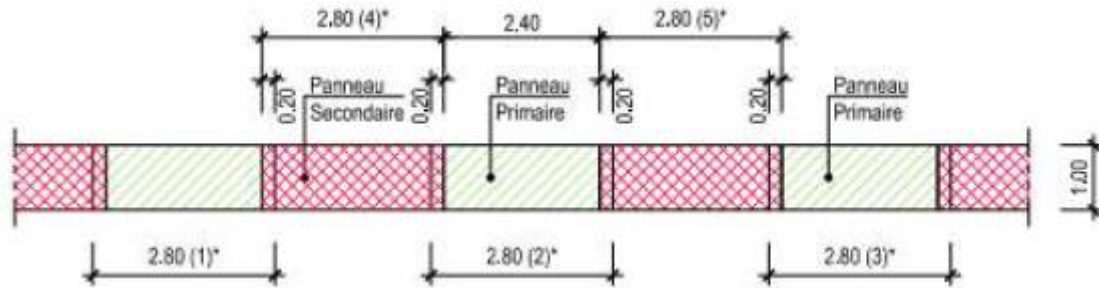


Figure 42: Séquençage d'exécution de la paroi moulée

La continuité entre panneaux primaires et secondaires sera assurée par l'invasion, au fur et à mesure de l'excavation des panneaux secondaires, des tronçons d'extrémité des panneaux primaires qui seront déjà bétonnés. L'épaisseur de béton à démolir des panneaux primaires sera de 20 cm pour des situations courantes.

Pour garantir que la fraise ne frappe pas les cages d'armatures des panneaux primaires pendant l'excavation des panneaux secondaires, des écarteurs en PVC  $\Phi 350$  mm ( $e=8$  mm) devront être installés dans les extrémités des panneaux primaires à fraiser (Figure 43)

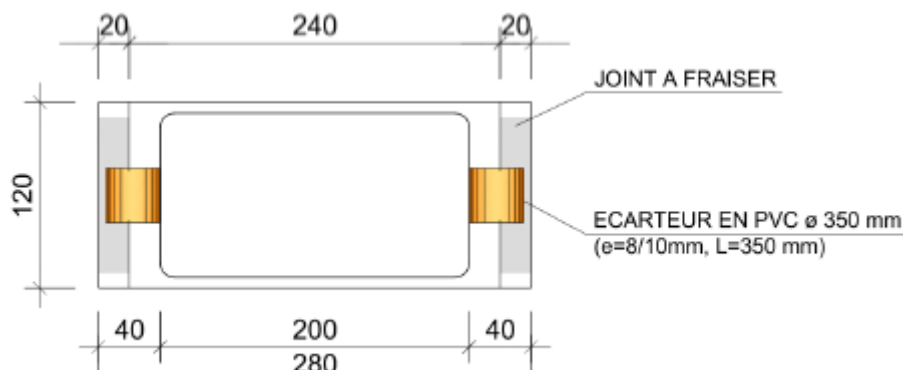


Figure 43: Panneau type avec ces écarteurs en PVC

### 3- Pose des armatures :

Les cages d'armature sont ensuite installées à l'aide d'une grue de manutention et calées à l'aide des murettes-guides, à l'intérieur de l'excavation. Elles peuvent être équipées de tubes de réservation attachés aux aciers et susceptibles de servir pour des auscultations non-destructives du béton, ou pour effectuer des forages et injections en pied de paroi

### 4- Bétonnage :

Le bétonnage du panneau s'effectue ensuite par l'intermédiaire de tubes plongeurs, descendus jusqu'au fond du forage et équipés d'entonnoirs dans lesquels les toupies déversent directement le béton. Au fur et à mesure de la montée du béton, la boue benthonique est évacuée par pompage vers la centrale à boue, afin d'y être recyclée.

### III.7.3. Système de butonnage :

Les boutons sont des Eléments d'étalement 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 le système de butonnage du corps principal de la station, nous prévoyons le recours à une solution avec cinq niveaux comme c'est mentionné dans le tableau suivant, dont le premier niveau est matérialisé par des profils métalliques 2HEB500, niveau 2, 3 et 4 matérialisés par des profils 2HEB600, et le dernier niveau est matérialisé par des profils de 4HEB600, avec une dalle R-1 qui devra être exécutée pendant la phase d'excavation (méthode top-down).

La paroi de revêtement de la station devra être aussi exécutée au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation de façon à ce que les différents niveaux de butonnage s'appuient directement sur la paroi. La Figure 109 (ANNEXE A) nous montre le système de butonnage du corps principal avec leur profondeur.

Après le bétonnage de dalle de fond, les deux derniers niveaux de butons seront désactiver pour le passage du tunnelier. Tous les niveaux de butons seront désactivés après passage du tunnelier et au fur et à mesure de la construction de la dalle de couverture et la dalle R-2.

Tableau 6: Caractéristique des différents niveaux de butonnage

Niveau	Désignation	Profondeur [m]	Longueur [m]	Espacement [m]	Module d'élasticité [MPa]	Surface [m <sup>2</sup> ]
1	2HEB500	0	19.60	6	$2,1.10^5$	47720
2	2HEB600	8.78	19.60	6	$2,1.10^5$	54000
3	2HEB600	18.23	19.60	6	$2,1.10^5$	54000
4	2HEB600	21.38	19.60	6	$2,1.10^5$	54000
5	4HEB600	24.53	19.60	6	$2,1.10^5$	108000

# ***IV. Chapitre :***

***“ Investigation géotechnique ”***

### IV.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 leur caractéristiques. En 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 de station Smail Yefsah.

### IV.2. Essais caractéristiques <sup>[38]</sup> :

Tous les essais réalisés dans ce projet sont basés sur cinq sondages, deux 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). Les caisses à carottes sont représentées dans l'ANNEXE C.
- 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.

Le *Tableau 35* et le *Tableau 36* ANNEXE C montrent le résumé de tous les travaux de prospection et essais réalisés dans la zone de la Station Smail Yefsah.

Le *Tableau 37* ANNEXE C montrent la localisation en longueurs et coordonnées des sondages carottés dans la zone de la Station Smail Yefsah.

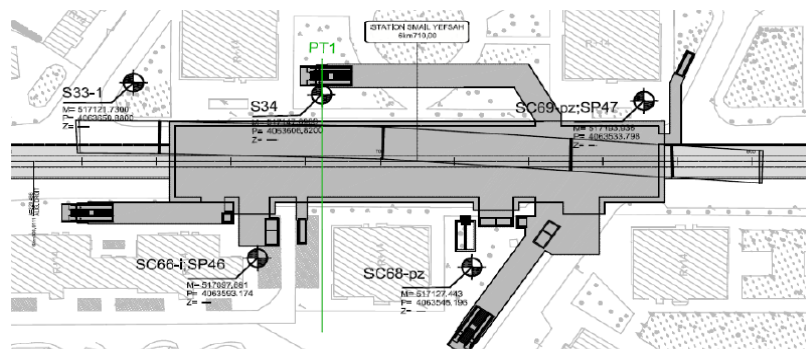


Figure 44: Plan d'implantation des Sondages de la station Smail Yefsah

#### IV.2.1. Les essais in-situ :

##### IV.2.1.1. Reconnaissance lithologique par sondages :

En référence aux compagnes géotechniques de l'APD et CPC, la géologie des sols de la région où la station de Smail Yefsah sera implantée s'agissent des dépôts quaternaires avec lithologies constitués par argiles limoneuse et des sables limono-argileux, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence des grès 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. Ce zonage est résumé dans *Tableau 38* ANNEXE C

[38] (COSIDER TP, 2016)

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

#### **IV.2.1.2. Essai SPT :**

L'essai au pénétromètre dynamique (SPT Standard Penetration Test) est un sondage géotechnique fournissant la densité in situ et l'angle de résistance au cisaillement des sols sans cohésion ainsi que la résistance des sols cohésifs.

#### **Interprétation des résultats :**

Nous avons présenté les résultats sous forme d'un graphe (Figure 116: ANNEXE C) de synthèse afin de connaître le développement de la résistance en fonction de la profondeur, et pour donner une classification pour chaque unité en fonction de la classification de Terzaghi et Peck (1967) (Voir *Tableau 39* ANNEXE C)

Selon la classification de Terzaghi et Peck (1967), 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 et terre végétale : Les valeurs de  $N_{spt}$  varient de 5 à 40 coups avec une tendance moyenne de 10 coups sans aucun refus, ainsi, selon la classification de Terzaghi, la formation est lâche, c'est des dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne
- Unité du quaternaire argileux QA (argile limoneuse peu sableuse) : Les valeurs de  $N_{spt}$  varient entre 5 et 45 coups avec une tendance moyenne entre 10 et 40 coups et présence faible des refus, ce qui signifie selon la classification de Terzaghi que la formation lithologique est moyennement dense à dense.
- Unité de quaternaire sableux QS (sables limoneux-argileux) : Les valeurs de  $N_{spt}$  varient entre 22 et 42 coups avec une présence forte et remarquable des refus. Selon la classification de Terzaghi cette formation est moyennement dense à dense.
- Unité de Marne et Argile marneuse : Les valeurs de  $N_{spt}$  varient entre 20 et 50 coups avec une valeur moyenne de 40 à 58 coups avec une présence remarquable des refus. D'après Terzaghi la formation est dense à très dense, cela est confirmé par la compacité de la marne.

#### **IV.2.1.3. Essai Préssiométrique PMT :**

Afin de déterminer le module d'élasticité ainsi que le module de déformation du sol, des essais sont exécutés par sonde pressiométrique du type Menard cylindrique et dilatable. Ces essais comprennent la réalisation d'une dizaine de paliers de pressions, jusqu'à la rupture de la formation afin d'établir la pression limites des matériaux à chaque essai.

Les graphiques ci-dessous montrent les résumés des résultats des essais Pressiométriques développés par les deux sondages SP46 et SP47 et leur correspondance avec l'unité géotechnique.

#### ➤ **Interprétation :**

A partir de l'analyse des deux graphiques des sondages pressiométriques SP46 et SP47 ci-dessus, on peut distinguer trois unités qu'on peut les interpréter grâce à la classification (DTU 13.12) (*Tableau 41*) et la classification de Menard (*Tableau 40*) ANNEXE C :

- Unité de QA allant de 3.7m à 15m de profondeur : Les courbes montrent des pics aléatoires qui sont dus à la présence des fragments rocheux. Les valeurs du  $P_l$  varient entre 0,15 et 2,89 MPa avec une tendance vers l'intervalle 0,15 à 2. Selon la classification DTU 13.12, cet argile est mou à ferme. Les valeurs du rapport  $E_m/P_l$  varient de 11,12 à 15,42. D'après la classification de Menard, le sol est normalement consolidé.

- Unité de QS allant de 15m à 45m : 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 2,46 à 7,13MPa. D'après la classification DTU 13.12, il s'agit d'un sable compact. Pour les valeurs du rapport  $E_m/PI$ , elles varient de 13,63 à 33,41MPa, et selon la classification Menard, le sol est sur-consolidé.
- Unité de QM allant de 45m vers 52 m de profondeur : Les courbes sont approximativement identiques en pression limite et en module pressiométrique par rapport à la deuxième unité. Les valeurs du PI varient de 2,91 à 6,14MPa avec une tendance des valeurs supérieures à 4,5. D'après la classification DTU 13.12, il s'agit d'une marne compacte. Pour les valeurs du rapport  $E_m/PI$ , elles varient de 13,34 à 41,12MPa, et selon la classification Menard, le sol est sur-consolidé.

#### IV.2.1.4. L'essai Cross-Hole:

Cet essai consiste à mesurer les temps de propagation des ondes sismiques de compression (ondes P) et de cisaillement (ondes S) entre plusieurs sondages. Cela en enregistrant l'arrivée du front d'onde dans un ou plusieurs sondages adjacents résultant d'un ébranlement dans un autre sondage, afin de déterminer, en fonction de la profondeur, leurs vitesses de propagation sismiques transversales et longitudinales ( $V_S$  [m/s] et  $V_P$  [m/s] respectivement). Les modules dynamiques de cisaillement ( $G_{dyn}$ ), élasticité ( $E_{dyn}$ ), incompressibilité ( $K_{dyn}$ ) et le coefficient de Poisson  $\nu$ , sont obtenues en se basant dans la théorie de l'élasticité (Loi de Hooke) avec des formulations suivantes :

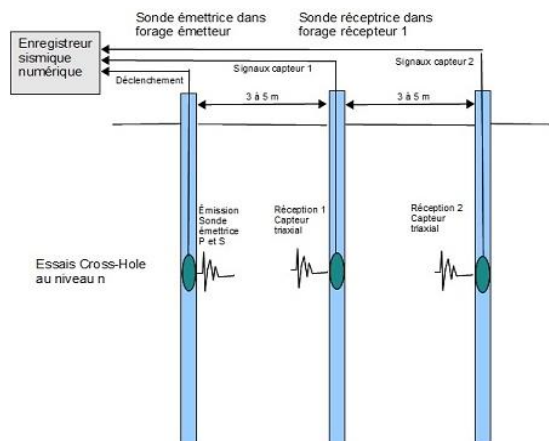


Figure 45: Principe de l'essai cross-hole

$$K_{dyn} = \rho \left( V_P^2 - \frac{4}{3} V_S^2 \right)$$

$$\nu = \frac{1 - 0,5 \times \left( \frac{V_P}{V_S} \right)^2}{1 - \left( \frac{V_P}{V_S} \right)^2}$$

$$G_{dyn} = \rho \times V_S^2$$

$$E_{dyn} = 2G_{dyn} \times (1 + \nu)$$

$$K_{dyn} = \frac{E}{3 \times (1 - 2\nu)}$$

Où  $\rho$  est la densité totale du sol en  $g/cm^3$

$E$  est le module de Young

Les modules  $G_{dyn}$ ,  $E_{dyn}$ ,  $E$  et  $K_{dyn}$  obtenus sont en MPa.

La densité considérée pour les calculs a été  $2,0 g/cm^3$ .

Suite à la demande de COSIDER, Le Bureau d'étude GeoEXplo a été mené sur le site de la station de Bab-Ezzouar (Smail Yefsah), en appliquant la méthode de prospection sismique de puits, dans le but de déterminer les paramètres dynamiques "In-situ" dans les tranches de terrain localisées entre les sondages carottés par la méthode cross-hole.

#### ➤ Principe des méthodes sismiques :

Le principe des méthodes sismiques consiste à provoquer un ébranlement qui donne naissance à une onde vibratoire qui se propage dans toutes les directions, puis à enregistrer, par l'intermédiaire de géophones, l'arrivée de certains types d'ondes (compression, cisaillement ...) en différentes stations.

L'étude des temps de propagation des ondes permet de définir la nature et la géométrie des couches en se basant sur le fait que les ondes se propagent à des vitesses différentes dans des formations différentes.

Le terrain prospecté présente une topographie plate. Les sondages émetteur et récepteur sont localisés entre une altitude de 12.4 et 12.5 m.



Figure 46: Localisation des sondages carottés 66 et 69 pour les essais cross-hole de la station de Bab-Ezzouar (Smail Yefsah) (Photo Google)

L'essai cross-hole est réalisé entre deux forages, dont l'un émetteur et l'autre récepteur. Dans le cas de cette étude, les mesures cross-hole ont été exécutées entre les sondages carottés SC66 et SC69 soit au total, respectivement, 52 et 49 points de mesures. La distance séparant les sondages émetteur et récepteur de chaque essai est de 5.00 m pour le SC66 et le SC69. Les résultats obtenus après traitement des signaux et calculs des vitesses et des modules dynamiques sont représentés dans les graphiques ANNEXE C:

Rappelons que les vitesses calculées par la méthode cross-hole sont représentatives de la propagation horizontale de l'onde entre les sondages d'émission et de réception.

### Interprétation des résultats :

#### 1- Sondage SC66 :

##### a) Vitesse longitudinale:

Entre 2 et 8 mètres de profondeur, une gamme de vitesse relativement lente est observée, oscillant en moyenne autour de 520 m/s, qui correspondent à la couche superficielle constituée d'argiles limoneuses sableuses. Sous cette première couche, la couche de sable limoneux est mise en évidence avec une vitesse variant entre 1200 et 1600 m/s, qui est entrecoupée entre 8 et 20 mètres de profondeur. Entre 20 et 26 mètres, on observe une augmentation de la valeur de la vitesse. Cette tranche de sol présente la formation gréseuse qui est intercalée dans une matrice sableuse, dont les vitesses sont comprises entre 1220 et 2820 m/s. La valeur maximale est obtenue entre 24 et 25 m et qui peut être attribuée à des grès durs et compacts.

Entre 26 et 44 mètres, la tranche de sol est représentée par la couche du quaternaire sableux. Les vitesses obtenues pour cette formation varient peu et ils sont en moyenne autour de 2170 m/s.

Entre 44 et 52 mètres, une inversion de vitesse est observée, où les valeurs chuté de 2160 pour atteindre les 910 m/s. Cette gamme de vitesse coïncide bien avec la formation des marnes limoneuses sableuses.

Entre 46 et 52 mètres, le forage entrecoupe la formation d'argile limoneuse et de sable, on observe une augmentation progressive en fonction de la profondeur, dont les valeurs sont comprises entre 1170 et 1910 m/s.

**b) Vitesse transversale**

On retrouve plus ou moins les mêmes tranches pour les vitesses transversales, de 2 à 8 mètres apparaît les plus basses vitesses, obtenues pour le long de cette essai, qui sont comprise entre 140 et 280 m/s. Entre 8 et 20 m la vitesse moyenne obtenue est de 430 m/s. Tandis qu'entre 20 et 26 m, la vitesse maximale est obtenue avec une valeur de 770 m/s. Pour la tranche de sol comprise entre 26 et 44 m/s, on trouve la vitesse maximale de l'essai qui a atteint 905m/s, et présente une vitesse relativement homogène qui oscille autour de 740 m/s. Entre 44 et 52m, une inversion de vitesse est observée, qui chute de 670 à 330 m/s puis continue autour de 500m/s

**c) Coefficient de Poisson:**

Le coefficient de Poisson définit le quotient de la déformation transversale sur la déformation longitudinale.

Le coefficient de Poisson calculé pour les six tranches varie peu et oscillent entre 0.32 et 0.48, avec une valeur moyenne de 0.43.

Profondeur	Coefficient de Poisson
1 à 8 m	0.32 – 0.44
8 à 20 m	0.43 – 0.48
20 à 26 m	0.43 – 0.46
26 à 44 m	0.40 – 0.46
44 à 46 m	0.42 – 0.45
46 à 52 m	0.41 – 0.46

Tableau 7: Variation du coefficient de Poisson en fonction de la profondeur -SC66-

**d) Module de Young ou d'élasticité dynamique Edyn:**

Ce module exprime un état de contrainte tel qu'en tous les points d'un solide, seule l'une des contraintes normales soit différente de zéro, le coefficient de proportionnalité entre la contrainte et la déformation est appelé module de Young. Le module de Young moyen obtenu d'après les résultats pour les 52 premiers mètres est de 1910 MPa.

**2- Sondage SC69 :**

Les résultats obtenus pour les vitesses et les différents modules en fonction de la profondeur sont représentés dans le graphique ANNEXE C

**a) Vitesse longitudinale:**

On observe entre 0 et 5 mètres une gamme de vitesse relativement constante avec une moyenne de 380 m/s.

La deuxième gamme de vitesse est obtenue entre 5 et 21 m, qui correspond à une alternance d'argile sableuse et de sable. La vitesse obtenue est relativement homogène comprise entre 830 et 1650 m/s, avec une moyenne de 1170 m/s.

La tranche de sol comprise entre 21 et 31 m, montre le maximum de vitesse obtenue pour cet essai avec une moyenne de 2050 m/s. Cette tranche de sol est formée par une alternance de grès et de conglomérats.

Entre 31 et 39 mètres, on observe une inversion de vitesse qui diminution de 1750 m/s jusqu'à atteindre la valeur de 1430 m/s. Cette gamme de vitesse est obtenue pour une formation sableuse. Entre 39 et 45 mètres, le forage entrecoupe la formation de grès, qui obtenue avec une gamme de vitesse comprise entre 820 et 2120 m/s.

La formation marneuse est entrecoupée entre 45 et 49 mètres fin du sondage, montre une chute de la vitesse, dont les valeurs sont comprises entre 850 et 990 m/s.

**b) Vitesse transversale :**

On retrouve plus ou moins les mêmes tranches pour les vitesses transversales, de 0 à 5 mètres apparaît les plus basses vitesses, obtenues pour le long de cette essai, qui sont autour de 140 m/s. Entre 5 et 21 m la vitesse moyenne obtenue est de 410 m/s. Tandis qu'entre 21 et 31m, vitesse maximale pour cet essai, est obtenue avec une valeur de 720 m/s. Pour la tranche de sol comprise entre 31 et 39 m/s, présente une régression de vitesse qui oscille autour de 610 m/s. Entre 39 et 45 m, une augmentation de vitesse est observée, qui atteint le maximum de 900 m/s. De 45 jusqu'à la fin de l'essai à 49 m, la vitesse de cisaillement chute et présente des valeurs comprises entre 300 et 370 m/s.

**c) Coefficient de Poisson:**

Les variations du coefficient de Poisson représentées par tranche d'épaisseur sont: Le coefficient de Poisson calculé pour les six tranches varie peu et oscillent entre 0.34 et 0.49, avec une valeur moyenne de 0.42.

Tableau 8 : Variation du coefficient de Poisson en fonction de la profondeur

Profondeur	Coefficient de Poisson
0 à 5 m	0.40 – 0.44
5 à 21 m	0.35 – 0.49
21 à 31 m	0.35 – 0.48
31 à 39 m	0.34 – 0.46
39 à 45 m	0.37 – 0.43
45 à 49 m	0.42 – 0.45

**d) Module de Young ou d'élasticité dynamique Edyn:**

D'après les variations d'Edyn représentées dans le graphique ci-dessous, le module de Young dynamique moyen obtenu pour les 49 premiers mètres est de 1710MPa

**➤ Synthèse et conclusion**

La synthèse des résultats obtenus par les deux sondages de cross-hole permet de procéder à la modélisation des sols par tranche d'après les paramètres dynamiques.

Les deux essais distants de 88 mètres (SC66 et SC69) montrent en moyenne les mêmes ordres de grandeurs pour les vitesses ainsi que pour le module dynamique. Tandis que les petites différences qu'on observe sont dues aux hétérogénéités des dépôts des couches sédimentaires du bassin.

Pour l'ensemble du site de la station de Bab-Ezzouar on a obtenu les valeurs suivantes :

- 1- Les vitesses longitudinales sont comprises entre 350 et 2820 m/s.
- 2- Les vitesses de cisaillements varient entre 130 et 980 m/s.
- 3- Le coefficient de Poisson est compris entre 0.32 et 0.49.
- 4- Le module de Young est compris entre 100 et 5180 MPa.

**IV.2.1.5. Essai piézométrique :**

Quatre forages d'investigation dont trois sont équipés par un piézomètre à corde vibrante (SC69\_PZ) et un équipé par un piézomètre à tube ouvert (SC68\_PZ). 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, excité par un électroaimant, est liée à la pression hydraulique.

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

Le Tableau 43 ANNEXE C indique la localisation des sondages piézométriques déjà illustrée précédemment dans la Figure 116: ANNEXE C. Les résultats et mesures obtenues par le piézomètre à tube ouvert sont présentés dans le Tableau 44 et celles obtenues par le piézomètre à corde vibrante ainsi que les profondeurs piézométriques dans le Tableau 45, *Figure 117* et *Figure 118* ANNEXE C

En analysant les données des lectures des piézomètres à corde vibrante et à tube Ouvert installés à l'endroit de la Station Smail Yefsah, nous constatons un niveau piézométrique à 20,50 m de profondeur.

#### IV.2.1.6. 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 C).

##### IV.2.1.6.1. Essais physiques au laboratoire :

Le Tableau 9 montre les résultats des essais en laboratoire dans les sols, réalisés dans la zone de la station Smail Yefsah dans plusieurs études :

Tableau 9: Résultats des essais physiques

Sondage	A. granulométrie		Profondeur [m]	Limites d'Atterberg			VBS	$\gamma_s$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_h$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [KN/m <sup>3</sup> ]	W(%)	Sr (%)	Classé des sols		
	<0.08 mm	<2 mm		WL(%)	WP(%)	IP(%)									
S33-1	94		1,60-2,00	56	15	41	-	-	21,02	17,55	20	100	A4		
S33-1	84,24		22,20-22,70	45	15	30	-	-	21,27	17,49	22	100	A3		
APD	S34	86,78	1,70-2,00	63	21	42	-	-	19,98	15,65	28	100	A4		
	S34	45,91	5,60-6,00	66	21	45	-	-	19,8	16,8	18	81	A4		
	S34	40,90	7,90-8,20	47	17	30	-	-	21,3	18,7	14	88	A3		
		84,60	35	5,00-5,50	47	29	18	4,89	27,6	21,3	18,1	17,9	-	A2	
	SC66	97,50	55	44,27-44,79	52	26	26	4,42	26,6	19,9	16,2	22,7	-	A3	
		75,83	33	46,10-46,50	35	25	10	2,30	26,1	21,4	18,1	18,5	-	A1	
		32,27	20	12,35-12,62	31	22	9	1,12	27,1	20,4	18,1	12,8	-	B5	
		99,02	55	46,52-47,03	46	21	25	3,63	-	20,0	15,7	27,6	-	A2	
	CPC	SC68	98,54	35	48,50-48,90	41	24	17	2,83	27,5	20,1	15,9	26,5	-	A2
		94,64	51	50,06-50,50	39	20	19	2,97	26,1	20,1	16,4	22,9	-	A2	
		86,67	58	5,30-5,70	55	36	19	3,60	26,2	19,4	14,0	38,9	-	A2	
		95,03	55	10,00-10,36	58	35	23	3,31	26,3	19,3	15,0	28,4	-	A2	
		SC69	43,32	24	17,67-17,90	25	19	6	1,70	26,3	22,2	19,4	14,3	-	A1
		97,45	39	48,84-49,23	47	22	25	5,15	26,6	21,2	17,7	19,8	-	A2	
		78,75	13	51,51-51,86	35	27	8	1,55	26,9	21,7	17,7	16,9	-	A1	

- **Analyse granulométrique :**

Cet essai dans la norme NFP 94-057 permet, 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.

Selon les résultats obtenus des différents échantillons, on remarque que le sol en place constitue en gros un mixte entre les fines et les sables.

- **Essai de teneur en eau :**

L'essai de teneur en eau permet de déterminer quel est le pourcentage massique (W%) d'eau dans le sol étudié.

Les valeurs du degré de saturation  $S_r$  sont 1 à proche de 1 et une teneur en eau moyenne de l'ordre de 21.7 %. On remarque que les valeurs de la teneur en eau et du degré de saturation sont très élevées donc cela nous permet de penser que nous sommes face à un sol détrempe à saturé en permanence, ce qui laissera aux ingénieurs de prévoir le matériel nécessaire pour un sol ayant une phase liquide aussi importante que sa phase solide.

- **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  $\gamma = w/v$ .

On remarque que les valeurs obtenues du poids volumique humide pour les différents sondages carottés varient entre 19,3 Kn/m<sup>3</sup> et 22.2 Kn/m<sup>3</sup>. Pour le poids volumique sec, les valeurs minimale et maximale sont de l'ordre de 14 et 19.4 kN/m<sup>3</sup> respectivement, avec une moyenne de 17 kN/m<sup>3</sup>, ce qui indique que cette formation est de densité moyenne à élevée.

- **Essai Limites d'Atterberg**

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  $\mu\text{m}$ .

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. Nous obtenons la valeur de l'indice de plasticité qui varie entre 6 et 45, avec une valeur moyenne de 23, et une moyenne de limite de liquidité de 46, donc dans notre cas le sol est argileux présentant dans sa majorité une capacité moyenne de plasticité selon le diagramme de Casagrande (Figure 119 annexe C). Tableau 9 récapitule les différentes limites de liquidité et de plasticité avec leurs indices de plasticité déterminant la classification des sols à différents niveaux sur les différents sondages carottés

- **Essai au Bleu Méthylène (VBS) :**

Cet essai est utilisé pour déterminer l'argilosité d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol. Pour cela on utilise le bleu de méthylène, substance adsorbée de préférence par les argiles. Le tableau ci-dessus récapitule les résultats du VBS pour les différents sondages carottés effectués sur leurs différentes profondeurs

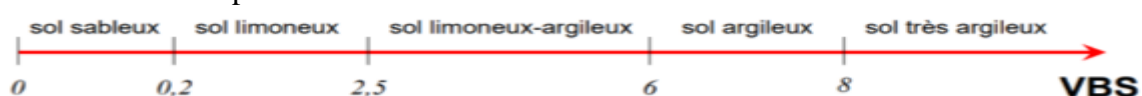


Figure 47: Schéma représentant la variation des différents états de sol selon les valeurs du VBS

### Interprétation :

Si nous nous référons au schéma présenté ci-dessus, nous constaterons, d'après les valeurs du VBS obtenues qui varient entre 1,12 et 5,15 avec une moyenne de 3,09, que le sol étudié est un sol considéré impropre par rapport à un sol purement pulvérulent et donc sa classification vient joindre les sols limoneux-argileux.

#### • AGRESSIVITÉ DU SOL SUR LES BÉTONS :

Les échantillons prélevés des deux sondages carottés SC68 et SC69 ont subis des analyses chimiques à une profondeur variant entre 12.35 et 12.62m, afin de déterminer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis du béton de l'infrastructure, en carbonates et en chlorure. Le Tableau ci-dessous récapitule les résultats de notre analyse chimique.

Tableau 10: Résumé des résultats des analyses chimiques réalisés dans CPC

Sondage	Prof (m)	Chlorure (%)	Gypses (%)	So4 (mg/Kg)	Fer et Alumines (%)	Insolubles (%)	Perte au feu à 1000°C (%)	Matière Organiques (%)	PH	Carbonates CaCO <sub>3</sub> (%)
SC68	12,35 - 12,62	0,42	Traces	Traces	2,75	90	5,16	3,32	8,5	2,15
SC69	10,00 - 10,36	0,42	Traces	Traces	7,30	65	15,60	5,85	8,5	21,00

- La teneur en carbonates (10% -30%), reflète que l'échantillon de sondage SC69 est d'argile marneuse, et la teneur en carbonates (0%-10%), reflète que l'échantillon de sondage SC68 est d'argile d'après la norme *NF EN ISO 10693*
- Les chlorures dépassent le seuil maximal admis pour l'attaque des aciers fixé à 0.40% selon la norme *NF EN 206/CN (Tableau 46 ANNEXE C)*, dans le cas d'implantation d'ouvrages armés au droit de ces sondages et aux profondeurs indiquées il est nécessaire d'opter pour un béton très compact en adoptant en plus un enrobage suffisant de manière à protéger judicieusement les armatures.
- Le contenu en sulfates du sol, les résultats indiquent que, selon la norme *UNE EN 206-1 2006*, le sol n'est pas agressif pour le béton
- Le teneur en Matière Organique Sol faiblement organique (3% - 10%) selon la norme *NF ISO 14235*

#### IV.2.1.6.2. Essais mécaniques au laboratoire:

##### • Essai de Compression Simple :

Nous avons réalisés des mesures de résistance à la compression simple (RCS) sur les échantillons, où nous avons trouvé des passages plus ou moins dense, cet essai nous permet de déterminer la contrainte de compression  $\sigma_c$  et de satisfaire l'information relative sur la portance de ces sols caractérisé par leurs duretés interne.

Les résultats de cet essai sur les différents sondages carottés sont regroupés dans le Tableau ci-dessous :

Tableau 11: Tableau récapitulatif des essais mécaniques

Phase	Sondage	Prof	RC	Cisaillement à la boîte (UU)		Cisaillement à la boîte (CD)		Essais triaxiaux
			$\sigma_c$ (Kpa)	$C_u$ (Kpa)	$\Phi_u$ (°)	$C'$ (Kpa)	$\Phi'$ (°)	CU+U
	S33-1	1,00-2,00	-	-	-	90	14	-
	S33-1	22,20-22,70	633	57	26	-	-	-
APD	S33-1	1,60-2,00	50	127	19			
	S34	1,70-2,00	297	116	7	-	-	-
	S34	5,60-6,00	128	192	17	-	-	-
	S34	7,90-8,20	212	140	20	-	-	-
	SC66	5,00-5,50	609	-	-	-	-	-
	SC66	44,27-44,79	-	-	-	-	-	-
	SC66	46,10-46,50	400	-	-	-	-	imp
	SC68	46,52-47,03	-	-	-	90	19	-
CPC	SC68	48,50-48,90	485	-	-	-	-	-
	SC69	5,30-5,70	imp	-	-	-	-	-
	SC69	17,67-17,90	imp	-	-	-	-	-
	SC69	48,84-49,23	imp	-	-	-	-	-
	SC69	51,51-51,86	-	-	-	-	-	imp

### Interprétation :

Selon la norme ISO/TS 17892-7:2004 Les résultats obtenus sont d'une résistance variable, faible à moyenne et forte, ce qui démontre bien l'hétérogénéité du site par conséquent pour rester dans la sécurité, 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.

#### • Essai de Cisaillement Rectiligne :

Les essais de cisaillement rectiligne caractérisent le comportement du sol vis-à-vis de la déformation par l'application d'une contrainte normale, et un déplacement à vitesse constante, la composante horizontale qui s'oppose au déplacement du chariot suivant un plan de rupture caractérise la quantification de la résistance au cisaillement traduite par les mesures de la cohésion (C) et de l'angle de frottement ( $\phi$ ) et donne une possibilité de calculer la contrainte limite à la rupture, d'un sol.

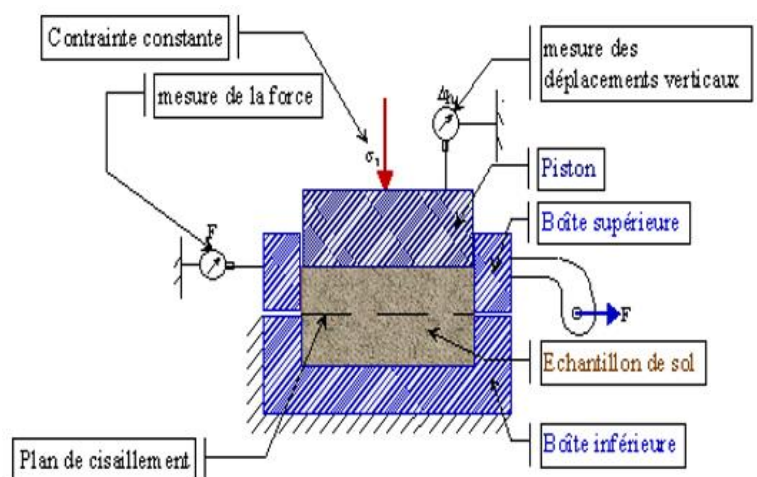


Figure 48: Représentation schématique de la boîte de cisaillement

Les résultats de cet essai, l'angle de frottement et la cohésion, sur les différents sondages carottés sont présentés dans le Tableau 11 précédant récapitulatif.

### IV.3. Conclusion :

Le résumé des résultats géotechniques vient mettre en évidence les données prise comme base pour la conception de notre projet et cela à fin 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 :

Les données disponibles ont permis d'établir un zonage en profondeur des sols selon ces caractéristiques géotechniques et de déterminer les paramètres géo-mécaniques caractéristiques de chaque horizon. Le dispositif géologique-géotechnique est constitué, de haut en bas, par remblais lâche avec 3,00 m d'épaisseur, en dessus d'une unité d'argile limoneuse peu sableuse moyennement dense à dense (QA: Quaternaire Argileux) jusqu'aux 10,00 m de profondeur. Cette dernière est suivi d'une couche de Quaternaire sableux QS de même densité que celle-ci, formée de sable limono-argileux, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence des grès et conglomérat allant de 10,00m jusqu'aux 46,00 m de profondeur. Une dernière couche dense à très dense se constitue des marnes et argiles marneuses, jaunâtres à grisâtres (QM : Quaternaire marneux), se propageant jusqu'aux 52,00 m de profondeur (profondeur d'étude).

Le niveau d'eau a été détecté 20,50 m de profondeur stagnant et stable, mais toute fois il est intéressant de prévoir des précautions pour ce dernier car celui-ci peut connaître des fluctuations en fonction de la pluviométrie et les saisons.

Les analyses chimiques obtenues révèlent un environnement à forte 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

Tableau 12 : Récapitulatif des différents paramètres géotechniques déduits

Horizon géotechnique	Remblais	QA	QS	QM
Profondeurs moyennes (m)	0-3	3-10	10-46	46-52
Poids vol. humide $\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	20	20	21	21
Poids vol. sec $\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	17	17	18	18
Cohésion non-drainée $S_u$ (Kpa)	30	77	-	220
Module de déformabilité non-drainé $E_u$ (Mpa)	12	30-40	-	78
Angle de frottement effectif $\phi'$	20°	23°	35	22°
Cohésion effective $C'$ (Kpa)	0	30	10	56
Module de déformabilité drainé $E'$ (Mpa)	10	26-35	69	68
Coefficient $K_0$	0,6	0,6	0,5	0,6

*V. Chapitre:*  
*« Calcul des charges »*

## V.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.

Notre ouvrage de soutènement, parois moulées, appartient à la famille des ouvrages encastrés en pied, caractérisés par leur résistance à la flexion qui joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu alors que le poids du mur a un rôle insignifiant. L'objet de ce chapitre est de déterminer les pressions exercées par les couches de terrain sur notre ouvrage de soutènement choisis, parois moulées, et réciproquement, Afin de retenir les parois excavées, ainsi éviter toute déstabilisation due à ces charges.

## V.2. Principe de calcul <sup>[39]</sup> <sup>[40]</sup>:

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 7*, 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 encasté. La théorie de Blum a été formulée sans référence directe à une base expérimentale. Pour cela, les travaux menés par Tschebotarioff 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 :

$$\text{Calcul de Poussée : } \sigma_a(Z) = (K_{a\gamma} \times \gamma \times Z + K_{aq} \times Q - K_{ac} \times C) \times \cos\delta + U \quad (6)$$

$$\text{Calcul de Butée: } \sigma_p(Z) = (K_{p\gamma} \times \gamma \times Z + K_{pq} \times Q + K_{pc} \times C) \times \frac{\cos\delta}{S} + U \quad (7)$$

Avec  $U = 0$  pour un état non saturé

$U = \gamma_w \times z$  : 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 encasté et a un ou plusieurs ancrages.

$Q$  est la surcharge appliquée au sol

On a une paroi en béton armé coulé sur place, l'écran est considéré moyennement rugueux (béton) donc on prend :

$$\delta = 2\varphi/3 \text{ pour poussée}$$

$$\delta = -2\varphi/3 \text{ pour butée}$$

<sup>[39]</sup> (BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES)

<sup>[40]</sup> (Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONNAT, 2019)

Les coefficients de poussées et butées :

- $K_{a\gamma}$ : Coefficients de poussées des terres normales à l'écran.
- $K_{p\gamma}$ : Coefficient de butées des terres normales à l'écran.
- $K_{a\alpha}$ : Coefficients de poussées dues à la surcharge normale à l'écran.
- $K_{p\alpha}$ : 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 «  $\delta$  »
- L'angle que fait la surcharge  $Q$  avec la surface libre «  $\alpha$  »
- L'inclinaison de la surface libre avec l'horizontale «  $\beta$  »
- L'inclinaison de l'écran par rapport à la verticale «  $\lambda$  »
- L'angle du frottement interne du sol «  $\phi$  »

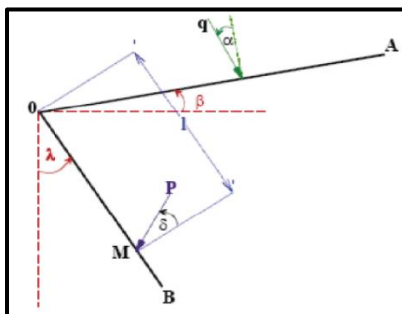


Figure 49: Convention de signes de  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\delta$

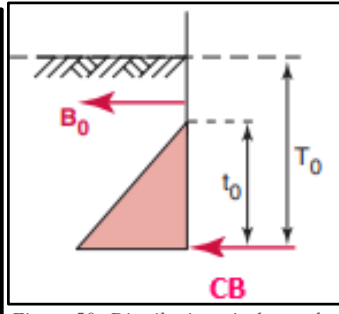


Figure 50: Distribution résultante des pressions du sol sur un écran ancré et encastré en fiche sous chargement idéalisé

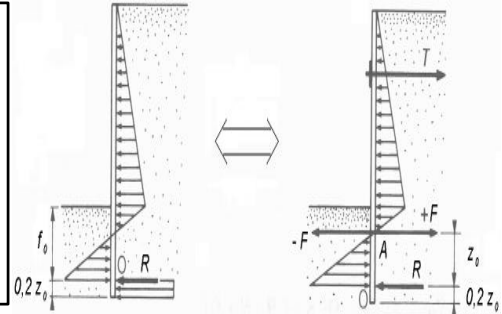


Figure 51: Résolution par la méthode de la poutre équivalente

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 dépend 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 %. [41] [42]

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 «  $CB$  ».

$$F = f_0 \times 1.2 \quad (8)$$

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 51) sur appui simple au niveau de ce point et résoudre le problème.

[41] (Luc DELATTRE, 2001)

[42] (BOUAFIA ALI, 2009)

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 zo (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 48 ANNEXE D) [43] [44]

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

$$K_{ac} = \frac{1 - K_{aq}}{\tan\phi} \quad (9) \quad K_{pc} = \frac{K_{p\gamma} \times \cos\delta}{\tan\phi} \quad (10)$$

On obtient pour notre cas les valeurs suivantes :

Tableau 13: récapitulatif des caractéristiques de sol et coefficients de poussée et butée

SOL	Profondeur	Poussée			Butée		
		$K_{a\gamma}$	$K_{aq}$	$K_{ac}$	$K_{p\gamma}$	$K_{pq}$	$K_{pc}$
<b>Remblais</b> $\gamma_d = 17 \text{ KN/m}^3$ $\phi' = 20^\circ$ $c' = 5 \text{ Kpa}$ $\delta = 13,34^\circ$	0 à 3m	0,44	0,44	1,54	2,75	2,75	7,35
<b>QA</b> $\gamma_d = 17 \text{ KN/m}^3$ $\phi' = 23^\circ$ $c' = 30 \text{ Kpa}$ $\delta = 15,34^\circ$	3m à 10m	0,392	0,392	1,43	3,32	3,32	7,54
<b>QS</b> $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$ $\phi' = 25^\circ$ $c' = 10 \text{ Kpa}$ $\delta = 23,33^\circ$	10m à 46m	0,25	0,25	1,07	8	8	10,49

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

La pression résultante s'obtient en ajoutant algébriquement les poussées amont considérées comme positives, et la butée aval (sous le niveau de la fouille) comptée négativement. Ce calcul doit être réalisé pour chaque point présentant une discontinuité

[43] (Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONNAT, 2019)

[44] (EUROCODE 7)

### V.3. Calcul des charges <sup>[45]</sup> :

#### V.3.1. Evaluation de chargement du bâtiment :

Selon l'hypothèse présentée dans l'ANNEXE D Le bâtiment A du côté nord est situé à  $OA=13m$  des parois, or que le bâtiment F du côté sud est éloigné de  $OA=7m$ . Les deux bâtiments sont ancrées à  $d=2.5m$  de profondeur dans la couche de remblais ( $\varphi=20^\circ$ ). Ainsi :

$$OB_A = OA_A \times \operatorname{tg}(20^\circ) + d \quad (11)$$

$$= 13m \times \operatorname{tg}(20^\circ) + 2.5 = 7.23m$$

Le chargement du bâtiment A n'influe pas sur l'intervalle  $0 < Z < 7.23m$  des parois côté nord.

$$OB_F = OA_F \times \operatorname{tg}(20^\circ) + d \quad (12)$$

$$= 5.05m$$

Le chargement du bâtiment F n'influe pas sur l'intervalle  $0 < Z < 5.05m$  des parois côté sud.

**La phase 1 d'excavation est la même en calculs des pressions car la profondeur d'influence de la surcharge n'est pas encore atteinte.**

Le calcul des charges des parois côté Nord est présenté en détail dans l'ANNEXE D

#### V.3.2. Parois moulées côté sud: bâtiment F

##### Phase 1 :

Dans la première phase, nous avons réalisé une excavation de 2m allant du niveau +11,50 à +9,525, avec la présence d'un buton à 0.3m.

##### Calcul de poussée :

$$0 < Z < 2$$

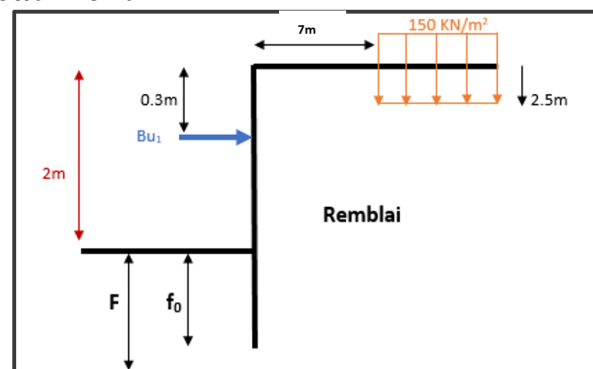


Figure 52: Excavation phase 1

$$Q_b = 0 \text{ KN/m}^2, Q = 0 \text{ KN/m}^2, U = 0 \text{ KN/m}^2, C = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(Z) = (K_a \gamma \times \gamma \times Z + K_a q \times Q - K_a c \times C) \cos \delta + U \quad (13)$$

$$\sigma_a(Z) = (0.44 \times 17 \times Z - 1.54 \times 5) \cos 13.43^\circ$$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(2) = 7.07 \end{array} \right\}$$

$$2 < Z < 2 + f_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(2) = 7.07 \\ \sigma_a(2 + f_0) = 7.28 \times f_0 + 7.07 \end{array} \right\}$$

<sup>[45]</sup> (NOTE DE COURS Rideaux de palplanches, 2007)

**Calcul de butée :**

$$0 < Z < f_0$$

$$Q = 0 \text{ KN/m}^2, U = 0 \text{ KN/m}^2, S = 2$$

$$\sigma_p(Z) = (K_{a\gamma} \times \gamma \times Z + K_{aq} \times Q + K_{ac} \times C) \frac{\cos \delta}{s} + U$$

$$\sigma_p(Z) = (2.75 \times 17 \times Z + 7.35 \times 5) \frac{\cos 13.34^\circ}{2}$$

$$\sigma_p(Z) = 22.74 \times Z + 17.88$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(0) = 17.88 \\ \sigma_p(f_0) = 22.74 \times f_0 + 17.88 \end{array} \right\}$$

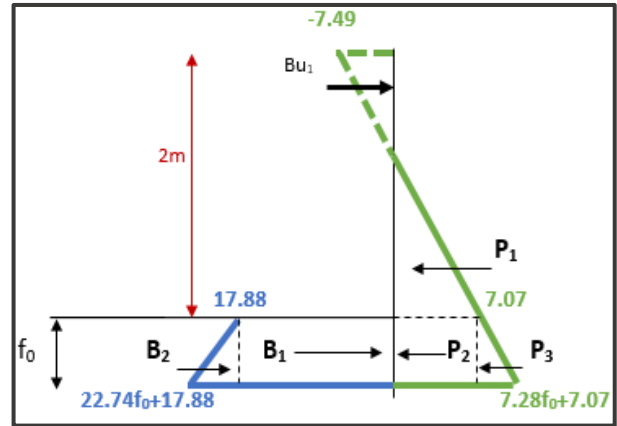


Figure 53: Diagramme des poussées et butées phase 1

**Calcul des forces de pression :**

Tableau 14 : Forces de pression phase 1

	Intensité $P_i$ (KN/ml)	Bras de levier $Y_i$ (m)	$P_i \times Y_i$ (KN.m/ml)
$P_1$	3,43	$0,32 + f_0$	$3,43 f_0 + 1,09$
$P_2$	$7,07 f_0$	$f_0/2$	$3,54 f_0^2$
$P_3$	$3,64 f_0^2$	$f_0/3$	$1,21 f_0^3$
$B_1$	$17,88 f_0$	$f_0/2$	$8,94 f_0^2$
$B_2$	$11,37 f_0^2$	$f_0/3$	$3,79 f_0^3$

**Calcul de la fiche  $f_0$  :**  $\sum_0 M = 0 \Rightarrow \sum (P_i \times Y_i) - \sum (B_i \times Y_i) = 0$  (15)

$$\Rightarrow -2.58 f_0^3 - 5.4 f_0^2 + 3.43 f_0 + 1.09 = 0 \rightarrow f_0 = 0.7m \Rightarrow F = 1.2 \times f_0 = 0.84m$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + B_i$$
 (16)  $\rightarrow CB = 7.93 \text{ KN/ml}$

**Observation :**

Pour la 1 ère phase, on obtient une fiche de 0.84m, (fiche de la phase 1 + 1 ère excavation égale à 0.84 + 2 = 2.84m) donc la hauteur des parois moulées est 2.84m.

**Phase 2 :**

Dans la deuxième phase, nous avons exécuté une excavation de 3.3m allant du niveau +9,525 à +6,225, avec la présence d'un buton à 0.3m (Figure 54).

. Dans cette phase, la profondeur d'influence de la surcharge du bâtiment et atteinte pour les parois côté sud.

**Contraintes de Poussée :**

$$0 < Z < 3$$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.35 \end{array} \right\}$$

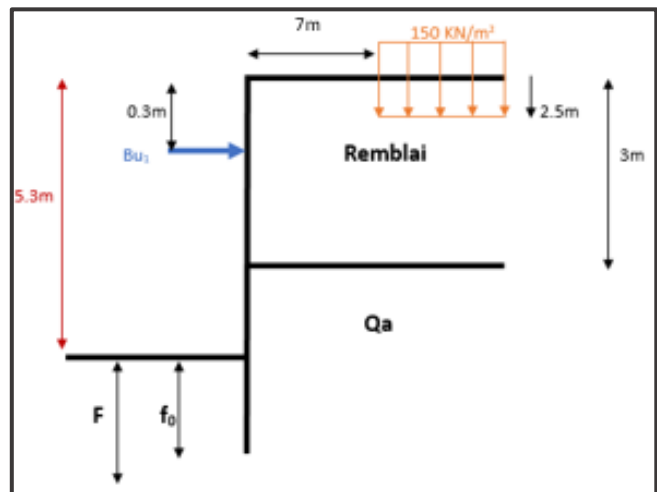


Figure 54: Excavation phase 2 - parois côté sud-

$0 < Z < 2.05\text{m}$  :

$$\sigma_a(Z) = (0.44 \times 17 \times Z - 1.54 \times 5) \cos 13.33^\circ$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.05) = -8.92 \end{array} \right\}$$

$2.05 < Z < 2.3$

$$Q_b = 150 \text{ KN/m}^2, U = 0 \text{ KN/m}^2,$$

$$Q = 17 \times 3 + 150 = 201 \text{ KN/m}^2,$$

$$C = 30 \text{ KN/m}^2$$

L'équation (13) devient:

$$\sigma_a(Z) = (0.392 \times 17 \times Z + 0.392 \times 201 - 1.43 \times 30) \times \cos 15.43^\circ$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 34.61 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(2.05) = 47.78 \\ \sigma_a(2.3) = 49.4 \end{array} \right\}$$

$2.3 < Z < 2.3 + f_0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(2.3) = 49.4 \\ \sigma_a(2.3 + f_0) = 6.43 \times f_0 + 49.4 \end{array} \right\}$$

**Calcul de butée :**

$0 < Z < f_0$  : L'équation (14) devient:

$$\sigma_p(Z) = (3.32 \times 17 \times Z + 7.54 \times 30) \frac{\cos 15.34^\circ}{2}$$

$$\sigma_p(Z) = 27.21 \times Z + 109.07$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(0) = 109.07 \\ \sigma_p(f_0) = 27.21 \times f_0 + 109.07 \end{array} \right\}$$

**Calcul des forces de pression :**

Tableau 15 : Forces de pression phase 2

	Intensité $P_i$ (KN/ml)	Bras de levier $Y_i$ (m)	$P_i \times Y_i$ (KN.m/ml)
$P_1$	14,13	$2,96 + f_0$	$14,13 f_0 + 41,82$
$P_2$	11,9	$f_0 + 0,125$	$11,9 f_0 + 1,49$
$P_3$	0,2	$f_0 + 0,083$	$0,2 f_0 + 0,017$
$P_4$	$49,4 f_0$	$f_0/2$	$24,7 f_0^2$
$P_5$	$3,22 f_0^2$	$f_0/3$	$1,07 f_0^3$
$B_1$	$109,07 f_0$	$f_0/2$	$5 f_0^2$
$B_2$	$13,60 f_0^2$	$f_0/3$	$4,53 f_0^3$

**Calcul de la fiche  $f_0$  :**

$$\sum_0 M = 0 \rightarrow 3.47 f_0^3 + 29.83 f_0^2 - 26.22 f_0 + 43.3 = 0 \rightarrow f_0 = 1.85\text{m}$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.85\text{m}$$

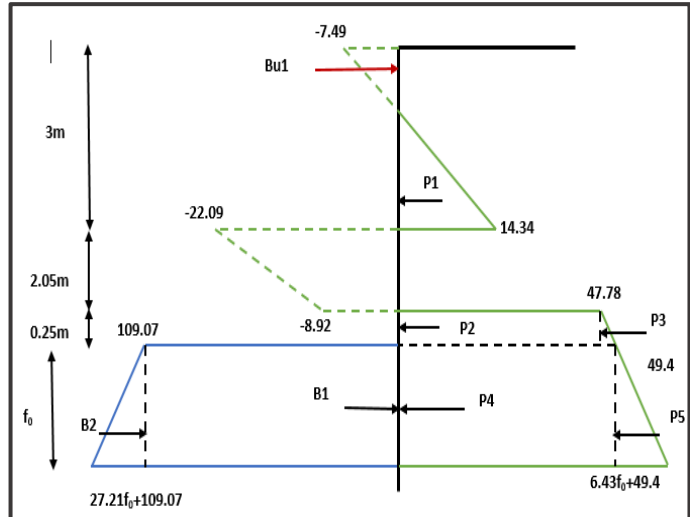


Figure 55 : Diagramme des poussées et butées phase 2 – parois côté sud -

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + B_i \rightarrow CB = 90.32 \text{ KN/ml}$$

**Observation :**

Pour la 2ème phase, on obtient une fiche de 1.85m, (fiche de la phase 2 + excavation= 1.85 + 5.3 = 7.15m) donc la hauteur des parois moulées est 7.15m.

**Phase 3 :**

Dans la troisième phase, nous avons exécuté une excavation de 4.5m allant du niveau +6,225 à +1,725, avec la présence de deux butons à 0.3m et 8.78m. Dans cette phase, la profondeur d'influence de la surcharge du bâtiment et atteinte pour les parois côté nord.

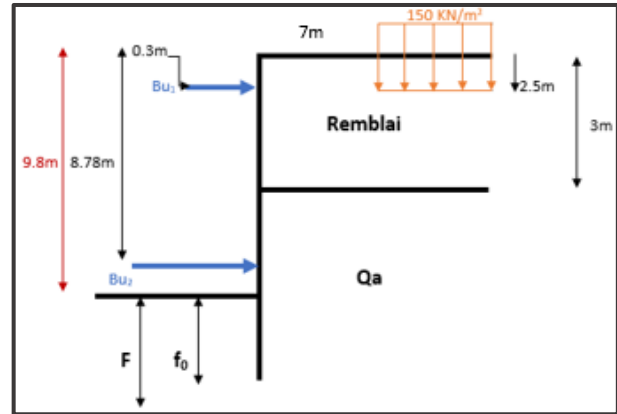


Figure 56: Excavation phase 3 – parois côté sud -

**Contraintes de Poussée :**

0 < Z < 3m :

$$\sigma_a(Z) = (K_{a\gamma} \times \gamma \times Z + K_{aQ} \times Q - K_{aC} \times C) \cos\delta + U$$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.34 \end{array} \right.$$

0 < Z < 2.05m :  $\sigma_a(Z) = (0.44 \times 17 \times Z - 1.54 \times 5) \cos 13.33^\circ$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(3.13) = -8.92 \end{array} \right.$$

3.13 < Z < 6.8m :

$$Q = 17 \times 3 + 150 = 201 \text{ KN/ml}$$

L'équation (13) Devient

$$\sigma_a(Z) = (0.392 \times 17 \times Z + 0.392 \times 201 - 1.43 \times 30) \cos 15.33^\circ$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z + 34.61 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(3.13) = 47.78 \\ \sigma_a(6.8) = 78.25 \end{array} \right.$$

6.8 < Z < 6.8 + f0 :

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z + 34.61$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(6.8) = 78.25 \\ \sigma_a(6.8 + f_0) = 6.43 \times f_0 + 78.25 \end{array} \right.$$

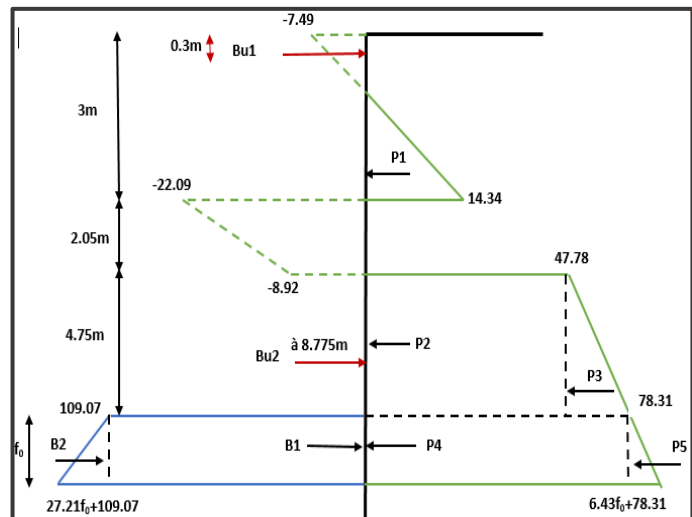


Figure 57: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 3eme phase

**Contraintes de butée :**

0 < Z < f0 :

$$\sigma_a(Z) = 27.22 \times Z + 109.07 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 109.07 \\ \sigma_a(f_0) = 27.22 \times f_0 + 109.07 \end{array} \right.$$

Tableau 16: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 3

	$P_i$	$Y_i$	$P_i \times Y_i$
P1	14.12	$f_0 + 7.46$	$14.12 f_0 + 105.29$
P2	226.96	$f_0 + 2.375$	$226.96 f_0 + 538.56$
P3	72.5	$f_0 + 1.58$	$72.5 f_0 + 114.56$
P4	$78.25 f_0$	$f_0 / 2$	$39.12 f_0^2$
P5	$3.215 f_0^2$	$f_0 / 3$	$1.07 f_0^3$
B1	$109.07 f_0$	$f_0 / 2$	$54.53 f_0^2$
B2	$13.61 f_0^2$	$f_0 / 3$	$4.54 f_0^3$

**Calcul de la fiche  $f_0$  :**

$$\sum M_{/O} = 0 \leftrightarrow \sum (P_i \times Y_i) - \sum (B_i \times Y_i) = 0$$

$$3.47 f_0^3 + 15.41 f_0^2 - 313.58 f_0 - 758.41 = 0$$

$$f_0 = 8.75 \text{ m} \text{ Ainsi } \boxed{F = 1.2 \times f_0 = 10.5 \text{ m}}$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F/x = 0 \leftrightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i = 500.81 \text{ KN/ml}$$

**Observation :**

Pour la 3ème phase – parois côté sud -, on obtient une fiche F de 10.5m, (fiche de la phase III + 2ème excavation = 10.5+9.8 = 20.3m) donc la hauteur de la paroi est de 20.3 m. la fiche est relativement plus grande que celle des parois nord, cela est dû à la différence en profondeur d'influence de la surcharge de bâtiment.

**Phase 4 :**

Dans la 4ème phase, nous avons réalisé une excavation de 3m allant du niveau +1,725 à -1,275, avec la présence de trois butons à 0.3m, 8.78m et 12.08m, avec la considération de la surcharge du bâtiment en surface du côté amont des parois moulées.

**Contraintes de Poussée :**

$$0 < Z < 3 \text{ m} :$$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.34 \end{cases}$$

$$0 < Z < 2.05 \text{ m} :$$

$$\sigma_a(Z) = (0.44 \times 17 \times Z - 1.54 \times 5) \cos 13.33^\circ$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(3.13) = -8.92 \end{cases}$$

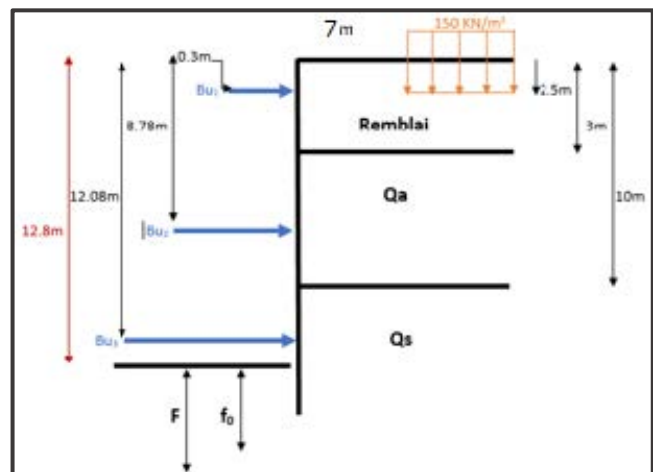


Figure 58: Excavation de la phase 4 – parois côté sud -

3.13 < Z < 7m :

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 34.61$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(3.13) = 47.78 \\ \sigma_a(7) = 79.6 \end{array} \right\}$$

0 < Z < 2.8m :

$$Q = 17 \times 3 + 150 + 7 \times 17 = 320 \text{ KN/ml}$$

$$\sigma_a(Z) = 4.13 \times Z + 63.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 63.63 \\ \sigma_a(2.8) = 75.20 \end{array} \right\}$$

2.8 < Z < 2.8 + f<sub>0</sub> :

$$\sigma_a(Z) = 4.13 \times Z + 63.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(2.8) = 75.20 \\ \sigma_a(2.8) = 4.13f_0 + 75.20 \end{array} \right\}$$

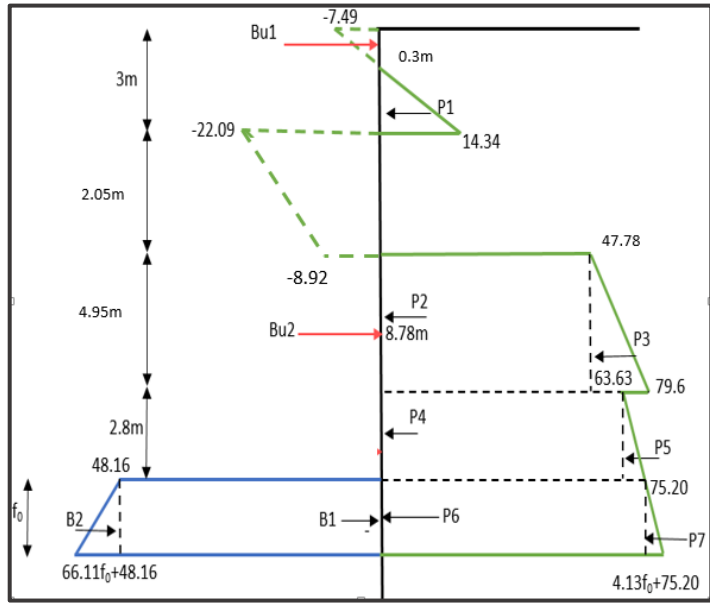


Figure 59 : Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 4ème phase – parois côté sud -

**Contraintes de Butée :**

$$0 < Z < f_0 : \quad \sigma_p(Z) = (8 \times 18 \times Z + 10.49 \times 10) \times \frac{\cos 23.33^\circ}{2}$$

$$\sigma_p(Z) = 66.11Z + 48.16$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 48.16 \\ \sigma_a(2.8) = 66.11f_0 + 48.16 \end{array} \right\}$$

**Calcul des forces de pression :**

Tableau 17: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 4

	Pi	Yi	Pi Yi
P1	14.12	f <sub>0</sub> +10.44	14.12 f <sub>0</sub> +147.41
P2	236.51	f <sub>0</sub> +5.275	211.26f <sub>0</sub> +1247.59
P3	78.75	f <sub>0</sub> +4.45	48f <sub>0</sub> +350.46
P4	178.16	f <sub>0</sub> +1.4	178.16 f <sub>0</sub> +249.43
P5	16.2	f <sub>0</sub> +0.93	16.2f <sub>0</sub> +15.12
P6	75.2f <sub>0</sub>	f <sub>0</sub> /2	37.6f <sub>0</sub> <sup>2</sup>
P7	2.065f <sub>0</sub> <sup>2</sup>	f <sub>0</sub> /3	0.69f <sub>0</sub> <sup>3</sup>
B1	48.16f <sub>0</sub>	f <sub>0</sub> /2	24.08f <sub>0</sub> <sup>2</sup>
B2	33.05f <sub>0</sub> <sup>2</sup>	f <sub>0</sub> /3	11.02f <sub>0</sub> <sup>3</sup>

**Calcul de la fiche f<sub>0</sub> :**

$$\sum M_o=0 \leftrightarrow \sum (Pi \times Yi) - \sum (Bi \times Yi) = 0$$

$$10.33f_0^3 - 13.52f_0^2 - 467.74f_0 - 1607.54 = 0$$

$$f_0 = 8.63m \text{ Ainsi } F = 1.2 \times f_0 = 10.36m$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F/x=0 \leftrightarrow CB = -\sum Pi + \sum Bi = 1606.57 \text{ KN/ml}$$

**Observation :**

Pour la 4ème phase – parois côté sud -, on obtient une fiche de 10.36m, (fiche de la phase 4 + excavation= 10.36+ 12.8 = 23.16m) donc la hauteur des parois moulées est 23.16m.

**Phase 5 :**

Dans la 5-ème phase, on fait une excavation de 16.3m allant du niveau +11,50 à -4,775, avec la présence de deux butons à 0.3m, 8.78m, et une dalle à 13.25m, et avec la considération de la surcharge du bâtiment en surface du côté amont du parois moulées égale à 150KN/m<sup>2</sup>. Dans cette phase, l'écran de soutènement sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes en décomposant la poutre AC (Paroi) en deux parties (AB et BC) avec :

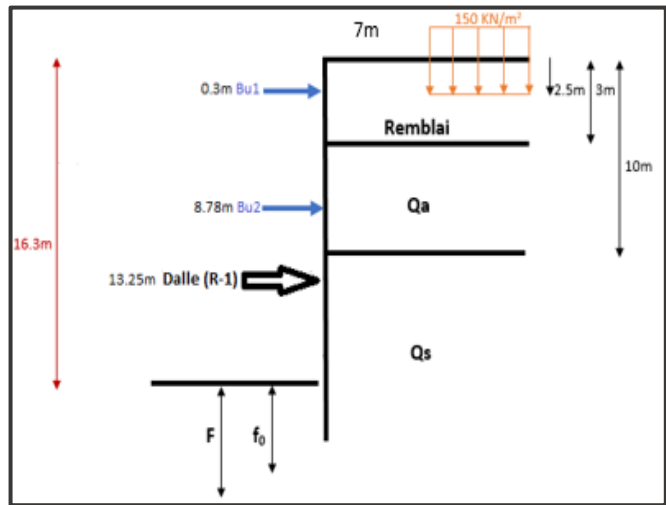


Figure 60: Excavation de la phase 5

$$L_{AB} = H + a \quad (17)$$

H : La hauteur excavée.

$$H = 16.3m \quad a = 0.1H \quad (18)$$

$$= 0.1 \times 16.3 \Rightarrow a = 1.63m \quad L_{BC} = b \quad f_0 = a + b \quad (19)$$

**Contraintes de Poussée :**

0<Z<3m :

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.34 \end{array} \right.$$

0<Z<3.13m :

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(3.13) = -1.98 \end{array} \right.$$

3.13<Z<7m :

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 34.61$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(3.13) = 54.73 \\ \sigma_a(7) = 79.6 \end{array} \right.$$

0<Z<6.3m

$$\sigma_a(Z) = 4.13 \times Z + 63.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 63.63 \\ \sigma_a(6.3) = 89.66 \end{array} \right.$$

6.3<Z<6.3+a :

$$\sigma_a(Z) = 4.13 \times Z + 63.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(6.3) = 89.66 \\ \sigma_a(7.93) = 96.4 \end{array} \right.$$

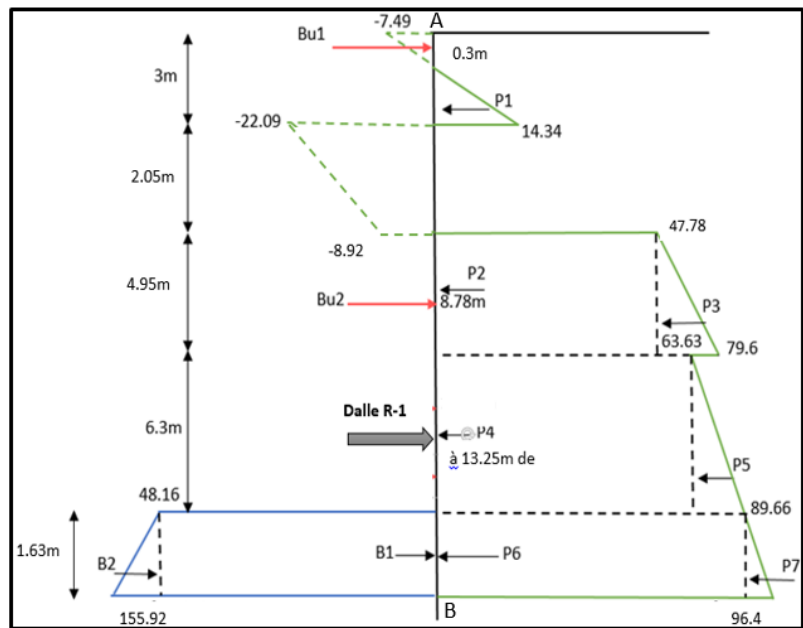


Figure 61: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 5ème phase

**Contraintes de butée :**  $0 < Z < a :$   $\sigma_p(Z) = 66.11Z + 48.16$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 48.1 \\ \sigma_a(1.63) = 155.92 \end{array} \right\}$$

**Calcul des forces de pression :**

Tableau 18: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 5

	$P_i$	$Y_i$	$P_i Y_i$
<b>P1</b>	14.12	$a + 13.96$	220.13
<b>P2</b>	236.51	10.405	2460.89
<b>P3</b>	78.75	9.58	754.425
<b>P4</b>	400.87	4.78	1916.16
<b>P5</b>	82	3.73	305.86
<b>P6</b>	146.14	$a/2$	119.1
<b>P7</b>	5.49	$a/3$	2.98
<b>B1</b>	78.5	$a/2$	63.98
<b>B2</b>	87.82	$a/3$	47.42

**Calcul de la force de la dalle « D » :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.66 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 1217.65 \text{ KN/ml.}$$

**Calcul de la réaction « T » :**

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = 419.94 \text{ KN/ml.}$$

**La partie « BC » :**

**Calcul de la poussée :**

$$7.93 < Z < 7.93 + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(7.93) = 96.4 \\ \sigma_a(7.93 + b) = 4.13 \times b + 96.4 \end{array} \right\}$$

**Calcul de butée :**

$$1.63 < Z < 1.63 + b : \quad \sigma_p(Z) = 66.11 \times Z + 48.16 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(1.63) = 155.92 \\ \sigma_p(b) = 66.11 \times b + 155.92 \end{array} \right\}$$

Tableau 19: Les forces de pression de la phase 05 (partie BC).

	$F_i(\text{KN/ml})$	Bras de levier $Y_i$ (m)	$F_i \times Y_i(\text{KN.m/ml})$
<b>P<sub>1</sub></b>	$96.4b$	$b/2$	$48.2b^2$
<b>P<sub>2</sub></b>	$2.065b^2$	$b/3$	$0.7b^3$
<b>B<sub>1</sub></b>	$155.92b$	$b/2$	$77.96b^2$
<b>B<sub>2</sub></b>	$33.83b^2$	$b/3$	$11.02b^3$
<b>T</b>	419.94	$b$	$419.94b$

**Calcul de « b » :**

$$\sum M/C = 0 \Rightarrow$$

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

$$\Rightarrow b = 0m.$$

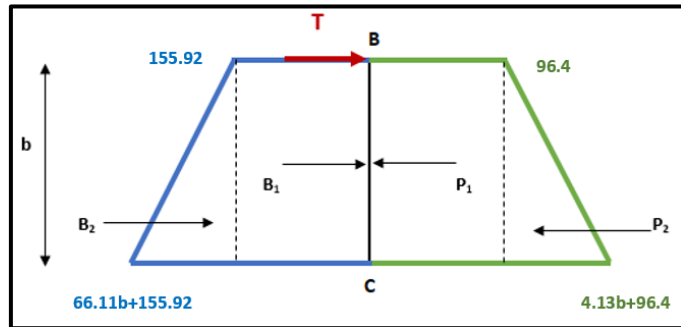


Figure 62 : Diagramme des poussées et butées phase 5, partie (BC)

**Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

Selon l'équation  $f_0 = a + b = 1.63 + 0 \Rightarrow f_0 = 1.63m$ .

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 1.63 \Rightarrow F = 1.96m.$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i + T \rightarrow CB = 419.94 \text{ KN/ml}$$

**Observation :**

Pour la 5ème phase, on obtient une fiche de 1.96m, (fiche de la phase 5 + excavation = 1.96 + 16.3 = 18.26m) donc la hauteur des parois moulées est 18.26m.

**Phase 6 :**

Dans la 6-ème phase, on fait une excavation de 20.4m allant du niveau +11,50 à -8,875, avec la présence de trois butons à 0.3m, 8.78m, 18.23m, et une dalle à 13.25m, et avec la considération de la surcharge du bâtiment en surface du côté amont des parois moulées égale à 150KN/m<sup>2</sup>.

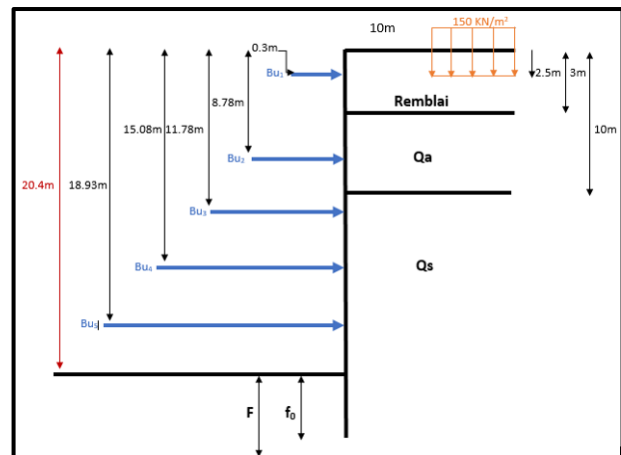


Figure 63: Excavation de la phase 6

**b) Parois moulées côté sud: bâtiment F**

**Contraintes de Poussée :**

0 < Z < 3m :

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.34 \end{array} \right\}$$

0 < Z < 2.05m :

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.05) = -8.92 \end{array} \right\}$$

2.05 < Z < 7m

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 34.61$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(2.05) = 47.78 \\ \sigma_a(7) = 79.6 \end{array} \right\}$$

$0 < Z < 10.4\text{m}$

$$\sigma_a(Z) = 4.13 \times Z + 63.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 63.63 \\ \sigma_a(10.4) = 106.6 \end{array} \right\}$$

$10.4 < Z < 10.4 + a :$

$$\sigma_a(Z) = 4.13 \times Z + 63.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(10.4) = 106.6 \\ \sigma_a(12.44) = 115.03 \end{array} \right\}$$

**Contraintes de butée :**

- $0 < Z < a :$

$$\sigma_a(Z) = 66.11Z + 48.16$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 48.16 \\ \sigma_a(2.04) = 183.03 \end{array} \right\}$$

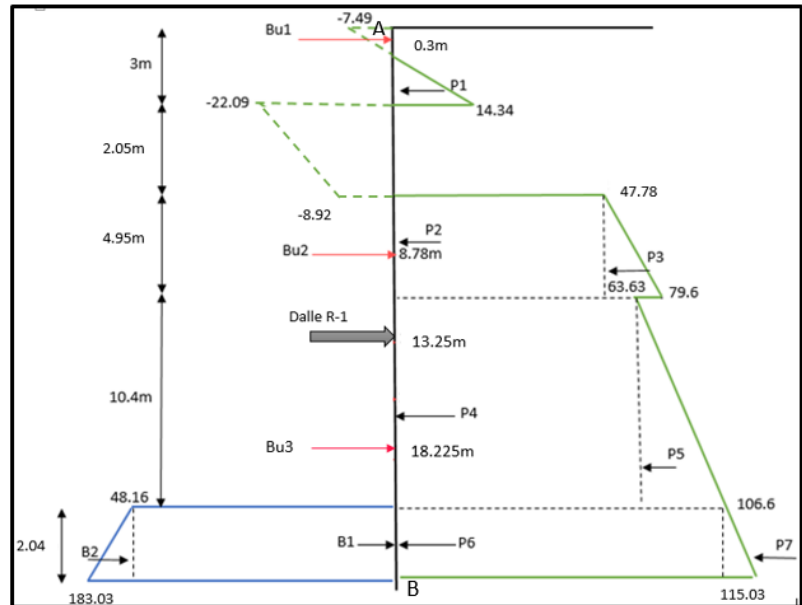


Figure 64: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 6ème phase

Tableau 20: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 6

	$P_i$	$Y_i$	$P_i Y_i$
<b>P1</b>	14.12	20.1	283.81
<b>P2</b>	236.51	14.9	3527.55
<b>P3</b>	78.75	14.09	1109.59
<b>P4</b>	661.75	7.24	4791.07
<b>P5</b>	223.44	5.51	1231.15
<b>P6</b>	217.46	1.02	221.81
<b>P7</b>	8.6	0.68	5.85
<b>B1</b>	98.25	1.02	100.21
<b>B2</b>	137.57	0.68	93.55

**Calcul de la force de la dalle « D » :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 9.17 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 1.198 \text{ MN/ml.}$$

**Calcul de la réaction « T » :**

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = 7.09 \text{ KN/ml.}$$

**La partie « BC » :**

**Calcul de la poussée :**

$12.44 < Z < 12.44 + b$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(12.42) = 115.03 \\ \sigma_a(12.44 + b) = 4.13 \times b + 115.03 \end{array} \right\}$$

**Calcul de butée :**

$$4 < Z < 2.04 + b$$

$$\sigma_p(Z) = 67.66 \times Z + 49.29 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(2.02) = 185.96 \\ \sigma_p(b) = 67.66 \times b + 185.96 \end{array} \right\}$$

Tableau 21: Les forces de pression de la phase 06 (partie BC).

	$F_i$ (KN/ml)	Bras de levier $Y_i$ (m)	$F_i \times Y_i$ (KN.m/ml)
$P_1$	$115.03b$	$b/2$	$57.51b^2$
$P_2$	$2.06b^2$	$b/3$	$0.7b^3$
$B_1$	$183.03b$	$b/2$	$91.52b^2$
$B_2$	$33.06b^2$	$b/3$	$11.02b^3$
$T$	$7.09$	$b$	$7.09 b$

**Calcul de « b » :**

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

**Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$$f_0 = a + b = 2.02 + 0 \Rightarrow f_0 = 2.04m.$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 2.02 \Rightarrow F = 2.45m.$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i + T \rightarrow CB = 70.9 \text{ KN/ml}$$

**Observation :**

Pour la 6ème phase – parois côté nord-, on obtient une fiche de 2.42m, (fiche de la phase 6 + excavation = 2.42 + 20.4 = 22.82m) donc la hauteur des parois moulées est 22.82m.

**Phase 7 :**

Dans la 7ème phase, nous avons réalisé une excavation de 22.65m allant du niveau +11,50 à – 11,125, avec la présence de quatre butons à 0.3m, 8.78m, 18.23m, 21.38m, et une dalle à 13.25m, et avec la considération de la surcharge du bâtiment en surface du côté amont du parois moulées égale à 150KN/m<sup>2</sup>, et la nappe phréatique à 20.5m.

Dans cette phase, l'écran de soutènement sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes en décomposant la poutre AC en deux parties (AB et BC) avec :

$$H = 22.65m ; a = 0.1H = 0.1 \times 22.65 \Rightarrow a = 2.27m$$

**Contraintes de Poussée :**

$$0 < Z < 3m : \quad \sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.34 \end{array} \right\}$$

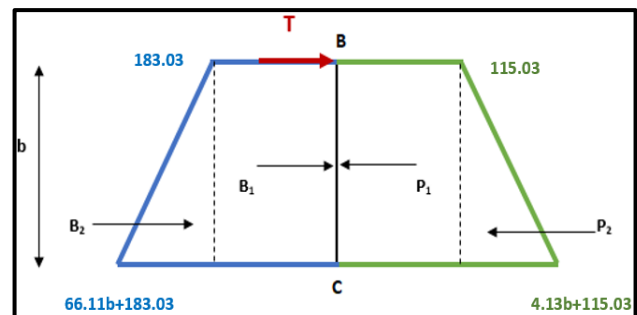


Figure 65: Diagramme des poussées et butées phase 6, partie (BC)

$0 < Z < 2.05\text{m}$  :

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.05) = -8.92 \end{array} \right\}$$

$2.05 < Z < 7\text{m}$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 34.61$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(2.05) = 47.78 \\ \sigma_a(7) = 79.6 \end{array} \right\}$$

$0 < Z < 10.5\text{m}$

$$\sigma_a(Z) = 4.13 \times Z + 63.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 63.63 \\ \sigma_a(10.5) = 107.02 \end{array} \right\}$$

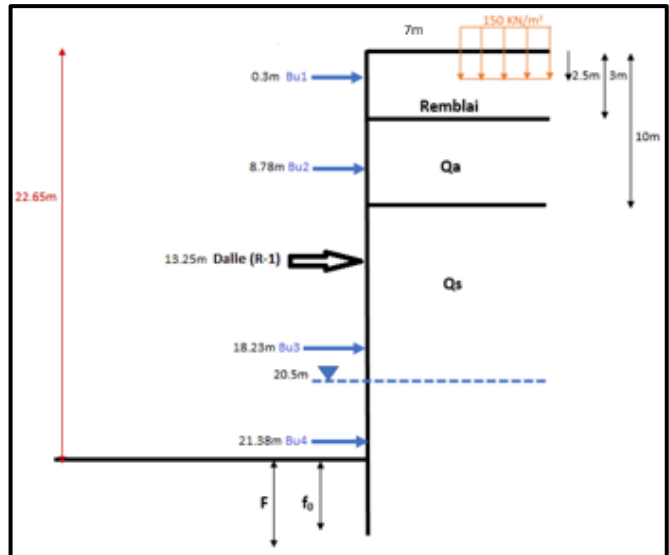


Figure 66 : Excavation de la phase 7 – parois côté sud -

$0 < Z < 2.15\text{m}$

$$Q = 17 \times 3 + 150 + 7 \times 17 + 18 \times 10.5 = 509 \text{KN/ml}$$

$$\sigma_a(Z) = (0.25 \times 18 \times Z + 0.25 \times 509 - 1.07 \times 10) \times \cos 23.33^\circ + U$$

$$\sigma_a(Z) = 14.13 \times Z + 107.02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 107.02 \\ \sigma_a(2.15) = 137.4 \end{array} \right\}$$

$2.15 < Z < 2.15 + a$  :

$$\sigma_a(Z) = 14.13 \times Z + 107.02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(2.15) = 137.4 \\ \sigma_a(2.265) = 169.41 \end{array} \right\}$$

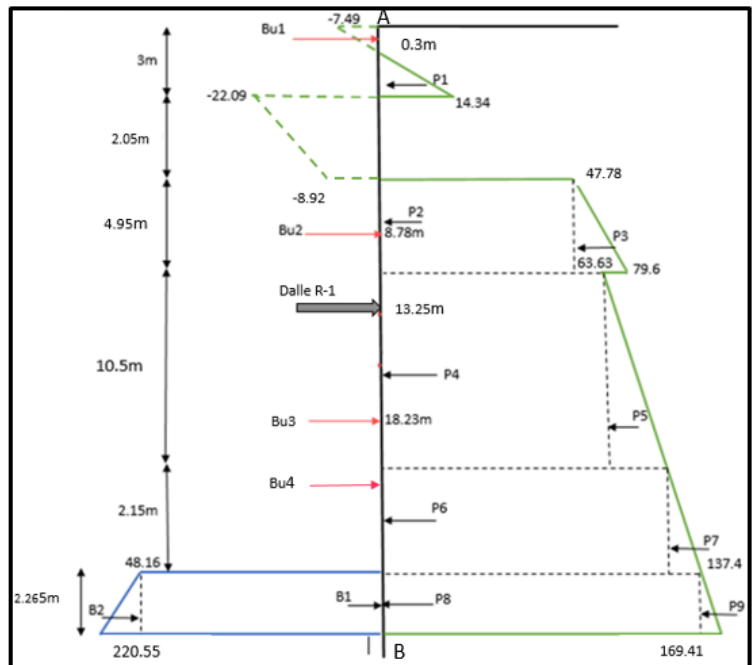


Figure 67: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 7ème phase

**Contraintes de butée :**

- $0 < Z < a$  :

$$\sigma_a(Z) = (8 \times 18 \times Z + 10.49 \times 10) \times \frac{\cos 23.33^\circ}{2}$$

$$\sigma_a(Z) = 76.11Z + 48.16$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 48.16 \\ \sigma_a(2.265) = 220.55 \end{array} \right\}$$

Tableau 22: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 7

	$P_i$	$Y_i$	$P_i Y_i$
$P_1$	14.12	22.575	$14.12 f_0 + 286.78$
$P_2$	236.51	17.39	$211.26 f_0 + 3080.17$
$P_3$	78.75	16.56	$48 f_0 + 669.12$
$P_4$	668.12	9.67	$668.11 f_0 + 4944.01$
$P_5$	227.8	7.92	$227.8 f_0 + 1287.07$
$P_6$	230.09	3.34	$230.09 f_0 + 247.35$
$P_7$	32.66	3	$32.66 f_0 + 23.51$
$P_8$	311.24	1.13	$68.7 f_0^2$
$P_9$	36.24	0.76	$2.355 f_0^3$
$B_1$	109.08	1.13	$24.08 f_0^2$
$B_2$	195.23	0.76	$12.685 f_0^3$
$D$	$D$	11.64	$11.64 D$

Calcul de la force de la dalle « D » :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 11,64 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 1.286 \text{ MN/ml.}$$

Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -245 \text{ KN/ml.}$$

La partie « BC » :

Calcul de la poussée :

$$4.42 < Z < 4.42 + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(4.42) = 169.41 \\ \sigma_a(4.42 + b) = 14.13 \times b + 169.41 \end{array} \right\}$$

Calcul de butée :

$$2.27 < Z < 2.27 + b$$

$$\sigma_p(Z) = 76.11 \times Z + 49.29 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(2.27) = 220.55 \\ \sigma_p(b) = 76.11 \times b + 220.55 \end{array} \right\}$$

Tableau 23: Les forces de pression de la phase 07 (partie BC).

	$F_i(\text{KN/ml})$	Bras de levier $Y_i(m)$	$F_i \times Y_i(\text{KN.m/ml})$
$P_1$	$169.41b$	$b/2$	$84.71b^2$
$P_2$	$7.07b^2$	$b/3$	$2.36b^3$
$B_1$	$220.55b$	$b/2$	$110.27b^2$
$B_2$	$38.06b^2$	$b/3$	$12.69b^3$
$T$	-245	$b$	$-245 b$

Calcul de « b » :

$$\sum M/c = 0 \Rightarrow T \times b + \sum P_i \times Y_i - \sum B_i \times Y_i = 0 \Rightarrow b = 3.79 \text{ m.}$$

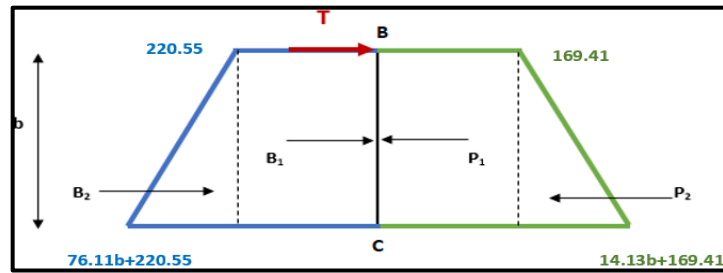


Figure 68: Diagramme des poussées et butées phase 7, partie (BC)

**Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$$f_0 = a + b = 2.27 + 4.86 \Rightarrow f_0 = 6.06m.$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 7.13 \Rightarrow F = 7.27m.$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i + T \rightarrow CB = 393.96 \text{ KN/ml}$$

**Observation :**

Pour la 7ème phase – parois côté nord, on obtient une fiche de 7.27m, (fiche de la phase 7 + excavation = 7.27 + 22.65 = 29.92m) donc la hauteur des parois moulées est 29.92m

**Phase 8:**

Dans la 8-ème phase, Nous avons exécuté une excavation de 25.65m allant du niveau +11,50 à -14,125, avec la présence de cinq butons à 0.3m, 8.78m, 18.23m, 21.38m, 14.53m, et une dalle à 13.25m ,et avec la considération de la surcharge du bâtiment en surface du côté amont du parois moulées égale à 150KN/m<sup>2</sup>, et la nappe phréatique à 20.5m. Dans cette phase, l'écran de soutènement sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes en décomposant la poutre AC en deux parties (AB et BC) avec :

$$H = 25.65m ; a = 0.1H = 0.1 \times 25.65$$

$$\Rightarrow a = 2.57m$$

**Calcul de poussée**

$$0 < Z < 3m : \sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.34 \end{cases}$$

$$0 < Z < 2.05m : \sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.05) = -8.92 \end{cases}$$

$$2.05 < Z < 7m$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 34.61$$

$$\begin{cases} \sigma_a(3.13) = 47.78 \\ \sigma_a(7) = 79.6 \end{cases}$$

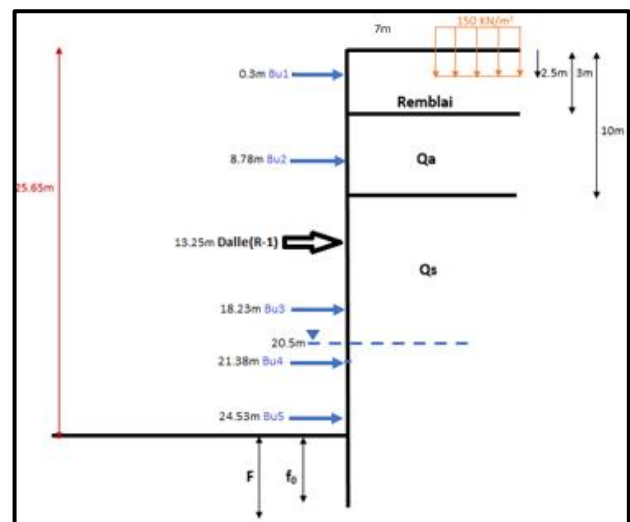


Figure 69: Excavation de la phase 8 – parois coté sud -

$0 < Z < 10.5\text{m}$

$$\sigma_a(Z) = 4.13 \times Z + 63.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 63.63 \\ \sigma_a(10.5) = 107.02 \end{array} \right\}$$

$0 < Z < 5.15\text{m}$

$$\sigma_a(Z) = 14.13 \times Z + 107.02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 107.02 \\ \sigma_a(5.15) = 179.8 \end{array} \right\}$$

$5.15 < Z < 5.15 + a :$

$$\sigma_a(Z) = 14.13 \times Z + 107.02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(5.15) = 179.8 \\ \sigma_a(2.57) = 216.05 \end{array} \right\}$$

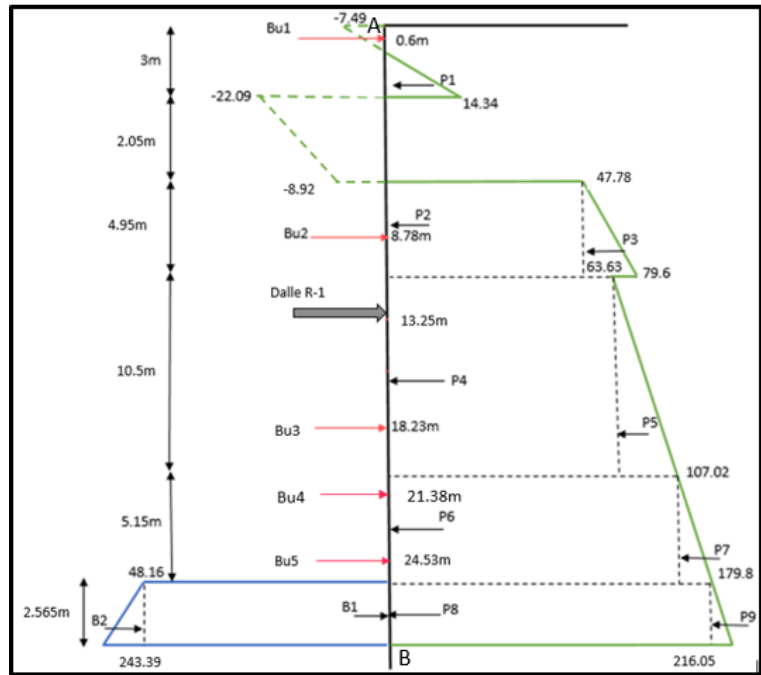


Figure 70: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 8ème phase – parois côté sud -

**Contraintes de butée :**

$0 < Z < a :$

$$\sigma_a(Z) = 76.11Z + 48.16$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = 48.16 \\ \sigma_a(2.57) = 243.39 \end{array} \right\}$$

**Calcul des forces de pression :**

Tableau 24: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 8 – parois côté sud -

	$P_i$	$Y_i$	$P_i Y_i$
<b>P1</b>	14.12	25.875	365.35
<b>P2</b>	236.51	20.69	4893.39
<b>P3</b>	78.75	19.87	1564.37
<b>P4</b>	668.12	12.965	2662.17
<b>P5</b>	227.8	11.215	2554.78
<b>P6</b>	551.15	5.14	2832.91
<b>P7</b>	186.94	4.28	800.1
<b>P8</b>	461.187	1.28	591.47
<b>P9</b>	46.49	0.86	39.75
<b>B1</b>	109.08	1.28	139.62
<b>B2</b>	250.38	0.86	214.08
<b>D</b>	D	17.14	17.14D

**Calcul de la force de la dalle « D » :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 17.142 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 1.72 \text{ MN/ml.}$$

**Calcul de la réaction « T » :**

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -642.36 \text{ KN/ml.}$$

**La partie « BC » :**

**Calcul de la poussée :**

$$7.72 < Z < 7.72 + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(7.72) = 216.5 \\ \sigma_a(7.72 + b) = 14.13 \times b + 216.5 \end{array} \right\}$$

**Calcul de butée :**

$$2.57 < Z < 2.57 + b$$

$$\sigma_p(Z) = 76.11 \times Z + 48.16 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(2.57) = 243.39 \\ \sigma_p(2.57 + b) = 76.11 \times b + 243.39 \end{array} \right\}$$

Tableau 25: Les forces de pression de la phase 08 (partie BC).

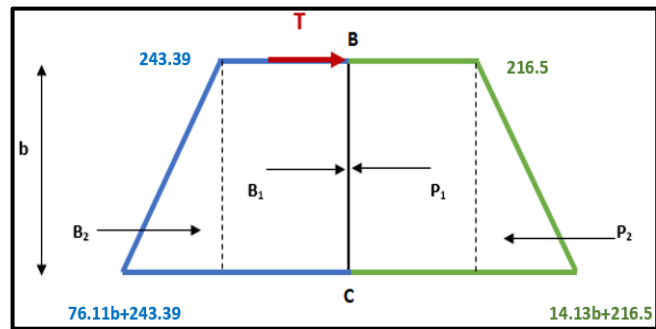
	$F_i(\text{KN/ml})$	Bras de levier $Y_i (m)$	$F_i \times Y_i(\text{KN. m/ml})$
$P_1$	$216.5b$	$b/2$	$108.25b^2$
$P_2$	$7.07b^2$	$b/3$	$2.36b^3$
$B_1$	$243.39b$	$b/2$	$121.7b^2$
$B_2$	$38.07b^2$	$b/3$	$12.69b^3$
$T$	$-642.36$	$b$	$-642.36b$

**Calcul de « b » :**

$$\sum M/c = 0$$

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

$$\Rightarrow b = 7.26m.$$



**Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$$f_0 = a + b = 2.57 + 8 \Rightarrow f_0 = 9.83m.$$

Figure 71: Diagramme des poussées et butées phase 8, partie (BC)

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 10.57 \Rightarrow F = 11.79m.$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i + T \rightarrow CB = 1,187 \text{ MN/ml}$$

**Observation :**

Pour la 8ème phase – parois côté nord -, on obtient une fiche de 11.79m, (fiche de la phase 8 + excavation= 11.79 + 25.65 = 37.44m) donc la hauteur des parois moulées est 37.44m.

**Phase 9 :**

Dans la 9<sup>ème</sup> phase, Nous avons réalisé une excavation de 27.65m allant du niveau +11,50 à -16,125, avec la présence de cinq butons à 0.3m, 8.78m, 18.23m, 21.38m, 24.53m, et une dalle à 13.25m, et avec la considération de la surcharge du bâtiment en surface du côté amont du parois moulées égale à 150KN/m<sup>2</sup>, et la nappe phréatique à 20.5m.

Dans cette phase, l'écran de soutènement sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes en décomposant la poutre AC en deux parties (AB et BC) avec :

$$H = 27.65m ; a = 0.1H = 0.1 \times 27.65 \Rightarrow a = 2.77m$$

**La partie « AB » :**

**Calcul de poussée :**

$$0 < Z < 3m : \sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.34 \end{cases}$$

$$0 < Z < 2.05m : \sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.05) = -8.92 \end{cases}$$

$$2.05 < Z < 7m : \sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 34.61$$

$$\begin{cases} \sigma_a(3.13) = 47.78 \\ \sigma_a(7) = 79.6 \end{cases}$$

$$0 < Z < 10.5m$$

$$\sigma_a(Z) = 4.13 \times Z + 63.63$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = 63.63 \\ \sigma_a(10.5) = 107.02 \end{cases}$$

$$0 < Z < 7.15m$$

$$\sigma_a(Z) = 14.13 \times Z + 107.02$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = 107.02 \\ \sigma_a(5.15) = 208.06 \end{cases}$$

$$7.15 < Z < 7.15 + a :$$

$$\begin{aligned} \sigma_a(Z) &= 14.13 \times Z + 107.02 \quad (20) \\ \begin{cases} \sigma_a(5.15) = 208.06 \\ \sigma_a(9.915) = 247.14 \end{cases} \end{aligned}$$

**Contraintes de butée :**

•  $0 < Z < a :$

$$\sigma_a(Z) = 76.11Z + 48.16$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = 48.16 \\ \sigma_a(2.765) = 258.61 \end{cases}$$

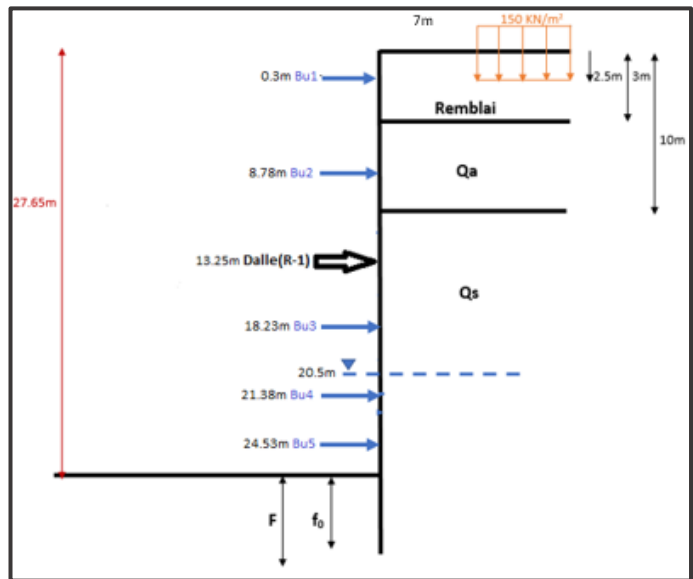


Figure 72: Excavation phase 9 – parois côté nord -

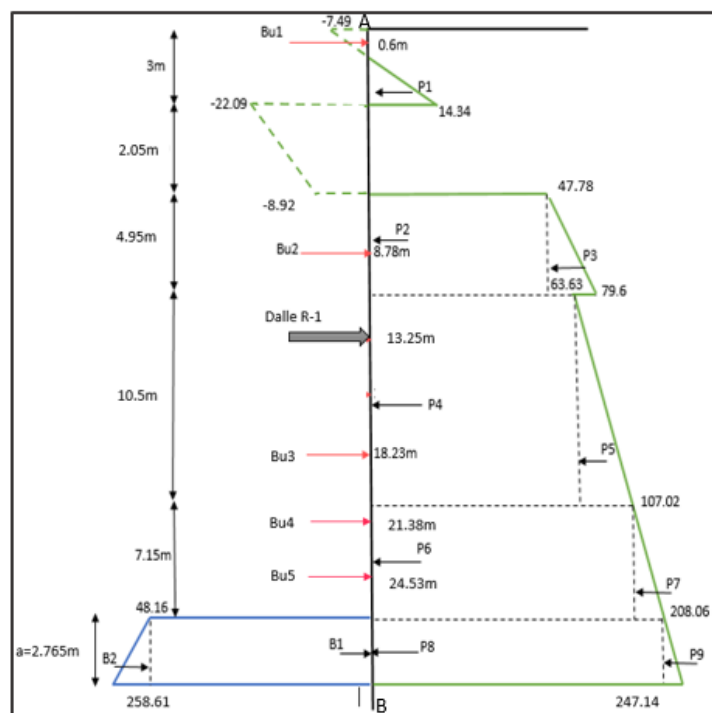


Figure 73: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 9<sup>ème</sup> phase

Tableau 26: Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 9

	$P_i$	$Y_i$	$P_i Y_i$
$P_1$	14.12	28.075	396.42
$P_2$	236.51	22.89	4940.7
$P_3$	78.75	20.07	1580.12
$P_4$	668.12	13.165	8795.8
$P_5$	227.8	11.42	2600.34
$P_6$	765.19	6.34	4851.3
$P_7$	361.22	5.15	1858.48
$P_8$	575.29	1.38	795.34
$P_9$	54.07	0.922	49.8
$B_1$	133.16	1.38	184.1
$B_2$	290.94	0.92	268.24

Calcul de la force de la dalle « D » :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 17.14 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 1.482 MN/ml.$$

Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -1074.24 KN/ml.$$

La partie « BC » :

Calcul de la poussée :

$$9.92 < Z < 9.92 + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(9.92) = 247.14 \\ \sigma_a(9.92 + b) = 14.13 \times b + 247.14 \end{array} \right\}$$

Calcul de butée :

$$2.77 < Z < 2.77 + b$$

$$\sigma_p(Z) = 76.11 \times Z + 48.16 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(2.77) = 258.61 \\ \sigma_p(b) = 76.11 \times b + 258.61 \end{array} \right\}$$

Tableau 27: Les forces de pression de la phase 09 (partie BC).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier $Y_i$ (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
$P_1$	$247.14b$	$b/2$	$123.57b^2$
$P_2$	$7.07b^2$	$b/3$	$2.36b^3$
$B_1$	$258.61b$	$b/2$	$129.31b^2$
$B_2$	$38.06b^2$	$b/3$	$12.69b^3$
T	-1074.24	$b$	$-1074.24b$

Calcul de « b » :

$$\sum M/c = 0$$

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

$$\Rightarrow b = 9.92m.$$

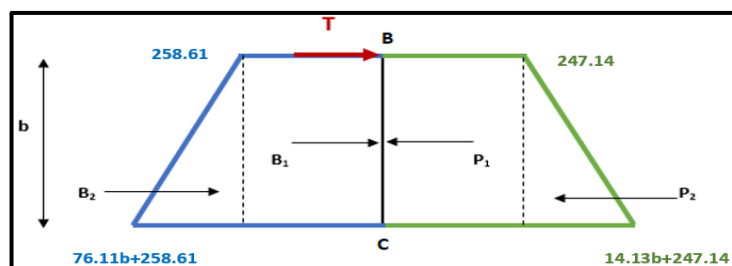


Figure 74 : Diagramme des poussées et butées phase 9, partie (BC)

**Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$$f_0 = a + b = 2.77 + 10.05 \Rightarrow f_0 = 12.69m.$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 12.82 \Rightarrow F = 15.23m.$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i + T \rightarrow CB = 2.089 MN/ml$$

**Observation :**

Pour la 9ème phase – parois côté sud -, on obtient une fiche de 15.23m, (fiche de la phase 9 + excavation = 15.23 + 27.65 = 42.88m) donc la hauteur des parois moulées est 42.88m.

**Phase 10 :**

Dans la 10ème phase, nous avons exécuté une excavation de 30.65m allant du niveau +11,50 à -19,125, avec la présence de cinq butons à 0.3m, 8.78m, 18.23m, 21.38m, 24.53m, et une dalle à 13.25m, et avec la considération de la surcharge du bâtiment en surface du côté amont du parois moulées égale à 150KN/m<sup>2</sup>, et la nappe phréatique à 20.5m. Dans cette phase, l'écran de soutènement sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes en décomposant la poutre AC en deux parties (AB et BC) avec :

$$H = 30.65m ; a = 0.1H = 0.1 \times 30.65 \Rightarrow a = 3.07m$$

**La partie « AB » :**

$$0 < Z < 3m :$$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.34 \end{cases}$$

$$0 < Z < 2.05m :$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.05) = -8.92 \end{cases}$$

$$2.05 < Z < 7m$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 34.61$$

$$\begin{cases} \sigma_a(3.13) = 47.78 \\ \sigma_a(7) = 79.6 \end{cases}$$

$$0 < Z < 10.5m :$$

$$\sigma_a(Z) = 4.13 \times Z + 63.63$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = 63.63 \\ \sigma_a(10.5) = 107.02 \end{cases}$$

$$0 < Z < 10.15m :$$

$$\sigma_a(Z) = 14.13 \times Z + 107.02$$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = 107.02 \\ \sigma_a(10.15) = 250.46 \end{cases}$$

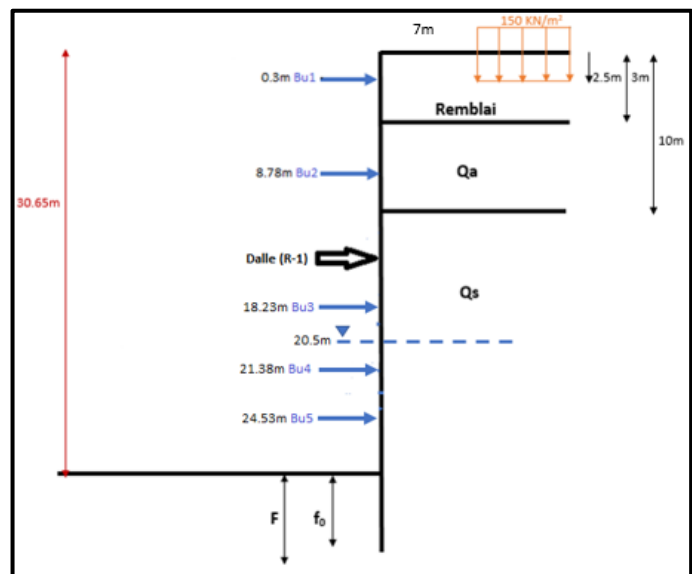


Figure 75: phase n° 10 d'excavation

10.15 < Z < 10.15 + a :

$$\sigma_a(Z) = 14.13 \times Z + 107.02$$

$$\begin{cases} \sigma_a(10.15) = 250.46 \\ \sigma_a(13.22) = 293.77 \end{cases}$$

**Contraintes de butée :**

- 0 < Z < a :

$$\begin{aligned} \sigma_a(Z) &= 76.11Z + 48.16 \\ \begin{cases} \sigma_a(0) = 48.16 \\ \sigma_a(3.065) = 281.44 \end{cases} \end{aligned}$$

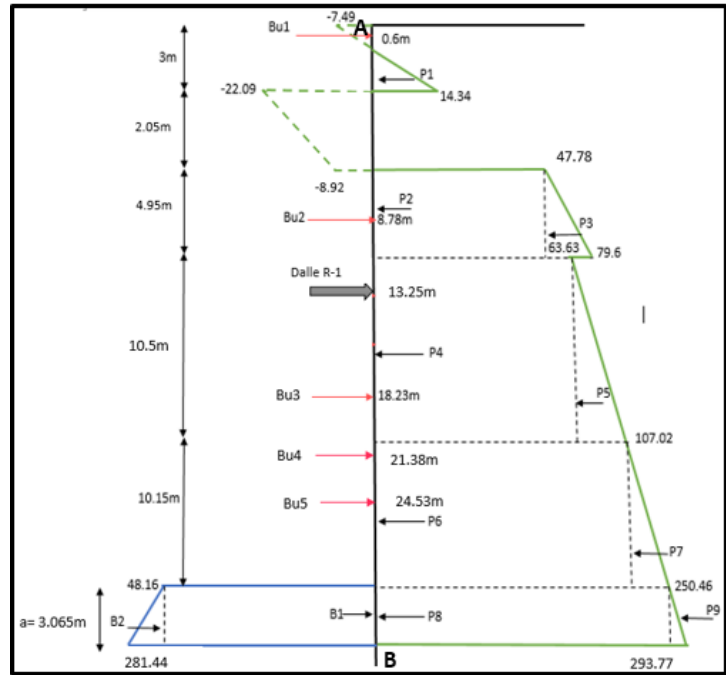


Figure 76: Diagramme des contraintes de poussées et butées de la 10ème phase

**Calcul des pressions :**

Tableau 28 : Efforts sur l'écran et bras de levier de la phase 10

	<i>P<sub>i</sub></i>	<i>Y<sub>i</sub></i>	<i>P<sub>i</sub> Y<sub>i</sub></i>
<i>P1</i>	14.12	31.375	443.02
<i>P2</i>	236.51	26.19	6194.2
<i>P3</i>	78.75	25.365	1997.5
<i>P4</i>	668.11	18.465	12336.83
<i>P5</i>	227.8	16.715	3807.68
<i>P6</i>	1086.25	8.14	8842.08
<i>P7</i>	727.96	6.445	4691.7
<i>P8</i>	767.66	1.53	1176.44
<i>P9</i>	66.37	1.02	67.81
<i>B1</i>	147.61	1.53	225.84
<i>B2</i>	357.5	1.02	364.65
<i>D</i>	<i>D</i>	20.44	20.44 <i>D</i>

**Calcul de la force de la dalle « D » :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 20.44 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 1.906 \text{ MN/ml.}$$

**Calcul de la réaction « T » :**

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -1462 \text{ KN/ml.}$$

**La partie « BC » :**

**Calcul de la poussée :**

$$13.22 < Z < 13.22 + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a (13.22) = 293.77 \\ \sigma_a (13.22 + b) = 14.23 \times b + 293.77 \end{array} \right\}$$

**Calcul de butée :**

$$3.07 < Z < 3.07 + b$$

$$\sigma_p(Z) = 76.11 \times Z + 49.29 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p (3.07) = 281.44 \\ \sigma_p (3.07 + b) = 77.66 \times b + 281.44 \end{array} \right\}$$

Tableau 29: Les forces de pression de la phase 10 (partie BC).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier $Y_i (m)$	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
$P_1$	$293.77b$	$b/2$	146.88
$P_2$	$7.07b^2$	$b/3$	$2.36b^3$
$B_1$	$281.44b$	$b/2$	$140.72b^2$
$B_2$	$38.06b^2$	$b/3$	$12.69b^3$
$T$	-1462.22	$b$	$-1462.22b$

**Calcul de « b » :**

$$\sum M/c = 0 \Rightarrow$$

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

$$\Rightarrow b = 12.2m.$$

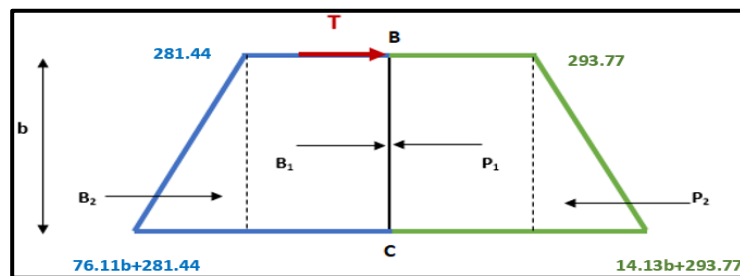


Figure 77: Diagramme des poussées et butées phase 10, partie (BC)

**Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$$f_0 = a + b = 3.07 + 12.2 \Rightarrow f_0 = 15.27m.$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 15.93 \Rightarrow F = 18.32m.$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i + T \rightarrow CB = 3 MN/ml$$

**Observation :**

Pour la 10ème phase, on obtient une fiche de 18.32m, (fiche de la phase 10 + excavation = 18.32 + 30.65 = 48.97m) donc la hauteur des parois moulées est 48.97m.

**Le calcul automatique par logiciel ROBOT des moments fléchissants, efforts tranchants et réaction est présenté dans l'ANNEXE D**

**V.4. Vérification du soulèvement du radier [46] :**

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 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.

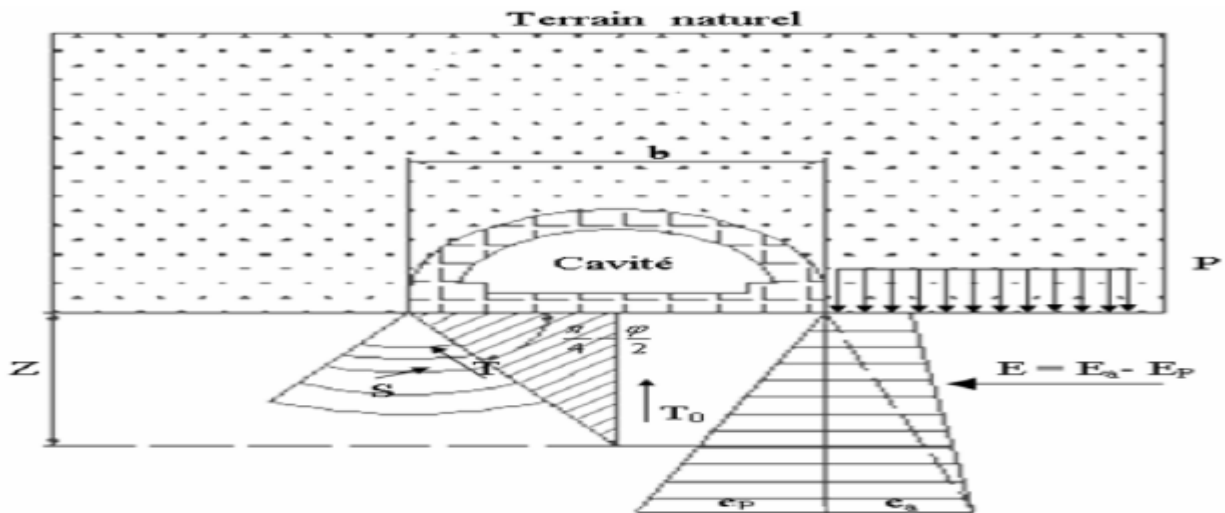


Figure 78: Poussées au niveau du radier selon TSIMBAREIVITCH

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

$$e_a = (P + \gamma Z)K a_\gamma - 2 \cdot C \sqrt{K a_\gamma} \quad (21)$$

$$e_p = \gamma Z K p_\gamma + 2C \sqrt{K p_\gamma} \quad (22)$$

$K a_\gamma$  et  $K p_\gamma$  sont les coefficients de poussée et butée des terres de la couche encaissante (Qs).

$P = \sum \gamma_i h_i$  : la contrainte verticale (KPa) 548 137

$\gamma$  : Poids volumique du terrain encaissant (KN/m<sup>3</sup>)

$C$  : Cohésion du terrain encaissant (KPa)

$Z = \frac{P \cdot K a_\gamma - 2C(\sqrt{K a_\gamma} + \sqrt{K p_\gamma})}{\gamma(K p_\gamma - K a_\gamma)}$  : Profondeur (m) pour  $e_a = e_p$

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

$$E = \frac{\gamma Z}{2}(Z + 2H) K a_\gamma - \frac{1}{2} \gamma Z^2 K p_\gamma \quad (23)$$

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

[46] (BENALLEGUE MAYELLIA, 2016/2017)

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

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

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  $T_0$  :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos(\varphi)} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (24)$$

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 :

$$Y = \frac{Z}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (25)$$

Ainsi la contrainte agissante sous le radier est exprimée par :

$$\sigma_s = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (26)$$

- **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 ( $\sigma_{lim}$ ) :

$$\sigma_s = \frac{T_0}{Y} \leq \sigma_{lim} = \frac{4C}{1 - \sin(\varphi)} (2 + (\sin(\varphi))\cos(\varphi)) \quad (27)$$

Tableau 30: Tableau récapitulatif de la méthode de TSIMBAREIVITCH

Paramètre	$Ka_\gamma$	$Kp_\gamma$	$e_a(KPa)$	$e_p(KPa)$	Z(m)	E(KPa)	$T_0(KPa)$	Y(KPa)	$\sigma_s$	$\sigma_{lim}$
Résultat	0.25	8	129,25	128,57	0.5	52,31	27,23	0.97	28,07	197,75

**Remarque :**

On remarque que la condition du non soulèvement est vérifiée.

# ***VI. CHAPITRE:***

***« Modélisation  
numérique par Geo5 »***

**VI.1. Présentation du logiciel GEO5 (Geostructural Analysis) :**

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.

**VI.2. Modélisation des phases d'excavation :  
VOIRE ANNEXE E Partie A**

**VI.3. Résultats de l'analyse finale :**

**VI.3.1. Cas statique :**

**VI.3.1.1. ELU**

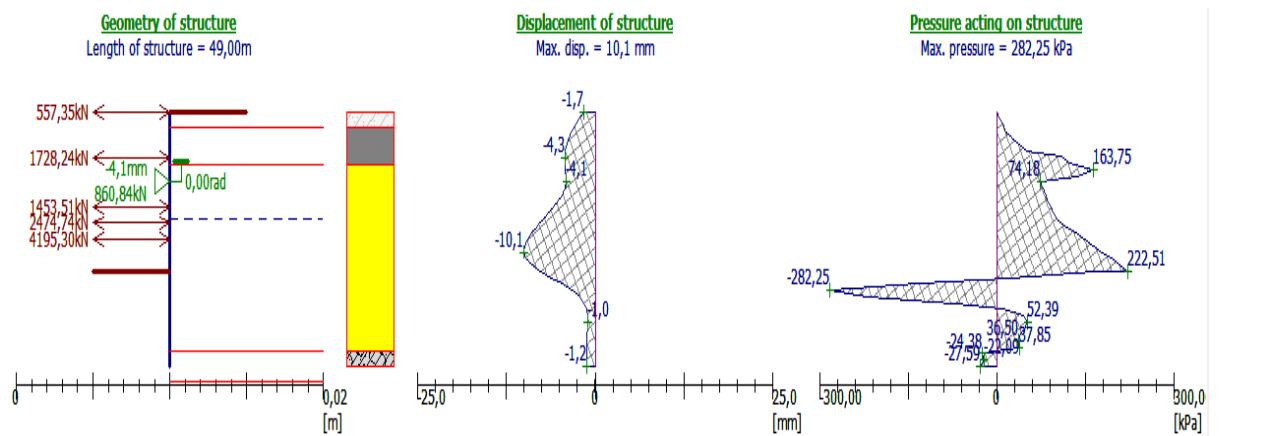


Figure 79 : diagramme de déplacement cas statique

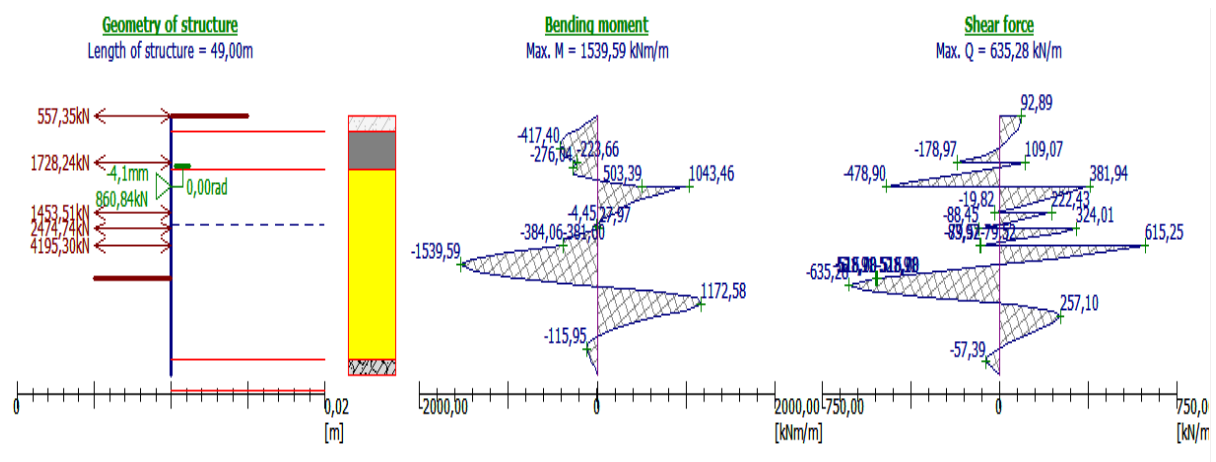


Figure 80 : Diagrammes moment fléchissant et effort tranchant cas statique

**VI.3.1.2. ELS:**

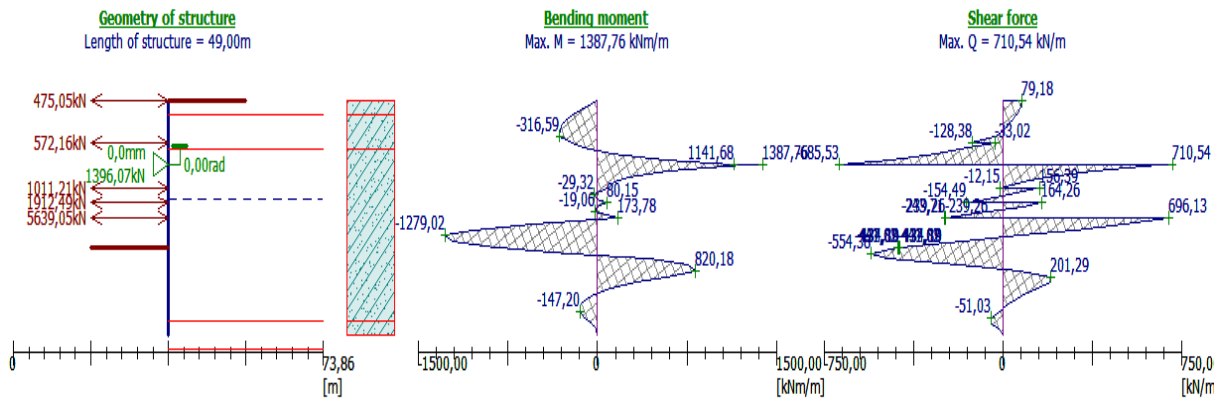


Figure 81: Diagrammes moment fléchissant et effort tranchant cas statique ELS

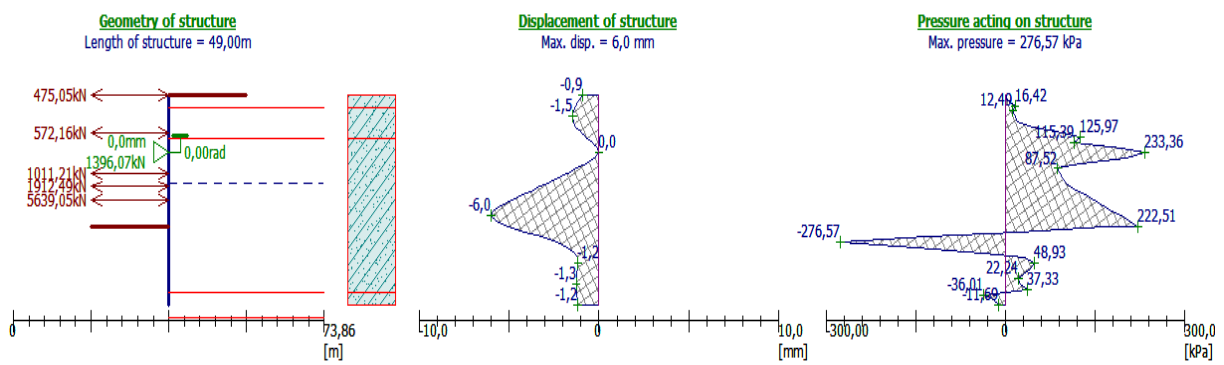


Figure 82: diagramme de déplacement cas statique ELS

**VI.3.2. Cas dynamique :**

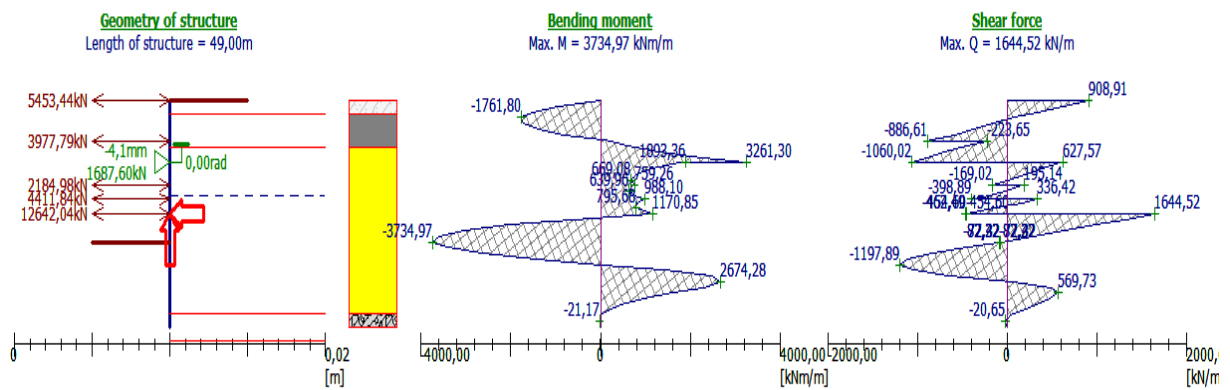


Figure 84 : Diagrammes moment fléchissant et effort tranchant cas dynamique

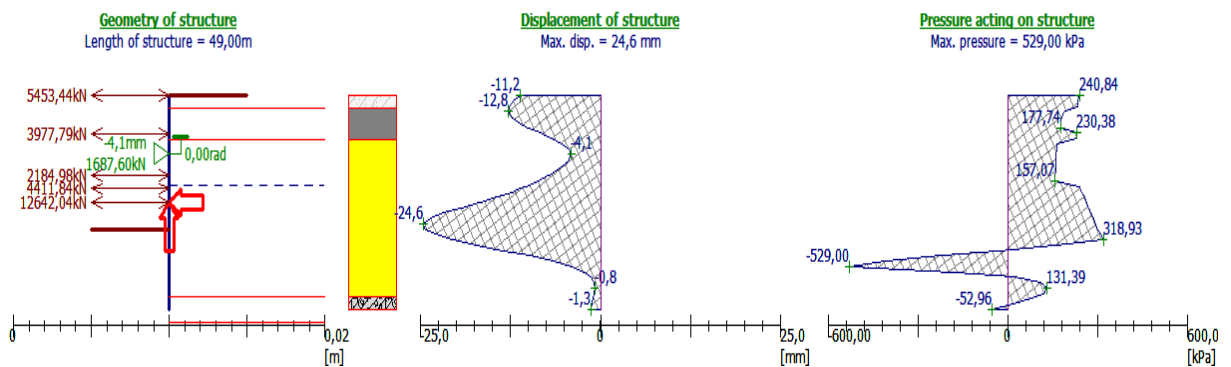


Figure 83: diagramme de déplacement cas dynamique

**Présentation des résultats trouvés avec GEO5 :**

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

Tableau 31 : Récapitulatif des résultats trouvés par la modélisation

Phases	Parois côté Nord		
	Moment max (KN.m/m)	Effort tranchant Max (KN/m)	Déplacement max (mm)
Excavation à 2m	69,80	32,45	0,6
Excavation à 5.30m	93,26	48,35	0,9
Excavation à 9.80m	272,61	182,15	1,8
Excavation à 12.80m	394,52	234,21	3,0
Excavation à 16.30m	625,82	330,79	4,7
Excavation à 20.40m	582,12	477,13	4,3
Excavation à 22.65m	716,69	477,13	4,4
Excavation à 25.65m	1187,51	492,17	5,9
Excavation à 27.65m	1146,86	478,90	7,2
Excavation à 30.65m	1539,59	635,28	10,1
Cas dynamique Excavation à 30.65	3734,97	1644,52	24,6

**VI.4. Conclusion :**

Les résultats obtenus par GEO5 montrent qu'il y a une marge différentielle avec les résultats de la modélisation par ROBOT, et ça c'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.

**VI.5. Vérification de la stabilité externe de l'écran:**

L'analyse de la stabilité des pentes (écran de soutènement) s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches, plus exactement méthode simplifiée de Bishop. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Cette méthode consiste à analyser l'équilibre d'une masse de terrain suivant une surface de glissement circulaire. Pour cela, on trace un cercle sur la section transversale du terrain et on divise en tranches la masse glissante contenue dans ce cercle.

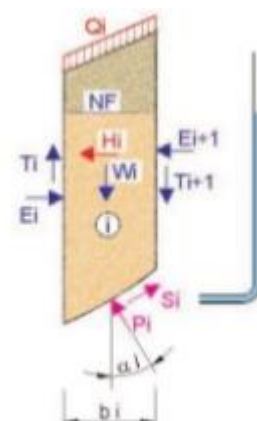


Figure 85: méthode de Bishop simplifiée

En se basant sur le schéma isolé de chaque tranche générique « i » comme il est montré sur la figure ci-dessus. On expose la formule mathématique de la méthode.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \times b_i + (W_i + Q_i - u_i \times b_i) \cdot \tan \phi]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (28) \quad \text{Où} \quad m \alpha_i = \cos \alpha_i \cdot \left( 1 + \frac{\tan \phi_i \cdot \tan \alpha_i}{F} \right) \quad (29)$$

- $b_i$  : largeur de la tranche « i »
- $C_i$  : valeur de la cohésion du terrain au point milieu de la base de tranche « i »

- $\tan\phi_i$  : valeur de la tangente de l'angle de rotation interne du terrain au point milieu de la base de la tranche « i »
- $\alpha_i$  : valeur de l'angle formé par la droite unissant le centre du cercle avec le point milieu de la base de la tranche « i » et la verticale.
- $W_i$  somme des poids de toutes les couches de terrain présentes au-dessus du point milieu de la base de la tranche « i »
- $Q_i$ : résultante de pression produite par les surcharges agissant dans le terrain au-dessus du point milieu de la base de la tranche « i »
- $u_i$ : valeur de la surpression des pores aux points milieu de la base de la tranche « i »

Il est supposé que les forces entre les tranches sont nulles c'est-à-dire  $\{\Delta T_i\} = 0$  et  $\{\Delta E_i\} = 0$

L'équation précédente, qui est de type implicite en F, se résout par itération successive, en partant d'une valeur initiale  $F=F_1$  qui est introduite dans l'équation « i=2 » et est comparée avec la valeur  $F_2$  obtenue à partir de l'équation « i=1 ». Si les valeurs  $F_1$  et  $F_2$  ne sont pas suffisamment proches, une nouvelle itération est lancée à partir de la valeur  $F_2$  de l'équation « i=2 » et ainsi de suite jusqu'à la convergence vers une valeur finale du coefficient de sécurité F.

### VI.5.1. Résultat de l'analyse :

Le logiciel GEO5 permet aussi la vérification de la stabilité externe de l'écran de soutènement par cette méthode de Bishop. L'analyse de la modélisation montre que la paroi de soutènement est stable que ce soit dans le cas statique ou bien dynamique comme le montre les figures suivantes

Analysis	
<b>Slope stability verification (Bishop)</b>	
Sum of active forces :	$F_a = 37872,44 \text{ kN/m}$
Sum of passive forces :	$F_p = 60691,50 \text{ kN/m}$
Sliding moment :	$M_a = 11284429,64 \text{ kNm/m}$
Resisting moment :	$M_p = 18083572,71 \text{ kNm/m}$
Utilization :	62,4 %
Slope stability ACCEPTABLE	

Figure 87: Résultat de l'analyse de la stabilité externe cas dynamique

Analysis	
<b>Slope stability verification (Bishop)</b>	
Sum of active forces :	$F_a = 18657,10 \text{ kN/m}$
Sum of passive forces :	$F_p = 52895,52 \text{ kN/m}$
Sliding moment :	$M_a = 5559049,39 \text{ kNm/m}$
Resisting moment :	$M_p = 15760691,01 \text{ kNm/m}$
Utilization :	35,3 %
Slope stability ACCEPTABLE	

Figure 86 : Résultat de l'analyse de la stabilité externe cas statique

### VI.5.2. Calcul de coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{\text{Moments passifs}}{\text{Moments actifs}} \quad (30)$$

Cas statique :  $F_s = 2,84 > 1,5$

Cas dynamique:  $F_s = 1,6 > 1,5$

### VI.5.3. Conclusion:

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

## VI.6. Ferrailage des parois moulées <sup>47</sup> :

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

<sup>47</sup> (Règles BAEL 91 révisées 99, Février 2000)

**VI.6.1. Calcul manuel :****Les données de calcul :**

$$F_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 2.4 \text{ MPa} \quad f_{su} = f_e / \gamma_s = 500 / 1.15 = 434.78 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 17 \text{ MPa} \quad b = 1 \text{ m} \quad h = 1.2 \text{ m} \quad d = 0.9h = 1.08 \text{ m} \quad \gamma_b = 1.5 \quad \Theta = 1$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Avec : La situation du projet est considérée préjudiciable.

$F_{c28}$  : résistance à la compression à 28 jours       $f_{t28}$  : résistance à la traction à 28 jours

$f_{su}$  : la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.       $f_e$  : la limite d'élasticité

$\gamma_s$  est le coefficient de sécurité,  $\gamma_s = 1,15$  dans le cas courant

$f_{bu}$  : la valeur de calcul de la contrainte du béton

$b$  : largeur de la section       $h$  : hauteur de la section

$d$  : distance du centre de gravité de l'armature tendue à la fibre la plus comprimée de la section.

$\gamma_b$  le coefficient de sécurité,  $\gamma_b = 1,5$  dans le cas courant.

$\sigma_{bc}$  : La contrainte limite de compression du béton

**VI.6.1.1. Ferrailage longitudinal****VI.6.1.1.1. Cas statique : calcul à l'ELU :**

$$M_u = 1.54 \text{ MN.m/ml} \quad \varepsilon_l = f_e / (\gamma_s E) = 500 / (1.15 \cdot 2.1 \cdot 10^5) = 2.07 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_l = 7 / (7 + 2 \varepsilon_l) = 1 \quad \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.48 \quad \mu = M_u / (b d^2 f_{bu}) = 0.077$$

$$\mu < 5 \mu_l / 3 = 0.8 \Rightarrow \text{Vérifiée} \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\mu < 0.1859 \Rightarrow \text{vérifiée} \quad \mu < 0.1042 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + 19.692\alpha^2 + 0.616\alpha - 0.3 = 0 \Rightarrow \alpha = 0.1381$$

$$\beta = \frac{5\alpha^2(3-8\alpha)}{3(1-\alpha)^2} = 0.0811 \Rightarrow A_{su} = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = 34.26 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = \max \{ bh/1000 ; 0.23bd \cdot f_{t28}/f_e \} = 12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**VI.6.1.1.2. Vérification à l'ELS :**

$$M_{ser} = 1.443 \text{ MN.m/ml} \quad \sigma_{st} = \{ \min \{ 2f_e/3 ; \max [f_e/2 ; 110\sqrt{(1.6f_{t28})}] \} ; 250 \text{ MPa} \}$$

$$100y^2 + 1027.8y - 111002.4 = 0 \Rightarrow y = 28.57 \text{ cm} = 0.2857 \text{ m}$$

$$I = \frac{100}{3} \times y^3 + 15(A_{su})(108-y)^2 = 0.041 \text{ m}^4 \quad K = M_{ser}/I = 35.2$$

$$\sigma_{bc} = 10.057 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc}' = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}' \quad \text{Non vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15k(d-y) = 419.39 \text{ MPa} \quad \sigma_{st}' = 250 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{st} < \sigma_{st}' \quad \text{Non vérifiée}$$

$$\Rightarrow \text{ELS non vérifié} \Rightarrow \text{Dimensionnement à l'ELS}$$

$$\delta = d/d' = 0.11 \quad \mu_l = M_{ser}/(b \cdot d^2 \cdot \sigma_{st}') = 4.95 \cdot 10^{-3} \quad \alpha = y/d = 0.265$$

$$\alpha_s = \frac{15\sigma_{bc'}}{15\sigma_{bc'} + \sigma_{st'}} = 0.9375 \quad \mu_s = \frac{\alpha_s^2(1 - \frac{\alpha_s}{3})}{30(1 - \alpha_s)} = 0.322$$

$$\mu_1 < \mu_s \Rightarrow \alpha_1^3 - 3\alpha_1^2 - 0.4455\alpha_1 + 0.4455 = 0 \Rightarrow \alpha_1 = 0.334 \in [0,1]$$

Ainsi  $As' = 0$   $As = \alpha_1^2 / (30(1 - \alpha_1)) \cdot b \cdot d = 60.3 \text{ cm}^2$

**VI.6.1.2. Cas dynamique : calcul à l'ELU :**

Mu 3.74 MN.m/ml  $\mu = 0.8(1 - 0.4\alpha_1) = 0.48$

$\mu = Mu / (bd^2 f_{bu}) = 0.1886$  ainsi  $\mu < 5\mu/3$  et  $\mu < \mu_1$

$\mu < 0.1859$  Non Vérifiée  $\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.263$  et  $\beta = 0.8 \alpha = 0.2104$

Donc  $As_u = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = 88,85 \text{ cm}^2$   $As_u' = 0$

Tableau 32: Résultats des sections d'armature

	Statique		Dynamique
	ELU	ELS	
Moment sollicitant (MN.m/ml)	1.54	1.443	3.74
Section d'armature sup. (cm <sup>2</sup> )	34.26	60.3	88,85
Section d'armature Inf. (cm <sup>2</sup> )	0	0	0
Section minimale Amin (cm <sup>2</sup> )	12		

**Calcul de l'espacement :**

$$es = \frac{b - 2c - n \times \varnothing_1}{n - 1} \tag{31}$$

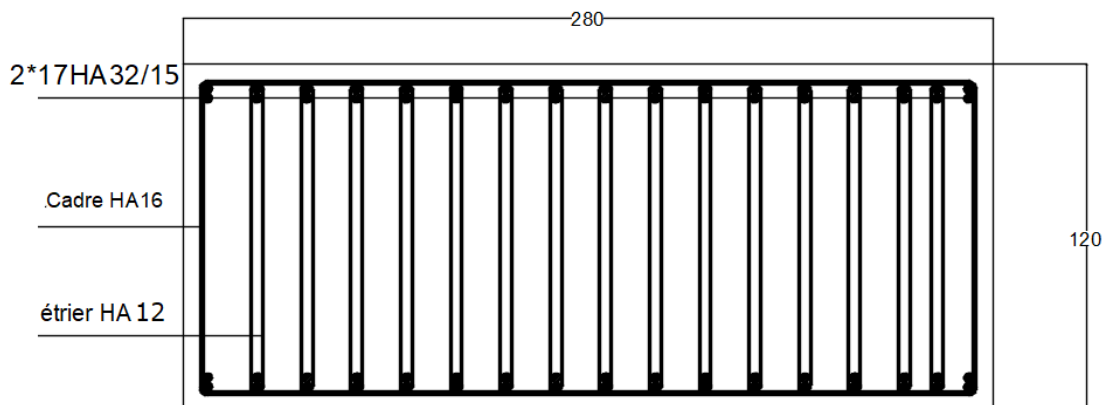
Où :

b : largeur de la section en béton      c : enrobage      n : nombre de barres

$\varnothing_1$  : diamètre des barres longitudinales

On aura ainsi : **es=15cm**

La section d'armature inférieure adoptée est **As = 88,85 cm<sup>2</sup>/ml**, et nous optons pour un ferrailage final de la paroi de soutènement de **2x 6HA32/ml** avec un espacement de 14cm. Comme le moment peut changer de signe, nous ajoutons par mesure de sécurité, une autre nappe d'armatures supérieures (aciers comprimés) **As'** égale à **As**.



**VI.6.2. Ferrailage transversale :**

Sous les sollicitations d'effort tranchant, les calculs sont menés uniquement à l'ELU (BAEL 91 révisées 99).

**VI.6.2.1. Vérification au cisaillement :**

Le règlement BAEL 91 (révisé 99) impose la vérification suivante :

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

Avec :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 1.52 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

Où :  $V_u$ : effort tranchant maximal à l'ELU

Donc :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  Condition Vérifiée.

$\emptyset_t = \emptyset_{Lmax}/3 = 10.66 \text{ mm}$  ainsi on prend  $\emptyset_t = 16 \text{ mm}$

**VI.6.2.2. Vérification du diamètre des aciers transversaux :**

$$\emptyset_t \leq \min \left( \emptyset; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) = 32 \text{ mm}$$

$$A_t = n \times \frac{\pi \emptyset_t^2}{4} = 11.3 \text{ cm}^2 \text{ équivalent à } 6\text{HA}16$$

Avec n: Nombre de brins = 10

**Calcul d'espacement**

$$\frac{A_t}{St} \geq \frac{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0,3 K f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow St = 29 \text{ cm}$$

Avec  $K = 0$  Fissuration très préjudiciable et sans reprise de bétonnage.

Condition de non-fragilité:  $St \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b} = 141,2 \text{ cm} \Rightarrow$  Vérifiée

Escapement maximal  $S_t$ :  $S_t \leq \text{Min} (15 \emptyset_t, 0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

**VI.6.2.3. Pourcentage minimal d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left( 0,4 \text{ Mpa}, \frac{\tau_u}{2} \right) \quad (32)$$

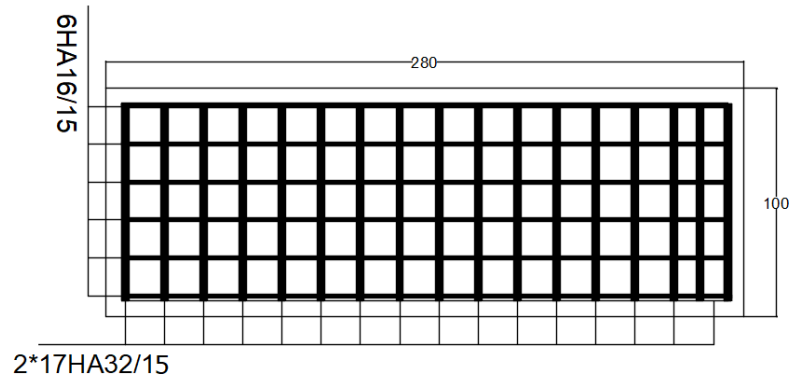
$1,95 > 0,76$  .....Condition vérifiée.

**VI.6.2.4. La quantité d'armatures transversales minimales donnée par RPA<sup>48</sup> :**

$$A_t = 0.003 \cdot St \cdot b \quad (33) = 8,7 \text{ cm}^2 \text{ .....Condition vérifiée.}$$

Ainsi nous optons pour un ferrailage transversal de 6HA16 avec un espacement de 15 cm.

<sup>48</sup> (REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES, 1999 Version 2003)



**Ce ferrailage est confirmé aussi par le calcul automatique par ROBOT EXPERT et Fer 2005. (VOIR ANNEXE E partie C)**

### **VI.7. Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de traiter le blindage en parois moulées statiquement et dynamiquement en détail pour garantir la sécurité totale de l'ouvrage sous les différentes charges et surcharges tout en assurant un ferrailage approprié.

***VII. Chapitre :***  
***« Modélisation de la structure  
interne »***

## Introduction :

Afin de déterminer le ferrailage nécessaire relatif aux différents éléments structuraux en béton armé, constituant le corps principal de notre station (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.

### VII.1. Modélisation de la structure :

Pour effectuer la modélisation, nous avons choisi la section transversale **E-E** de la station.

#### VII.1.1. Géométrie de la structure :

La station Smail Yefsah comprend quatre niveaux (salle des billets, mezzanine, quai, et sous quais). Elle comporte une longueur totale de 130m, une largeur de 20,8m, sur une profondeur de 30,11m. Dont les caractéristiques géométriques suivantes :

- Dalle de couverture R0:  $e=1,2m$
- Dalle intermédiaire R-1:  $e=0,7m$
- Dalle Mezzanine R-2:  $e=0,7m$
- Dalle des quais:  $e= 0,25m$
- Radier:  $e= 1,7m$
- Voiles:  $e1=1,5m$ ,  $e2=0,6m$   
(Voir Coupe E-E ANNEXE A)

#### VII.1.2. Calcul des charges et surcharges <sup>[49]</sup> <sup>[50]</sup> :

##### 1. Charge permanente relative au poids volumique du béton :

$$\gamma_{\text{béton}} = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

##### 2. La dalle de couverture :

- La charge du remblai sur la dalle + la charge routière :

$$\begin{aligned} \sigma_{v1} &= \gamma_{\text{Remb}} \times h_{\text{Remb}} & (34) \\ \sigma_{v1} &= 21 \times 6.061 = 127.28 \text{ KPa} \end{aligned}$$

- Charge permanente relative au revêtement (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : **5 KPa**
- Surcharge variables due au trafic : **20 KPa**
  - ✓ total des charges : **132,28 KPa**
  - ✓ total des surcharges : **20 KPa**

##### 3. La dalle R-1 :

- Charge permanente relative au revêtement (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : **5 KPa**
- Charge permanente due aux locaux technique sur la moitié de la dalle : **15 KPa**
- Surcharge variable pour les zones d'accès publiques sur la 2<sup>ème</sup> moitié de la dalle : **6 KPa**

##### 4. La dalle R-2 :

- Charge permanente relative au revêtement (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : **5 KPa**
- Charge permanente due aux locaux de ventilations et les locaux techniques destinés aux équipements électromécaniques et électriques : **25 KPa**

<sup>[49]</sup> (Document Technique Réglementaire , 1988)

<sup>[50]</sup> (Cosider TP, 2016)

- Surcharge des voyageurs : **6 KPa**

### 5. Dalle de quai :

- Charge permanente relative au revêtement (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : **5 KPa**
- Surcharge des voyageurs : **6 KPa**

### 6. Les parois de revêtement:

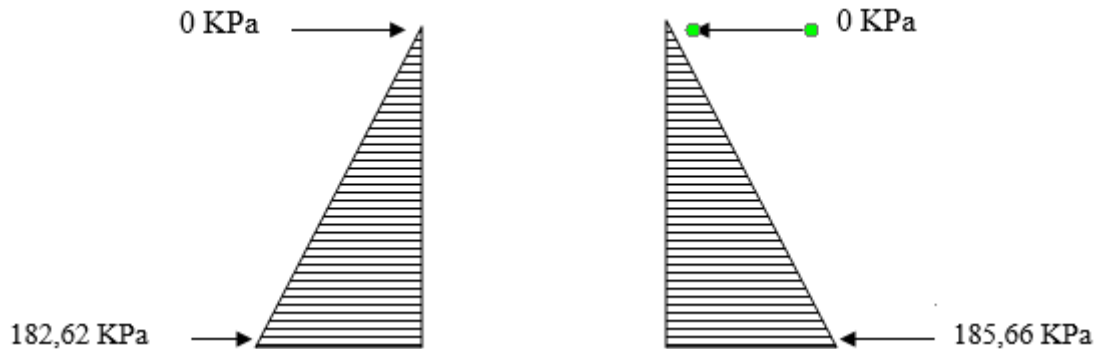
Les charges appliquées sur les voiles sont dues aux contraintes de poussées latérales et qui ont été calculées précédemment dans le chapitre calcul des charges. Afin de simplifier la modélisation sur SAP2000, nous allons les considérer comme une charge triangulaire répartie sur le long des parois de revêtement avec une charge maximale calculée selon la profondeur des parois de revêtement comme suit :

- **la profondeur des parois = 27,55m**

Nous remplaçons sur la formule (20) appropriée selon cette profondeur

Charge maximale des parois côté nord : **185,66 KPa**

Charge maximale des parois côté sud : **182,62 KPa**



### 7. Sous-quai :

- Charge concentré dans le coin de la station due à la salle de pompage : **35KPa**

### 8. radier :

#### a) Charge agissante sous le radier (soulèvement) :

$$\sigma_{v2} = \sum_{i=1}^{i=3} \gamma_i \times h_i \quad (35)$$

Où :

$\gamma_i$  : Le poids volumique de la couche.

$h_i$  : Profondeur de la couche.

On aura ainsi :  $\sigma_{v2} = 20 \times 3 + 20 \times 7 + 21 \times 20 = 620 \text{ KN/m}^2$

Ci-après la figure récapitulative des charges et surcharges appliquées à la structure

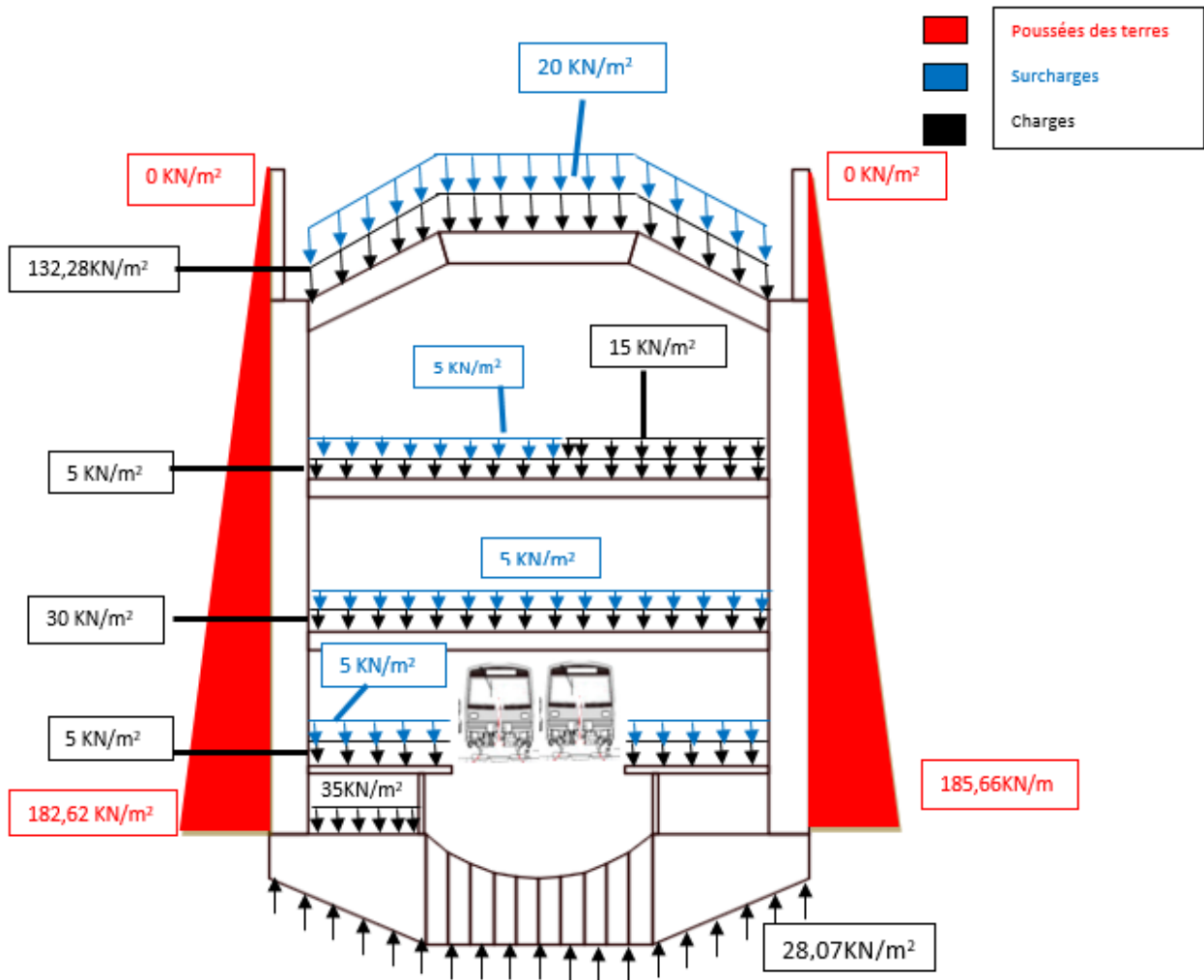


Figure 88: Récapitulatif des charges et surcharges sollicitantes

### VII.1.3. Détermination du coefficient du sol :

Dans le cas de notre étude, l'interaction sol-structure sera matérialisée par des ressorts «Springs», dont l'élasticité correspond aux modules de déformation du terrain.

Le coefficient du sol ou «module de réaction du sol» est défini par la formule de BALAY 1984<sup>[51]</sup> suivante :

$$K = \frac{EM}{\frac{\alpha \times a}{2} + 0,133(9 \times a)^\alpha}$$

Où :

$EM = \alpha \times E$  : Module pressiométrique de la couche du sol concerné [KPa].

$\alpha$  : Coefficient rhéologique de la couche du sol concerné.

$a$  : Paramètre dimensionnel dépendant de la géométrie de l'ouvrage [m].

<sup>[51]</sup> (Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONNAT, 2019)

Tableau 33: Paramètres des différentes couches du sol

	Remblai (Normalement consolidé)	Argile (Normalement consolidée)	Sable (Très serré)
$\alpha$	2/3	2/3	1/2
$E$ (MPa)	10	30	69
$EM$ (MPa)	5	20	23

➤ **Module de réaction élastique horizontal  $K_h$  :**

$a = 27,55\text{m}$

$$K_h = \sum_{i=1}^3 \frac{K_{hi}}{3} = \frac{346,44 + 1385,76 + 2560,74}{3} = 1431 \text{ KN/m}$$

➤ **Module de réaction élastique vertical  $K_v$  :**

$a = 20,8\text{m}$

$$K_v = \frac{23 \times 10^3}{\frac{1/2 \times 20,8}{2} + 0,133(9 \times 20,8)^{1/2}} = 3276 \text{ KN/m}$$

#### VII.1.4. Résultats :

Après avoir entré les Input (géométrie- charges et surcharges- Springs...) nous avons pu déduire les moments maximum pour les différents éléments.

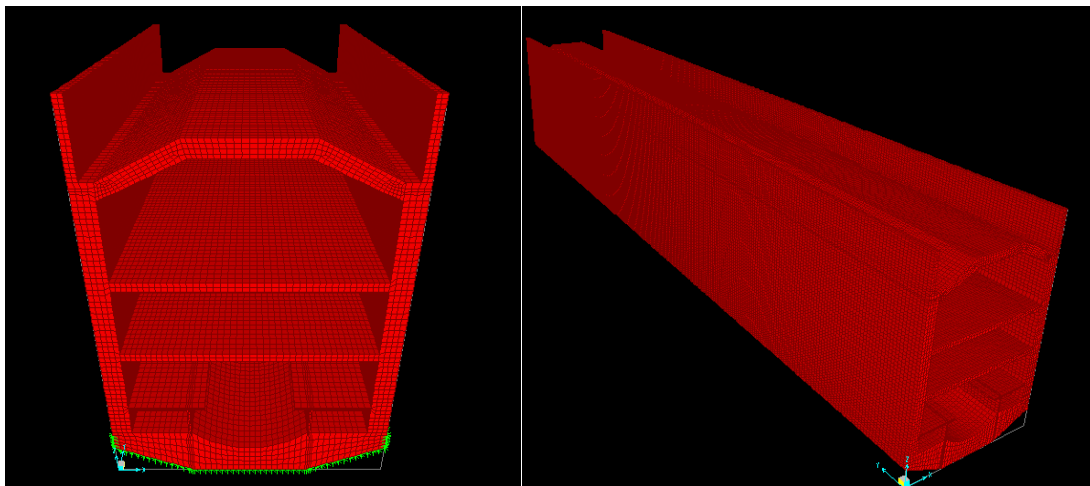


Figure 89: Vue 3D de la Station "Smail Yefsah"

➤ **ELU :**

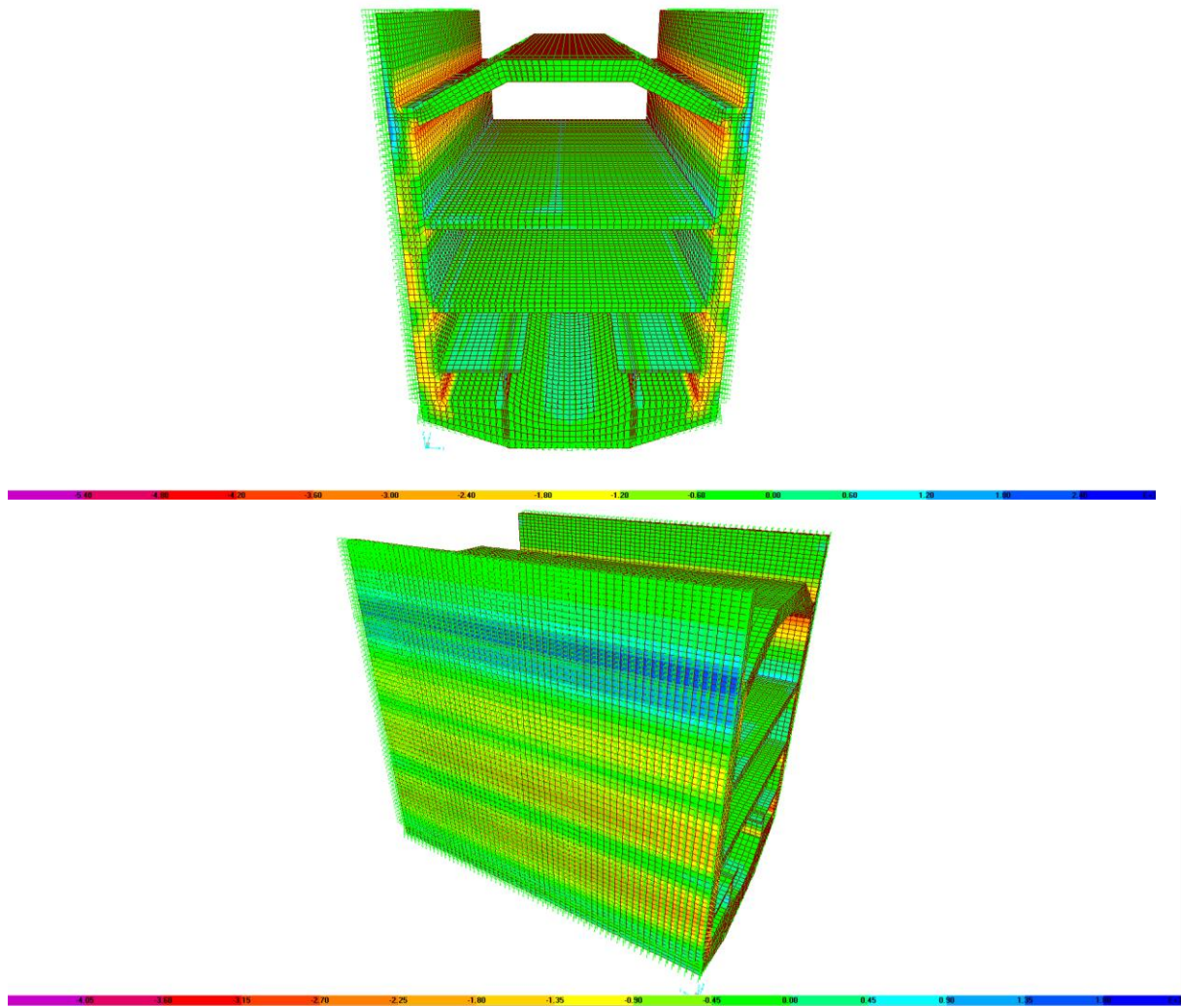


Figure 90: Vue 3D du résultat de la répartition des moments sur toute la station à l'ELU

➤ **ELS**

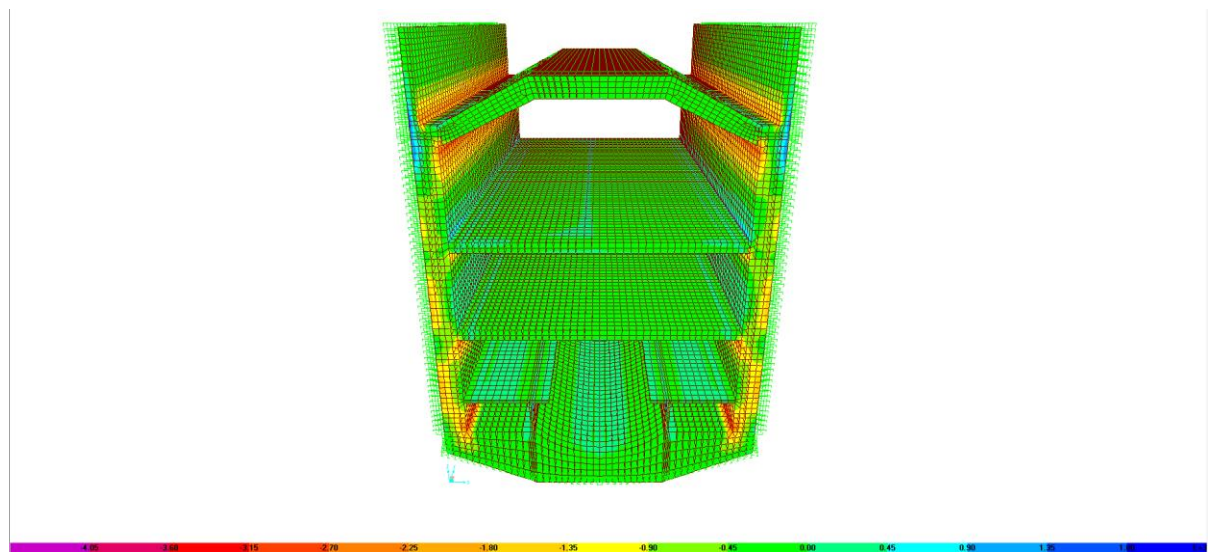


Figure 91 : Vue de face en 3D du résultat de la répartition des moments sur toute la station à l'ELS

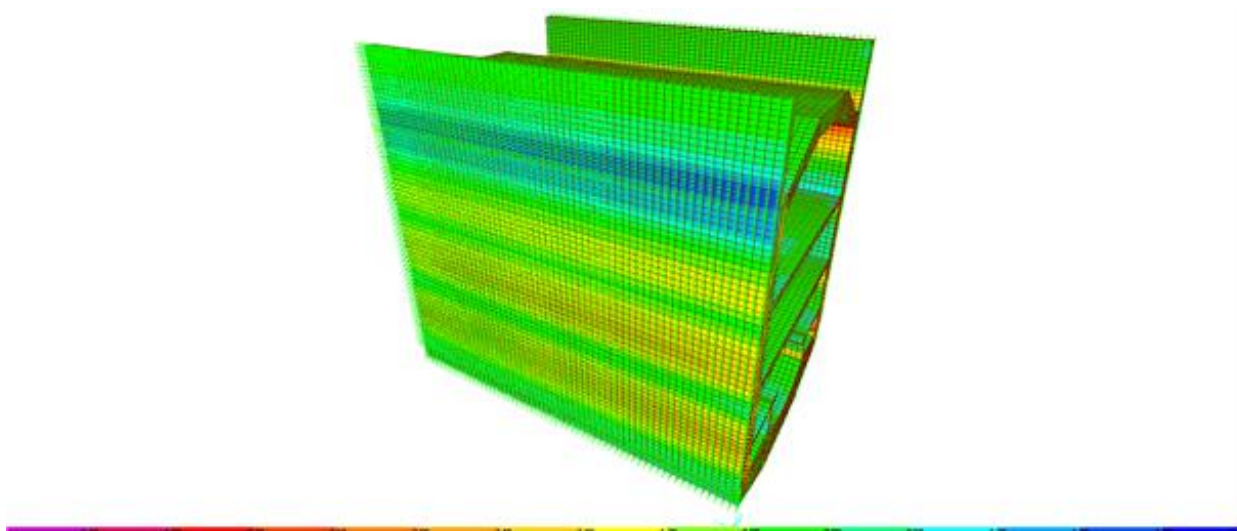


Figure 92: Vue de côté en 3D du résultat de la répartition des moments sur toute la station à l'ELS

Tableau 34: Résultats obtenus par SAP2000

TABLE: Section Cut Forces - Design			
SectionCut	combination	V3	M3
Text	Text	KN	KN-m
DC	ELU	-901,738	534,5436
DC	ELS	-665,74	393,9187
PR	ELU	-1680,384	2462,8496
PR	ELS	-1245,371	1817,1768
Quai	ELU	-12,014	7,5303
Quai	ELS	-8,866	5,39
R-1	ELU	-601,205	734,7133
R-1	ELS	-446,007	543,2174
R-2	ELU	-1079,179	1032,9006
R-2	ELS	-799,364	762,2476
RADIER	ELU	387,723	-4981,643
RADIER	ELS	286,225	-3699,246

## VII.2. Calcul des sections d'armature :

Le ferrailage se fait en flexion composé à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT et nous aurons les résultats suivant : **(Détail - VOIR ANNEXE E Partie C)**

### Parois de revêtement :

Pour une section de béton (100×120cm) :

Armature longitudinale :  $A_S=56,3\text{cm}^2$  Ainsi on aura 8HA32 avec  $S_t=10\text{cm}$ .

Armature transversale :  $A_t= 9,04\text{cm}^2$  et on aura 8HA12 avec  $S_t=10\text{cm}$

Armature de distribution : 8HA25 avec  $S_t=10\text{cm}$

**Dalle de couverture :**

Pour une section de béton (100×120cm) :

Armature longitudinale :  $A_s=14,8\text{cm}^2$  On aura 5HA25 avec  $St=20\text{cm}$

Armature transversale :  $A_t=5\text{cm}^2$  et on aura 5HA16 avec  $St=20\text{cm}$

Armature de distribution : 5HA20 avec  $St=20\text{cm}$

**Dalle R-1 :**

Pour une section de béton (100×70cm) :

Armature longitudinale :  $A_s=37,7\text{cm}^2$  ce qui donne 8HA25 avec  $St=10\text{cm}$

Armature transversale :  $A_t=6,28\text{cm}^2$  ce qui donne 8HA10 avec  $St=12,5\text{cm}$

Armature de distribution : 8HA20 avec  $St=10\text{cm}$

**Dalle R-2 :**

Pour une section de béton (100×70cm) :

Armature longitudinale :  $A_s=53,9\text{cm}^2$  on aura 7HA32 avec  $St=12,5\text{cm}$

Armature transversale :  $A_t=7,91$  et on aura 7HA12 avec  $St=15\text{cm}$

Armature de distribution : 7HA25 Avec  $St=12,5\text{cm}$

**Quai :**

Pour une section de béton (100×25cm) :

Armature longitudinale :  $A_s=2,5\text{cm}^2$  on calcule la section minimale d'armature

$A_{min} = \max \{ bh/1000 ; 0,23bd \cdot f_{t28}/f_e \} = 2,7\text{cm}^2$

Selon RPA ferrailage longitudinal minimal est 0.5% de la section de béton

$0,5\% \times (100 \times 25) = 6,25\text{cm}^2$  donc  $A_s = 6,25\text{cm}^2$  ce qui donne 6HA12 avec  $St=15\text{cm}$

Armature transversale :  $A_t=3,014\text{cm}^2$  on aura 6HA12 avec  $St=20\text{cm}$

**Radier :**

Armature longitudinale :  $A_s=84,3\text{cm}^2$  on aura 11HA32 avec  $St=10\text{cm}$

Armature transversale :  $A_t=21,07\text{cm}^2$  on aura 5HA25 avec  $St=20\text{cm}$

Armature de distribution : 11HA25 avec  $St=10\text{cm}$

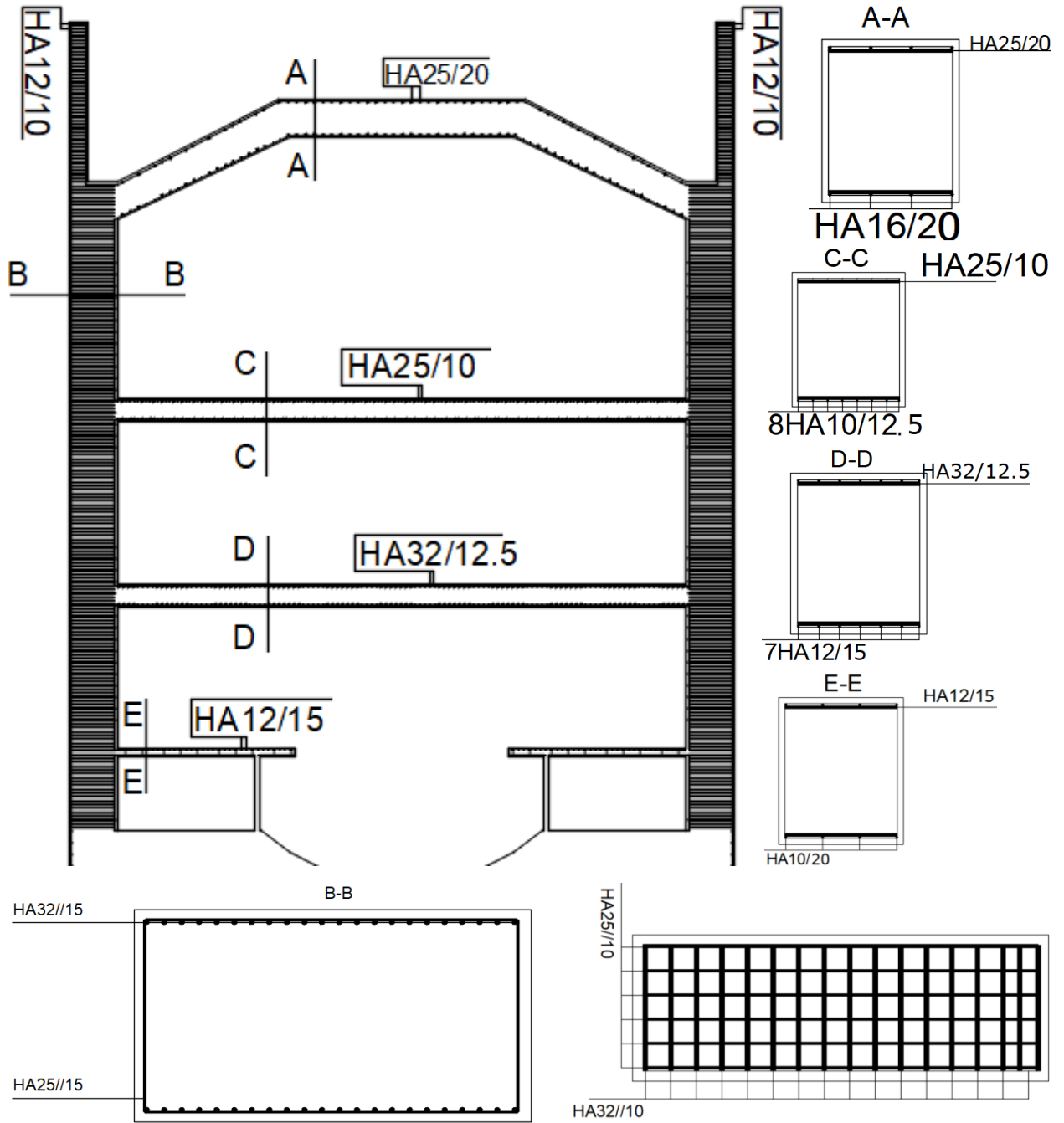


Figure 93: Schéma de ferrailage des éléments structuraux de la station

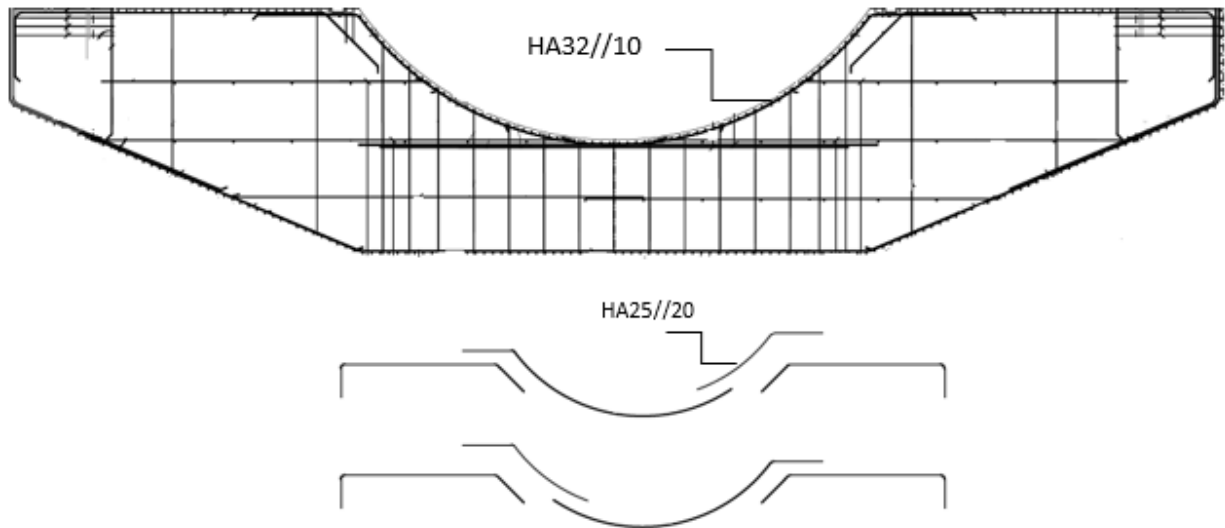


Figure 94: Schéma de ferrailage du radier

#### VII.4.Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'avoir une idée sur le comportement de notre structure ainsi de connaître les zones les plus sollicitées afin de bien choisir le ferrailage conforme pour assurer la sécurité de l'ouvrage.

## **Conclusion générale**

*Ce projet de fin d'étude nous a permis d'appréhender une expérience enrichissante dans le domaine des travaux souterrains plus précisément les stations métro, et mettre en pratique nos connaissances acquises lors de nos études d'ingénieur.*

*Tout d'abord, nous avons commencé notre travail par le chapitre Master, une recherche bibliographique sur les scellements de fers d'armature à l'aide des résines chimique, ensuite nous avons présenté notre projet de fin d'étude relatif au Métro d'Alger en décrivant le tronçon à étudier, suivi d'un chapitre que nous avons consacré pour tout ce qui concerne la conception de notre station métro ainsi que des techniques et des travaux abordés dans la réalisation. Ensuite, nous nous sommes penchés sur la reconnaissance des sites d'étude où nous avons donné un aperçu géologique général d'Alger et parlé des différents sondages effectués dans notre projet ainsi que les caractéristiques géotechniques des différentes couches.*

*A partir du chapitre V, nous nous sommes orientés beaucoup plus vers les calculs techniques et le software. Premièrement, un chapitre consacré au calcul des charges appliquées sur notre ouvrage, puis, la modélisation numérique par le logiciel « Geo5 » où nous avons vérifié : toutes les phases d'excavation, la stabilité de l'écran, la résistance des parois, que ce soit dans le cas statique ou bien dynamique, ainsi que le contrôle des déplacements induits et les sollicitations exercés. Ensuite, en obtenant ces derniers nous avons pu calculer le ferrailage approprié aux parois moulées manuellement et automatiquement.*

*Notre dernier travail a consisté à la modélisation de la structure intérieure par logiciel Sap 2000 où nous avons calculé les inputs (géométrie, charges, surcharges, réactions du sol...) et obtenu les outputs, à travers lesquelles nous avons calculé le ferrailage nécessaire par logiciel ROBOT EXPERT.*

*Ce travail a été réalisé dans des conditions difficiles pour un projet de fin d'étude à cause de cette pandémie. Nous avons eu des difficultés, du fait que ce domaine des travaux souterrains nécessite l'aide surtout en présentiel, ce qui était impossible dans des pareilles circonstances. Le chapitre calcul des charges a été un autre défi pour nous, que ce soit dans la compréhension ou lors de l'application de la méthode de calcul adoptée. Nous avons rencontré un autre problème, la maîtrise de logiciel SAP2000 sur lequel se base le dernier chapitre, ça nous a pris beaucoup de temps afin d'arriver à modéliser notre structure.*

*Finalement, Ce projet de fin étude a été une bonne occasion pour mieux comprendre, sur le plan intellectuel, les techniques utilisées dans la réalisation des structures souterraines et améliorer notre bagage grâce à des nouvelles notions sur ce domaine. Il nous a aussi permis la maîtrise des nouveaux logiciels de calcul relatifs aux travaux souterrains.*

## Bibliographie

- [1] **Futura Sciences.** SCIENCES La fabrication de l'acier. [En ligne] <https://www.futura-sciences.com/sciences/questions-reponses/matiere-fabrication-acier-835/>.
- [2] **Britannica, La référence mondiale en matière de connaissances depuis 1768.** Acier, Métallurgie. [En ligne] <https://www.britannica.com/technology/steel/Testing-of-properties#ref81356>.
- [3] **Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-1. Calcul des structures en béton —Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.** s.l. : EUROCODE 2, 2005.
- [4]. **Yongjiu Shi, Meng Wang, Wang Yuanqing-Etude sur modèle constitutif de l'acier de construction sous chargement cyclique.** 1185-1197, s.l. : Journal of Constructional Steel Research 67, Août 2011.
- [5] **Nicolas PINOTEAU.** *Comportement des scellement chimique d'armature rapportés pour béton en situation d'incendie.* s.l. : Université de Lille1 , 2013.
- [6] **Roberto Felicetti, Pietro G. Gambarova, Alberto Meda.** *Comportement résiduel des barres d'armature en acier et des sections R / C après incendie.* 3546-3555, s.l. : Construction et matériaux de construction 23, Décembre 2009.
- [7] **Williams PAUCHET.** *Techniques du bâtiment : l'enveloppe du bâtiment.* s.l. : Techniques de l'Ingénieur, 2006.
- [8] **LE BLOG DE L'HABITAT DURABLE.** Scellement chimique. [En ligne] <https://www.blog-habitat-durable.com/scellement-chimique-definition-utilisations/>.
- [9]**Wikipedia.** Résine (constituant). [En ligne] Mai 2020. [https://fr.wikipedia.org/wiki/R%C3%A9sine\\_\(constituant\)#:~:text=Une%20r%C3%A9sine%20d%C3%A9signe%20un%20produit,peut%20%C3%AAtre%20thermoplastique%20ou%20thermo%20durcissable..](https://fr.wikipedia.org/wiki/R%C3%A9sine_(constituant)#:~:text=Une%20r%C3%A9sine%20d%C3%A9signe%20un%20produit,peut%20%C3%AAtre%20thermoplastique%20ou%20thermo%20durcissable..)
- [10] **Nicolas PINOTEAU.** *Comportement des scellement chimique d'armature rapportés pour béton en situation d'incendie.* s.l. : Université de Lille1 , 2013.
- [11] **Pierre BARDONNET.** *Matières thermodurcissables: monographies, chapitre Résines époxydes (EP): Composants et propriétés.* techniques de l'ingénieur.
- [12] **Nguyen Tinh, Eric Byrd, DP Bentz, Changjian Lint.** *Mesure in situ de l'eau à l'interface revêtement organique / substrat.* 181-193, s.l. : Progrès dans les revêtements organiques 27 , Avril 1996.
- [13] **Peiyi wu, Heinz W Siesler.** *Diffusion de l'eau dans la résine époxy: une étude de corrélation 2D ATR-FTIR* s.l. : Lettres de physique chimique 374, Juin 2003.
- [14] **Adnan Çolak, Turgay Coşgun, Erhan Bakırcı.** *Effects of environmental factors on the adhesion and durability characteristics of epoxy-bonded concrete prisms*758-767, s.l. : Construction and Building Materials 23, February 2009.
- [15] **ETAG 001. GUIDELINE FOR EUROPEAN TECHNICAL APPROVAL OF METAL ANCHORS FOR USE IN CONCRETE Part 5: Banded Anchors.** 1997.

- [16] **Gallus Rehm; C Van Amerongen, Cement and Concrete Association (Great Britain).** *The basic principles of the bond between steel and concrete (translation en anglais)*. 138, s.l. : the Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1968.
- [17] **RILEM.** *Properties of Materials at High Temperatures: Concrete*. 1985.
- [18] **Lubloy, Balazs.** *influence of high temperatures on bond 4th international symposium*. Brescia, Italy : s.n., 2012.
- [19] **A. Ferhat Bingöl, Rüstem Gül.** *Adhérence résiduelle entre les barres d'acier et le béton après des températures élevées*. 854-859, s.l. : Journal de sécurité incendie 44 , Août 2009.
- [20]. **Entreprise Métro d'Alger.** *PRESENTATION DE L'ENTREPRISE METRO D'ALGER - EMA*. [En ligne] <http://www.metroalger-dz.com/fr/index.php>.
- [21] **Ferconsult, Grupo metropolitano de Lisboa EP. FERCONSULT.** [En ligne] [http://www.ferconsult.pt/img\\_upload/quemsomos/318\\_2.pdf](http://www.ferconsult.pt/img_upload/quemsomos/318_2.pdf).
- [22] **TPF Getinsa Euroestudios / Espagne.** TPF Building the World Better. *TPF Getinsa Euroestudios*. [En ligne] <https://tpf.eu/fr/companies/getinsa-ingenieria-s-l/>.
- [23] **Dong Myeong Engineering Consultants (DMEC).** DMEC. [En ligne] [http://www.dmec.co.kr/index\\_eng.html](http://www.dmec.co.kr/index_eng.html).
- [24] **SAETI / Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures.** SAETI. [En ligne] [www.saeti.dz](http://www.saeti.dz) – Mars 2020.
- [25]. **Entreprise Métro d'Alger.** *PRESENTATION DE L'ENTREPRISE METRO D'ALGER - EMA*. [En ligne] <http://www.metroalger-dz.com/fr/index.php> – Mars 2020-.
- [26] **HAMAI Lamine.** *ETUDE GRAVIMETRIQUE DE LA MITIDJA CENTRALE*. s.l. : USTHB, 2011.
- [26] *Hydrogéologie de la plaine Mitidja Orientale (Algérie)*. **BULLETIN DES SCIENCES GEOGRAPHIQUES N°11 Avril 2003**.
- [27] **BENAOUN Abdelhadi, KHOUAS Mounia.** *Étude géologique, géotechnique et pré-dimensionnement d'un rameau de connexion du puits de ventilation PV6, Extensions du métro d'Alger (lot1), Bab Ezzouar*. s.l. : Mémoire de Master à L'USTHB, 2019.
- [28] **Wikipedia Climat d'ALGER.** [En ligne] [https://fr.wikipedia.org/wiki/Wilaya\\_d%27Alger#Climat](https://fr.wikipedia.org/wiki/Wilaya_d%27Alger#Climat).
- [29] **Tutiempo.** Données Climatiques annuelles d'ALGER. [En ligne] <https://fr.tutiempo.net/climat/ws-603690.html>.
- [30] **REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES.** s.l. : MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE, 1999 Version 2003.
- [31] **Cosider.** *Document de Cosider*. 2016.
- [32] **Bureau d'étude DOHWA.** *Etude APD de la station SMAIL YEFSAH*. Février 2015.
- [33] **NFPA 130.** *Standard for fixed guideway transit and passenger rail system*. s.l. : National Fire Protection Association, 2017.

- [34] **Construction Top-Down** . Geotech. [En ligne] <https://www.geotech.hr/en/top-down-construction-method/>. –Avril 2020
- [35] *Paroi moulée, une technique de soutènement multi-usage*. **LES CAHIERS TECHNIQUES DU BÂTIMENT, 329 DÉCEMBRE 2013 – JANVIER 2014.**
- [36] **COSIDER TP. HYPOTHESE GEOTECHNIQUE-**. 2016.
- [37] **BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES, - 205 - SEPTEMBRE-OCTOBRE - RÉF. 4 0 9 0 - PP. 77-**. *Comparaison des méthodes classiques de dimensionnement des écrans de soutènement ancrés.*
- [38] **Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONNAT, Olivier PAYANT Moulay ZERHOUNI. FONDATION ET OUVRAGES EN TERRES, Manuel Professionnel de géotechnique du BTP.** s.l. : EYROLLES, 2019.
- [39] **Luc DELATTRE.** *Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement.* s.l. : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2001.
- [40] **BOUAFIA ALL. CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES GEOTECHNOIQUES, FONDATION, SOUTENEMENT ET TALUS, CHAPITRE 9: PAROIS MOULEES-** Université Saâd Dahleb- 2009.
- [41] **Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONNAT, Olivier PAYANT Moulay ZERHOUNI. FONDATION ET OUVRAGES EN TERRES, Manuel Professionnel de géotechnique du BTP.** s.l. : EYROLLES, 2019.
- [42] **EUROCODE 7, NF EN 1997-2. CALCUL GEOTECHNIQUE, Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais-**Decembre 1996-
- [43] **NOTE DE COURS Rideaux de palplanches. COURS MECANIQUE DE SOLS II.** 2007.
- [44] **Règles BAEL 91 révisées 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.** Février 2000.
- [45] **BENALLEGUE MAYELLIA, H.** Conception et Calcul de la Stabilité du Tunnel Ferroviaire GANTAS au niveau de la localité de Ain Soltane du PK 108+116 au PK 109+116. Mémoire ENSTP (2016/2017).
- [46] **REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES.** s.l. : MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE, 1999 Version 2003.
- [47] **Document Technique Réglementaire , DTR B.C 2.2. Charges permanentes et charges d'exploitation.** Alger : Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S, 1988.
- [48] **Cosider TP. Hypothèses et modes opératoires.** 2016.
- [49] **Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONNAT, Olivier PAYANT Moulay ZERHOUNI. FONDATION ET OUVRAGES EN TERRES, Manuel Professionnel de géotechnique du BTP.** s.l. : EYROLLES, 2019.

# *Annexes*

# ANNEXE A

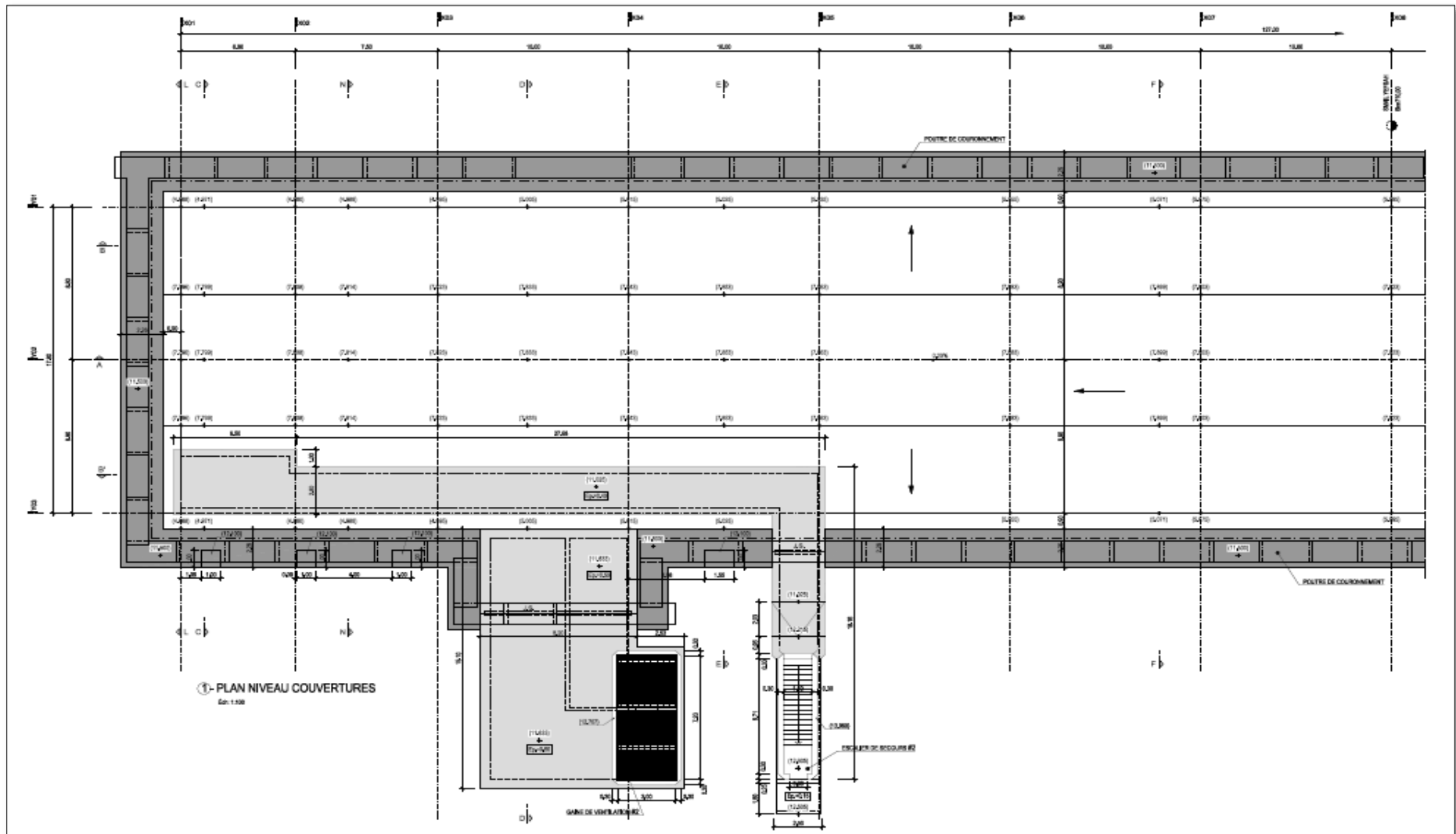


Figure 95: Vue en plan de niveau dalle de couverture de l'axe X01 à X08 – Cosider -

# ANNEXE A

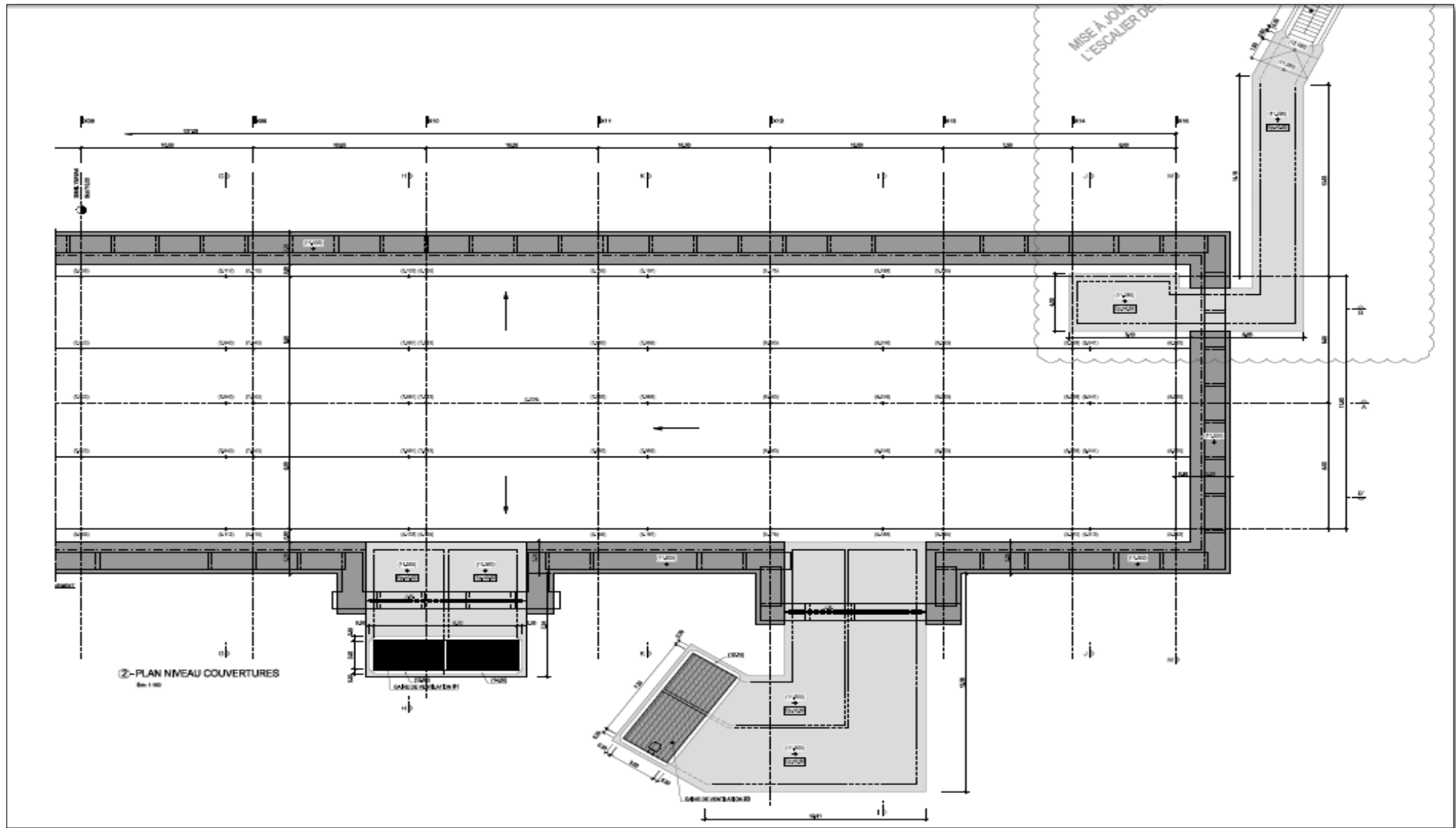


Figure 96: Vue en plan de niveau dalle de couverture de l'axe X08 à X15- Cosider -

# ANNEXE A

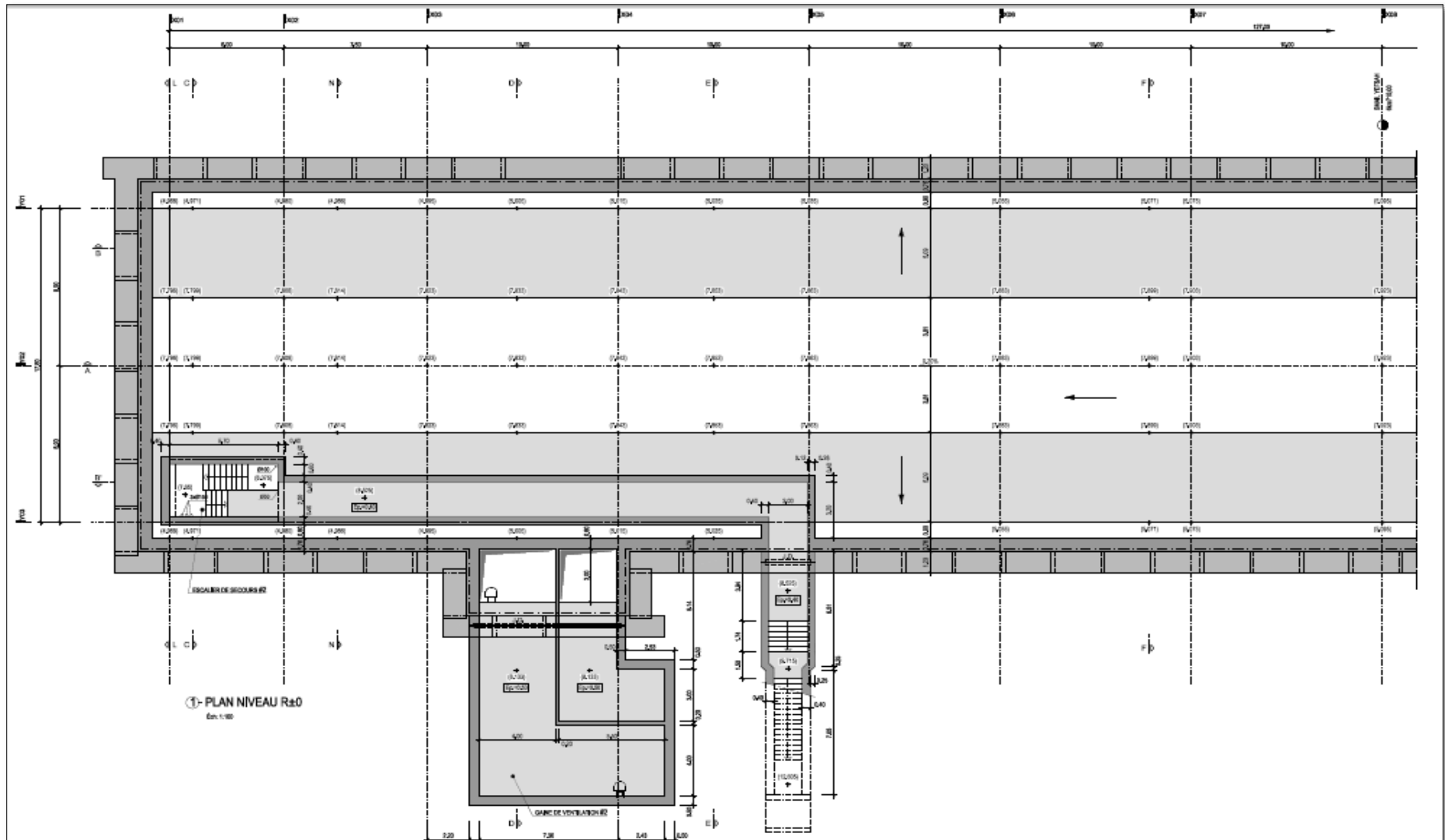


Figure 97: Vue en plan de niveau R±0 de l'axe X01 à X08- Cosider -

# ANNEXE A

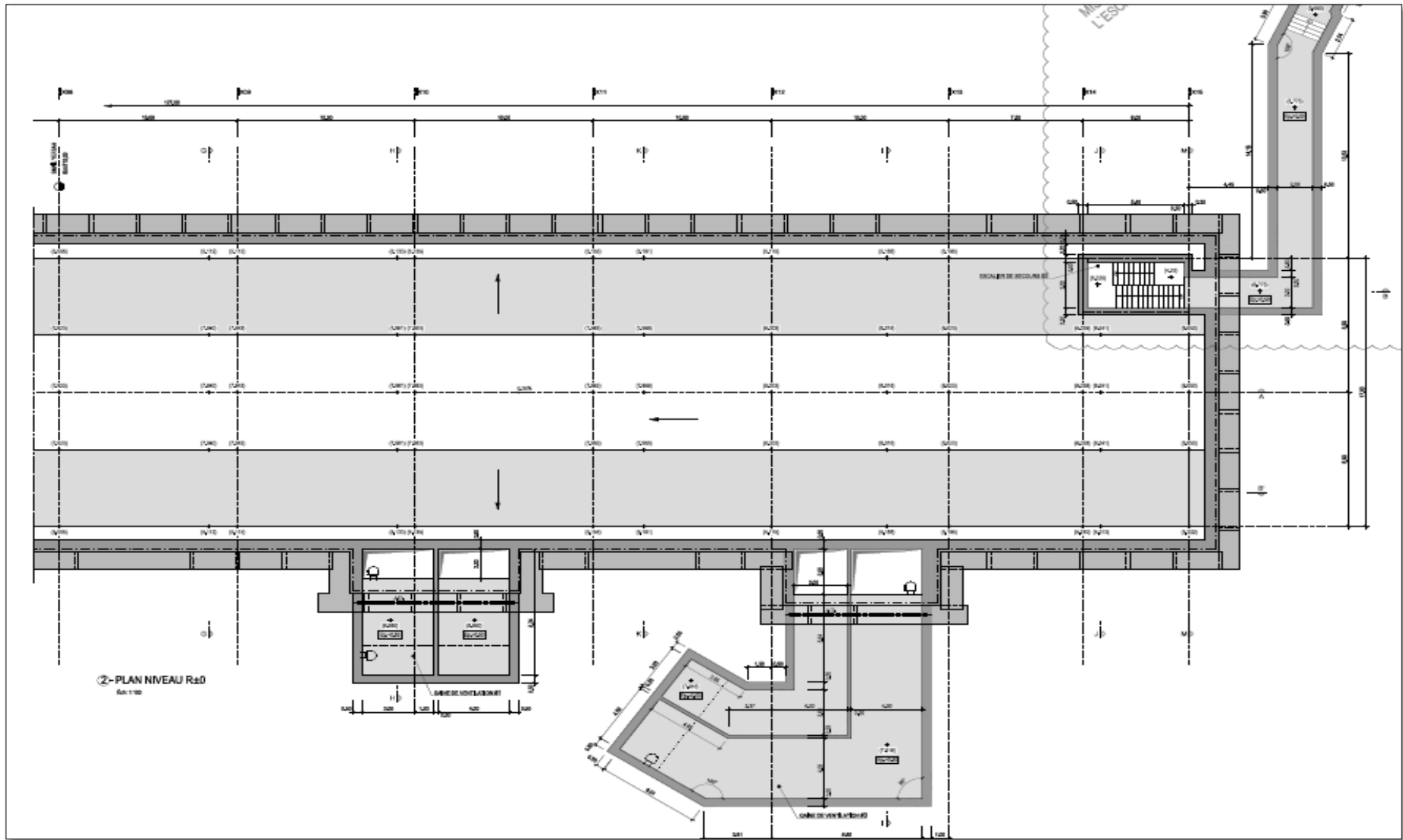


Figure 98: Vue en plan de niveau R±0 de l'axe X08 à X15 – Cosider -

# ANNEXE A

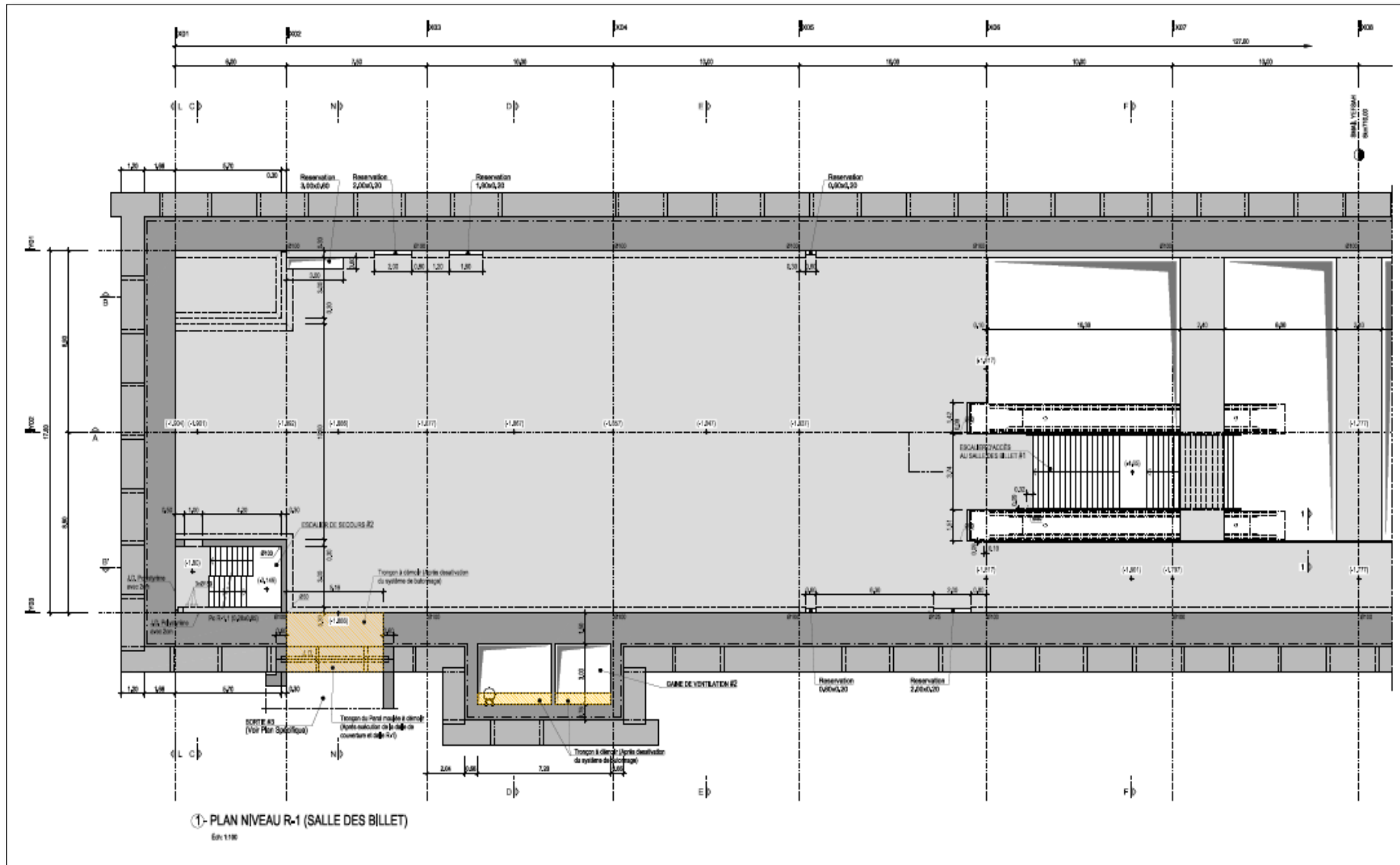


Figure 99: Vue en plan de niveau R-1 de l'axe X01 à X08– Cosider -

# ANNEXE A

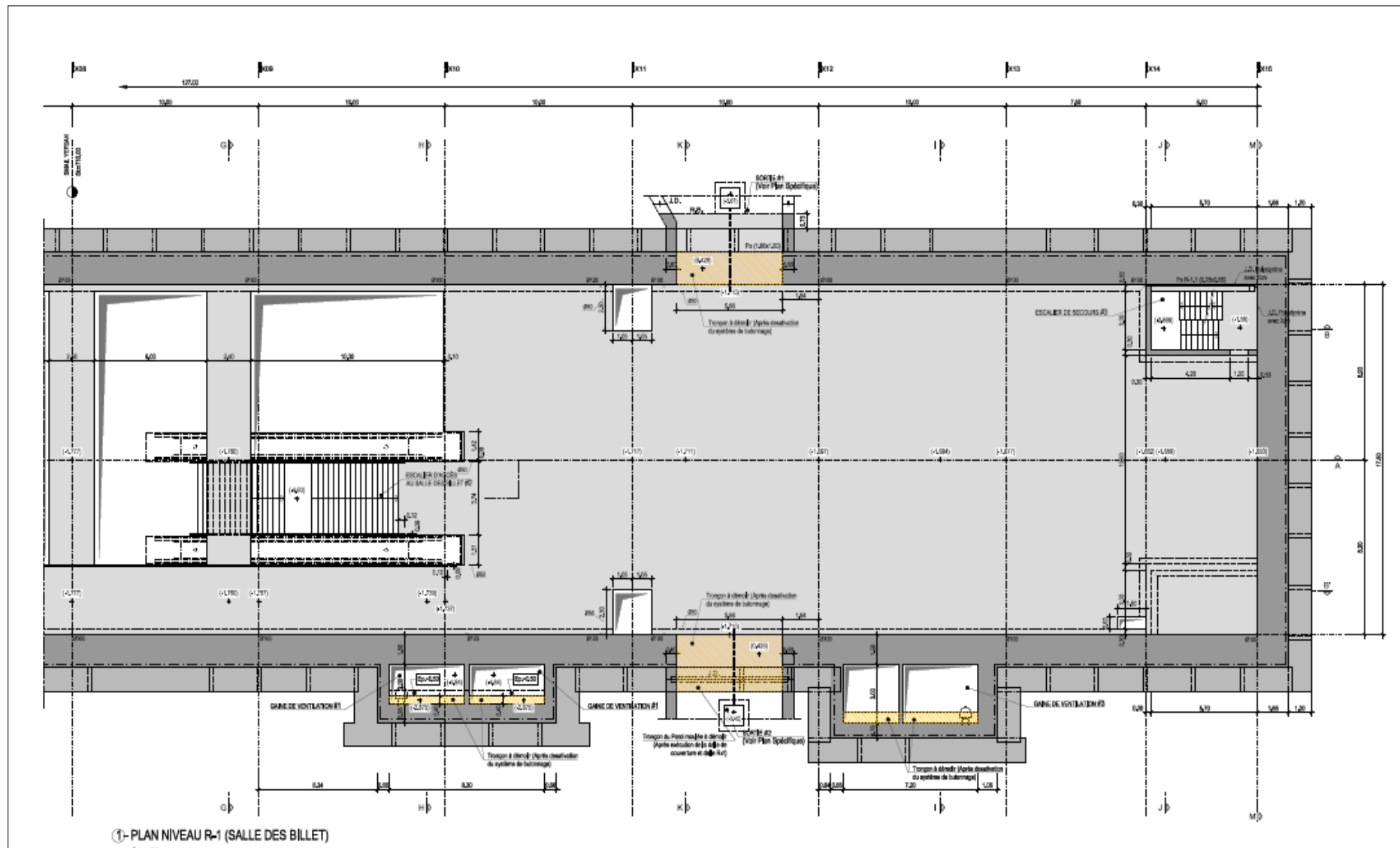


Figure 100: Vue en plan de niveau R-1 de l'axe X08 à X15 – Cosider -

# ANNEXE A

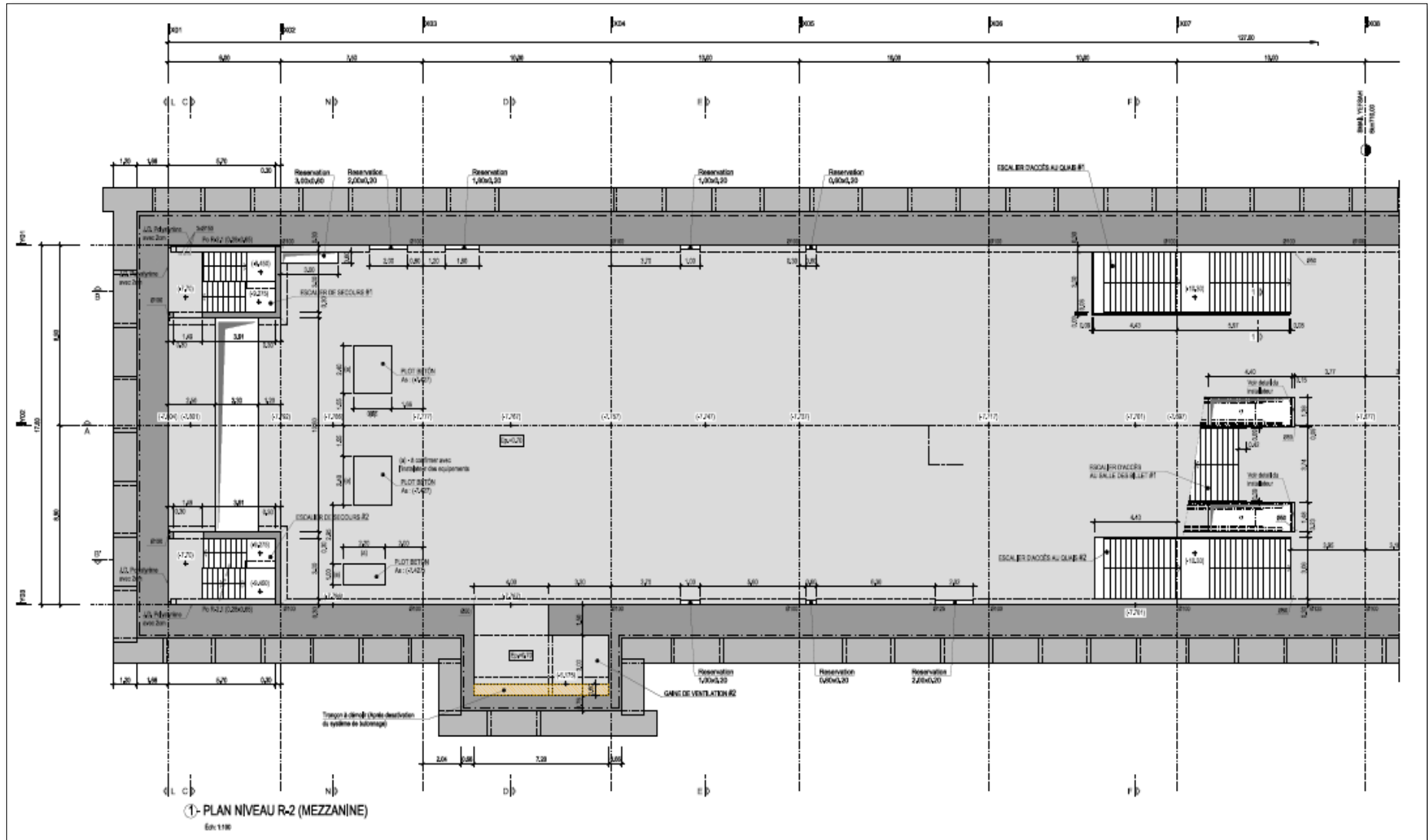
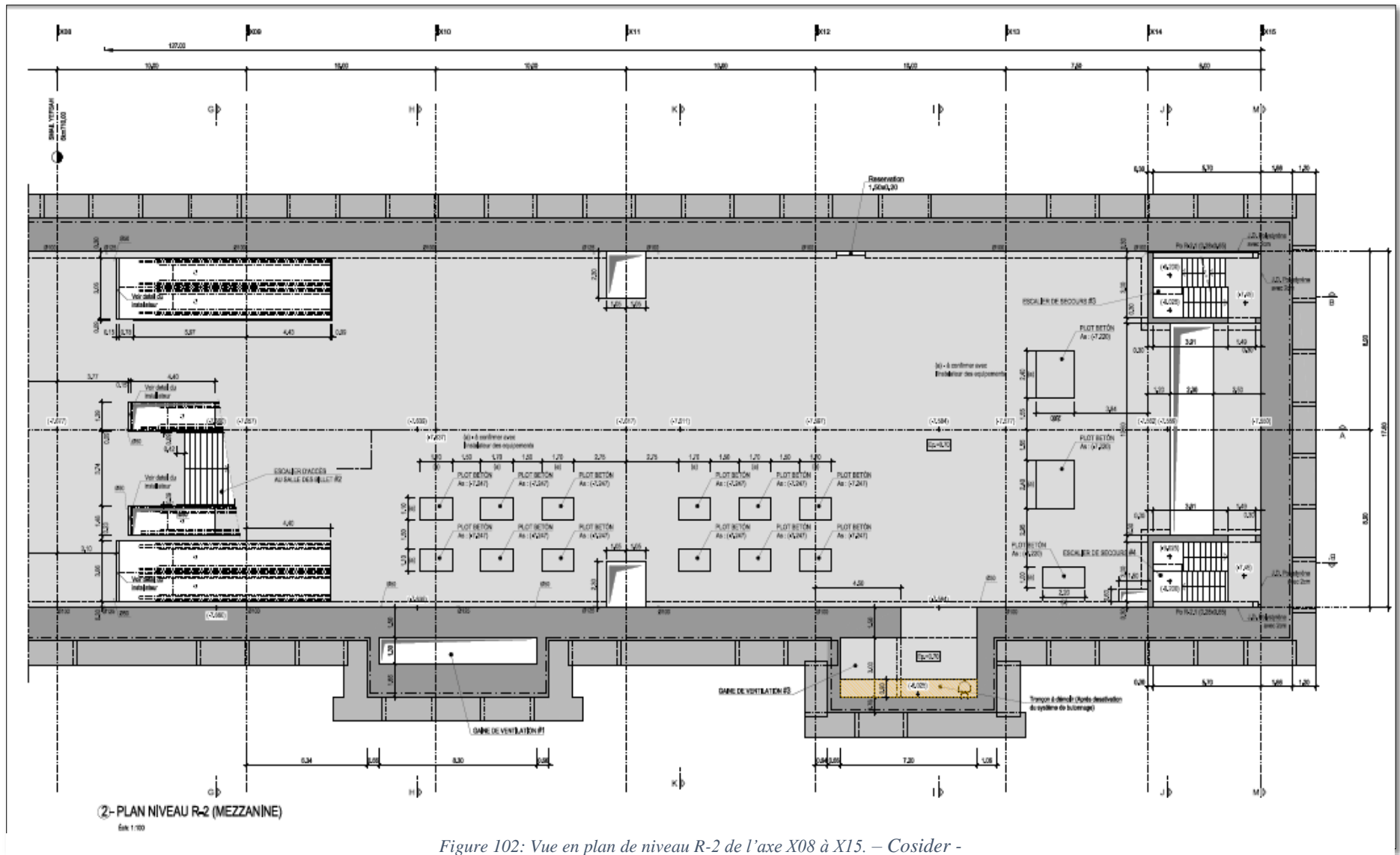


Figure 101: Vue en plan de niveau R-2 de l'axe X01 à X08 – Cosider -

# ANNEXE A



# ANNEXE A

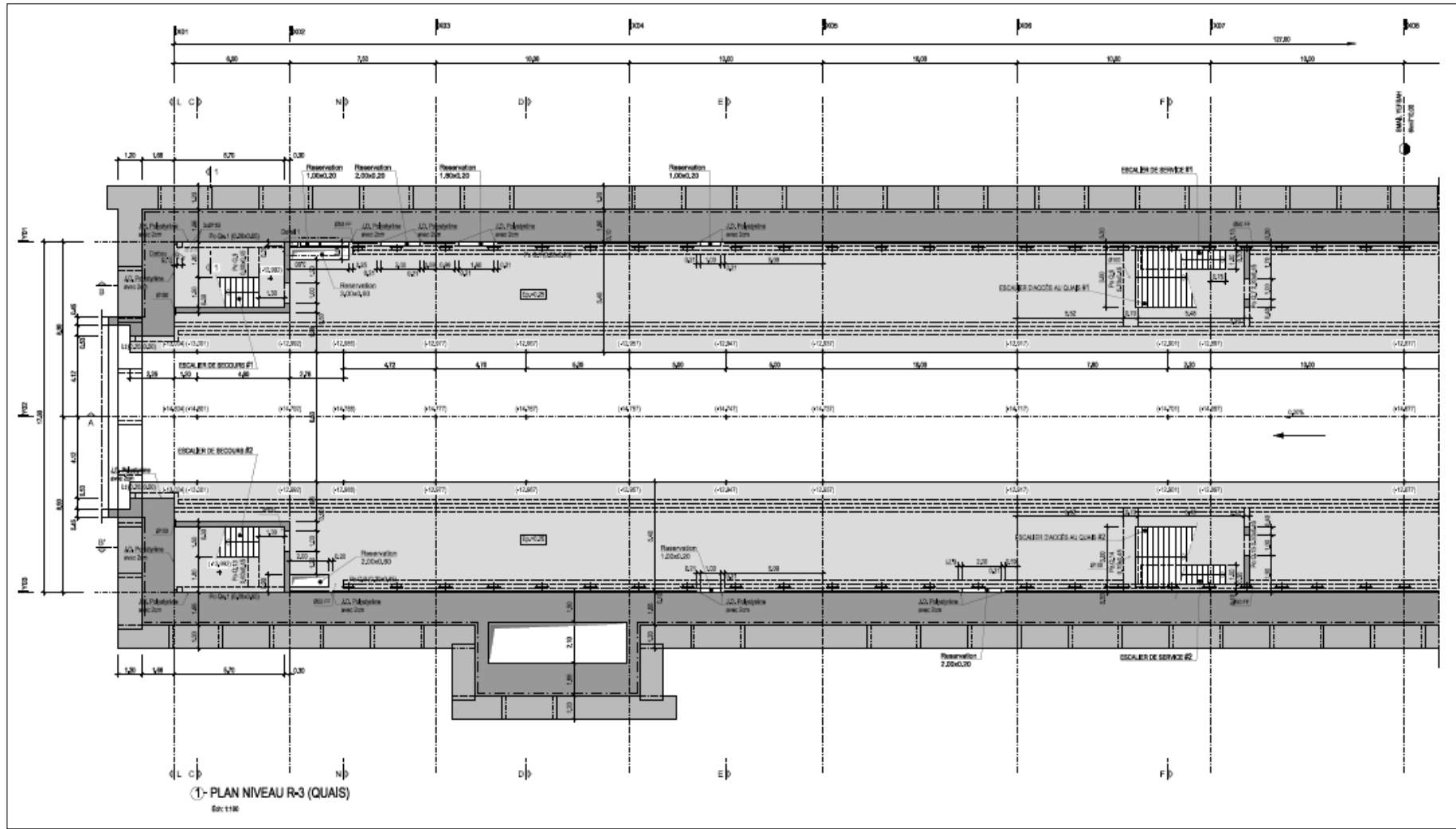


Figure 103: Vue en plan de niveau R-3 de l'axe X01 à X08. – Cosider -

# ANNEXE A

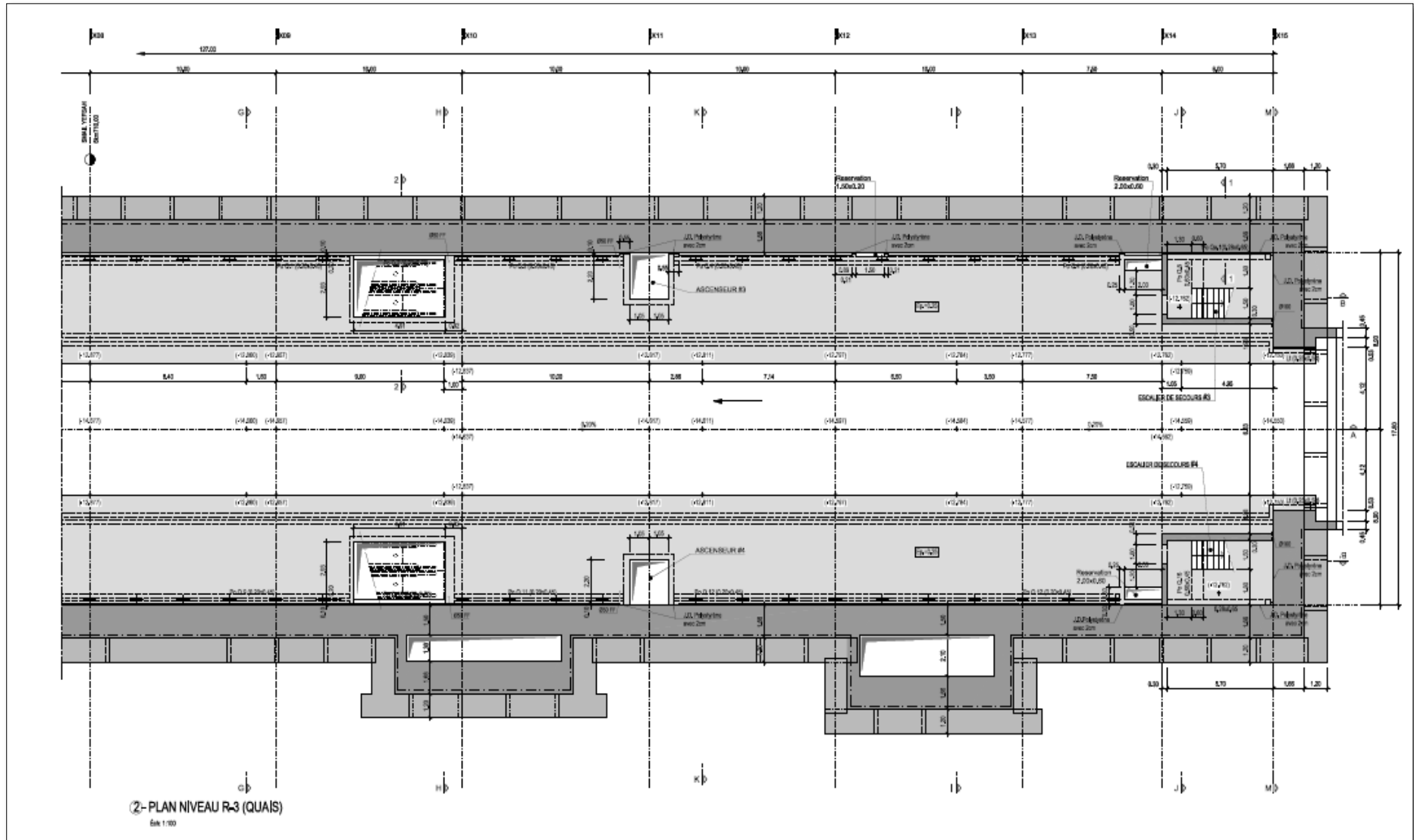


Figure 104: Vue en plan de niveau R-3 de l'axe X08 à X15- Cosider -

# ANNEXE A

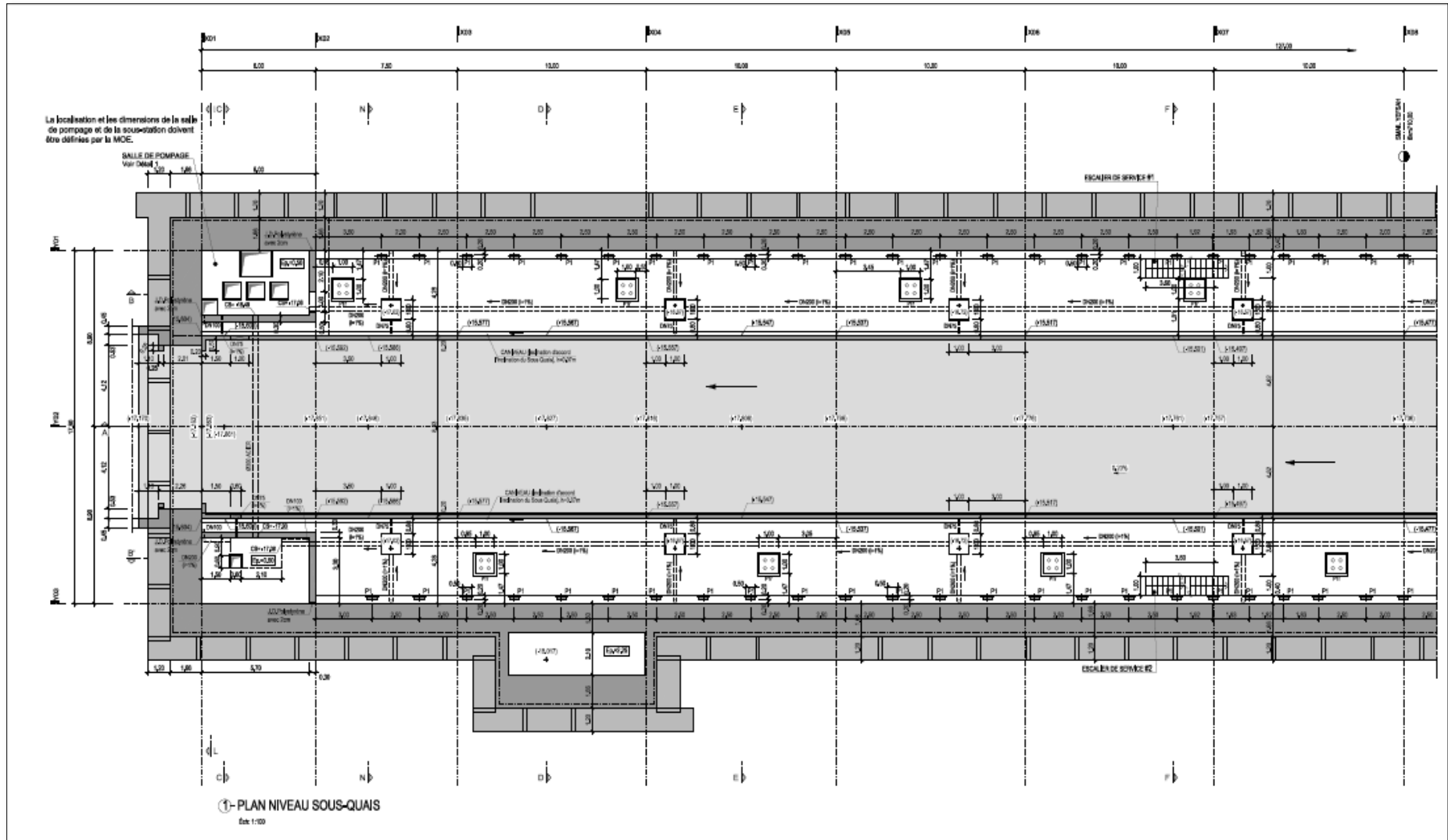


Figure 105: Vue en plan de niveau sous-quais de l'axe X01 à X08. – Cosider -

# ANNEXE A

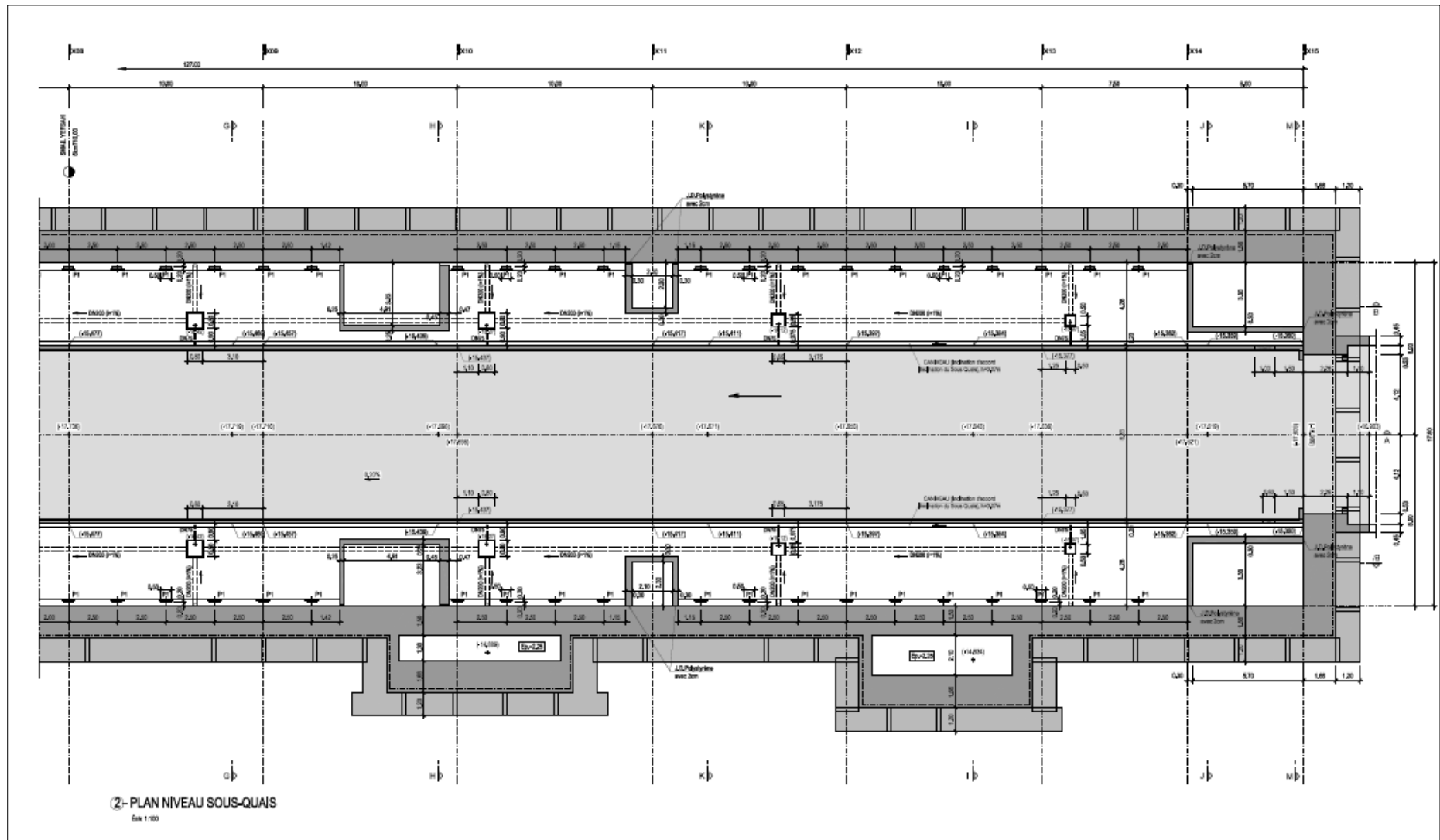


Figure 106: Vue en plan de niveau sous-quais de l'axe X08 à X15- Cosider -

# ANNEXE A

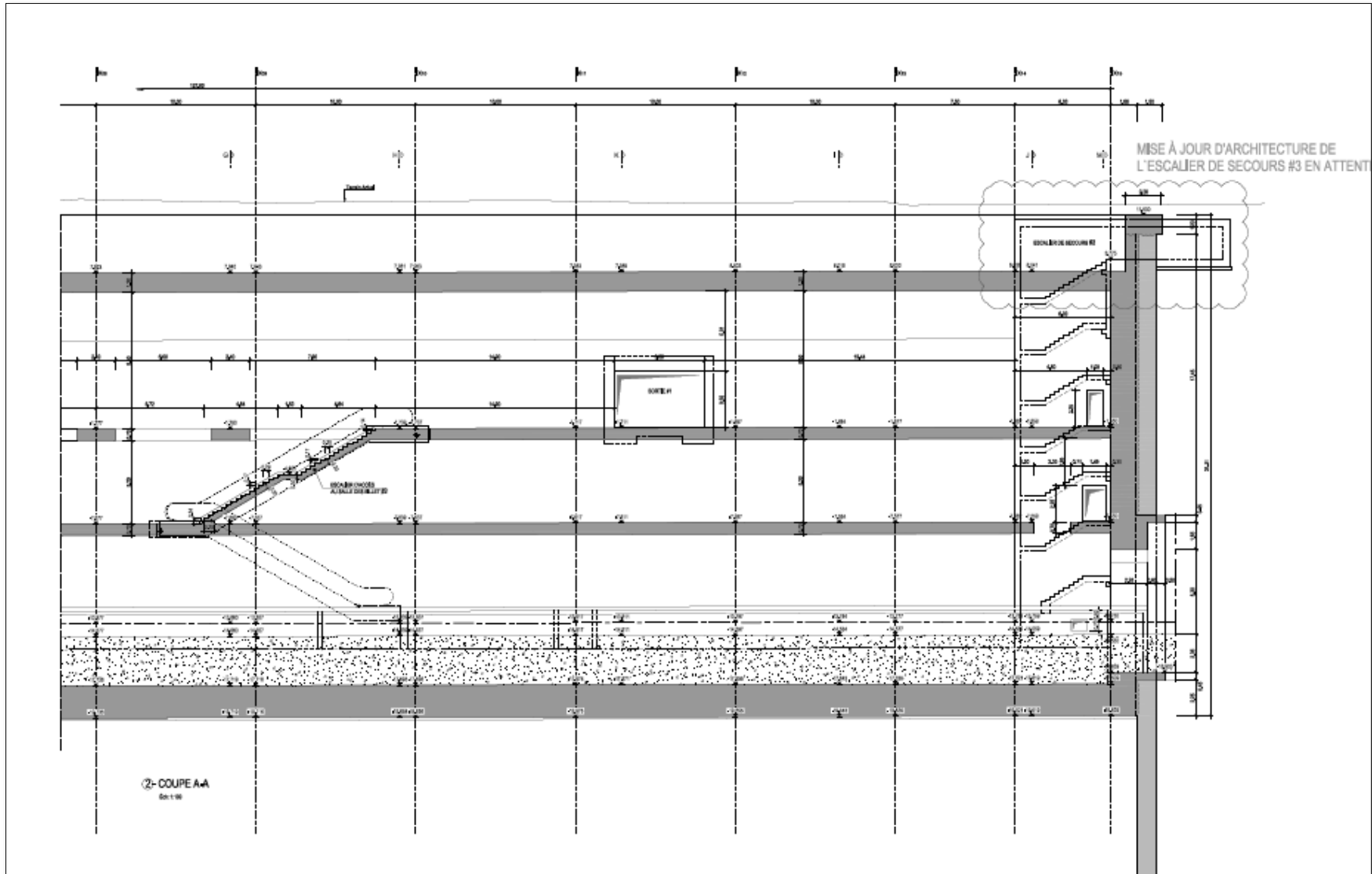


Figure 107: Coupe longitudinale A-A de l'axe X08 à X15. – Cosider -

# ANNEXE A

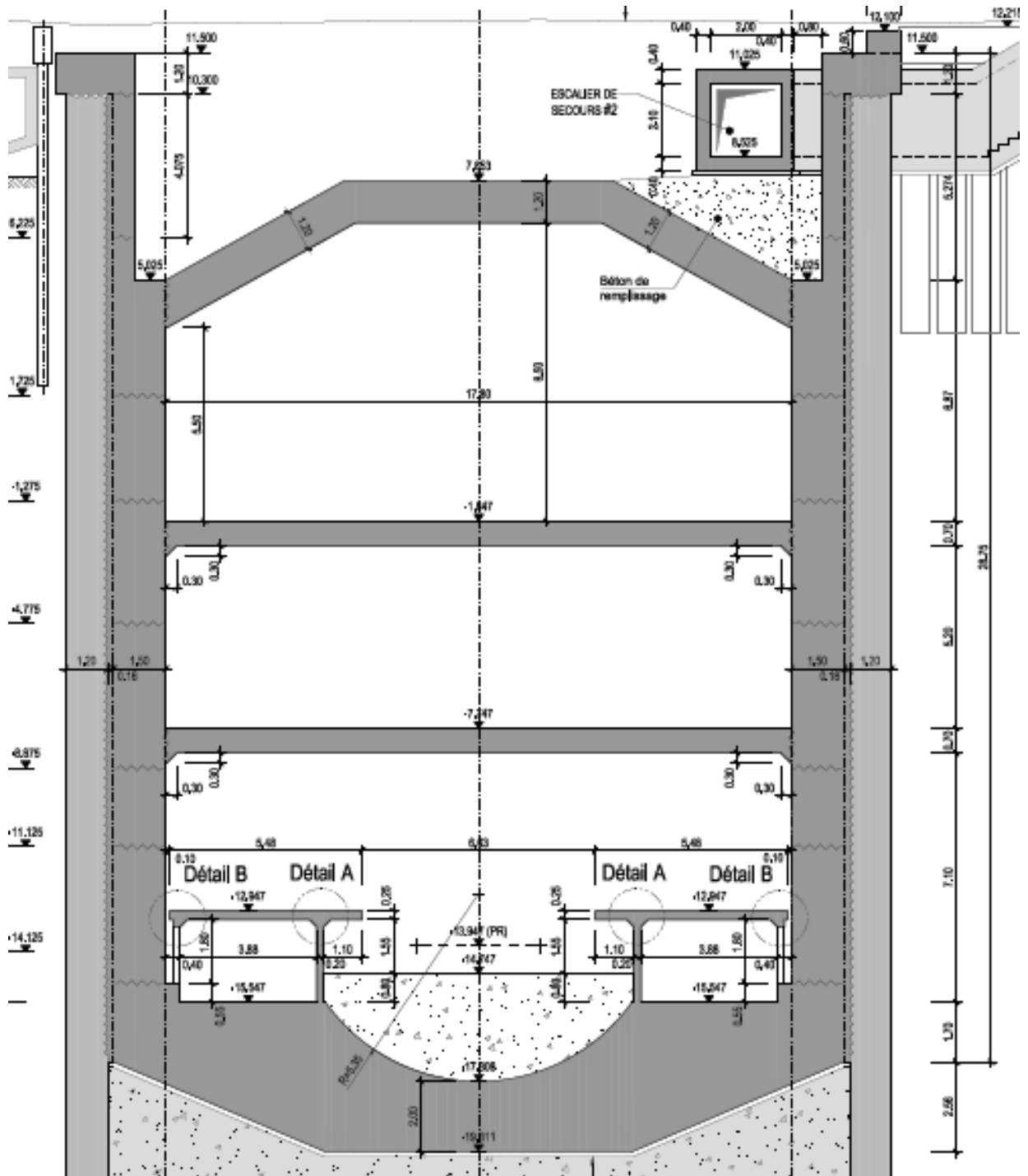


Figure 108: Coupe transversale E-E au milieu de la station Smail Yefsah – Cosider -

# ANNEXE A

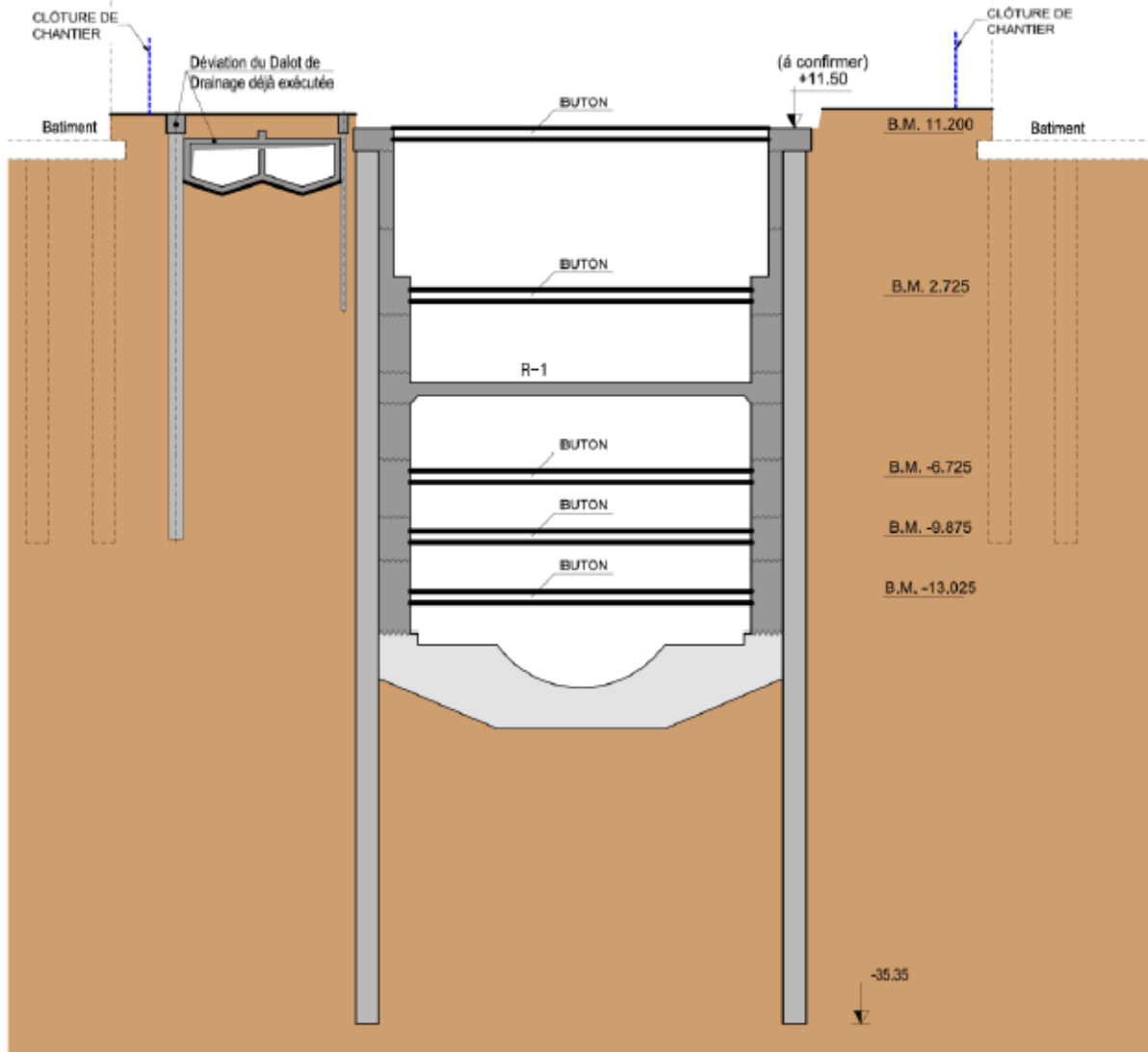


Figure 109 : Système de butonnage de station Smail Yefsah

# ANNEXE B

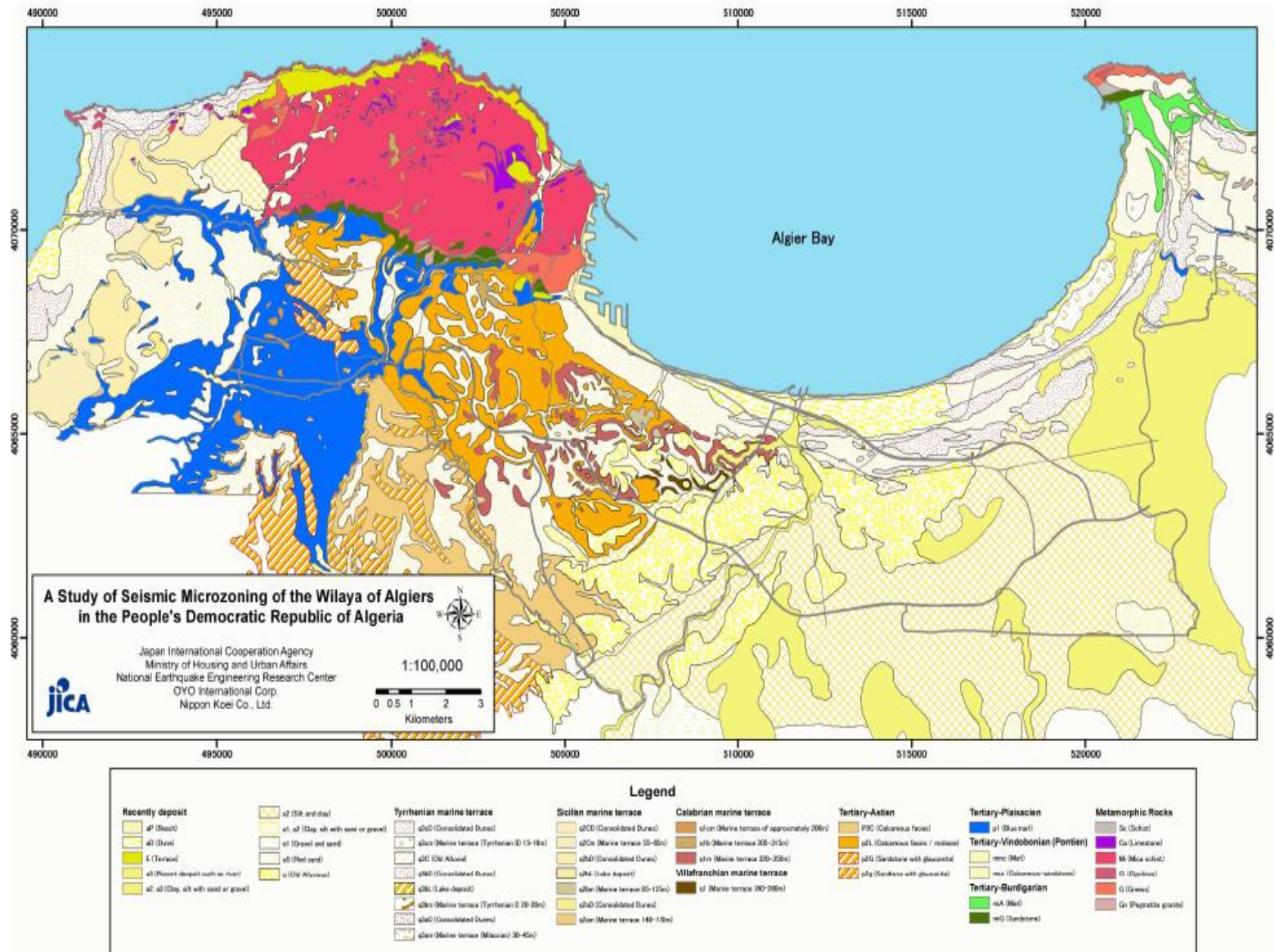


Figure 110: Micro-zonage géologique de la wilaya d'Alger

# ANNEXE B

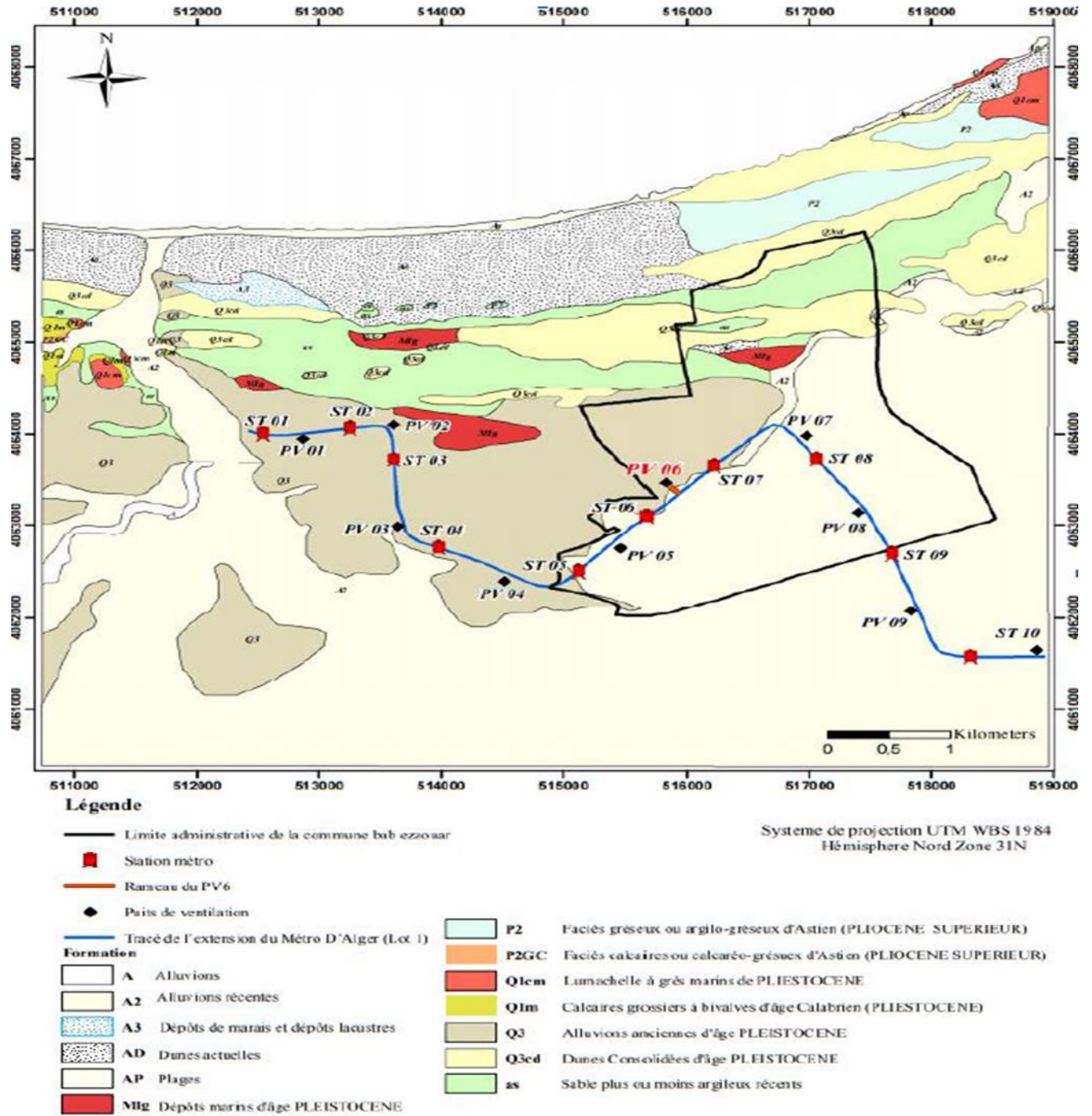


Figure 111: Carte géologique de la région d'étude (ligne de métro d'Alger)

## ANNEXE C

*Tableau 35: Résumé des travaux de prospection et essais réalisés dans plusieurs études pour Sols*

Phase	Sondage	Essai SPT (quantités)	Essais pressiométriques (quantités)	Essais Lefranc (quantités)	Essais Cross-Hole (quantités)	Identification <sup>(1)</sup> (quantités)	Résistance à la compression simple (quantités)	Cisaillement à la boîte (quantités)	Essais Triaxiaux (quantités)	Analyses chimiques (quantités)
APD	S33-1	15	-	-	-	2	2	3	-	-
	S34	13	-	-	-	3	3	3	-	-
Campagne de Prospection Complémentaire	SC66-SP46	34	14	1	1	3 <sup>(1)</sup>	2	-	1	-
	SC68	35	-	-	-	5 <sup>(1)</sup>	1	1	1 <sup>(2)</sup>	1
	SC69-SP47	32	14	1	1	5 <sup>(1)</sup>	3	-	1	1

Essais d'identification : incluent le teneur en eau naturelle, le degré de saturation, la masse volumique humide, sec et des particules solides du sol, les analyses granulométriques et les limites d'Atterberg

*Tableau 36: Résumé des essais de laboratoire réalisés dans la Campagne Géotechnique Complémentaire pour Roches*

Phase	Sondage	Masse Volumique, Absorptions d'eau et Porosité	Résistance à Compression Uniaxial, avec détermination du E et du Coefficient de poisson	Essais de abrasivité et de Duré (Cerchar)
Campagne de Prospection Complémentaire	SC66	5	5	4
	SC68	2	2	1
	SC69	3	3	3

*Tableau 37: Localisation des sondages carottés*

Phase	Sondage	Coordonnés		Longueur
		M	P	
APD	S33-1	517121,73	4063650,88	46
	S34	517147,09	4063606,82	31
CPC	SC66-SP46	517097,68	4063593,17	52
	SC68	517127,44	4063545,20	52
	SC69-SP47	517193,94	4063533,80	52

## ANNEXE C

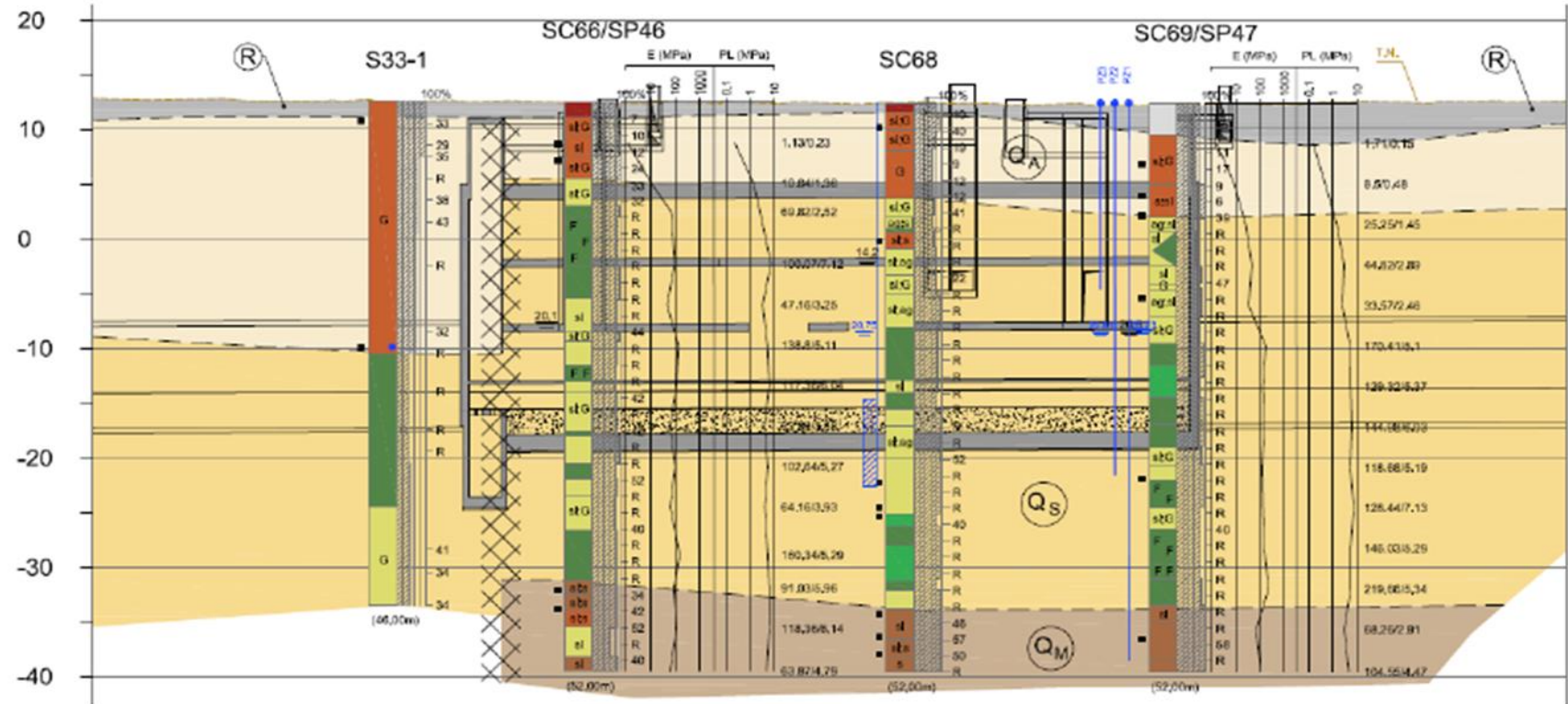
*Tableau 38: Description lithologique des différentes unités constitutives du sol en fonction de la profondeur*

Unité	Sondage	Localisation (PK)	Début (m)	Fin (m)	Epaisseur (m)	Description lithologique
<b>R</b>	S33-1	6+634	0	2	2	Remblais
	SC66-SP46	6+668	0	1.5	1.5	
	S34	6+684	0	3	3	
	SC68	6+725	0	1	1	
	SC69-SP47	6+771	0	3.7	3.7	
<b>QA</b>	S33-1	6+634	1,5	23,00	21,50	
	SC66-SP46	6+668	1,5	7,00	5,50	
	S34	6+684	0,55	12,60	12,05	Argile limoneuse peu
	SC68	6+725	0,80	8,60	7,80	sableuse
	SC69-SP47	6+771	3,00	10,50	7,50	
<b>QS</b>	S33-1	6+634	23,00	46,00	23,00	Sable limono-argileux
	SC66-SP46	6+668	7,00	43,50	36,50	parfois plus ou moins
	S34	6+684	12,60	31,00	18,40	mêlés de cailloux, avec
	SC68	6+725	8,60	46,20	37,60	présence des grés et
	SC69-SP47	6+771	10,50	46,00	35,50	conglomérats
<b>QM</b>	SC66-SP46	6+668	43,50	52,00	8,50	Argiles marneuses à Marnes jaunâtre à
	SC68	6+725	46,20	52,00	5,80	grisâtre, parfois sableuses, avec
	SC69-SP47	6+771	46,00	52,00	6,00	intercalations importants mais irrégulières de conglomérats et grés

*Tableau 39: classification de Terzaghi et Peck (1967).*

Etats du sol	Nombre de coups
Très lâche	<4
lâche	4 à 10
Moyennement dense	10 à 30
dense	30 à 50
très dense	>50

# ANNEXE C



## LEGENDE

### STRATIGRAPHIE (Profil)

#### Récént

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 conglomérat

#### Pliocène supérieure - Quaternaire ancien

#### Formation "Marnes d'El Harrach" (anciennement Maison-Carrée)

QM Argiles Marseuses et Marnes jaunâtre à grââtre, parfois sableuses, avec intercalations importantes mais irrégulières de conglomérats, et grès

QMsg Sables limono-argileux, avec présence de cailloux

#### (Sondages)

- Corps de chaussée
- Terre végétale
- Remblais
- Alluvion
- Argile
- Limon
- Marne
- Sable
- Grès
- Conglomérat
- Caillots
- Concrétions carbonatées
- Encroûtement calcaire

#### (Sondages)

- ag Argile
- si Silt, limon
- m Marne
- s Sable
- gr Grès
- ct Caillout, conglomérat
- G Galets, graviers
- al Passages alluvionaires
- o Présence de matière organique
- Carbonates, concrétions calcaires
- F F Présence de fossiles
- h h Présence de kaolinite
- g g Alternance de lithologies

27.40 Niveau piézométrique

Piézomètre Corde vibrante

Piézomètre Tube ouvert

Figure 112: Profil en long lithologique de la station Smail Yef – Cosider-

# ANNEXE C

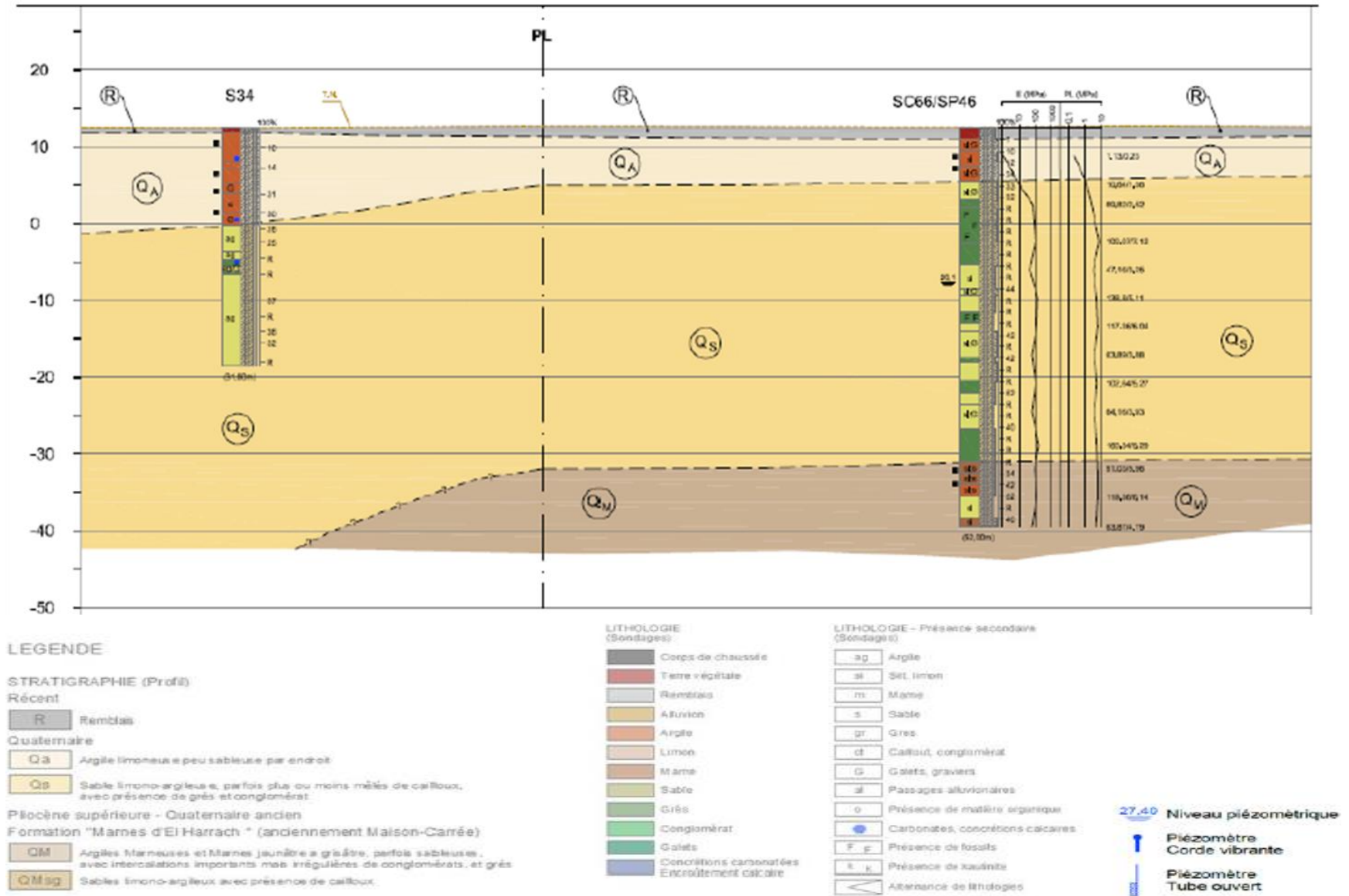


Figure 113: Profil lithologique de la station Smail Yefsah -2-

# ANNEXE C

## Sondage SC66



Profondeur Échantillon Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION
1,80		Terre végétale
1,95		
3,00		Argile limoneuse sableuse peu graveleuse brunatre
3,45		
4,00		Argile avec trace de limons vaseuse grisatre à nuence noiratre
4,50		
5,00		
5,80		Argile limoneuse peu sableuse avec trace de graviers grisatre
6,00		
6,45		
7,50		
7,95		Sable limoneux peu argileux marron claire à rougeatre
9,00		
9,45		
10,50		Grès sain à fissuré blanchatre à jaunatre claire
10,95		
12,00		
12,45		Grès lumachelique sain à fissuré blanchatre à jaunatre claire
13,50		
13,95		
15,00		
15,45		
16,50		Grès friable broyé fissuré sous forme de fraguements jaunatre
16,95		
18,00		

# ANNEXE C

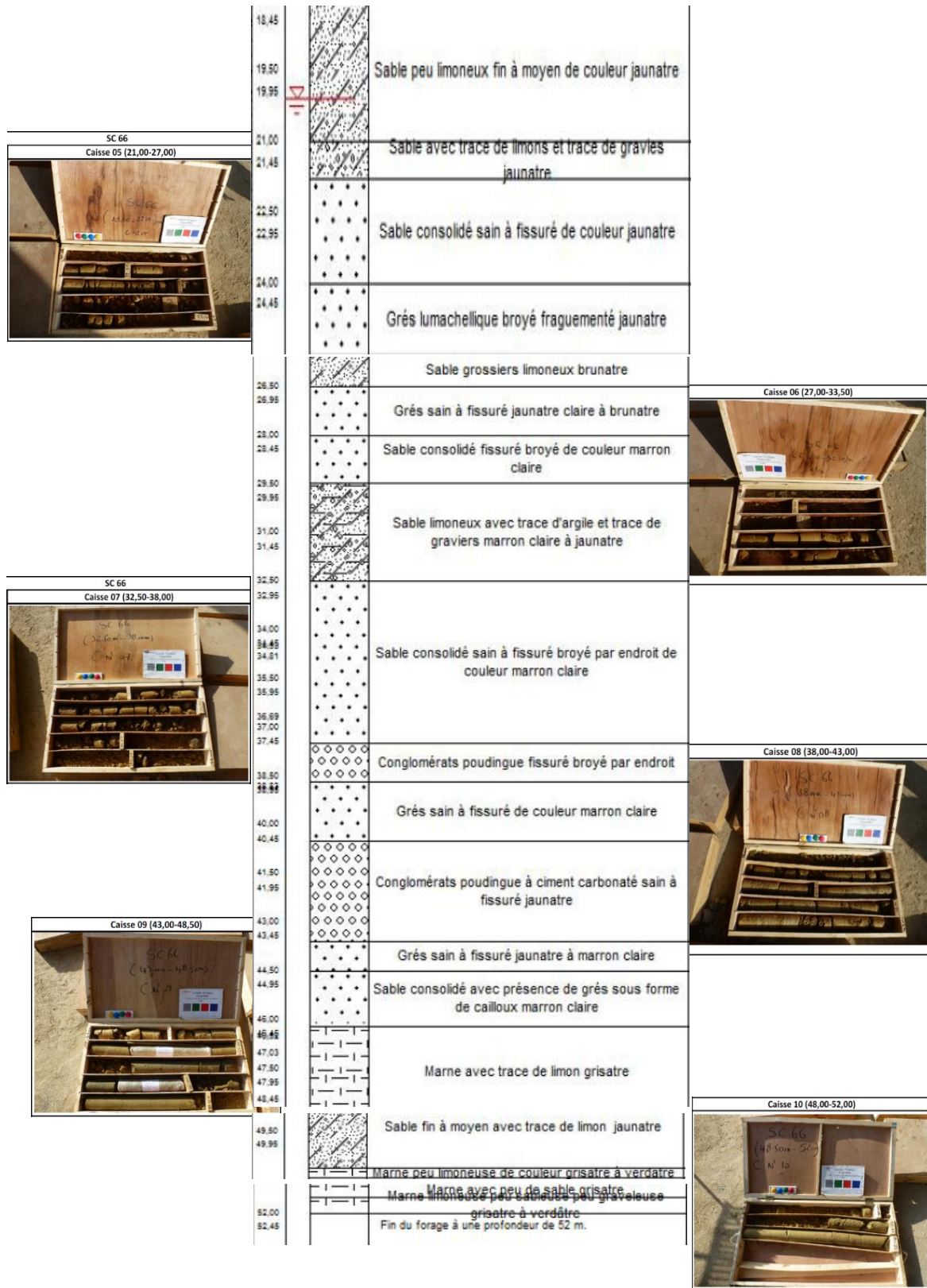
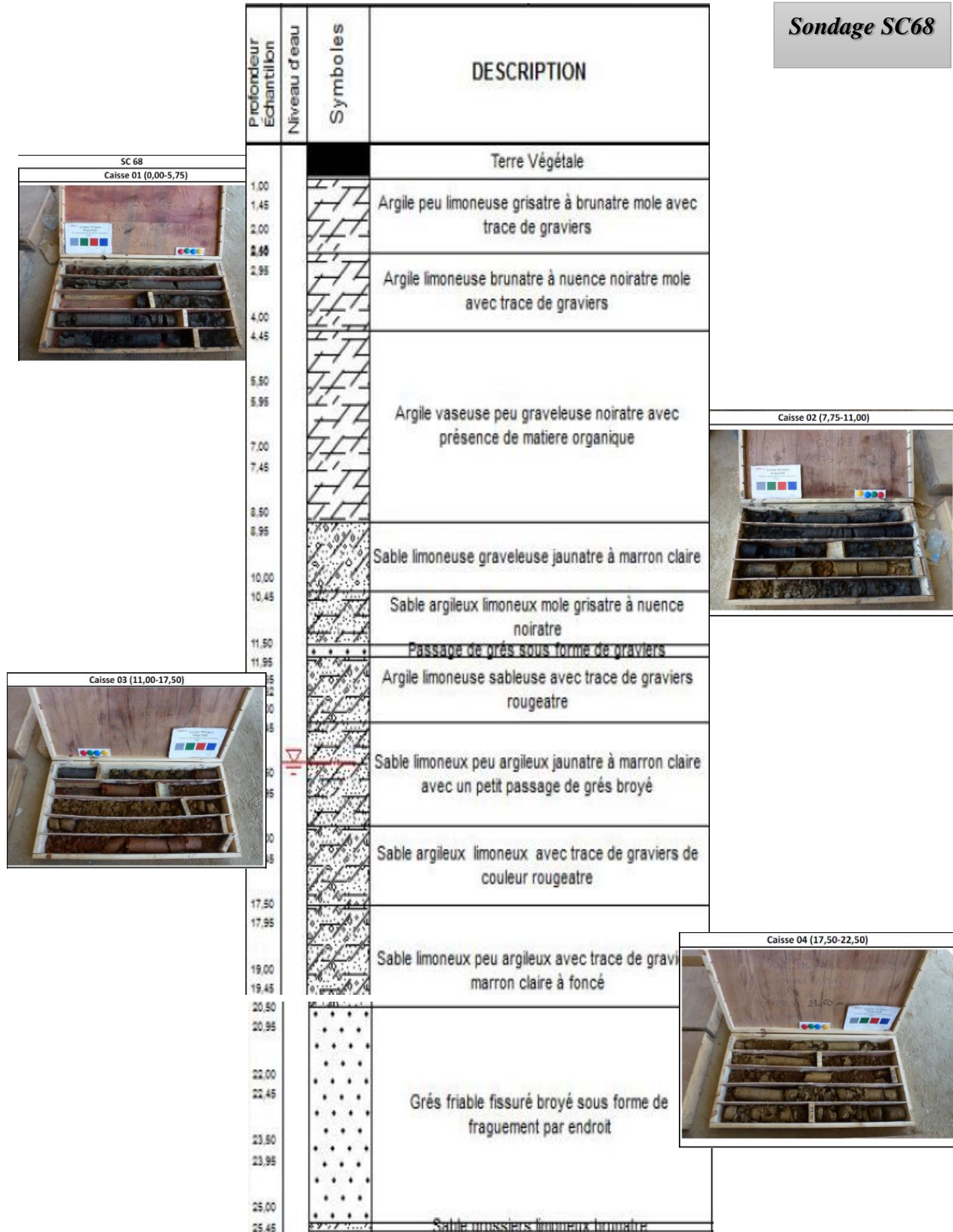


Figure 114: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC66

# ANNEXE C

## Sondage SC68



# ANNEXE C

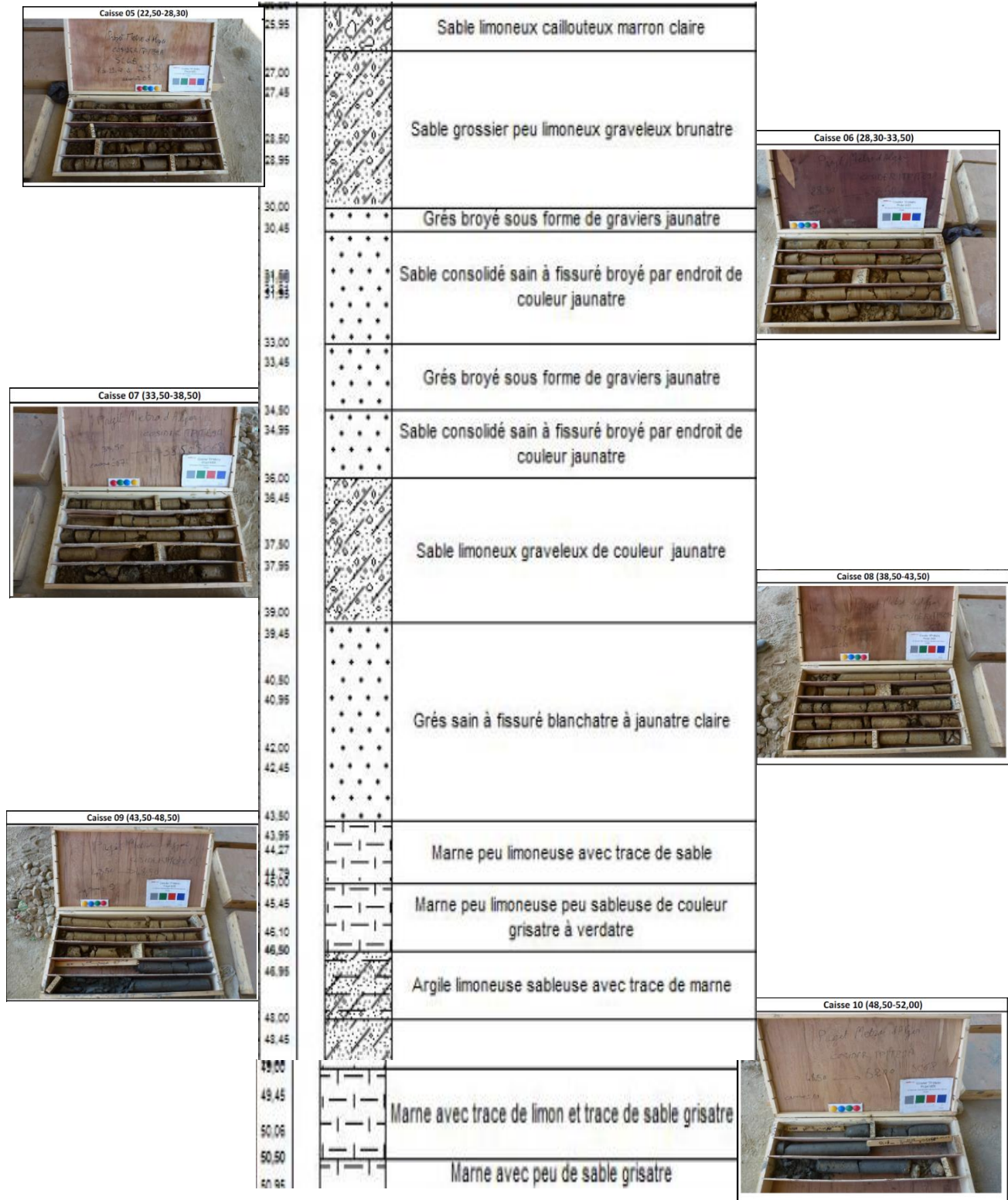


Figure 115: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC6

# ANNEXE C

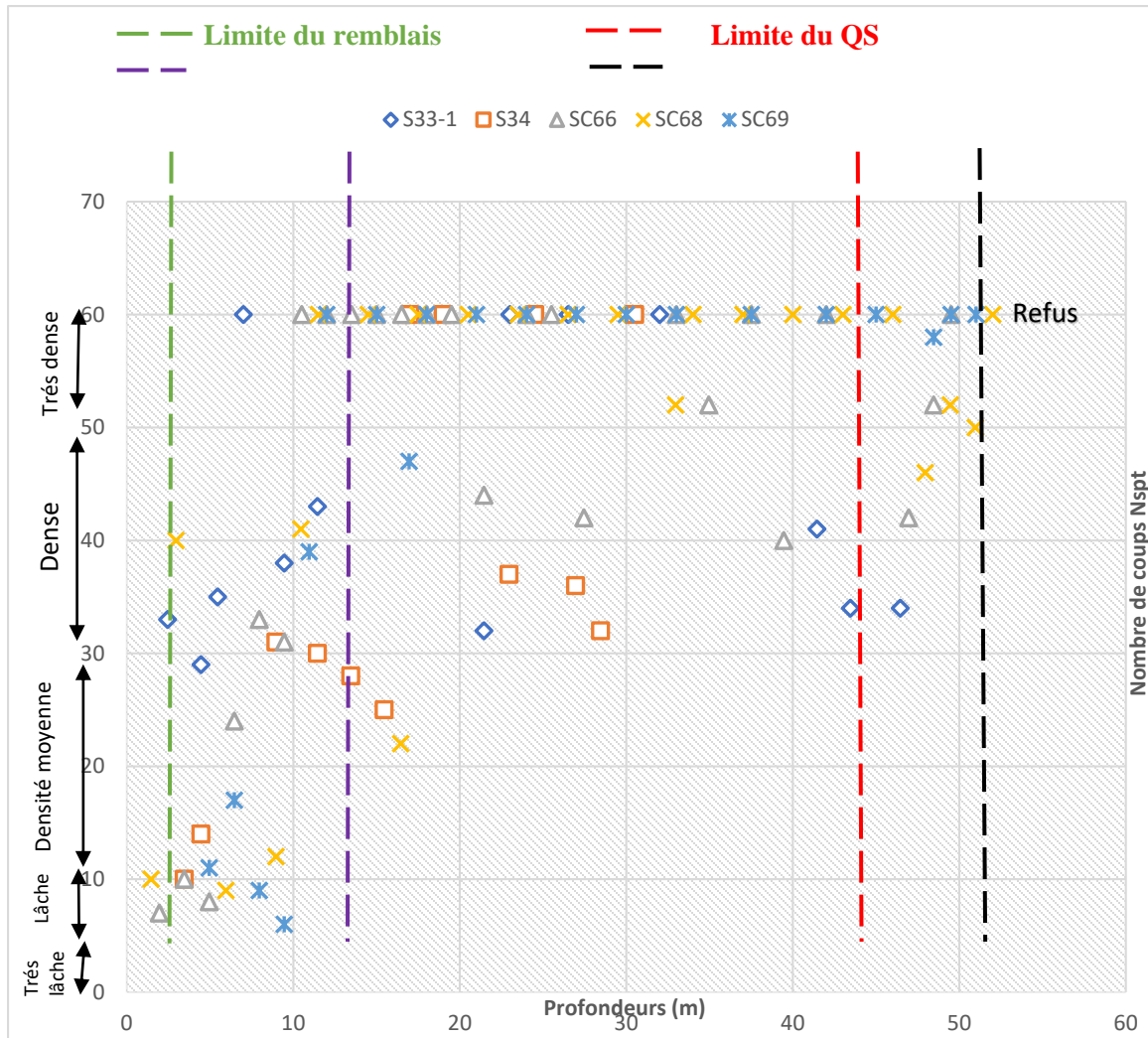
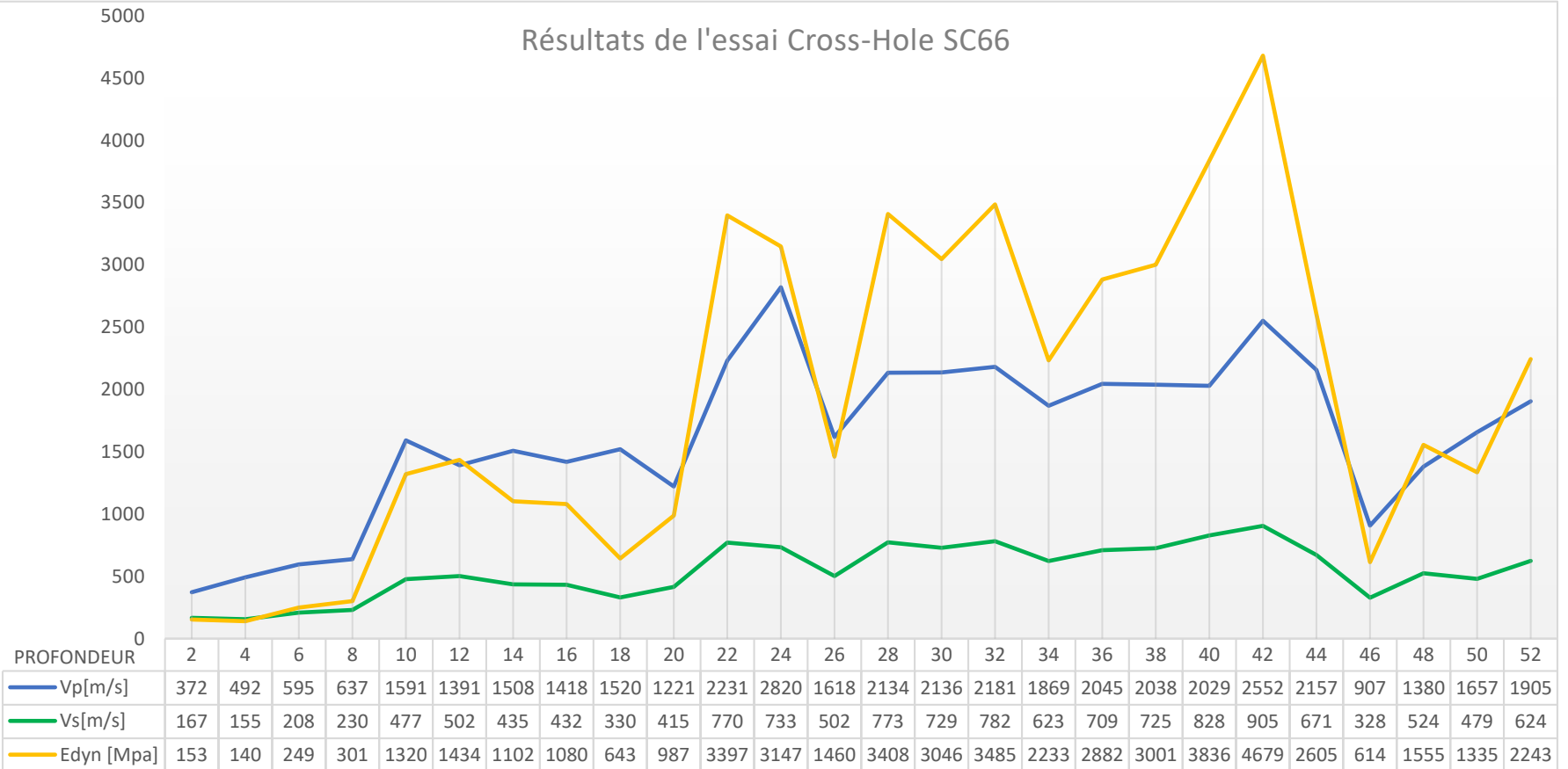


Figure 116: Variation du nombre de coups  $N_{spt}$  en fonction de la profondeur et le long du tracé

# ANNEXE C

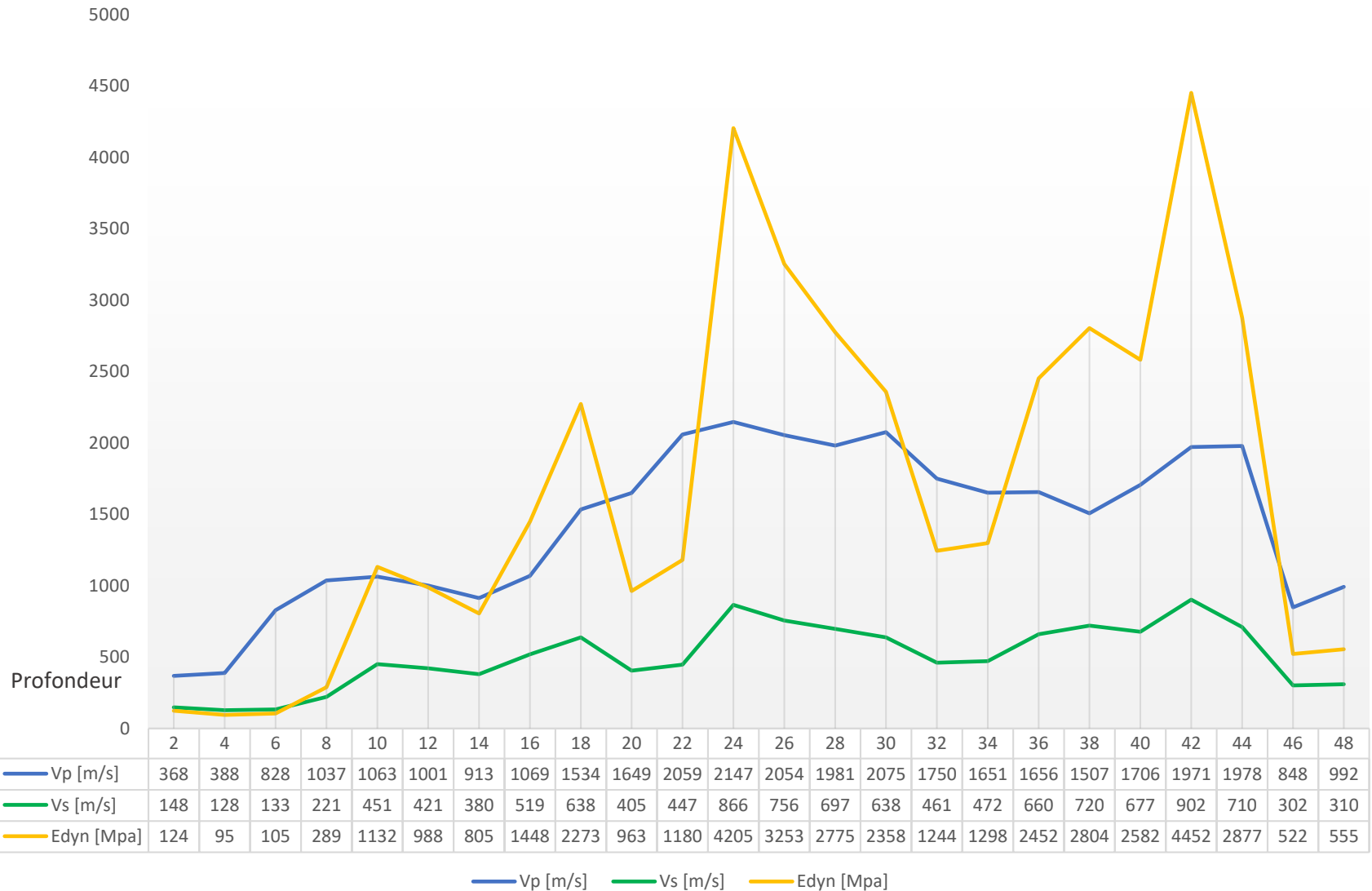
## Résultats de l'essai Cross-Hole SC66



— Vp[m/s] — Vs[m/s] — Edyn [Mpa]

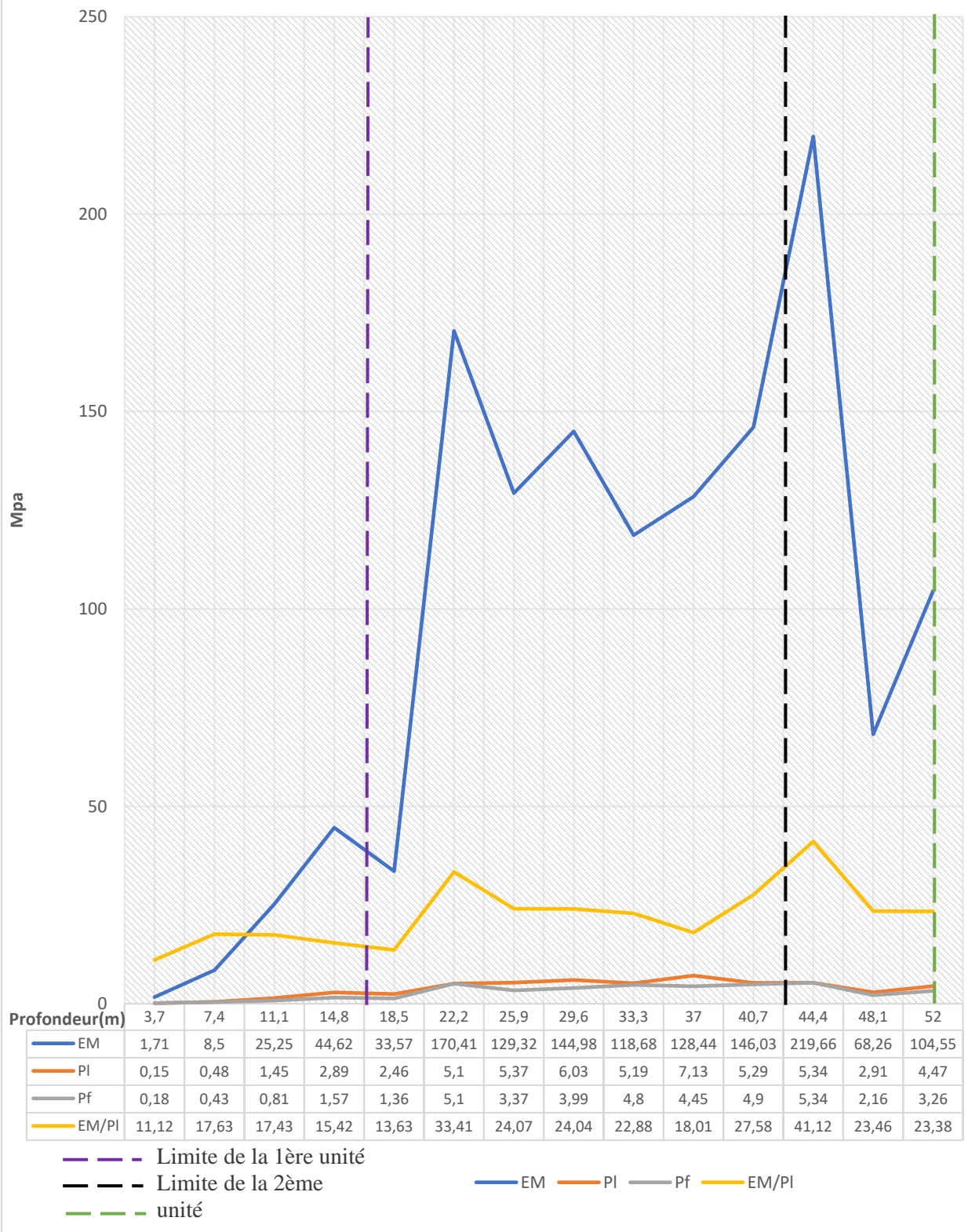
# ANNEXE C

## Résultats de l'essai Cross-Hole SC69



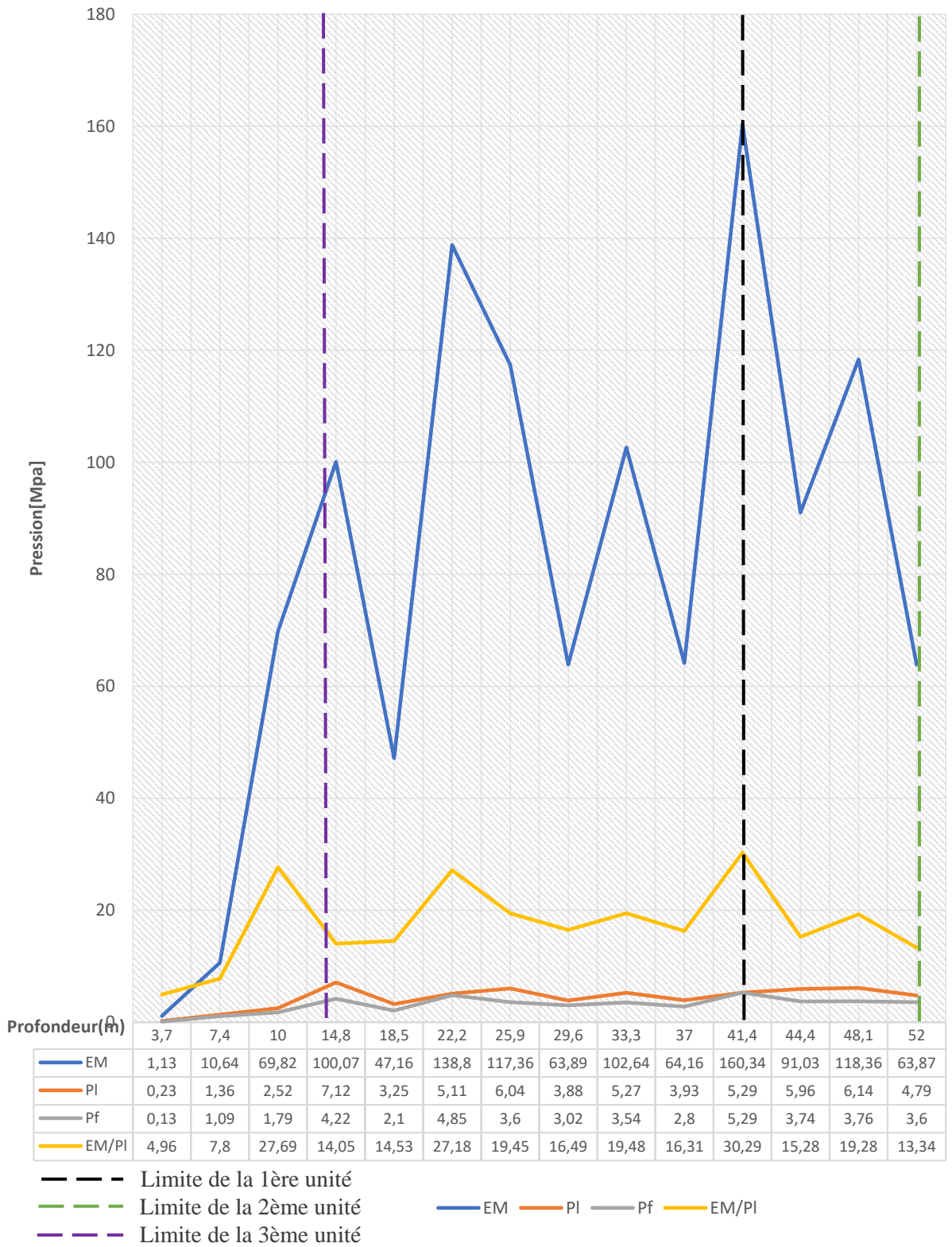
# ANNEXE C

## Résultats de l'essai préssiométrique SP47



# ANNEXE C

## Résultats de l'essai préssiométrique SP46



# ANNEXE C

Tableau 40: Classification Ménard

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	$E_m / P_l$	$\alpha$	$E_m / P_l$	$\alpha$	$E_m / P_l$	$\alpha$	$E_m / P_l$	$\alpha$	$E_m / P_l$	$\alpha$
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 lache	---	---	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	---	---

Tableau 41: classification DTU 13.12

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. Moyennement 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 42: Localisation des essais Cross Hole

Essai Cross-hole	Coordonnées		Z	Points de Mesures
	M	P		
SC66 EM	517110,580	4063582,285	12,429	52
SC66 RE	517106,798	4063579,021	12,479	
SC69 EM	517183,255	4063550,436	12,500	49
SC69 RE	517180,466	4063554,585	12,432	

# ANNEXE C

Tableau 43: Localisation des piézomètres installés dans chaque unité lithologique

Phase	Piézomètres		Coordonnées			Prof. Installation	Unité
	N°	Type	M	P	Z		
Campagne de Prospection complémentaire	SC68- PZ	Tube Ouvert	517127.443	4063545.196	12,37	(27,00-35,00) percée	Qs
	SC69PZ 1	Corde Vibrante	517189.405	4063562.859	12,40	51	QM
	SC69PZ 2	Corde Vibrante	517188.175	4063562.144	12,40	34	Qs
	SC69PZ 3	Corde Vibrante	517186.890	4063561.354	12,40	17	Qs

Tableau 44: Résumé des lectures piézométriques à tube ouvert

Sondage	Niveaux Terrain	Profondeur Zone Percée	Date	Lectures Prof.(m)
SC68	12,37	27,00-35,00	09-11-2015	20,60
			12-11-2015	-
			14-11-2015	20,57
			16-11-2015	20,56
			25-11-2015	20,57
			01-12-2015	20,61
			07-12-2015	20,62
			14-12-2015	20,62
			23-12-2015	20,65
			28-12-2015	20,63
			05-01-2016	20,60
			12-01-2016	20,60
			18-01-2016	20,60
			27-01-2016	20,58
			01-02-2016	20,62
			08-02-2016	20,75
			15-02-2016	20,65
			24-02-2016	20,57
			01-03-2016	20,55
			08-03-2016	20,54
			13-03-2016	20,48
			21-03-2016	20,52
			28-03-2015	20,48
			04-04-2016	20,46
			17-04-2016	20,37
			20-04-2016	-
02-05-2016	20,59			
16-05-2016	20,56			
24-05-2016	20,78			
29-05-2016	20,47			

Tableau 45: Résumé des lectures piézométriques à corde vibrante

Sondage	Niveaux Terrain	Profondeur Installation	Date	Lectures Pression (Bar)	Niveau Piézométrique Profondeur (m)
SC69_PZ 1	12,40	51,0	29-03-2016	2,96	20,72
			09-04-2016	2,96	20,73
			11-04-2016	2,97	20,66
			18-04-2016	2,97	20,71
			27-04-2016	2,95	20,87
			05-05-2016	2,94	20,98
			17-05-2016	2,94	20,93
			22-05-2016	2,94	20,96
			30-05-2016	2,93	21,09
			04-06-2016	2,91	21,24
			12-06-2016	2,90	21,38
			SC69_PZ 2	12,40	34
09-04-2016	1,29	20,81			
11-04-2016	1,29	20,82			
18-04-2016	1,30	20,76			
27-04-2016	1,29	20,78			
05-05-2016	1,30	20,75			
17-05-2016	1,30	20,70			
22-05-2016	1,30	20,72			
30-05-2016	1,30	20,70			
04-06-2016	1,30	20,74			
12-06-2016	1,30	20,72			
SC69_PZ 3	12,40	17			
			09-04-2016	-0,09	17,95
			11-04-2016	-0,10	17,99
			18-04-2016	-0,10	18,05
			27-04-2016	-0,13	18,33
			05-05-2016	-0,14	18,44
			17-05-2016	0,00	16,95
			22-05-2016	0,00	16,99
			30-05-2016	0,00	16,96
			04-06-2016	0,00	17,03
			12-06-2016	0,00	16,99

# ANNEXE C

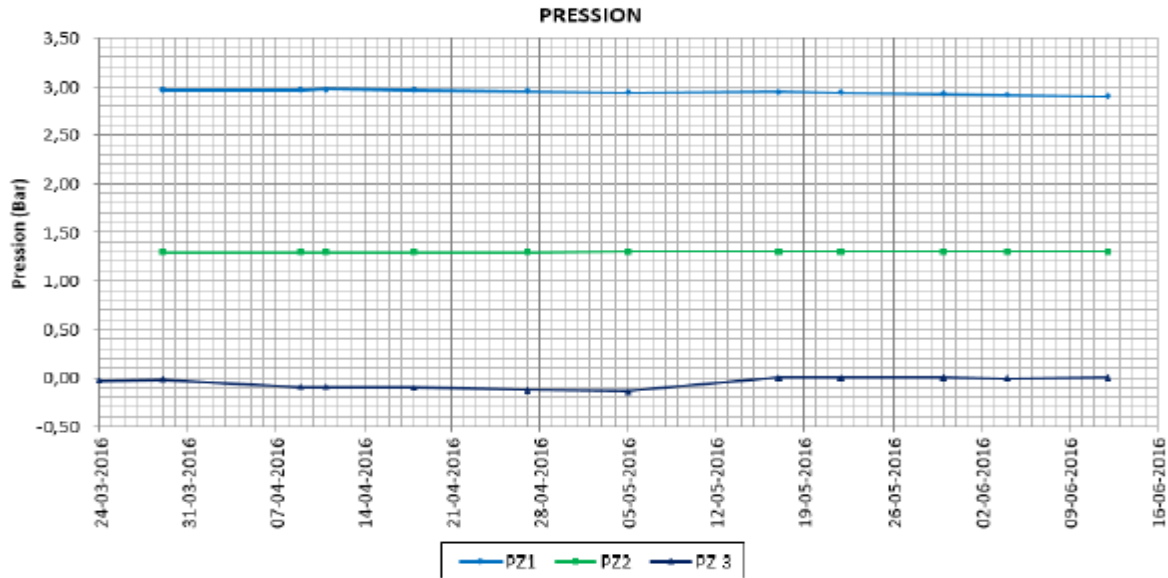


Figure 117: Lectures des Pression - Piézomètres à corde vibrante SC69

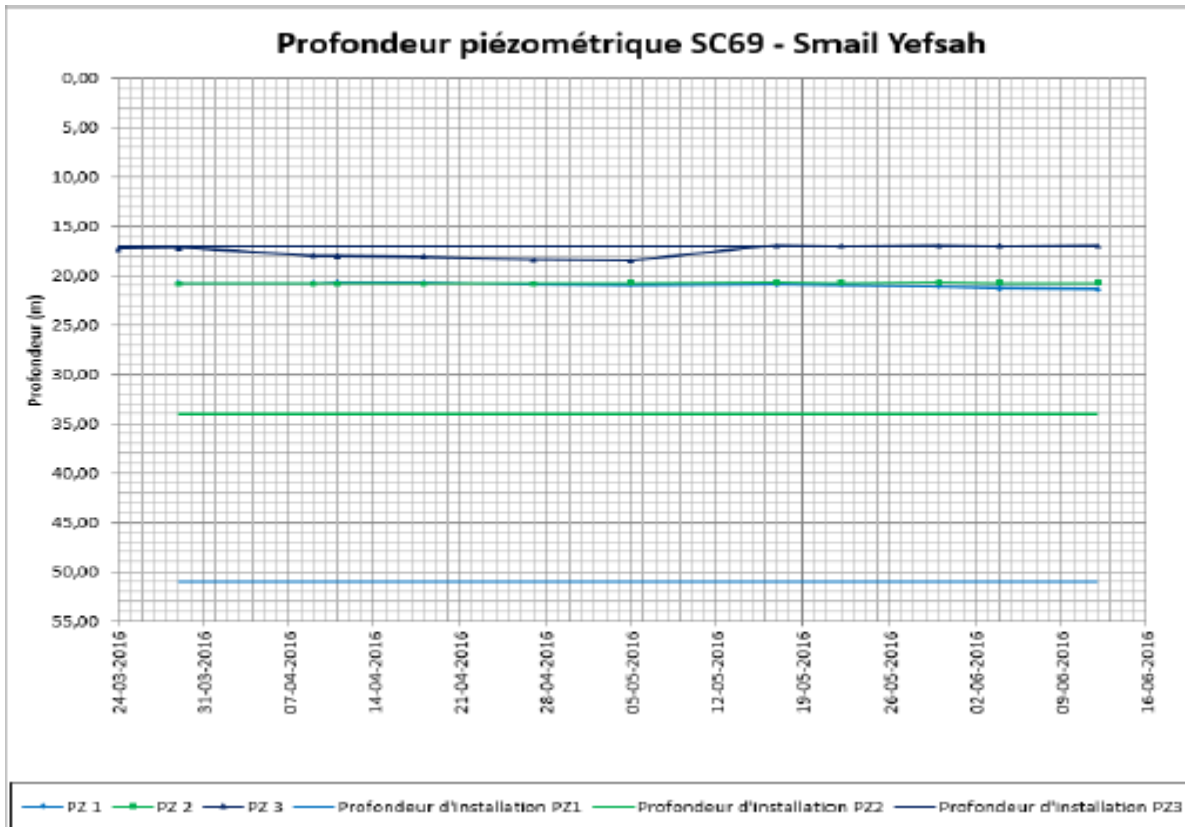


Figure 118: Lectures des profondeurs - piézomètres à corde vibrante SC69

## ANNEXE C

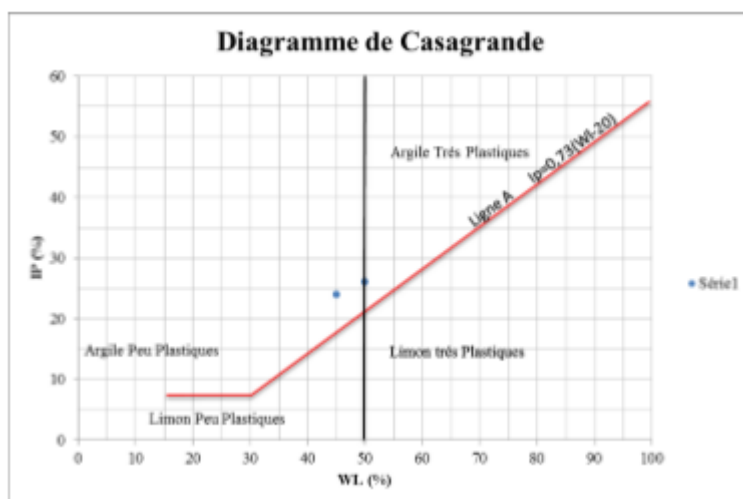


Figure 119: diagramme de Casagrande

Tableau 46 : Classes de chlorures à respecter en fonction de l'utilisation du béton

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 %

# ANNEXE D

Tableau 47: Valeurs typiques de  $c'$  et  $\phi'$  selon Wilun & Starzewski (1975)

Type of soil		$I_D =$	Density index of cohesionless soils				
			1.0	0.67	0.33	0	
cohesionless	inorganic	gravels, tills, hoggins, etc.	$\phi'$	45°-40°	40°-37°	37°-35°	
		sands: coarse and medium	$\phi'$	40°-38°	38°-35°	35°-32°	
	sands: fine and silty	$\phi'$	37°-35°	35°-32°	32°-28°		
	organic	sands, organic	$\phi'$	30°-25°	25°-22°	22°-18°	
cohesive	inorganic	Consistency of cohesive soils					
			hard or very stiff	stiff	firm	soft to very soft	
			$w = w_L$	$I_c = 1.0$	0.75	0.50	0.0
		slightly clayey sands, sandy silts, silts $J < 10\%$	$\phi'$	28°-24°	24°-22°	22°-19°	19°-5°
		$c'$	40-30	30-20	20-15	15-2	
	$\phi_u$	25°-20°	20°-16°	16°-10°	10°-7°		
	clayey sands, clayey sandy silts, clayey silts, $J = 10-20\%$	$\phi'$	26°-32°	22°-19°	19°-15°	15°-12°	
	$c'$	50-40	40-30	30-20	20-3		
	$\phi_u$	20°-16°	16°-12°	12°-7°	7°-5°		
	sand-clays, sand-silt-clays, silt-clays $J = 20-30\%$	$\phi'$	23°-20°	20°-17°	17°-12°	12°-8°	
$c'$	60-50	50-40	40-30	30-5			
$\phi_u$	15°-12°	12°-9°	9°-5°	5°-2°			
sandy clays, clays, silty clays $J > 30\%$	$\phi'$	19°-17°	17°-14°	14°-5°	10°-5°		
$c'$	80-60	60-50	50-40	40-10			
$\phi_u$	10°-8°	8°-5°	5°-2°	2°-0°			
organic	organic silts, peats, etc.	all strength parameters to be determined from laboratory tests					

Tableau 48 : Valeurs de  $K_a$  et  $K_p$  pour  $\beta=0$  ;  $\lambda=0$

$\delta/\phi$	-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	—

## ANNEXE D

### Hypothèses d'évaluation du chargement du bâtiment :

Considérons une surcharge uniforme limitée à une distance OA de l'arête de l'écran:

- Au-dessus de la ligne d'action AB inclinée de  $\varphi$  la surcharge n'a aucune influence.
- En dessous de la ligne d'action AC inclinée de  $(\pi/4 + \varphi/2)$  sur l'horizontale, la surcharge agit comme si elle était infinie c'est-à-dire  $q_2 = K_a \cdot S$

Une progression linéaire est adoptée entre B et C, d'où le diagramme des contraintes représenté sur la figure suivante:

### Application :

$Q_{\text{bâtiment}} = 150 \text{ KN/m}^2$  (10KN/m<sup>2</sup> pour chaque plancher)

Le bâtiment A du côté nord est situé à OA= 13m des parois, or que le bâtiment F du côté sud est éloigné de OA= 7m. Les deux bâtiments sont ancrés à d= 2.5m de profondeur dans la couche de remblais ( $\varphi=20^\circ$ ). Ainsi:

$$OB = OA \times \tan(\varphi + d)$$

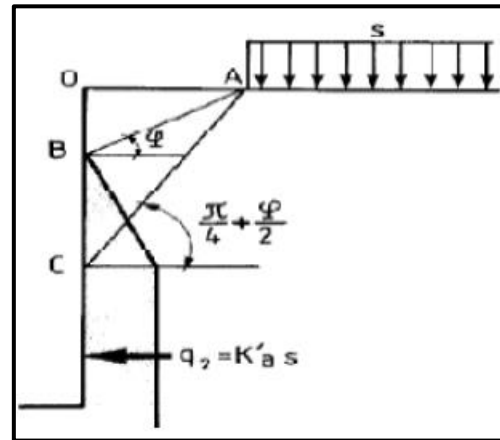


Figure 120: hypothèse d'évaluation de la surcharge de bâtiment

### Calcul des charges pour les Parois moulées côté nord : bâtiment A

#### Phase 2 :

#### Calcul de poussée :

➤  $0 < Z < 3$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.35 \end{cases}$$

➤  $0 < Z < 2.3$

$$Q_b = 0 \text{ KN/m}^2, U = 0 \text{ KN/m}^2,$$

$$Q = 17 \times 3 = 51 \text{ KN/m}^2, C = 30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(Z) = (0.392 \times 17 \times Z + 0.392 \times 51 - 1.43$$

$$\times 30) \cos 15.43^\circ$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.3) = -7.30 \end{cases}$$

➤  $2.3 < Z < 2.3 + f_0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(2.3) = -22.09 \\ \sigma_a(2.3 + f_0) = 6.43 \times f_0 - 22.09 \end{array} \right\}$$

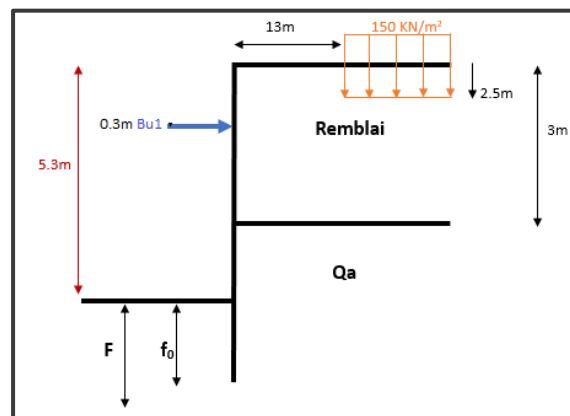


Figure 121: Excavation phase 2

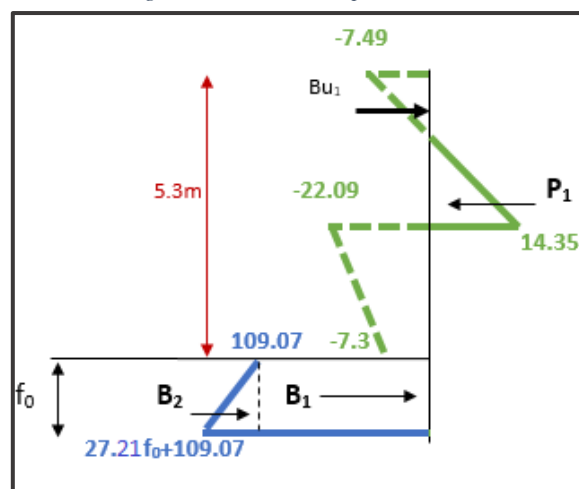


Figure 122: Diagramme des poussées et butées phase 2 – parois côté nord-

## ANNEXE D

### Calcul de butée :

$$\text{➤ } 0 < Z < f_0$$

$$\sigma_p(Z) = (3.32 \times 17 \times Z + 7.54 \times 30) \frac{\cos 15.34^\circ}{2}$$

$$\sigma_p(Z) = 27.21 \times Z + 109.07$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(0) = 109.07 \\ \sigma_p(f_0) = 27.21 \times f_0 + 109.07 \end{array} \right\}$$

### Calcul des forces de pression :

Tableau 49 : Forces de pression phase 2 – parois coté nord-

	Intensité $P_i$ (KN/ml)	Bras de levier $Y_i$ (m)	$P_i \times Y_i$ (KN.m/ml)
<b>P<sub>1</sub></b>	14,13	2,96 + $f_0$	14,13 $f_0$ + 41,82
<b>B<sub>1</sub></b>	109,07 $f_0$	$f_0/2$	54,54 $f_0^2$
<b>B<sub>2</sub></b>	13,60 $f_0^2$	$f_0/3$	4,53 $f_0^3$

### Calcul de la fiche $f_0$ :

$$\sum_A M = 0 \rightarrow -4.53 f_0^3 - 54.54 f_0^2 +$$

$$14.13 f_0 + 41.82 = 0 \rightarrow f_0 = 0.97\text{m}$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.16\text{m}$$

### Calcul du contre buté CB :

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i \rightarrow$$

$$CB = 104.46 \text{ KN/ml}$$

### Observation :

Pour la 2ème phase, on obtient une fiche de 1.16m, (fiche de la phase 2 + excavation = 1.16 + 5.3 = 6.46m) donc la hauteur des parois moulées est 6.46m.

### Phase 3 :

#### Calcul de poussée :

$$\text{➤ } 0 < Z < 3$$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.35 \end{array} \right\}$$

$$\text{➤ } 0 < Z < 4.23$$

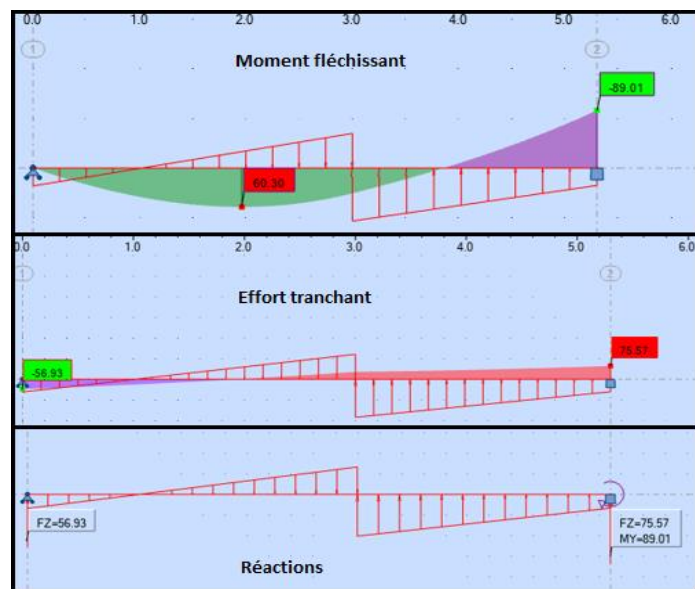


Figure 123: Diagrammes des sollicitations et réactions – parois côté nord –

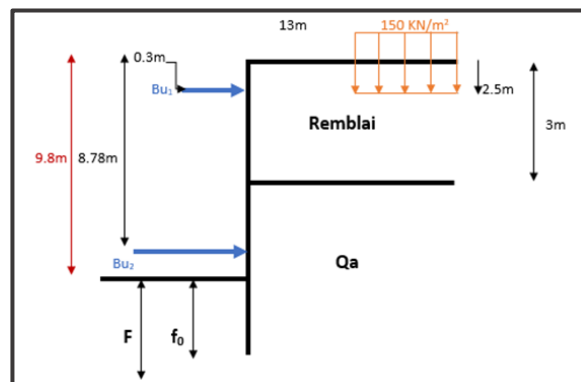


Figure 124 : Excavation phase 3 – parois nord -

## ANNEXE D

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.3) = 5.11 \end{cases}$$

$$\rightarrow 0 < Z < 2.57$$

$$Q_b = 150 \text{ KN/m}^2, Q = 17 \times 3 = 51 \text{ KN/m}^2, C = 30 \text{ KN/m}^2, U = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(Z) = (0.392 \times 17 \times Z + 0.392 \times (51 + 150) - 1.43 \times 30) \cos 15.43^\circ$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z + 61.79$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 61.79 \\ \sigma_a(2.57) = 78.32 \end{cases}$$

$$\rightarrow 2.57 < Z < 2.57 + f_0$$

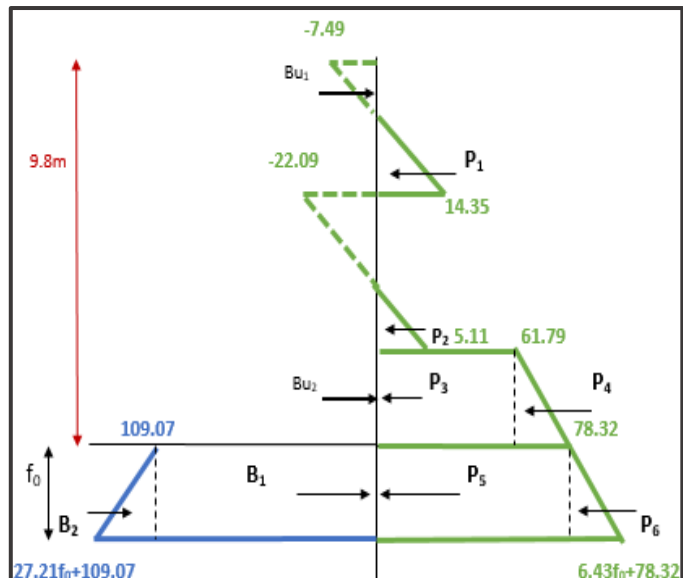


Figure 125: Diagramme des poussées et butées phase 3 – côté

$$\begin{cases} \sigma_a(2.57) = 78.32 \\ \sigma_a(2.57 + f_0) = 6.43 \times f_0 + 78.32 \end{cases}$$

### Calcul de butée :

$$\rightarrow 0 < Z < f_0$$

$$\sigma_p(Z) = (3.32 \times 17 \times Z + 7.54 \times 30) \frac{\cos 15.34^\circ}{2}$$

$$\sigma_p(Z) = 27.21 \times Z + 109.07 \rightarrow \begin{cases} \sigma_p(0) = 109.07 \\ \sigma_p(f_0) = 27.21 \times f_0 + 109.07 \end{cases}$$

### Calcul des forces de pression :

Tableau 50: Forces de pression phase 3 – parois côté nord-

	Intensité $P_i$ (KN/ml)	Bras de levier $Y_i$ (m)	$P_i \times Y_i$ (KN.m/ml)
<b>P<sub>1</sub></b>	14,13	7,46 + $f_0$	14,13 $f_0$ + 105,41
<b>P<sub>2</sub></b>	2,02	2,83 + $f_0$	2,02 $f_0$ + 5,72
<b>P<sub>3</sub></b>	88,95	1,29 + $f_0$	88,95 $f_0$ + 114,75
<b>P<sub>4</sub></b>	21,85	0,86 + $f_0$	21,85 $f_0$ + 18,79
<b>P<sub>5</sub></b>	78,32 $f_0^2$	$f_0/2$	39,16 $f_0^2$
<b>P<sub>6</sub></b>	3,22 $f_0^2$	$f_0/3$	1,07 $f_0^3$
<b>B<sub>1</sub></b>	109,07 $f_0$	$f_0/2$	54,54 $f_0^2$
<b>B<sub>2</sub></b>	13,61 $f_0^2$	$f_0/3$	4,535 $f_0^3$

## ANNEXE D

### Calcul de la fiche $f_0$ :

$$\sum_0 M = 0 \rightarrow -3.47 f_0^3 - 15.38 f_0^2 +$$

$$126.95 f_0 + 244.67 = 0 \rightarrow$$

$$f_0 = 5.20\text{m}$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 6.24\text{m}$$

### Calcul du contre buté CB :

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + B_i \rightarrow$$

$$CB = 313.9 \text{ KN/ml}$$

### Observation :

Pour la 3ème phase d'excavation – parois côté nord -, on obtient une fiche de 6.24m, (fiche de la phase 3 + excavation = 6.24 + 9.8 = 16.04m) donc la hauteur des parois moulées est 16.04m.

### Phase 4 :

#### Calcul de poussée :

$$\triangleright 0 < Z < 3$$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.35 \end{cases}$$

$$\triangleright 0 < Z < 4.23$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.3) = 5.11 \end{cases}$$

$$\triangleright 0 < Z < 2.77$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z + 61.79 \rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 61.79 \\ \sigma_a(2.77) = 79.6 \end{cases}$$

$$\triangleright 0 < Z < 2.8$$

$$Q_b = 150 \text{ KN/m}^2, Q = 17 \times (3+7) = 170 \text{ KN/m}^2, C = 10 \text{ KN/m}^2, U = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(Z) = (0.25 \times 18 \times Z + 0.25 \times (170+150) - 1.07 \times 10) \cos 23.33^\circ$$

$$\sigma_a(Z) = 4.23 \times Z + 65.12 \rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 65.12 \\ \sigma_a(2.8) = 76.96 \end{cases}$$

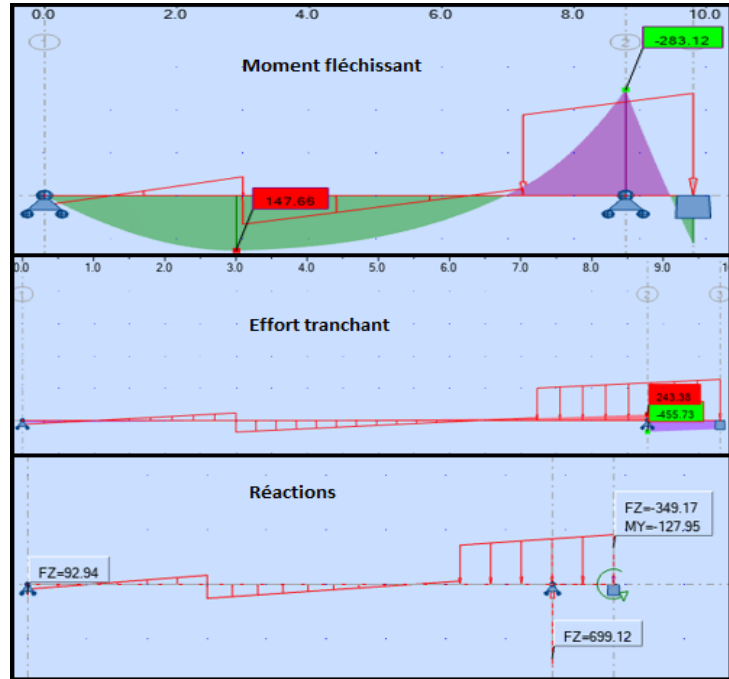


Figure 126: Diagrammes de moment fléchissant, effort tranchant et réactions phase 3 – parois côté nord –

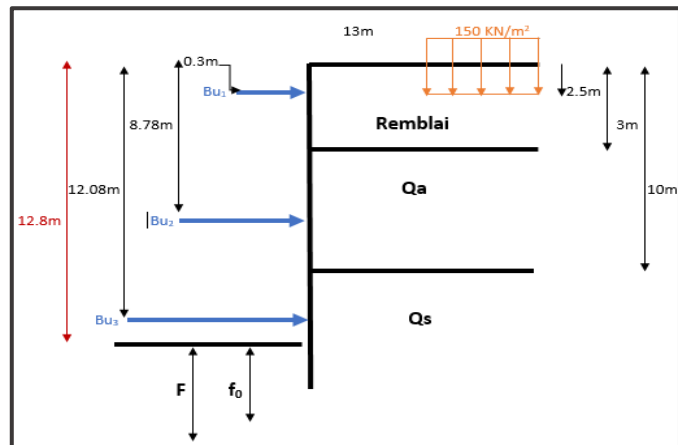


Figure 127: Excavation phase 4 – parois côté nord -

## ANNEXE D

➤  $2.8 < Z < 2.8 + f_0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(2.8) = 76.96 \\ \sigma_a(2.8 + f_0) = 4.23 \times f_0 + 76.96 \end{array} \right\}$$

**Calcul de butée :**

➤  $0 < Z < f_0$

$$\sigma_p(Z) = \frac{(8 \times 18 \times Z + 10.49 \times 10) \cos 23.33^\circ}{2}$$

$$\sigma_p(Z) = 67.66 \times Z + 49.29$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(0) = 49.29 \\ \sigma_p(f_0) = 67.66 \times f_0 + 49.29 \end{array} \right\}$$

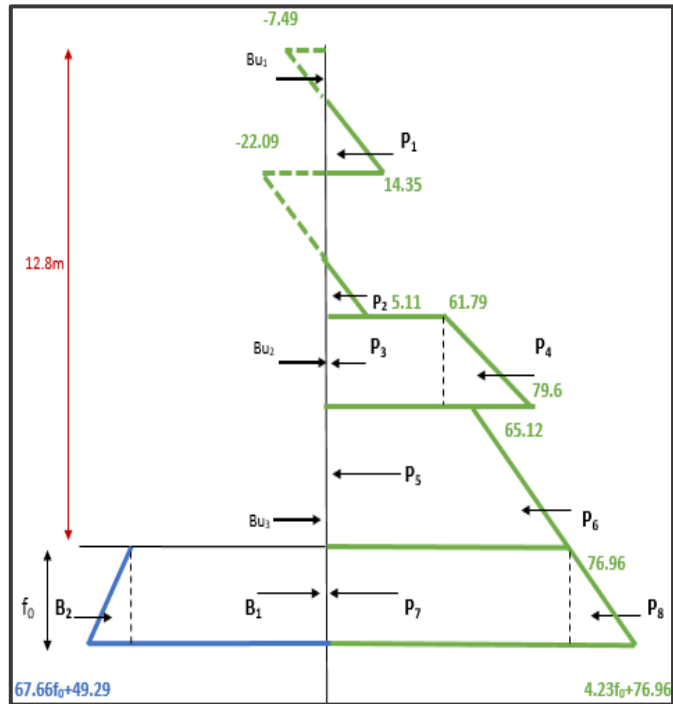


Figure 128: Diagramme des poussées et butées phase 4

**Calcul des forces de pression :**

Tableau 51: Forces de pression phase 4 – parois coté nord-

	<b>Intensité <math>P_i</math> (KN/ml)</b>	<b>Bras de levier <math>Y_i</math> (m)</b>	<b><math>P_i \times Y_i</math> (KN.m/ml)</b>
$P_1$	14,13	$10,46 + f_0$	$14,13 f_0 + 147,8$
$P_2$	2,02	$5,83 + f_0$	$2,02 f_0 + 11,78$
$P_3$	171,15	$4,19 + f_0$	$171,15 f_0 + 717,19$
$P_4$	24,67	$3,72 + f_0$	$24,67 f_0 + 91,77$
$P_5$	182,34	$1,4 + f_0$	$181,34 f_0 + 255,28$
$P_6$	16,58	$0,93 + f_0$	$16,58 f_0 + 15,42$
$P_7$	$76,96 f_0$	$f_0/2$	$38,48 f_0^2$
$P_8$	$2,11 f_0^2$	$f_0/3$	$0,7 f_0^3$
$B_1$	$49,29 f_0$	$f_0/2$	$24,65 f_0^2$
$B_2$	$33,83 f_0^2$	$f_0/3$	$11,28 f_0^3$

**Calcul de la fiche  $f_0$  :**

$$\sum_0 M = 0 \rightarrow$$

$$-10.58 f_0^3 + 13.83 f_0^2 + 410.9 f_0 + 1239.2 = 0 \rightarrow f_0 = 8m$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 9.6m$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + B_i \rightarrow CB = 1.39 MN/ml$$

**Observation :**

Pour la 4ème phase – parois côté nord -, on obtient une fiche de 9.6m, (fiche de la phase 4 + excavation = 9.6 + 12.8 = 22.4m) donc la hauteur des parois moulées est 22.4m.

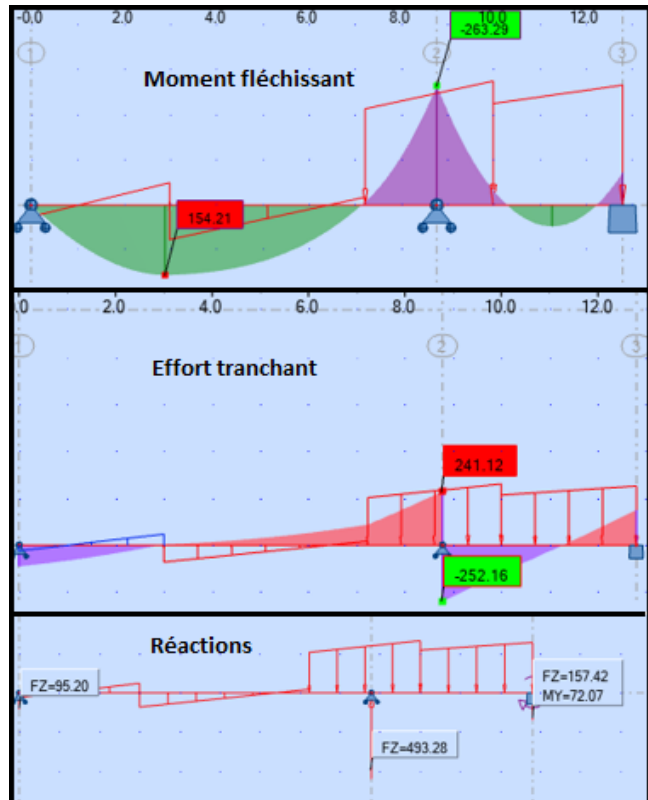


Figure 129: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 4 – parois côté nord –

**Phase 5 :**

Dans la 5-ème phase, on fait une excavation de 16.3m allant du niveau +11,50 à -4,775, avec la présence de deux butons à 0.3m, 8.78m, et une dalle à 13.25m, et avec la considération de la surcharge du bâtiment en surface du côté amont du parois moulées égale à 150KN/m<sup>2</sup>.

Dans cette phase, l'écran de soutènement sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes en décomposant la poutre AC en deux parties (AB et BC) avec :

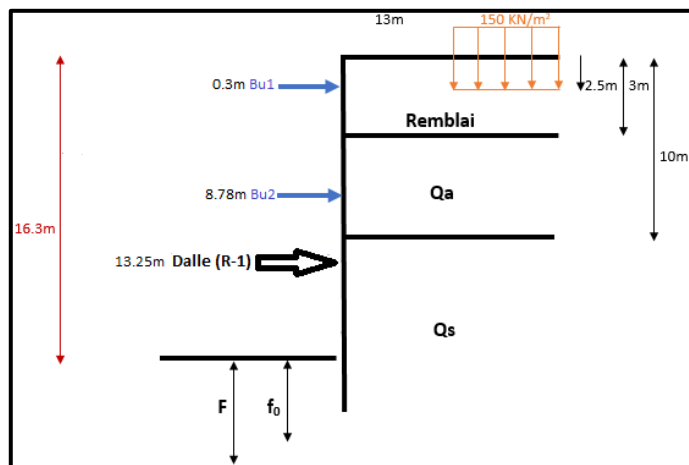


Figure 130: Excavation phase 5 – parois nord -

- ✓  $L_{AB} = H + a$  H : La hauteur excavée.
- ✓  $H = 16.3m$  ;  $a = 0.1H = 0.1 \times 16.3 \Rightarrow a = 1.63m$   $L_{BC} = b$   $f_0 = a + b$ .

**- La partie « AB » :**

**Calcul de poussée :**

➤  $0 < Z < 3$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49 \rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.35 \end{cases}$$

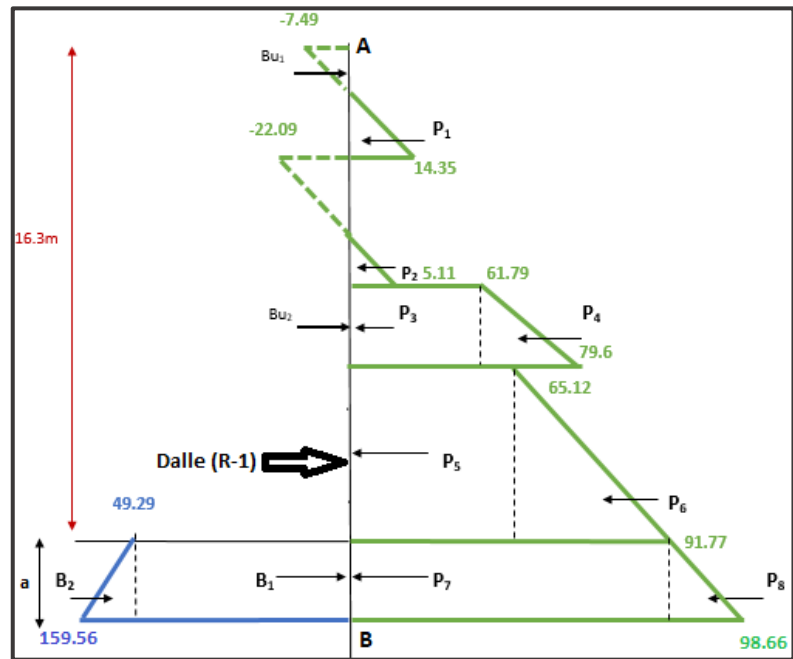
## ANNEXE D

$\triangleright 0 < Z < 4.23$   
 $\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$   
 $\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.3) = 5.11 \end{cases}$

$\triangleright 0 < Z < 2.77$   
 $\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z + 61.79$   
 $\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 61.79 \\ \sigma_a(2.77) = 79.6 \end{cases}$

$\triangleright 0 < Z < 6.3$   
 $\sigma_a(Z) = 4.23 \times Z + 65.12$   
 $\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 65.12 \\ \sigma_a(6.3) = 91.77 \end{cases}$

$\triangleright 6.3 < Z < 6.3 + a$   
 $\begin{cases} \sigma_a(6.3) = 91.77 \\ \sigma_a(7.93) = 98.66 \end{cases}$



### Calcul de butée :

$\triangleright 0 < Z < a$   
 $\sigma_p(Z) = 67.66 \times Z + 49.29 \rightarrow \begin{cases} \sigma_p(0) = 49.29 \\ \sigma_p(a) = 159.52 \end{cases}$

### Calcul des forces de pression :

Tableau 52: Forces de pression phase 5 – parois côté nord -

	Intensité $P_i$ (KN/ml)	Bras de levier $Y_i$ (m)	$P_i \times Y_i$ (KN.m/ml)
$P_1$	14,13	15,59	220,29
$P_2$	2,02	10,96	22,14
$P_3$	171,15	9,32	1595,12
$P_4$	24,67	8,85	218,33
$P_5$	410,26	4,78	1961,04
$P_6$	83,95	3,73	313,13
$P_7$	91,77 a	a/2	121,91
$P_8$	3,46 a	a/3	3,06
$B_1$	49,29 a	a/2	65,49
$B_2$	55,12 a	a/3	48,82
$D$	D	4,68	D × 4,68

## ANNEXE D

**Calcul de la force de la dalle « D » :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.68 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 927.5 \text{ KN/ml.}$$

**Calcul de la réaction « T » :**

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = 236.23 \text{ KN/ml.}$$

- **La partie « BC » :**

**Calcul de la poussée :**

$$7.93 < Z < 7.93 + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(7.93) = 98.66 \\ \sigma_a(7.93 + b) = 4.23 \times b + 98.66 \end{array} \right\}$$

**Calcul de butée :**

$$1.63 < Z < 1.63 + b$$

$$- \sigma_p(Z) = 67.66 \times Z + 49.29 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(1.63) = 159.52 \\ \sigma_p(b) = 67.66 \times b + 159.52 \end{array} \right\}$$

Tableau 53: Les forces de pression de la phase 05 (partie BC) –parois côté nord-

	$F_i(\text{KN/ml})$	Bras de levier $Y_i$ (m)	$F_i \times Y_i(\text{KN.m/ml})$
$P_1$	$98.66b$	$b/2$	$49.33b^2$
$P_2$	$2.11b^2$	$b/3$	$0.7b^3$
$B_1$	$159.52b$	$b/2$	$79.76b^2$
$B_2$	$33.83b^2$	$b/3$	$11.28b^3$
$T$	$236.23$	$b$	$236.23 b$

**Calcul de « b » :**

$$\begin{aligned} \sum M/c = 0 &\Rightarrow T \times b + \sum P_i \times Y_i \\ &- \sum B_i \times Y_i = 0 \\ &\Rightarrow b = 0m. \end{aligned}$$

**Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$$\begin{aligned} f_0 = a + b &= 1.63 + 0 \Rightarrow f_0 \\ &= 1.63m. \end{aligned}$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 1.63 \Rightarrow F = 1.96m.$$

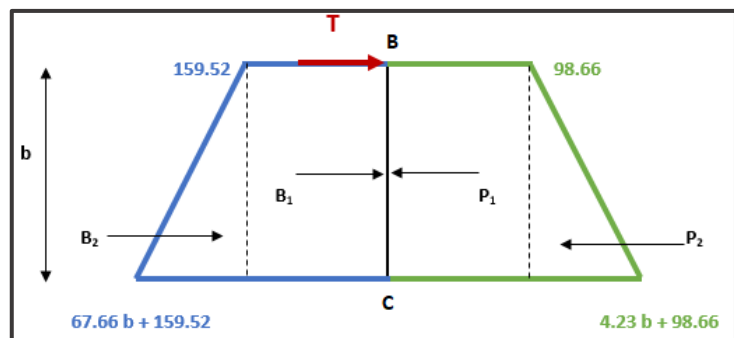


Figure 132: Diagramme des poussées et butées phase 5, partie (BC)

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i + T \rightarrow$$

$$CB = 236.23 \text{ KN/ml}$$

**Observation :**

Pour la 5ème phase, on obtient une fiche de 1.96m, (fiche de la phase 5 + excavation = 1.96 + 16.3 = 18.26m) donc la hauteur des parois moulées est 18.26m.

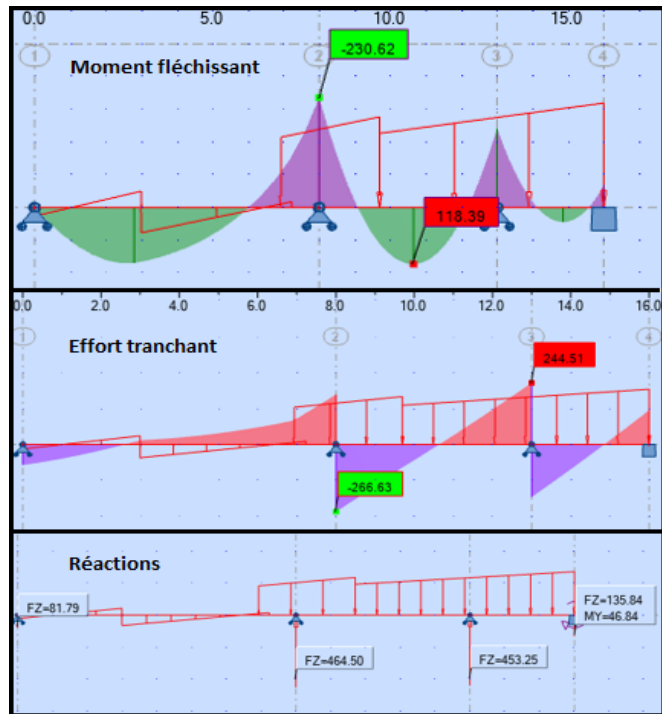


Figure 133: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 5 – parois côté nord –

**Phase 6 :**

Dans la 6-ème phase, on fait une excavation de 20.4m allant du niveau +11,50 à -8,875, avec la présence de trois butons à 0.3m, 8.78m, 18.23m, et une dalle à 13.25m, et avec la considération de la surcharge du bâtiment en surface du côté amont des parois moulées égale à 150KN/m<sup>2</sup>.

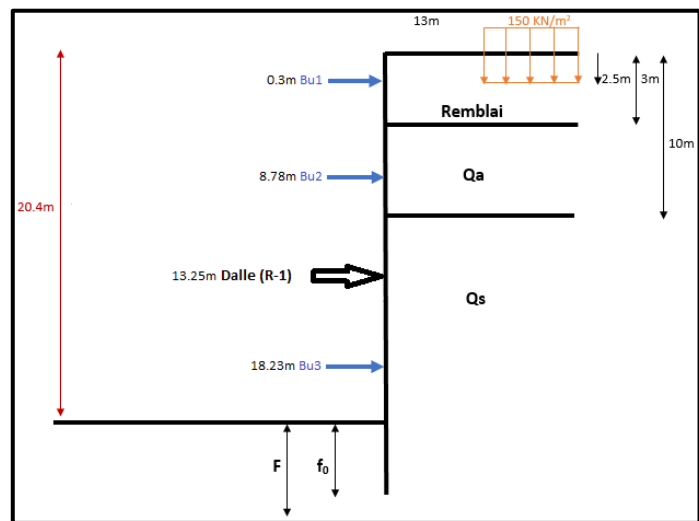


Figure 134: Excavation phase 6

**Calcul de poussée :**

➤  $0 < Z < 3$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.35 \end{cases}$$

➤  $0 < Z < 4.23$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09 \rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.3) = 5.11 \end{cases}$$

➤  $0 < Z < 2.77$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z + 61.79 \rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 61.79 \\ \sigma_a(2.77) = 79.6 \end{cases}$$

➤  $0 < Z < 10.4$

$$\sigma_a(Z) = 4.23 \times Z + 65.12 \rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 65.12 \\ \sigma_a(10.4) = 109.11 \end{cases}$$

## ANNEXE D

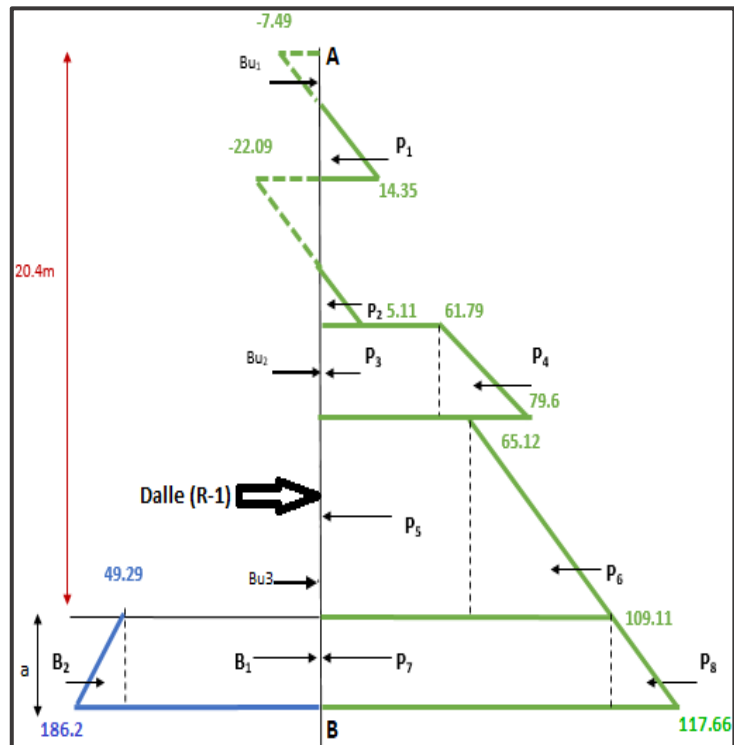
$$\begin{aligned} & \triangleright 10.4 < Z < 10.4 + a \\ & \left\{ \begin{aligned} \sigma_a(10.4) &= 109.11 \\ \sigma_a(12.42) &= 117.66 \end{aligned} \right\} \end{aligned}$$

**Calcul de butée :**

$$0 < Z < a$$

$$\sigma_p(Z) = 67.66 \times Z + 49.29 \rightarrow$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_p(0) &= 49.29 \\ \sigma_p(a) &= 186.2 \end{aligned} \right\}$$



**Calcul des forces de pression :**

Figure 135: Diagramme des poussées et butées phase 6

Tableau 54: Forces de pression phase 6 – parois côté nord-

	Intensité $P_i$ (KN/ml)	Bras de levier $Y_i$ (m)	$P_i \times Y_i$ (KN.m/ml)
$P_1$	14,13	20,09	283,87
$P_2$	2,02	15,47	31,25
$P_3$	171,15	13,83	2367
$P_4$	24,67	13,36	329,6
$P_5$	677,25	7,24	4903,3
$P_6$	228,75	5,5	1258,13
$P_7$	109,11 a	a/2	227,04
$P_8$	4,28 a	a/3	5,82
$B_1$	49,29 a	a/2	100,56
$B_2$	86,45 a	a/3	117,58
$D$	D	9,17	$D \times 9,17$

**Calcul de la force de la dalle « D » :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 9.17 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 1.02 \text{ MN/ml.}$$

**Calcul de la réaction « T » :**

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = 70.9 \text{ KN/ml.}$$

## ANNEXE D

- La partie « BC » :

Calcul de la poussée :

$$12.42 < Z < 12.42 + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(12.42) = 117.66 \\ \sigma_a(12.42 + b) = 4.23 \times b + 117.66 \end{array} \right\}$$

Calcul de butée :

$$2.02 < Z < 2.02 + b$$

$$\sigma_p(Z) = 67.66 \times Z + 49.29 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(2.02) = 185.96 \\ \sigma_p(b) = 67.66 \times b + 185.96 \end{array} \right\}$$

Tableau 55: Les forces de pression de la phase 06 (partie BC) – parois côté nord-

	$F_i$ (KN/ml)	Bras de levier $Y_i$ (m)	$F_i \times Y_i$ (KN. m/ml)
$P_1$	$117.66b$	$b/2$	$58.83b^2$
$P_2$	$2.11b^2$	$b/3$	$0.7b^3$
$B_1$	$185.96b$	$b/2$	$92.98b^2$
$B_2$	$33.83b^2$	$b/3$	$11.28b^3$
$T$	70.9	$b$	$70.9 b$

Calcul de « b » :

$$\begin{aligned} \sum M/c = 0 &\Rightarrow T \times b + \sum P_i \times Y_i \\ &- \sum B_i \times Y_i = 0 \\ &\Rightarrow b = 0m. \end{aligned}$$

Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$\begin{aligned} f_0 = a + b = 2.02 + 0 &\Rightarrow f_0 \\ &= 2.02m. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 2.02 &\Rightarrow F \\ &= 2.42m. \end{aligned}$$

Calcul du contre buté CB :

$$\begin{aligned} \sum F_x = 0 &\rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i + T \rightarrow \\ CB &= 70.9 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

Observation :

Pour la 6ème phase – parois côté nord-, on obtient une fiche de 2.42m, (fiche de la phase 6 + excavation = 2.42 + 20.4 = 22.82m) donc la hauteur des parois moulées est 22.82m.

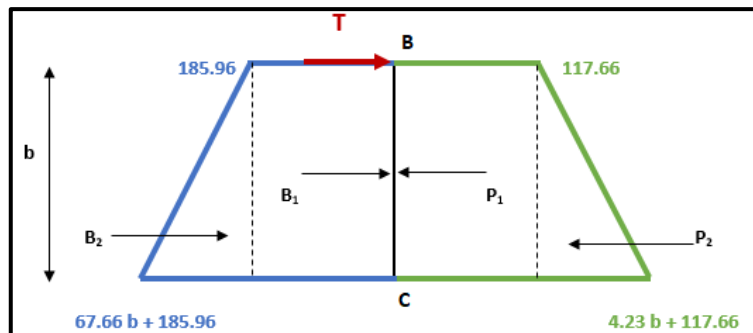


Figure 136: Diagramme des poussées et butées phase 6, partie (BC)

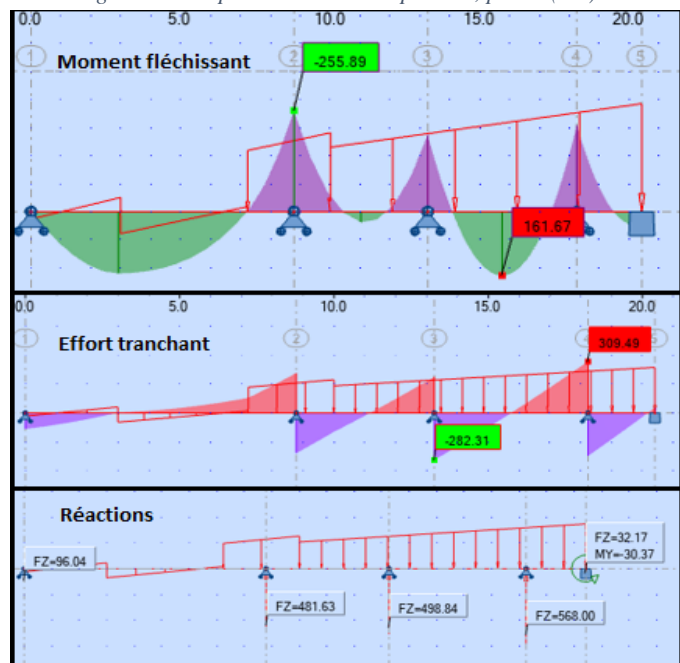


Figure 137: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 6 – parois côté nord -

## ANNEXE D

### Phase 7 :

Dans cette phase, l'écran de soutènement sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes en décomposant la poutre AC en deux parties (AB et BC) avec :

$$\checkmark \quad H = 22.65m ; a = 0.1H = 0.1 \times 22.65 \Rightarrow a = 2.27m$$

- La partie « AB » :

**Calcul de poussée :**

$$\text{➤ } 0 < Z < 3$$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.35 \end{cases}$$

$$\text{➤ } 0 < Z < 4.23$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.3) = 5.11 \end{cases}$$

$$\text{➤ } 0 < Z < 2.77$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z + 61.79$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 61.79 \\ \sigma_a(2.77) = 79.6 \end{cases}$$

$$\text{➤ } 0 < Z < 10.5$$

$$\sigma_a(Z) = 4.23 \times Z + 65.12$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 65.12 \\ \sigma_a(10.5) = 109.53 \end{cases}$$

$$\text{➤ } 0 < Z < 2.15$$

$$Q_b = 150 \text{ KN/m}^2,$$

$$Q = 17 \times (3+7) + 18 \times 10.5$$

$$= 359 \text{ KN/m}^2,$$

$$C = 10 \text{ KN/m}^2, U = 10 \times Z \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_a(Z) = 14.23 \times Z + 109.53$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 109.53 \\ \sigma_a(2.15) = 140.12 \end{cases}$$

$$\text{➤ } 2.15 < Z < 2.15 + a$$

$$\begin{cases} \sigma_a(2.15) = 140.12 \\ \sigma_a(4.42) = 172.43 \end{cases}$$

$$\sigma_a(4.42) = 172.43$$

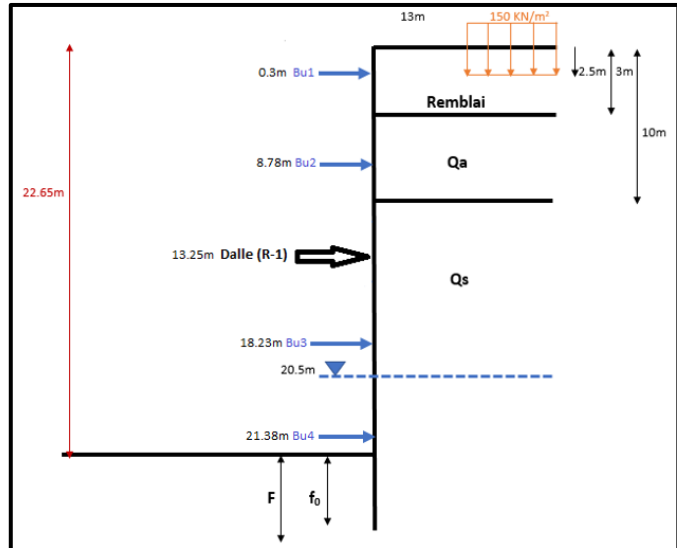


Figure 138: Excavation de la phase 7 – parois côté nord -

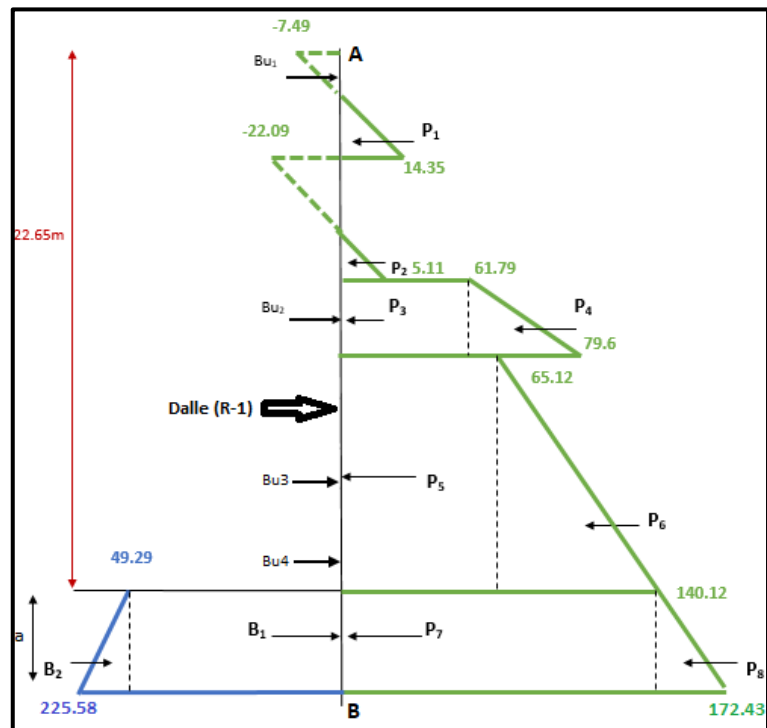


Figure 139: Diagramme des poussées et butées phase 7 – parois côté nord -

## ANNEXE D

### Calcul de butée :

$$\triangleright 0 < Z < a$$

$$Q = 0 \text{ KN/m}^2, U = 10 \times Z \text{ KN/m}^2, S = 2$$

$$\sigma_p(Z) = 77.66 \times Z + 49.29 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(0) = 49.29 \\ \sigma_p(2.27) = 225.58 \end{array} \right\}$$

### Calcul des forces de pression :

*Tableau 56: Forces de pression phase 7–parois côté nord-*

	<i>Intensité <math>P_i</math> (KN/ml)</i>	<i>Bras de levier <math>Y_i</math> (m)</i>	<i><math>P_i \times Y_i</math> (KN.m/ml)</i>
$P_1$	14,13	22,57	318,9
$P_2$	2,02	17,95	36,26
$P_3$	171,15	16,31	2791,5
$P_4$	24,67	15,84	390,77
$P_5$	823,77	8,6	7084,42
$P_6$	474,38	6,49	3078,73
$P_7$	140,12 a	a/2	361
$P_8$	16,16 a	a/3	27,75
$B_1$	49,29 a	a/2	127
$B_2$	88,15 a	a/3	151,41
$D$	$D$	11,67	$D \times 11,67$

### Calcul de la force de la dalle « D » :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 11,67 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 1.18 \text{ MN/ml.}$$

### Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -397.6 \text{ KN/ml.}$$

### - La partie « BC » :

#### Calcul de la poussée :

$$4.42 < Z < 4.42 + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a(4.42) = 172.43 \\ \sigma_a(4.42 + b) = 14.23 \times b + 172.43 \end{array} \right\}$$

#### Calcul de butée :

$$2.27 < Z < 2.27 + b$$

$$\sigma_p(Z) = 77.66 \times Z + 49.29 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(2.27) = 225.58 \\ \sigma_p(b) = 77.66 \times b + 225.58 \end{array} \right\}$$

## ANNEXE D

Tableau 57: Les forces de pression de la phase 07 (partie BC) –parois côté nord-

	$F_i$ (KN/ml)	Bras de levier $Y_i$ (m)	$F_i \times Y_i$ (KN. m/ml)
$P_1$	$172.43b$	$b/2$	$86.21b^2$
$P_2$	$7.12b^2$	$b/3$	$2.37b^3$
$B_1$	$225.58b$	$b/2$	$112.8b^2$
$B_2$	$38.83b^2$	$b/3$	$12.94b^3$
$T$	$-397.6$	$b$	$-397.6 b$

**Calcul de « b » :**

$$\begin{aligned} \sum M/c = 0 &\Rightarrow T \times b + \sum P_i \times Y_i \\ &\quad - \sum B_i \times Y_i = 0 \\ &\Rightarrow b = 4.86m. \end{aligned}$$

**Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$$\begin{aligned} f_0 &= a + b = 2.27 + 4.86 \\ &\Rightarrow f_0 = 7.13m. \end{aligned}$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 7.13 \Rightarrow F = 8.56m.$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\begin{aligned} \sum F_x = 0 &\rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i \\ +T &\rightarrow CB = 609.7 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

**Observation :**

Pour la 7ème phase – parois côté nord, on obtient une fiche de 8.56m, (fiche de la phase 7 + excavation = 8.56 + 22.65 = 31.21m) donc la hauteur des parois moulées est 31.21m.

**Calcul de la fiche  $f_0$  :**

$$\sum_0 M = 0 \rightarrow$$

$$-10.58 f_0^3 + 45.41 f_0^2 + 1510.12 f_0 + 10272.6 = 0$$

$$\rightarrow f_0 = 16.5m$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 19.8m$$

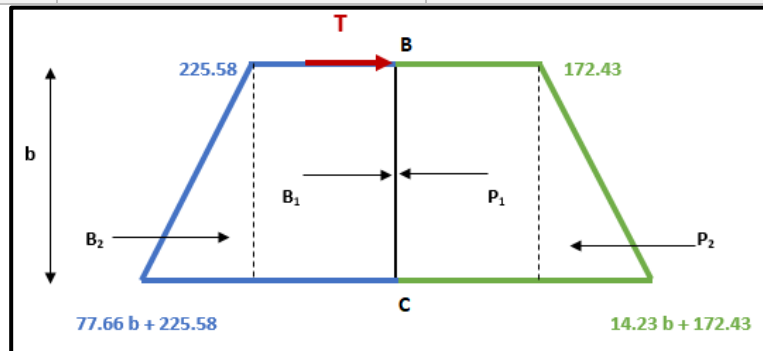


Figure 140: Diagramme des poussées et butées phase 7, partie (BC)

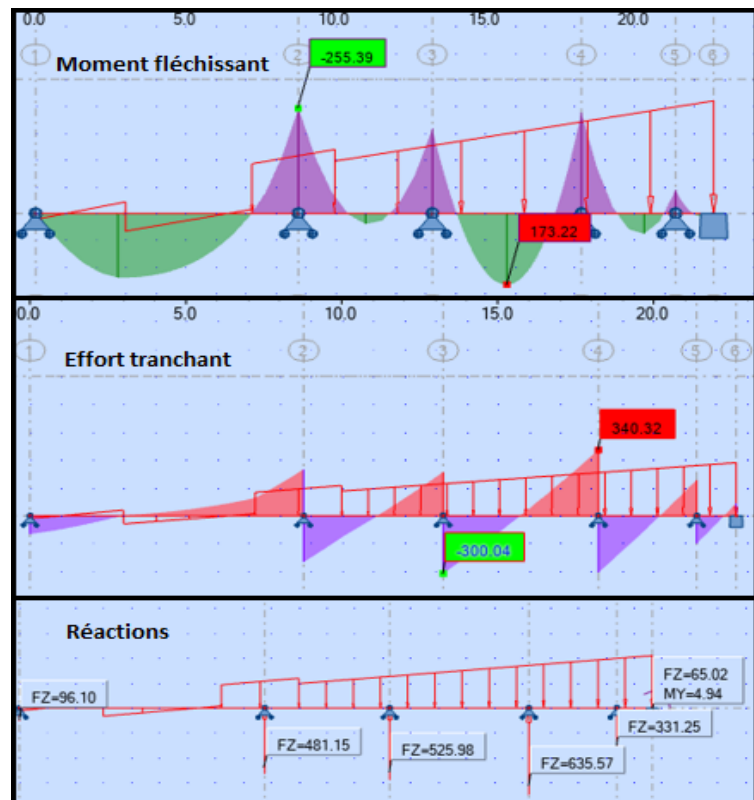


Figure 141: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 7 – parois côté nord –

## ANNEXE D

### Calcul du contre buté CB :

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + B_i \rightarrow CB = 5.62 \text{ MN/ml}$$

### Observation :

Pour la 7ème phase côté nord, on obtient une fiche de 19.8m, (fiche de la phase 7 + excavation = 19.8 + 22.65 = 42.45m) donc la hauteur des parois moulées est 42.45m.

### Phase 8 :

Dans la 8-ème phase, Nous avons exécuté une excavation de 25.65m allant du niveau +11,50 à -14,125, avec la présence de cinq butons à 0.3m, 8.78m, 18.23m, 21.38m, 14.53m, et une dalle à 13.25m, et avec la considération de la surcharge du bâtiment en surface du côté amont du parois moulées égale à 150KN/m<sup>2</sup>, et la nappe phréatique à 20.5m.

Dans cette phase, l'écran de soutènement sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes en décomposant la poutre AC en deux parties (AB et BC) avec :

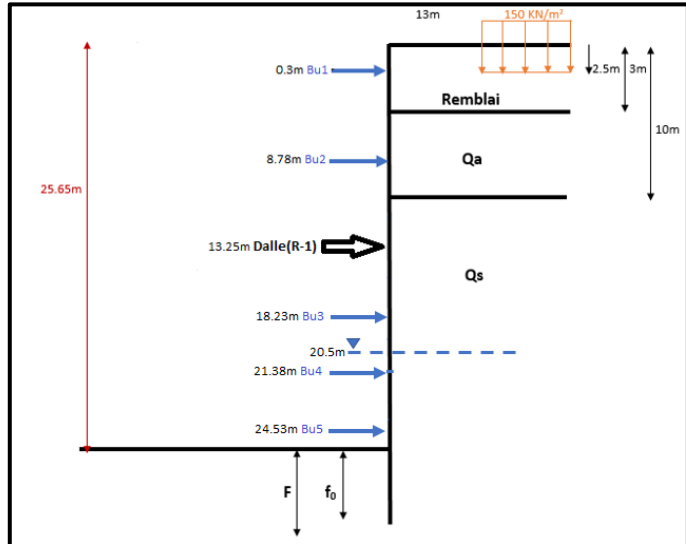


Figure 142: Excavation de la phase 7 – parois côté sud -

$$\checkmark H = 25.65m ; a = 0.1H = 0.1 \times 25.65 \Rightarrow a = 2.57m$$

### - La partie « AB » :

#### Calcul de poussée :

$$\text{➤ } 0 < Z < 3$$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.35 \end{cases}$$

$$\text{➤ } 0 < Z < 4.23$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.3) = 5.11 \end{cases}$$

$$\text{➤ } 0 < Z < 2.77$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z + 61.79$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 61.79 \\ \sigma_a(2.77) = 79.6 \end{cases}$$

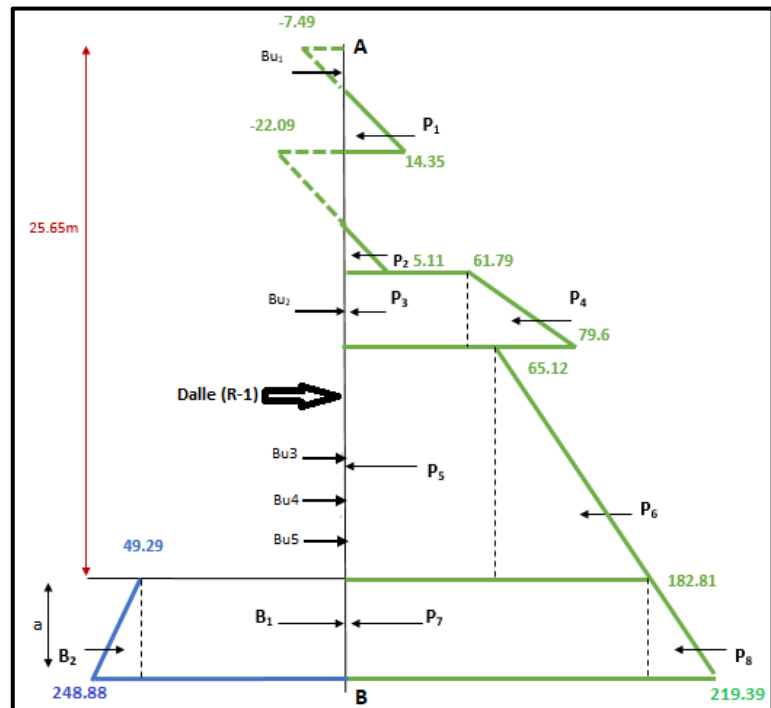


Figure 143: Diagramme des poussées et butées phase 8, partie (AB)

## ANNEXE D

$$\triangleright 0 < Z < 10.5 \quad \sigma_a(Z) = 4.23 \times Z + 65.12 \rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 65.12 \\ \sigma_a(10.5) = 109.53 \end{cases}$$

$$\triangleright 0 < Z < 5.15 \quad \sigma_a(Z) = 14.23 \times Z + 109.53 \rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 109.53 \\ \sigma_a(5.15) = 182.81 \end{cases}$$

$$\triangleright 5.15 < Z < 5.15 + a \quad \begin{cases} \sigma_a(5.15) = 182.81 \\ \sigma_a(5.15 + a) = 219.39 \end{cases}$$

**Calcul de butée :**

$$\triangleright 0 < Z < a \quad \sigma_p(Z) = 77.66 \times Z + 49.29 \rightarrow \begin{cases} \sigma_p(0) = 49.29 \\ \sigma_p(a) = 248.88 \end{cases}$$

**Calcul des forces de pression :**

*Tableau 58: Les forces de pression de la phase 08 (partie AB) –parois côté nord-*

	<i>Intensité <math>P_i</math> (KN/ml)</i>	<i>Bras de levier <math>Y_i</math> (m)</i>	<i><math>P_i \times Y_i</math> (KN.m/ml)</i>
<b><math>P_1</math></b>	14,13	25,87	365,54
<b><math>P_2</math></b>	2,02	21,25	42,93
<b><math>P_3</math></b>	171,15	19,61	3356,25
<b><math>P_4</math></b>	24,67	19,14	472,92
<b><math>P_5</math></b>	1019,13	10,4	10598,95
<b><math>P_6</math></b>	920,92	7,79	7173,97
<b><math>P_7</math></b>	182,81 a	a/2	603,72
<b><math>P_8</math></b>	18,29 a	a/3	40,27
<b><math>B_1</math></b>	49,29 a	a/2	162,77
<b><math>B_2</math></b>	99,80 a	a/3	219,72
<b><math>D</math></b>	$D$	14,97	$D \times 14,97$

**Calcul de la force de la dalle « D » :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 14,97 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 1.49 \text{ MN/ml.}$$

**Calcul de la réaction « T » :**

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -795.69 \text{ KN/ml.}$$

- **La partie « BC » :**

**Calcul de la poussée :**

$$7.72 < Z < 7.72 + b$$

$$\begin{cases} \sigma_a(7.72) = 219.39 \\ \sigma_a(7.72 + b) = 14.23 \times b + 219.39 \end{cases}$$

## ANNEXE D

### Calcul de butée :

$$2.57 < Z < 2.57 + b : \quad \sigma_p(Z) = 77.66 \times Z + 49.29 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(2.57) = 248.88 \\ \sigma_p(b) = 77.66 \times b + 248.88 \end{array} \right\}$$

Tableau 59: Les forces de pression de la phase 08 (partie BC) – parois côté nord-

	$F_i$ (KN/ml)	Bras de levier $Y_i$ (m)	$F_i \times Y_i$ (KN.m/ml)
$P_1$	$219.39b$	$b/2$	$109.7b^2$
$P_2$	$7.12b^2$	$b/3$	$2.37b^3$
$B_1$	$248.88b$	$b/2$	$124.44b^2$
$B_2$	$38.83b^2$	$b/3$	$12.94b^3$
$T$	$-795.69$	$b$	$-795.69b$

### Calcul de « b » :

$$\sum M/c = 0$$

$$\Rightarrow T \times b + \sum P_i \times Y_i - \sum B_i \times Y_i = 0 \Rightarrow b = 8m.$$

### Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$f_0 = a + b = 2.57 + 8$$

$$\Rightarrow f_0 = 10.57m.$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 10.57$$

$$\Rightarrow F = 12.86m.$$

### Calcul du contre buté CB :

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i + T \rightarrow$$

$$CB = 1.47 \text{ MN/ml}$$

### Observation :

Pour la 8ème phase – parois côté nord -, on obtient une fiche de 12.86m, (fiche de la phase 8 + excavation = 12.86 + 25.65 = 38.51m) donc la hauteur des parois moulées est 38.51m.

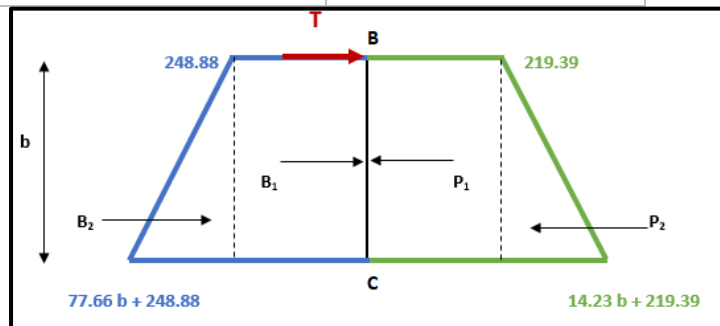


Figure 144: Diagramme des poussées et butées phase 8, partie (BC)

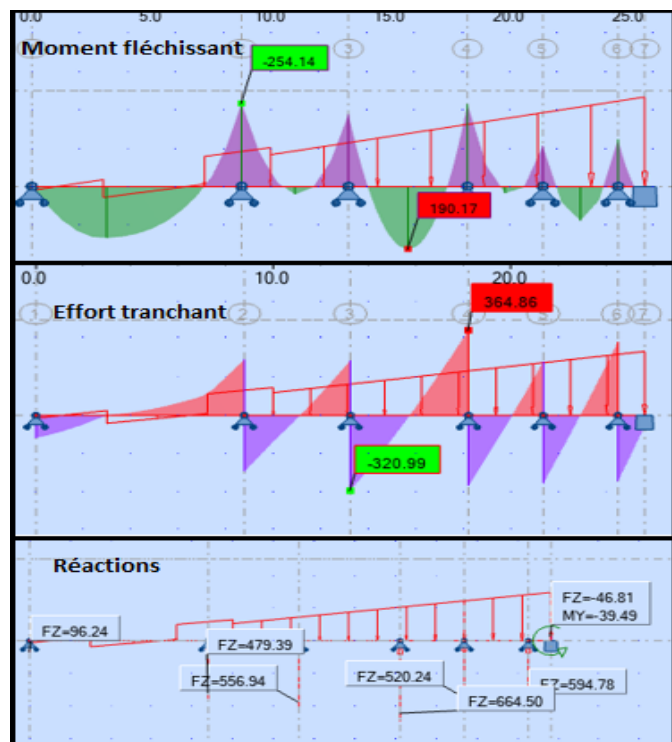


Figure 145: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 8 – parois côté nord -

## ANNEXE D

### Phase 9 :

Dans la 9<sup>ème</sup> phase, Nous avons réalisé une excavation de 27.65m allant du niveau +11,50 à -16,125, avec la présence de cinq butons à 0.3m, 8.78m, 18.23m, 21.38m, 24.53m, et une dalle à 13.25m, et avec la considération de la surcharge du bâtiment en surface du côté amont du parois moulées égale à 150KN/m<sup>2</sup>, et la nappe phréatique à 20.5m.

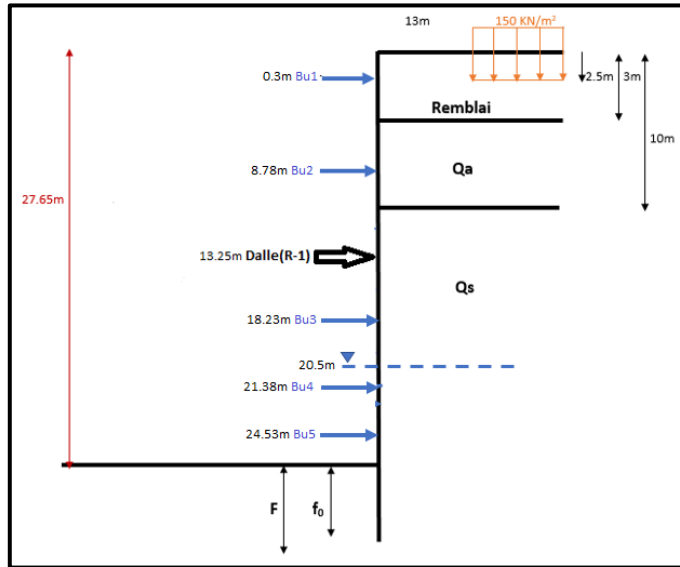


Figure 146: Excavation phase 9 – parois côté nord-

Dans cette phase, l'écran de soutènement sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes en décomposant la poutre AC en deux parties (AB et BC) avec :

$$\checkmark H = 27.65m; \quad a = 0.1H = 0.1 \times 27.65 \Rightarrow a = 2.77m$$

- La partie « AB » :

**Calcul de poussée :**

$$\text{➤ } 0 < Z < 3$$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.35 \end{cases}$$

$$\text{➤ } 0 < Z < 4.23$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.3) = 5.11 \end{cases}$$

$$\text{➤ } 0 < Z < 2.77$$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z + 61.79$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 61.79 \\ \sigma_a(2.77) = 79.6 \end{cases}$$

$$\text{➤ } 0 < Z < 10.5$$

$$\sigma_a(Z) = 4.23 \times Z + 65.12$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 65.12 \\ \sigma_a(10.5) = 109.53 \end{cases}$$

$$\text{➤ } 0 < Z < 7.15$$

$$\sigma_a(Z) = 14.23 \times Z + 109.53 \rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 109.53 \\ \sigma_a(7.15) = 211.27 \end{cases}$$

$$\text{➤ } 7.15 < Z < 7.15 + a$$

$$\begin{cases} \sigma_a(7.15) = 211.27 \\ \sigma_a(9.92) = 250.7 \end{cases}$$

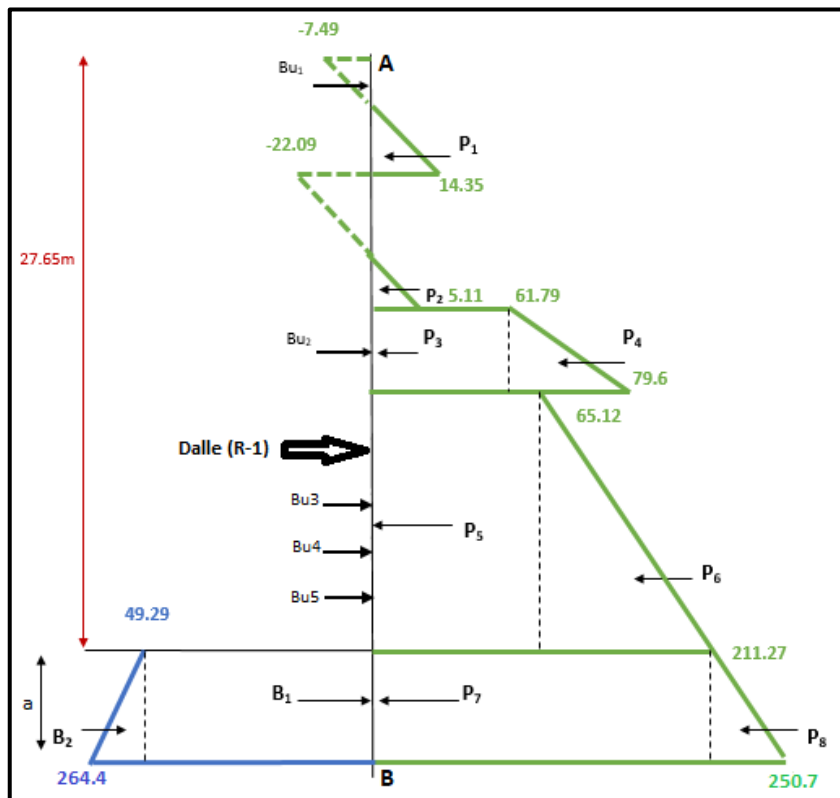


Figure 147: Diagramme des poussées et butées phase 9, partie (AB)

## ANNEXE D

### Calcul de butée :

$$0 < Z < a \quad \sigma_p(Z) = 77.66 \times Z + 49.29 \rightarrow \begin{cases} \sigma_p(0) = 49.29 \\ \sigma_p(a) = 264.4 \end{cases}$$

### Calcul des forces de pression :

*Tableau 60: Les forces de pression de la phase 09 (partie AB) –parois côté nord-*

	<i>Intensité <math>P_i</math> (KN/ml)</i>	<i>Bras de levier <math>Y_i</math> (m)</i>	<i><math>P_i \times Y_i</math> (KN.m/ml)</i>
<b><math>P_1</math></b>	14,13	28,07	396,63
<b><math>P_2</math></b>	2,02	23,45	47,37
<b><math>P_3</math></b>	171,15	21,81	3732,8
<b><math>P_4</math></b>	24,67	21,34	526,46
<b><math>P_5</math></b>	1149,37	11,6	13332,7
<b><math>P_6</math></b>	1289,77	8,65	11156,5
<b><math>P_7</math></b>	211,27a	a/2	810,53
<b><math>P_8</math></b>	19,72a	a/3	50,44
<b><math>B_1</math></b>	49,29 a	a/2	189,1
<b><math>B_2</math></b>	107,55a	a/3	275,1
<b><math>D</math></b>	$D$	17,17	$D \times 17,17$

### Calcul de la force de la dalle « D » :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 17.17 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 1.72 \text{ MN/ml.}$$

### Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -1136.5 \text{ KN/ml.}$$

### - La partie « BC » :

#### Calcul de la poussée :

$$9.92 < Z < 9.92 + b$$

$$\begin{cases} \sigma_a(9.92) = 250.7 \\ \sigma_a(9.92 + b) = 14.23 \times b + 250.7 \end{cases}$$

#### Calcul de butée :

$$2.77 < Z < 2.77 + b$$

$$\sigma_p(Z) = 77.66 \times Z + 49.29 \rightarrow \begin{cases} \sigma_p(2.77) = 264.4 \\ \sigma_p(b) = 77.66 \times b + 264.4 \end{cases}$$

## ANNEXE D

Tableau 61: Les forces de pression de la phase 09 (partie BC) –parois côté nord-

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier $Y_i$ (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
$P_1$	$250.7b$	$b/2$	$125.35b^2$
$P_2$	$7.12b^2$	$b/3$	$2.37b^3$
$B_1$	$264.4b$	$b/2$	$132.2b^2$
$B_2$	$38.83b^2$	$b/3$	$12.94b^3$
T	-1136.5	$b$	$-1136.5b$

**Calcul de « b » :**

$$\sum M/c = 0$$

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

$$\Rightarrow b = 10.05m.$$

**Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$$f_0 = a + b = 2.77 + 10.05$$

$$\Rightarrow f_0 = 12.82m.$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 12.82$$

$$\Rightarrow F = 15.38m.$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i + T$$

$$\rightarrow CB = 2.2 \text{ MN/ml}$$

**Observation :**

Pour la 9ème phase – parois côté nord -, on obtient une fiche de 15.38m, (fiche de la phase 9 + excavation = 15.38 + 27.65 = 43.03m) donc la hauteur des parois moulées est 43.03m.

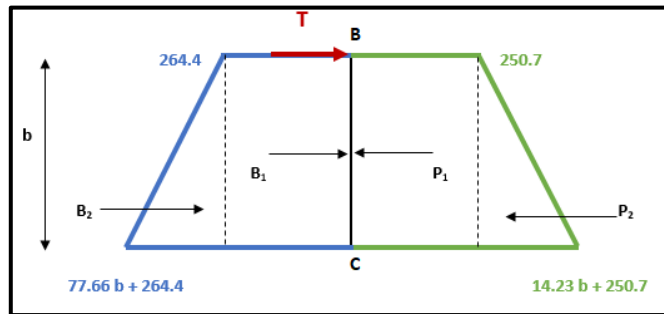


Figure 148: Diagramme des poussées et butées phase 9, partie (BC)

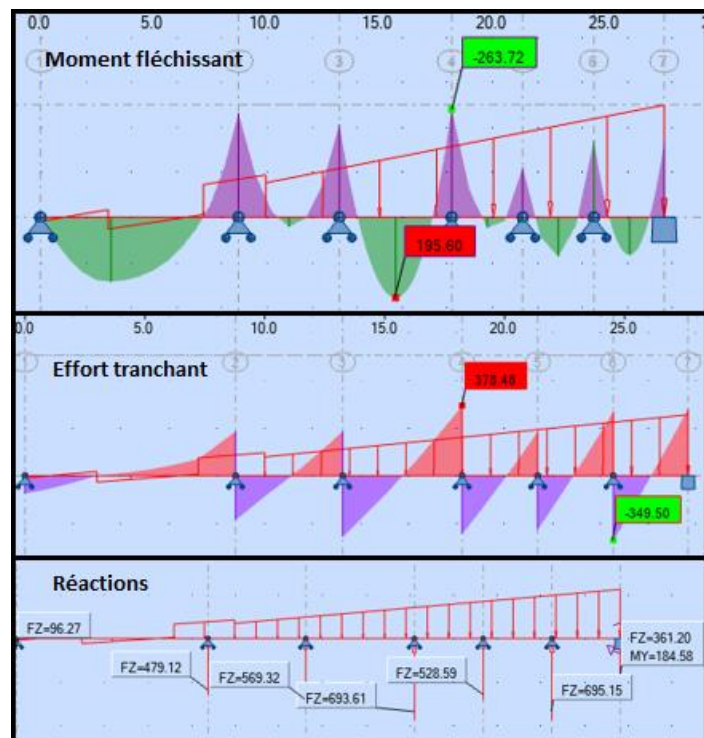


Figure 149: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 9 – parois côté nord –

### VI.2.1.10. Phase 10 :

Dans la 10ème phase, nous avons exécuté une excavation de 30.65m allant du niveau +11,50 à -19,125, avec la présence de cinq butons à 0.3m, 8.78m, 18.23m, 21.38m, 24.53m, et une dalle à 13.25m, et avec la considération de la surcharge du bâtiment en surface du côté amont du parois moulées égale à 150KN/m<sup>2</sup>, et la nappe phréatique à 20.5m.

Dans cette phase, l'écran de soutènement sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes en décomposant la poutre AC en deux parties (AB et BC) avec :

$$\checkmark H = 30.65m ; a = 0.1H = 0.1 \times 30.65 \Rightarrow a = 3.07m$$

## ANNEXE D

- La partie « AB » :

Calcul de poussée :

➤  $0 < Z < 3$

$$\sigma_a(Z) = 7.28 \times Z - 7.49$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -7.49 \\ \sigma_a(3) = 14.35 \end{cases}$$

➤  $0 < Z < 4.23$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z - 22.09$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = -22.09 \\ \sigma_a(2.3) = 5.11 \end{cases}$$

➤  $0 < Z < 2.77$

$$\sigma_a(Z) = 6.43 \times Z + 61.79$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 61.79 \\ \sigma_a(2.77) = 79.6 \end{cases}$$

➤  $0 < Z < 10.5$

$$\sigma_a(Z) = 4.23 \times Z + 65.12$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 65.12 \\ \sigma_a(10.5) = 109.53 \end{cases}$$

➤  $0 < Z < 10.15$

$$\sigma_a(Z) = 14.23 \times Z + 109.53$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma_a(0) = 109.53 \\ \sigma_a(10.15) = 253.96 \end{cases}$$

➤  $10.15 < Z < 10.15 + a$

$$\begin{cases} \sigma_a(10.15) = 253.96 \\ \sigma_a(13.22) = 297.65 \end{cases}$$

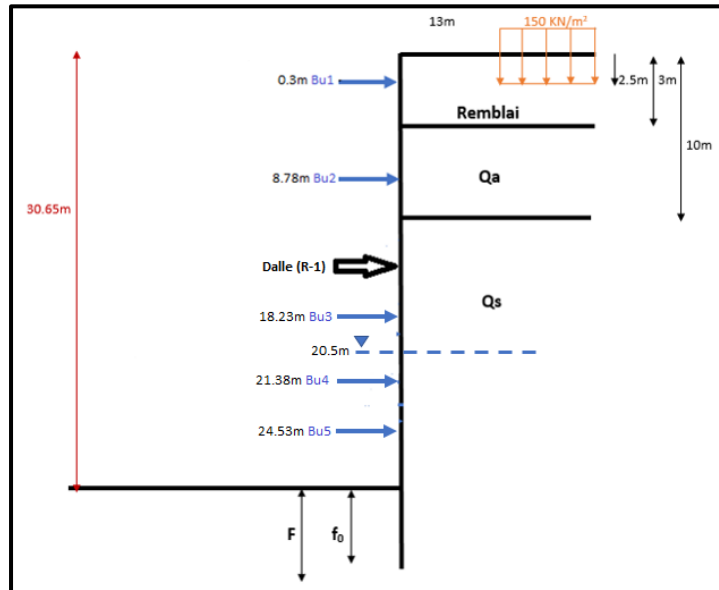


Figure 150: Excavation phase 10 – parois côté nord -

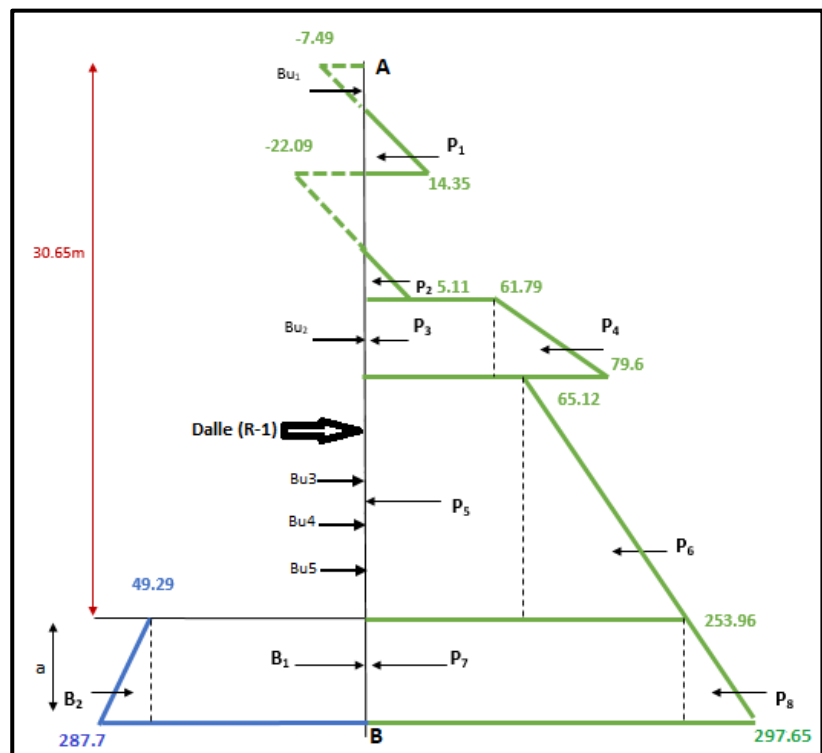


Figure 151 : Diagramme des poussées et butées phase 10, partie (AB)

Calcul de butée :

$0 < Z < a$

$$\sigma_p(Z) = 77.66 \times Z + 49.29 \rightarrow \begin{cases} \sigma_p(0) = 49.29 \\ \sigma_p(a) = 287.7 \end{cases}$$

## ANNEXE D

### Calcul des forces de pression :

*Tableau 62: Les forces de pression de la phase 10 (partie AB) –parois côté nord-*

	<i>Intensité <math>P_i</math> (KN/ml)</i>	<i>Bras de levier <math>Y_i</math>(m)</i>	<i><math>P_i \times Y_i</math> (KN.m/ml)</i>
$P_1$	14,13	31,37	443,26
$P_2$	2,02	26,75	54,04
$P_3$	171,15	25,11	4297,58
$P_4$	24,67	24,64	607,87
$P_5$	1344,73	13,9	18691,75
$P_6$	1949,77	9,95	19400,2
$P_7$	253,96 $a$	$a/2$	1196,77
$P_8$	21,85 $a$	$a/3$	69,64
$B_1$	49,29 $a$	$a/2$	232,28
$B_2$	119,2 $a$	$a/3$	374,5
$D$	$D$	20,47	$D \times 20,47$

### Calcul de la force de la dalle « D » :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 20.44 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 2.16 \text{ MN/ml.}$$

### Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -1685.9 \text{ KN/ml.}$$

### - La partie « BC » :

#### Calcul de la poussée :

$$13.22 < Z < 13.22 + b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_a (13.22) = 297.65 \\ \sigma_a (13.22 + b) = 14.23 \times b + 297.65 \end{array} \right\}$$

#### Calcul de butée :

- $3.07 < Z < 3.07 + b$

$$\sigma_p (Z) = 77.66 \times Z + 49.29 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p (3.07) = 287.7 \\ \sigma_p (b) = 77.66 \times b + 287.7 \end{array} \right\}$$

## ANNEXE D

Tableau 63: Les forces de pression de la phase 10 (partie BC) –parois côté nord-

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier $Y_i$ (m)	$F_i \times Y_i(KN. m/ml)$
$P_1$	$297.65b$	$b/2$	$148.83b^2$
$P_2$	$7.12b^2$	$b/3$	$2.37b^3$
$B_1$	$287.7b$	$b/2$	$143.85b^2$
$B_2$	$38.83b^2$	$b/3$	$12.94b^3$
$T$	$-1685.9$	$b$	$-1685.9b$

**Calcul de « b » :**

$$\sum M/c = 0$$

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

$$\Rightarrow b = 12.86m.$$

**Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$$f_0 = a + b = 3.07 + 12.86$$

$$\Rightarrow f_0 = 15.93m.$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 15.93$$

$$\Rightarrow F = 19.12m.$$

**Calcul du contre buté CB :**

$$\sum F_x = 0 \rightarrow CB = -\sum P_i + \sum B_i$$

$$+T \rightarrow CB = 3.43 MN/ml$$

**Observation :**

Pour la 10ème phase, on obtient une fiche de 19.12m, (fiche de la phase 10 + excavation = 19.12 + 30.65 = 49.77m) donc la hauteur des parois moulées est 49.77m.

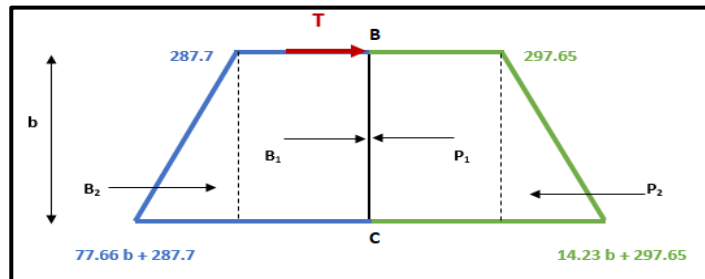


Figure 152: Diagramme des poussées et butées phase 10, partie (BC)

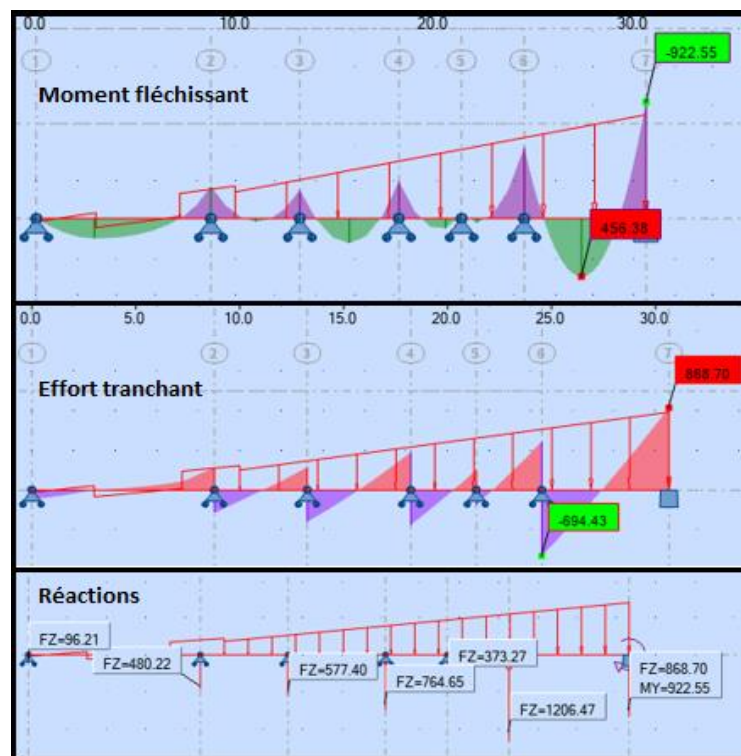
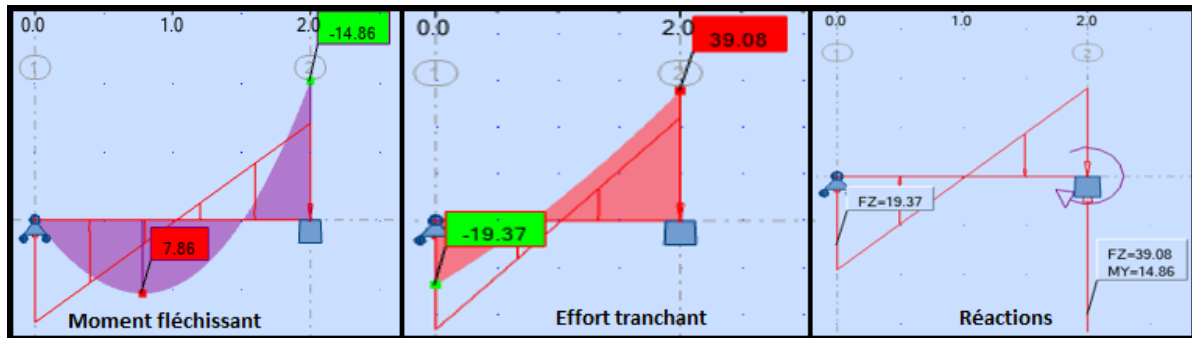


Figure 153: Diagrammes des sollicitations et réactions phase 10 – parois côté nord –

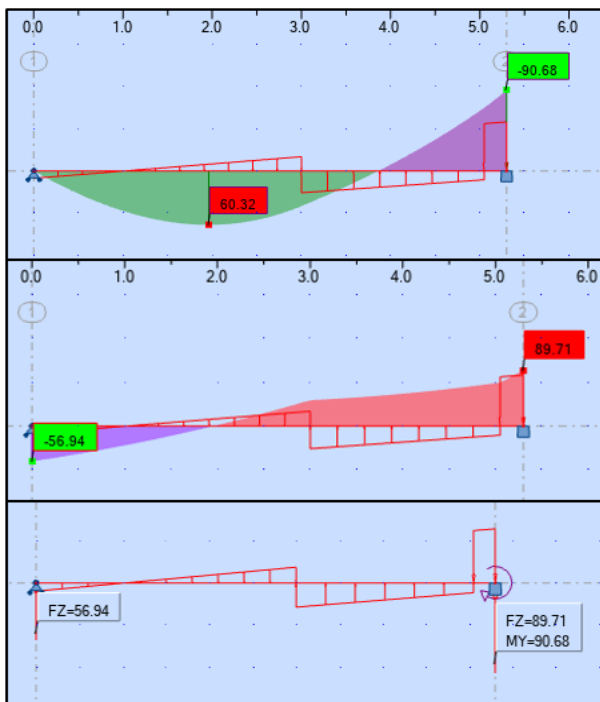
# ANNEXE D

Le calcul automatique des sollicitations par logiciel ROBOT sur les parois sud :

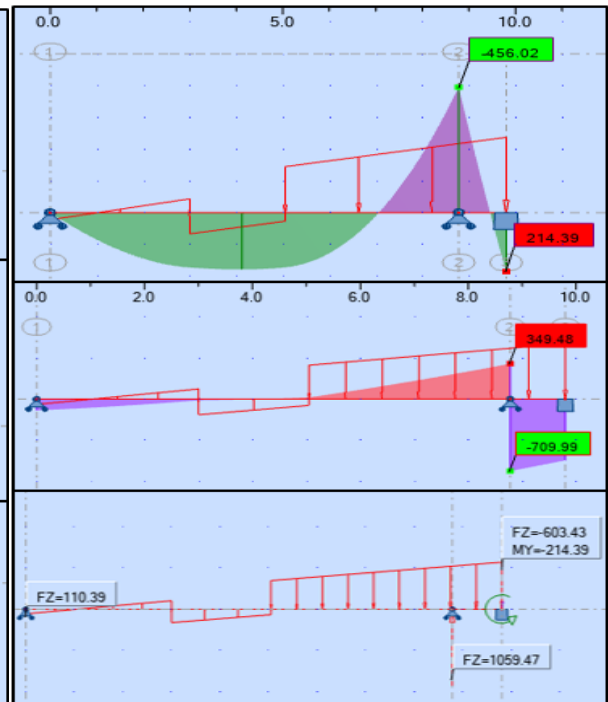
Phase 1:



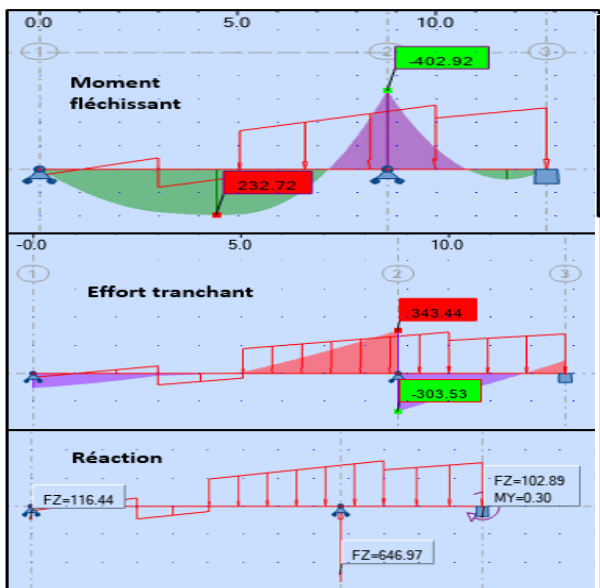
Phase 2



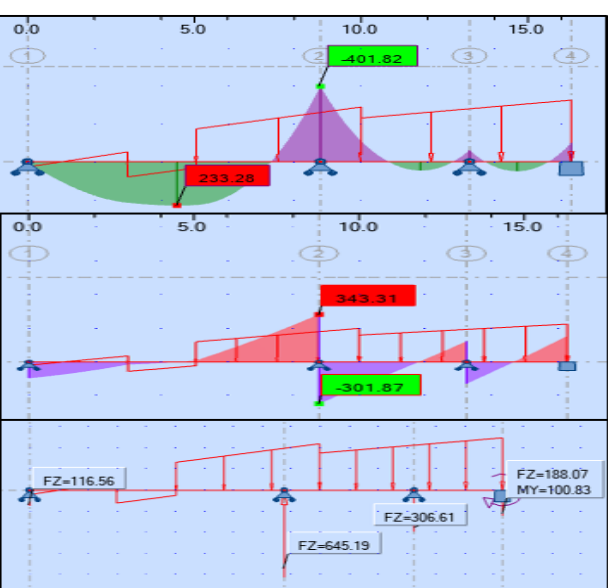
Phase 3 :



Phase 4

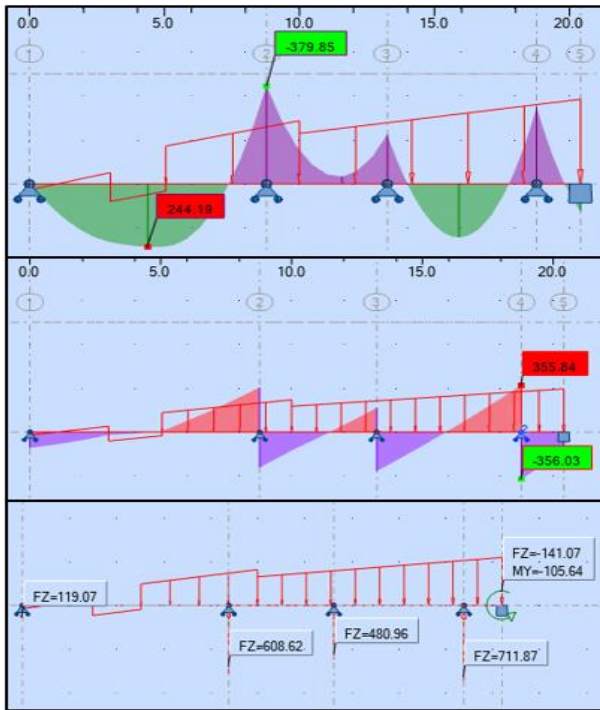


Phase 5:

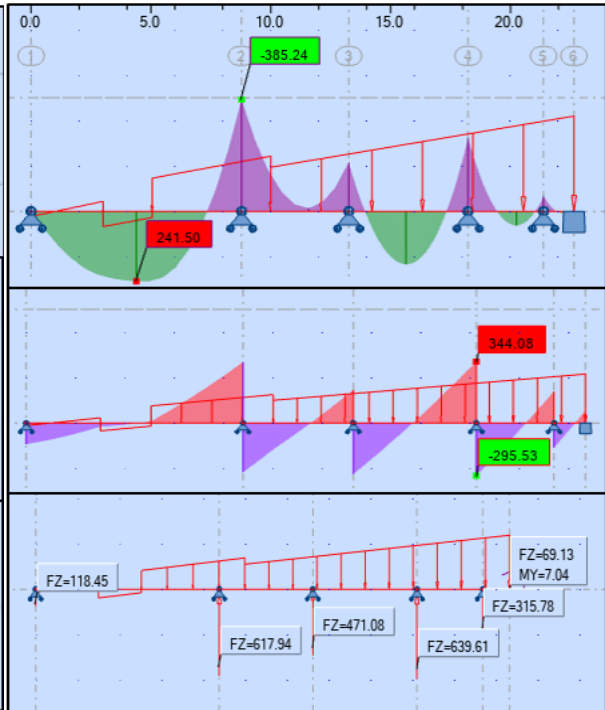


# ANNEXE D

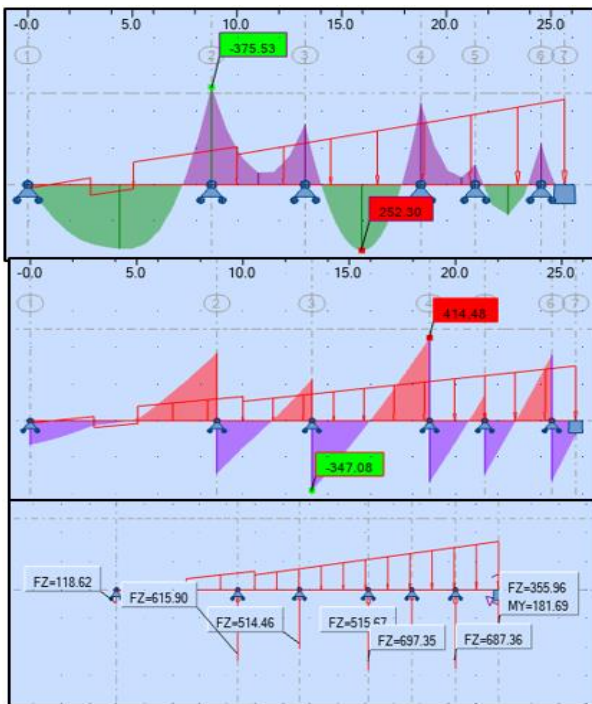
## Phase 6



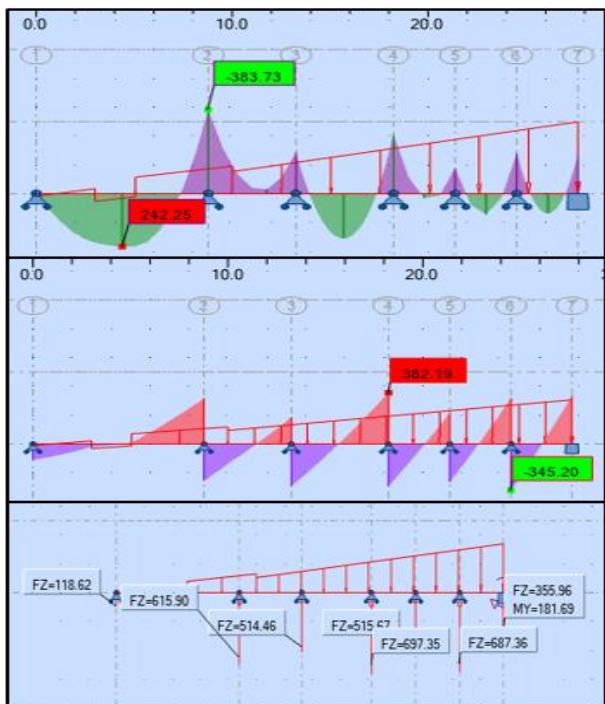
## Phase 7:



## Phase 8:

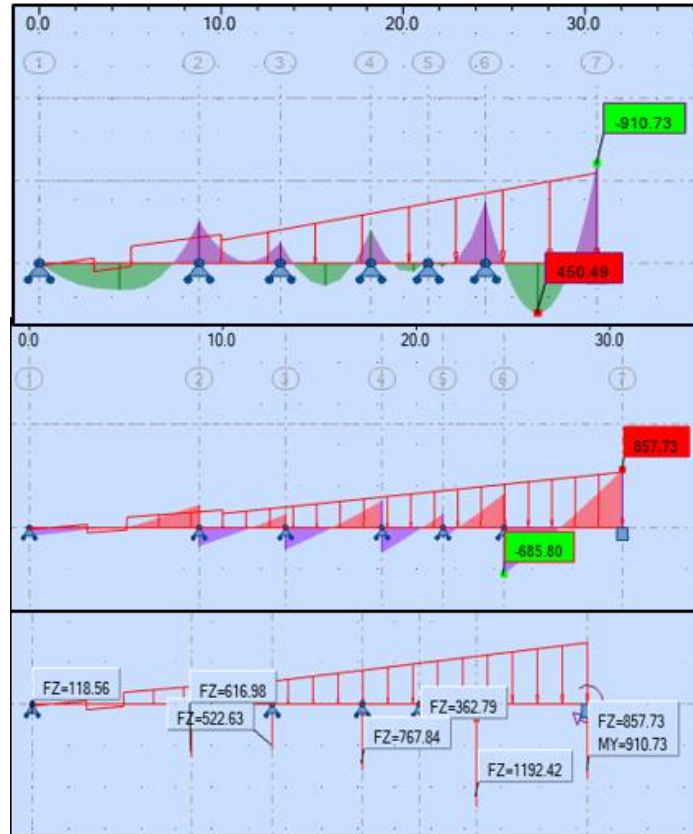


## Phase 9:



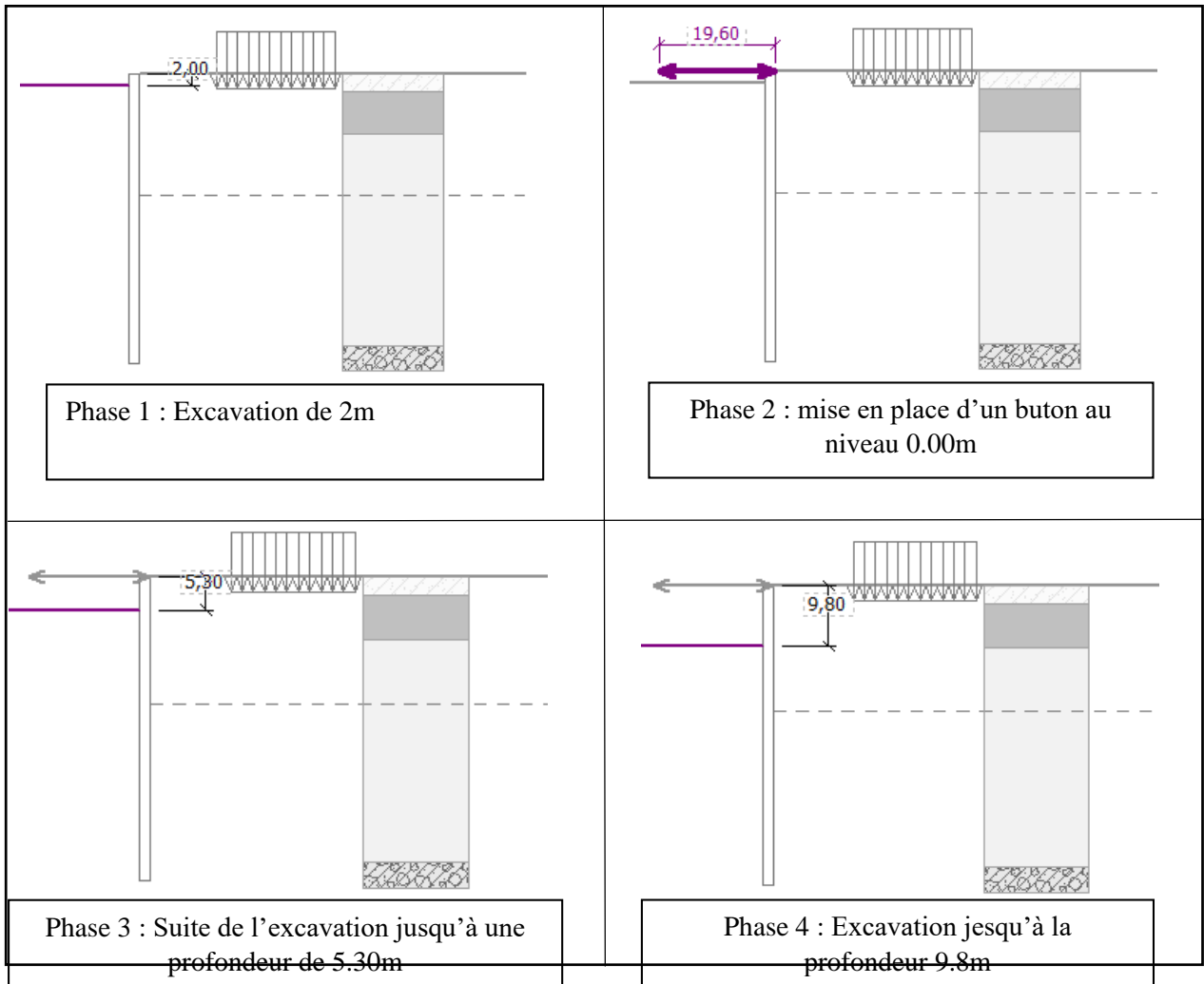
# ANNEXE D

## Phase 10:

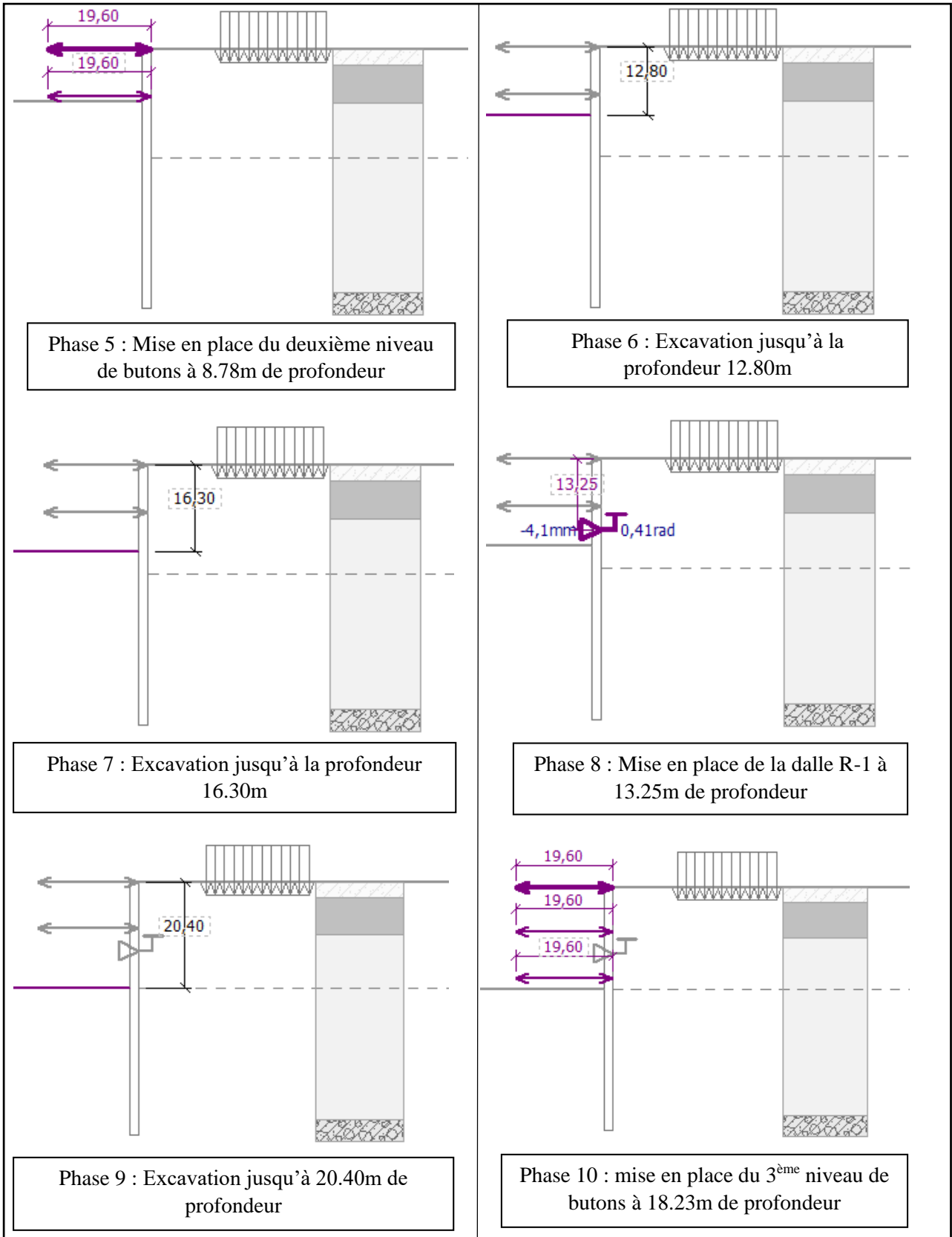


# ANNEXE E

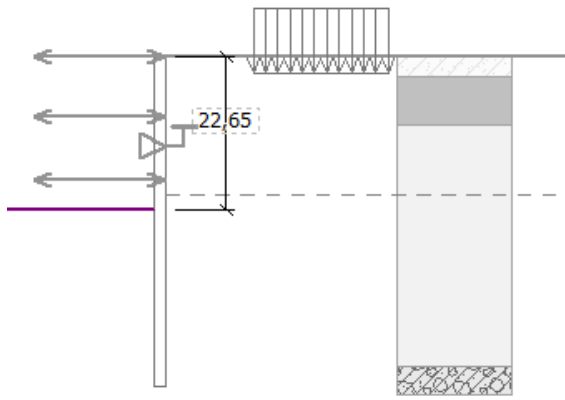
## Partie A : Modélisation des phases d'excavation :



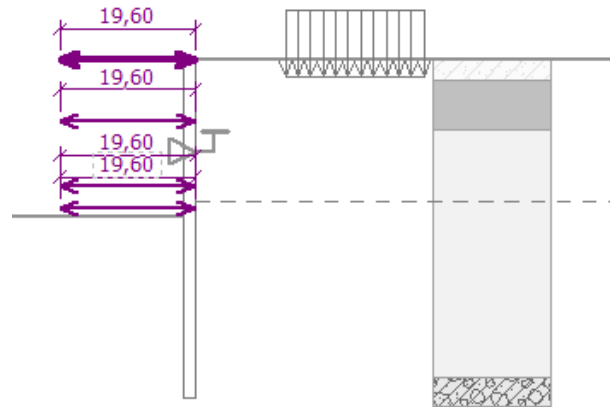
# ANNEXE E



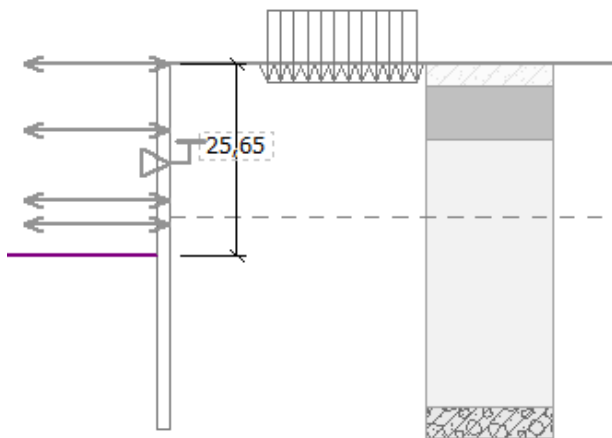
# ANNEXE E



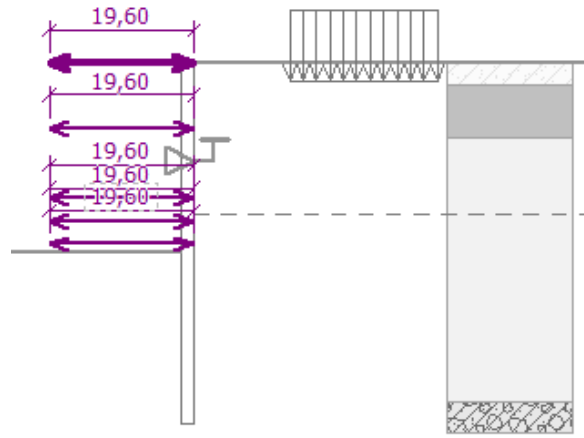
Phase 11 : Excavation jusqu'à 22.65m de profondeur



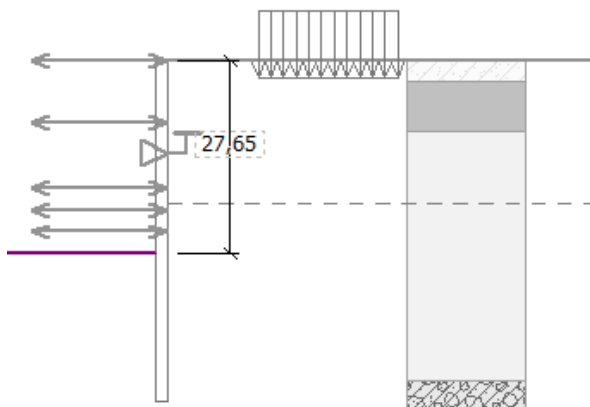
Phase 12 : mise en place du 5<sup>ème</sup> niveau de butons



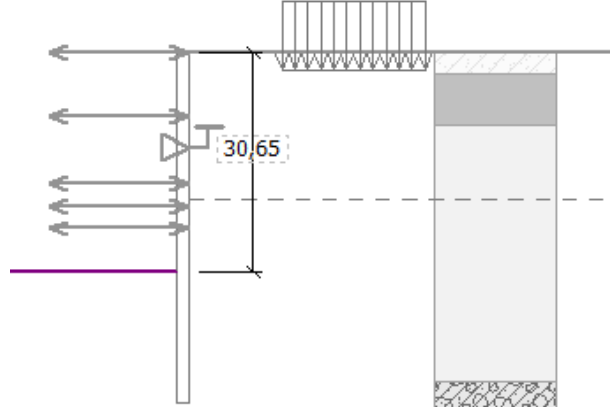
Phase 13 : Excavation jusqu'à 25.65 de profondeur



Phase 14 : mise en place du dernier niveau de butons à 24.53m de profondeur

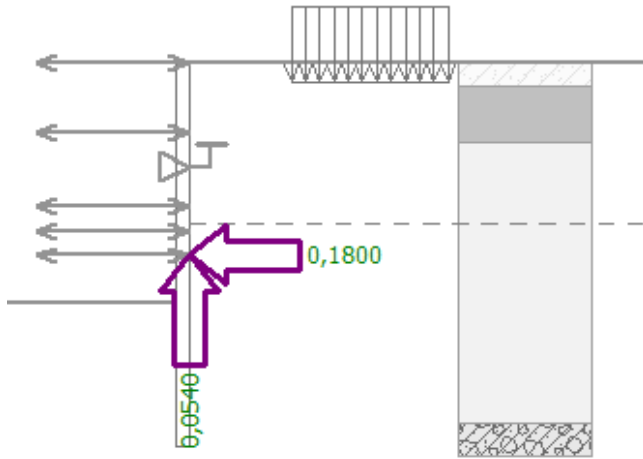


Phase 15 : Excavation jusqu'à 27.65m de profondeur



Phase 16 : Excavation jusqu'à 30.65m de profondeur

## ANNEXE E



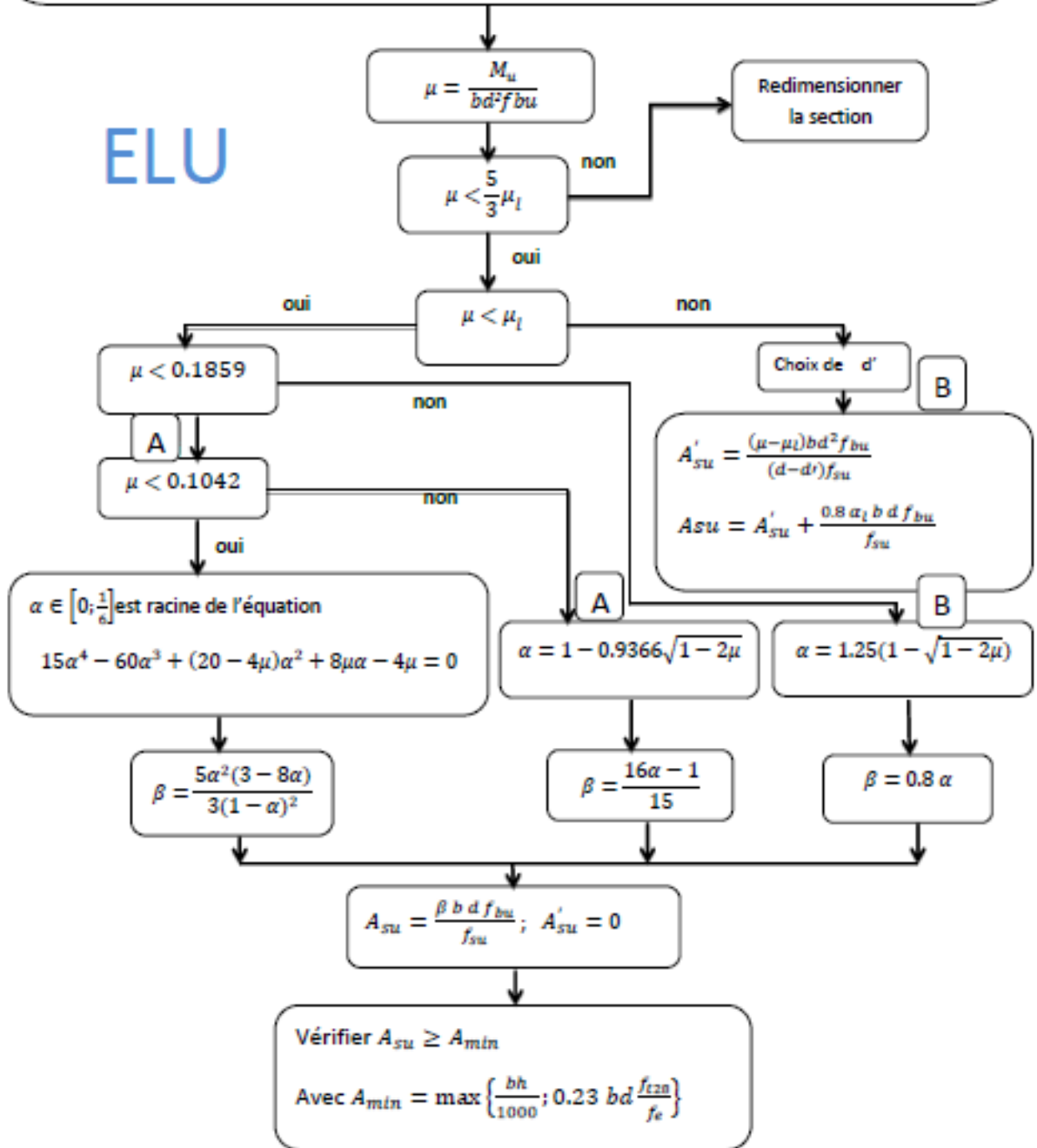
Phase supplémentaire pour le cas dynamique par l'activation de l'analyse sismique avec un facteur d'accélération horizontale  $K_h = 0.18$  et un facteur d'accélération verticale  $K_v = 0.054$

# ANNEXE E

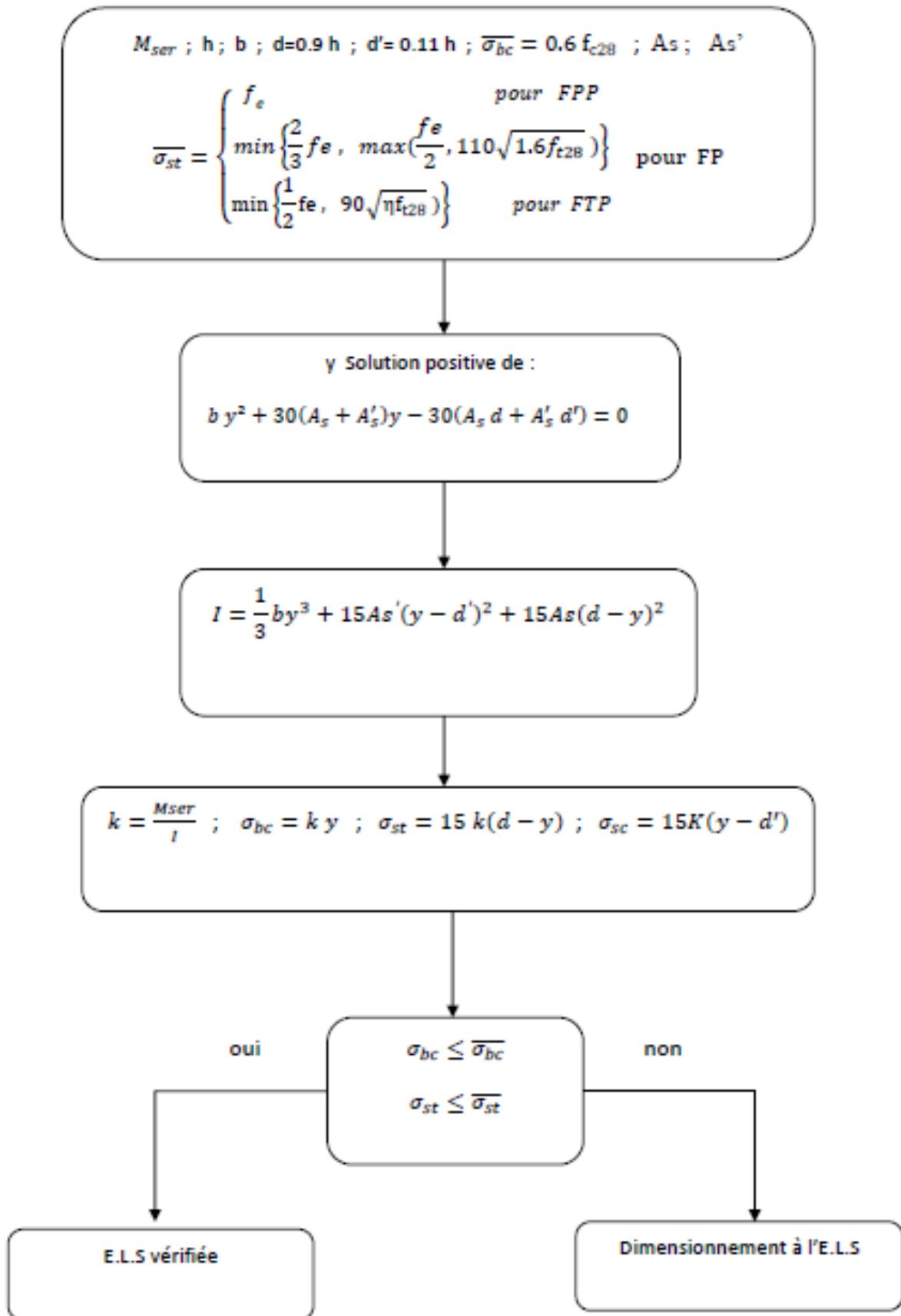
## Partie B : Règlement BAEL 91R99

$M_u ; h ; b ; d = 0.9 h ; d' = 0.11 d ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} ; f_e ;$   
 $\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{si } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases}$   $\theta$  Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action  
 $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa} ; \epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} (0/100) ; \alpha_l = \frac{7}{7+2\epsilon_l} ;$   
 $\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$

ELU



## Vérification à E.L.S



Flexion simple à l'E.L.S d'une section rectangulaire

$$M_{ser}; h; b; d=0.9 h; d'=0.11 d; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_s & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left( \frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

$$\delta = \frac{d'}{d}; \mu_1 = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}; \alpha = \frac{y}{d}; \alpha_s = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}; \mu_s = \frac{\alpha_s^2 (1 - \frac{\alpha_s}{2})}{30 (1 - \alpha_s)}$$

$$\mu_1 \leq \mu_s$$

Oui

non

$\alpha_1$  Racine unique  $\in [0,1]$

$$\alpha_1^3 - 3\alpha_1^2 - 90\mu_1\alpha_1 + 90\mu_1 = 0$$

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{\alpha_1^2}{30(1 - \alpha_1)} b d$$

$$A'_s = \frac{(\mu_1 - \mu_s)(1 - \alpha_s)}{(\alpha_s - \delta)(1 - \delta)} b d$$

$$A_s = \frac{30(1 - \alpha_s)(\mu_1 - \mu_s) + \alpha_s^2(1 - \delta)}{30(1 - \alpha_s)(1 - \delta)} b d$$

## Partie C : Calcul de ferrailage automatique ROBOT EXPERT et Fer 2005

### Parois moulées Calcul de Section en Flexion Composée Armatures longitudinales

#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

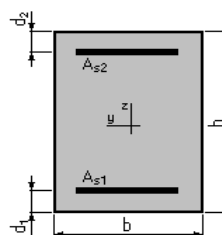
#### 2. Section:

$b = 100.0$  (cm)

$h = 120.0$  (cm)

$d_1 = 7.0$  (cm)

$d_2 = 7.0$  (cm)



#### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	0.00	3735.00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 84.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 11.3$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $\rho = 0.74$  (%)

Minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU    N = 0.00 (kN)    M = 3735.00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00    Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 26.9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 102.3$  (cm)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3.12$  (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

Fer 2005

Section d'aciers

Equivalence

Section d'aciers :  cm<sup>2</sup>

< Espacement >

Résultat optimisé

7 Ha40 (87.96 cm<sup>2</sup>) - e=14.3 cm (perte :4.7%)

**Résultats pour 84. cm<sup>2</sup>**

298 Ha6 (84.26 cm<sup>2</sup>)

168 Ha8 (84.45 cm<sup>2</sup>)

107 Ha10 (84.04 cm<sup>2</sup>)

75 Ha12 (84.82 cm<sup>2</sup>)

55 Ha14 (84.67 cm<sup>2</sup>)

42 Ha16 (84.45 cm<sup>2</sup>)

27 Ha20 (84.82 cm<sup>2</sup>)

18 Ha25 (88.36 cm<sup>2</sup>) - e=5.6 cm - (perte :5.2%)

11 Ha32 (88.47 cm<sup>2</sup>) - e=9.1 cm - (perte :5.3%)

7 Ha40 (87.96 cm<sup>2</sup>) - e=14.3 cm - (perte :4.7%)

# ANNEXE E

## Parois moulées Calcul de Section à l'effort Tranchant Armatures transversales

### 1. Hypothèses :

Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

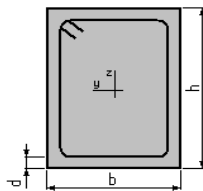
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

### 2. Section :

$b = 100.0$  (cm)

$h = 120.0$  (cm)

$d = 7.0$  (cm)



### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1644.52	0.00

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 1.5$  (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  $A_t = 12.4$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres: 11  $\emptyset 12$

Espacement :  $S_t = 7.5$  (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum:  $S_{t,max} = 40.0$  (cm) 20 (cm)

**Résultats pour 12.43 cm<sup>2</sup>**

- 44 Ha6 (12.44 cm<sup>2</sup>)
- 25 Ha8 (12.57 cm<sup>2</sup>)
- 16 Ha10 (12.57 cm<sup>2</sup>) - e=6.3 cm - (perte :1.1%)
- 11 Ha12 (12.44 cm<sup>2</sup>) - e=9.1 cm - (perte :0.1%)
- 9 Ha14 (13.85 cm<sup>2</sup>) - e=11.1 cm - (perte :11.5%)
- 7 Ha16 (14.07 cm<sup>2</sup>) - e=14.3 cm - (perte :13.2%)
- 4 Ha20 (12.57 cm<sup>2</sup>) - e=25.0 cm - (perte :1.1%)
- 3 Ha25 (14.73 cm<sup>2</sup>) - e=33.3 cm - (perte :18.5%)
- 2 ST60 (12.72 cm<sup>2</sup>)

# ANNEXE E

## Parois de revêtement Calcul de Section en Flexion Composée Armatures longitudinales

### 1. Hypothèses:

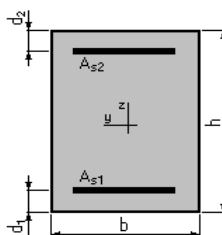
Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:

$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 150.0$  (cm)  
 $d_1 = 7.0$  (cm)  
 $d_2 = 7.0$  (cm)



### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	0.00	2462.00
2.	ELS	0.00	1817.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 56.3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 14.3$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0.39$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

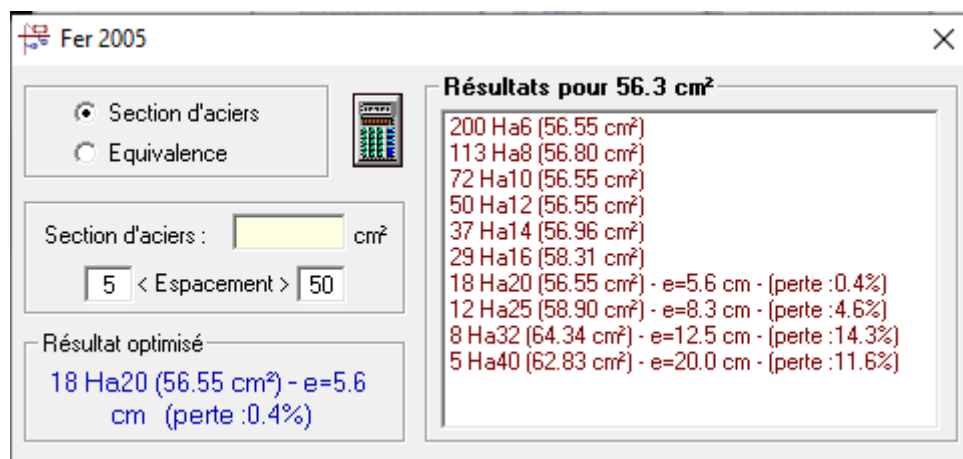
#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**    **N = 0.00** (kN)    **M = 2462.00** (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.35    Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 18.0$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 135.8$  (cm)  
Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)  
Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1.44$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
Tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 0.00** (kN)    **M = 1817.00** (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00  
Position de l'axe neutre:  $y = 41.4$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 129.2$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 6.8$  (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)



## Parois de revêtement Calcul de Section à l'effort Tranchant Armatures transversales

### 1. Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

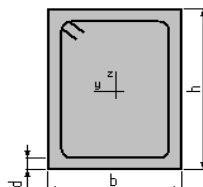
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

### 2. Section :

$b = 100.0$  (cm)

$h = 150.0$  (cm)

$d = 7.0$  (cm)



### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas $N^0$	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1680.38	0.00

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 1.2$  (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  $A_t = 9.4$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres: 12  $\emptyset 10$

Espacement :  $S_t = 7.0$  (cm)      Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 40.0$  (cm)      20 (cm)

# ANNEXE E

## Dalle de couverture Calcul de Section en Flexion Composée Armatures longitudinales

### 1. Hypothèses:

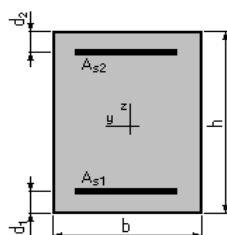
Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:

$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 120.0$  (cm)  
 $d_1 = 7.0$  (cm)  
 $d_2 = 7.0$  (cm)



### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	0.00	534.00
2.	ELS	0.00	393.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14.8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 11.3$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0.13$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

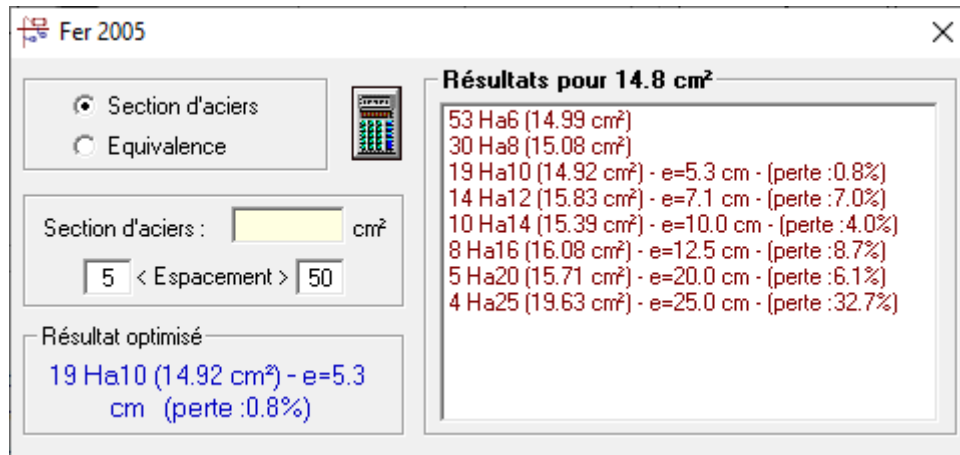
#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**    **N = 0.00** (kN)    **M = 534.00** (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.34    Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 4.7$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 111.1$  (cm)  
Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)  
Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0.44$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
Tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 0.00** (kN)    **M = 393.00** (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00  
Position de l'axe neutre:  $y = 20.3$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 106.2$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1.6$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18.0$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
Tendue:  $\sigma_s = 20.4$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\lim} = 250.0$  (MPa)



## Dalle de couverture Calcul de Section à l'effort Tranchant Armatures transversales

### 1. Hypothèses :

**Béton:**  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500.0$  (MPa)

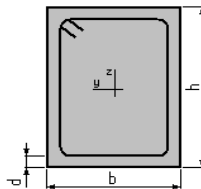
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

### 2. Section :

$b = 100.0$  (cm)

$h = 120.0$  (cm)

$d = 7.0$  (cm)



### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	901.00	0.00

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 0.8$  (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  $A_t = 8.0$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres: 4 Ø 16

Espacement :  $S_t = 28.0$  (cm)      Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 40.0$  (cm)      20 (cm)

# ANNEXE E

## Dalle R-1 Calcul de Section en Flexion Composée Armatures longitudinales

### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

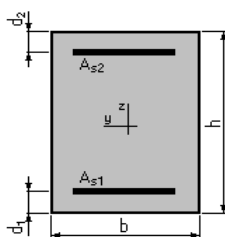
### 2. Section:

$b = 100.0$  (cm)

$h = 70.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)



### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	0.00	734.00
2.	ELS	0.00	543.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 37.7$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.7$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0.58$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**    **N = 0.00** (kN)    **M = 734.00** (kN\*m)

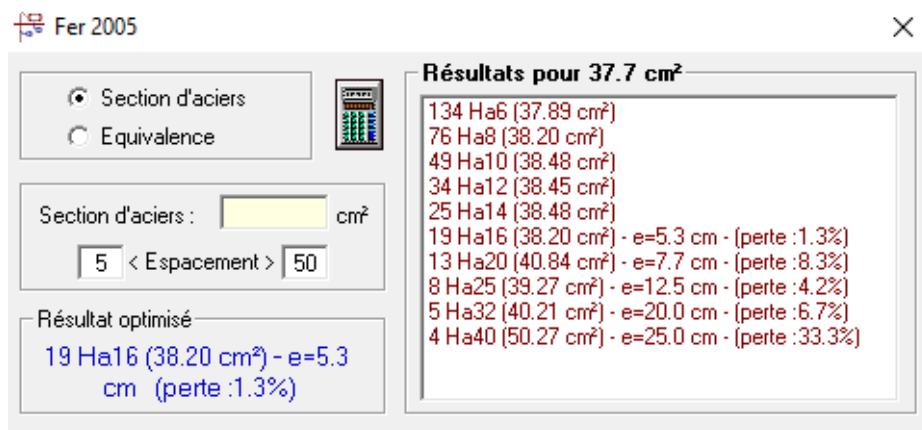
Coefficient de sécurité: 1.34    Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 12.0$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 60.2$  (cm)  
Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)  
Déformation du béton:  $\epsilon_b = 2.27$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
Tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 0.00** (kN)    **M = 543.00** (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00  
Position de l'axe neutre:  $y = 22.0$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 57.7$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 8.5$  (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)



## Dalle R-1 Calcul de Section à l'effort Tranchant Armatures transversales

### 1. Hypothèses :

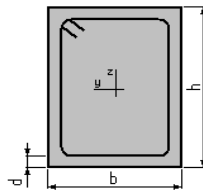
**Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)**

**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 :

$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 70.0$  (cm)  
 $d = 5.0$  (cm)



### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N <sup>o</sup>	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	601.20	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  $A_t = 6.3$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres: 8  $\emptyset 10$

Espacement :  $S_t = 12.0$  (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum:  $S_{t,max} = 40.0$  (cm) 20 (cm)

## Dalle R-2 Calcul de Section en Flexion Composée Armatures longitudinales

### 1. Hypothèses :

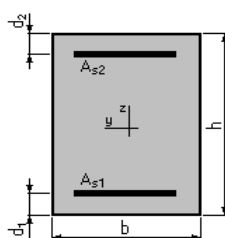
**Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:

$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 70.0$  (cm)  
 $d_1 = 5.0$  (cm)  
 $d_2 = 5.0$  (cm)



### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	0.00	1032.90
2.	ELS	0.00	762.25

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 53.9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.7$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0.83$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10$ (%)		

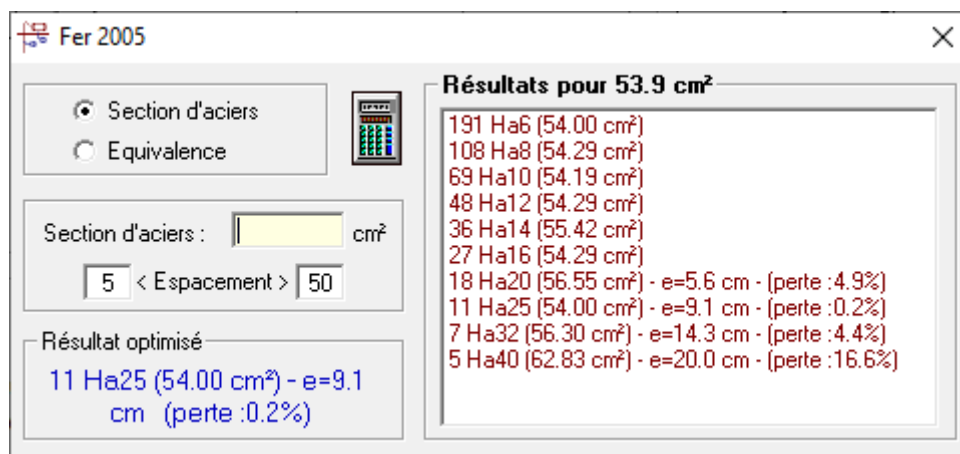
#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU    N = 0.00    (kN)    M = 1032.90 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.32    Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 17.2$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 58.1$  (cm)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 9.70$  (‰)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3.50$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     Tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS    N = 0.00    (kN)    M = 762.25 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 25.3$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 56.6$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10.6$  (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)



## Dalle R-2 Calcul de Section à l'effort Tranchant Armatures transversales

### 1. Hypothèses :

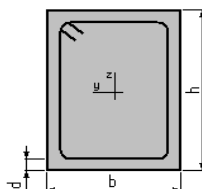
**Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)**

**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 :

$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 70.0$  (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	1079.17	0.00

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 1.7$  (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  $A_t = 8.6$  (cm<sup>2</sup>)  
Cadres: 11  $\emptyset 10$   
Espacement :  $S_t = 8.0$  (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :  
Espacement maximum :  $S_{t,max} = 40.0$  (cm) 18 (cm)

## Quai Calcul de Section en Flexion Composée Armatures longitudinales

### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

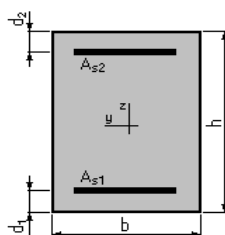
### 2. Section:

$b = 100.0$  (cm)

$h = 25.0$  (cm)

$d_1 = 3.0$  (cm)

$d_2 = 3.0$  (cm)



### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	0.00	7.53
2.	ELS	0.00	5.39

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2.5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 2.5$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0.11$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.11$ (%)		

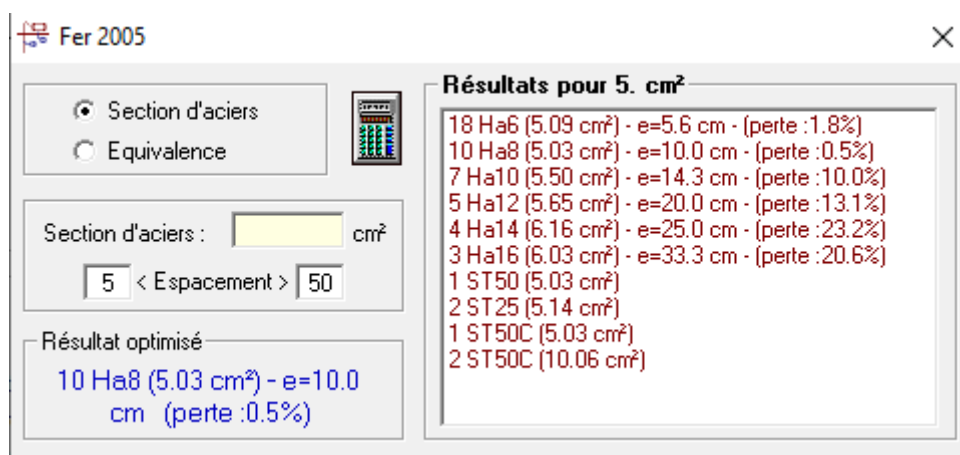
#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU    N = 0.00    (kN)    M = 7.53    (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	3.16	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0.8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 21.7$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.38$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 434.8$ (MPa)	

**Cas N° 2: Type ELS    N = 0.00    (kN)    M = 5.39    (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	2.43	
Position de l'axe neutre:	$y = 3.7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 20.8$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0.5$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 5.7$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)	



## Quai Calcul de Section en Flexion Composée Armatures transversales

### 1. Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

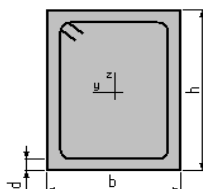
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

### 2. Section :

$b = 100.0$  (cm)

$h = 100.0$  (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	12.01	0.00

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 0.0$  (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  $A_t = 6.2$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres:  $4 \text{ } \varnothing 14$

Espacement :  $S_t = 30.0$  (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 40.0$  (cm) 20 (cm)

## Radier Calcul de Section en Flexion Composée

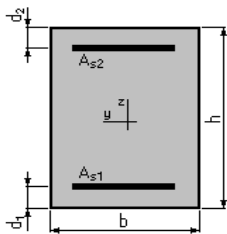
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100.0$  (cm)

$h = 200.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	0.00	4981.64
2.	ELS	0.00	3699.25

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 84.3$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 19.5$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $\rho = 0.43$  (%)

Minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**    **N = 0.00**    (kN)    **M = 4981.64**(kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.36    Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 27.0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 184.2$  (cm)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1.60$  (‰)

Contrainte de l'acier:

# ANNEXE E

Tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 0.00**    (kN)    **M = 3699.25**(kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00  
Position de l'axe neutre:  $y = 58.7$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 175.4$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7.2$  (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)

**Résultats pour 84.3 cm<sup>2</sup>**

299 Ha6	(84.54 cm <sup>2</sup> )
168 Ha8	(84.45 cm <sup>2</sup> )
108 Ha10	(84.82 cm <sup>2</sup> )
75 Ha12	(84.82 cm <sup>2</sup> )
55 Ha14	(84.67 cm <sup>2</sup> )
42 Ha16	(84.45 cm <sup>2</sup> )
27 Ha20	(84.82 cm <sup>2</sup> )
18 Ha25	(88.36 cm <sup>2</sup> ) - e=5.6 cm - (perte :4.8%)
11 Ha32	(88.47 cm <sup>2</sup> ) - e=9.1 cm - (perte :4.9%)
7 Ha40	(87.96 cm <sup>2</sup> ) - e=14.3 cm - (perte :4.3%)