



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M ...../GCA/2020

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE DE MASTER ACADÉMIQUE

Filière : Travaux Publics  
Spécialité : V.O.A

*Thème*

**CONCEPTION ET ÉTUDE D'UNE TRÉMIE**

Présenté par :  
- Boukhercha Habib

**\*Soutenu le 24/ 08 / 2020 devant le jury composé de :**

Président : Mr. BOUHALOUFA Ahmed  
Examineur : Mr. REZUGA Ahmed  
Encadrant : Mr. KADRI Tahar

**Année Universitaire : 2020 / 2021**

# CONCEPTION ET ÉTUDE D'UNE TRÉMIE

## RÉSUMÉ

Les trémies sont des ouvrages qui ont connu, depuis près d'une vingtaine d'années, un important essor pour permettre la réalisation ou l'aménagement d'infrastructures routières ou autoroutières dans des sites fortement urbanisés ou protégés. Il s'agit bien souvent d'ouvrages d'art non courants pour lesquels notamment la faisabilité technique et l'impact sur l'environnement sont à examiner très en amont dans les études du projet routier, dans la mesure où ces critères peuvent avoir des conséquences importantes sur le choix entre les différentes variantes du projet.

## Abstract

The bunkers are works that have known, for nearly twenty years, an important development that allow the realization or the development of road or highway infrastructures in highly urbanized or protected sites. These are often non-standard structures for which, in particular, technical feasibility and impact on the environment are to be considered very early in the road project studies, as these criteria may have important consequences on the choice between the different variants of the project.

## ملخص

يتميز المخازن عبارة عن أعمال عرفت ، منذ ما يقرب من عشرين عامًا ، تطوراً هاماً للسماح بتحقيق أو تطوير البنى التحتية بشكل كبير. غالباً ما تكون هذه الهياكل غير القياسية التلالطرق أو الطرق السريعة في مواقع حضرية أو محمية الطرق ، يجب على وجه الخصوص اعتبار الجدوى الفنية لها وتأثيرها على البيئة في مرحلة مبكرة جداً من دراسات مشروع لأن هذه المعايير قد تواجه مشكلات عواقب مهمة على الأختيار بين المتغيرات المختلفة للمشروع.

## REMERCIEMENTS

*Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.*

*Nous tenons aussi à remercier notre encadrant : Mr. KADRI Tahar pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.*

*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leur patience.*

*Nos remerciements vont également : Les ingénieurs de la direction travaux public*

*Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.*

# TABLE DES MATIERES

<b>Chapitre I : Présentation du projet.....</b>	<b>9</b>
I.1 Introduction.....	9
I.2 Définition des trémies.....	9
I.2.1 Les différents types des trémies.....	10
I.3 Présentation du projet.....	12
I.4 Objectif du projet.....	13
I.4.1 Définition du plan de réaménagement retenu.....	14
I-4.2 Descriptif du projet.....	14
I.5 Caractéristiques techniques .....	14
<b>Chapitre II : Etude géotechnique.....</b>	<b>17</b>
II.1 Introduction.....	17
II.2 SITUATION DU SITE, DONNES TOPOGRAPHIQUES.....	17
II.3 ORGANISATION DE LA RECONNAISSANCE « IN-SITU ».....	17
II.4 INTERPRETATION DES RESULTATS.....	18
II.5 ESSAIS DE LABORATOIRE.....	24
II.6 AVIS DU L.T.P.O.....	25
II .7) les données de rapport du sol.....	27
II.8 Conclusion.....	27
<b>Chapitre III : Caractéristiques des matériaux.....</b>	<b>28</b>
III.1 Introduction.....	28
III.2 Réglementation appliquées.....	28
III.3 Béton armé.....	28
III.4 Aciers :.....	30

**Chapitre IV : pré dimensionnement des éléments.....32**

IV.1 Introduction.....32  
IV.2 Présentation des ouvrages en tranchée ouverte.....32  
IV.3 Eléments de dimensionnement.....32  
IV.4 CONCLUSION.....35

**CHAPITRE V : calcul des charges et ferrailage.....36**

V.1 La partie ouverte.....36  
V.2 Introduction.....36  
V.3. Les charges appliquées.....36  
V.2 Modélisation des structures (MS) de l'ouvrage et calcul des sollicitations .....36  
V.4.1 Logiciel .....36  
V.4.2 Modélisation de la structure MS type « 01 » H=3,63 m.....37  
V.4.3 Modélisation de la structure MS type « 02 » H= 5,24 m.....44  
V.4.4 Modélisation de la structure MS type « 03 » H=8,36 m.....48  
V.5 Conclusion.....50  
V.2 La partie couverte.....51  
V.2 Matériaux .....51  
V.2 Descente charge .....52  
V.2 Charges des d'exploitation .....53  
V.2 Modélisation de l'ouvrage et calcul des sollicitations. ....59

**CHAPITRE VI : Assainissement.....65**

VI.1. Introduction.....65  
VI.2. Drainage des eaux souterraines.....65  
VI 2.1 Nécessité du drainage des eaux souterraines.....65  
VI 2.2 Protection contre la nappe phréatique.....67

VI.2 Dimensionnement de la conduite principale de collecte des eaux pluviales à l'intérieur de la trémie.....	69
VI .3.1 Calcul hydraulique.....	67
VI.3.2 Calcul du débit lors d'une précipitation exceptionnelle.....	67
VI.3.3 Dimensionnement de la conduite principale à l'exutoire (raccordement au réseau existant) sur boulevard FNPOS.....	67
VI.3.4 dimensionnement type d'un caniveau logeant les murs de la trémie.....	68
VI.4 Conclusion.....	68
Conclusion générale.....	69

# Chapitre I : PRESENTATION DU PROJET

## I.1 Introduction :

Pour faire face au trafic routier sur la RN11 de plus en plus important, différentes améliorations progressives routières sur certains tronçons ont été déjà réalisés, d'autres le sont en cours.

Par ailleurs l'extension de la ville de Mostaganem s'étend coté Est. C'est ainsi qu'au regard du plan d'occupation des sols (POS), il est prévu des équipements médicaux sociaux publics (hôpitaux phase 01 et phase 02, institut biomédical etc. ...) ainsi que des zones d'habitations à forte densité mixte (habitat et équipement de proximité) sont projetées aux environs du giratoire actuel sur la RN11 FNPOS.

Il en découle par conséquent qu'une animation locale relativement importante est attendue. Ces aménagements nécessitent à l'évidence, une infrastructure routière conséquente dont il est vivement recommandé de s'y prendre à temps, afin d'assurer la fluidité du trafic routier en particulier pour celui du transit.

Pour faire face à ce futur flux de trafic, il était impératif de créer une infrastructure à même de séparer le trafic local du trafic de transit tout en leur assurant une sécurité optimale.

Ainsi, le carrefour plan (giratoire actuel) au droit de l'intersection du boulevard Kharouba (niveau FNPOS) avec la RN11 est à transformer en aménagement dénivelé.

S'agissant d'un réaménagement d'une infrastructure routière existante en zone semi urbaine avec ses contraintes spécifiques (présence de blocs d'habitations entre autres) d'une part et le souci de préserver l'occupation des terrains affectés, réduisent quelque peu la possibilité d'opter pour des aménagements type échangeur en demi trèfle en tenant compte du surcroît de la configuration vallonnée du terrain.

## I.2 Définition des trémies :

Une trémie désigne également un passage permettant à une voie de circulation de passer en dessous.



Figure I.1 . Une Trémie.

### I.2.1 Les différents types des trémies :



**Figure. I.2.** Types N°01 d'une trémie.



**Figure. I.3.** Types N°02 d'une trémie.



**Figure. I.4.** Types N°03 d'une trémie.



**Figure.I.5.** Types N°04 d'une trémie

### I.3 Présentation du projet

Etude d'une trémie : boulevard périphérique de la ville de Mostaganem / RN11 au niveau du carrefour FNOP-Kharouba

Ce carrefour connaît des situations d'embouteillage quotidiennes créées par le trafic local et de transit



Figure I.6 : wilaya de Mostaganem [google]



Figure 1.7: vue satellitaire du site de projet [Google earth]

## I.4 Objectif du projet

L'objectif de cette étude d'aménagement est de désengorger la circulation. C'est-à-dire d'augmenter la capacité et la qualité du service du carrefour au niveau du centre ville de la wilaya de MOSTAGANEM.

Tous cela se traduit par :

- Réduire le nombre d'accidents.
- Assurer une bonne fluidité de la circulation générale.
- Favoriser un courant de circulation.
- Mettre les usagers en sécurité.
- Réduire les vitesses roulement.
- Favoriser le passage les piétons.
- Réaliser un traitement architectural et environnemental.

### I.4.1 Définition du plan de réaménagement retenu :

Le projet de base est conçu par la réalisation d'une trémie bidirectionnelle avec un aménagement en surface par un giratoire.

Cette projection de la trémie permettra un écoulement plus fluide du trafic et principalement pour les utilisateurs de la route

Le gabarit qui sera adopté assurera le passage d'un couloir exceptionnel au niveau de la trémie, mais il faudra qu'il ait aussi un gabarit identique. Cette dernière est structurée en murs de soutènement.

#### I.4.2 Descriptif du projet :

Il s'agit de réaliser un passage souterrain d'un gabarit de 5.25ml de type cadre fermé. Ce cadre sera prolongé de part et d'autre par des murs de soutènement de hauteur variable.

La partie couverte d'une longueur à l'axe de 53.32ml est en courbe avec des rayons intérieurs de 240.20 ml et extérieur de 259.80m.

Les parties ouvertes de la trémie s'étal coté ouest sur 133ml environ et 86.50ml coté Est

La hauteur des murs de soutènement varie de 8.38m à 2.30m (y compris l'épaisseur du radier)

#### I.5 Caractéristiques techniques :

Partie ouverte Cote centre ville :	-Longueur moyenne L = 133.00ml. -Hauteur des murs soutènements variable de 2,30 à 8,38 m. -Longueur des murs soutènements préfabriqués L = 2m. -Nombre des murs soutènements préfabriqués (2 x 23) =46 murs. -Nombre des murs soutènements coulés sur place 12 murs.
Partie couverte	-La chaussée à deux (2) voies de 3.5m et deux (2) trottoirs de 1,00m. -Nombre d'élément supérieur : 23 -Nombre d'élément inférieur : (23x2) - Longueur totale de 53.32 m. -Gabarit h = 5.25 m.
Partie ouverte Cote université:	-Longueur moyenne L = 86.50 ml. -Hauteur des murs soutènements variable de 2,30m à 8,38 m. -Longueur des murs soutènements préfabriqués L = 2m. -Nombre des murs soutènements préfabriqués (2 x 23) =46 murs. -Nombre des murs soutènements coulés sur place 12 murs.

Tableau 1.1 : Caractéristiques géométriques

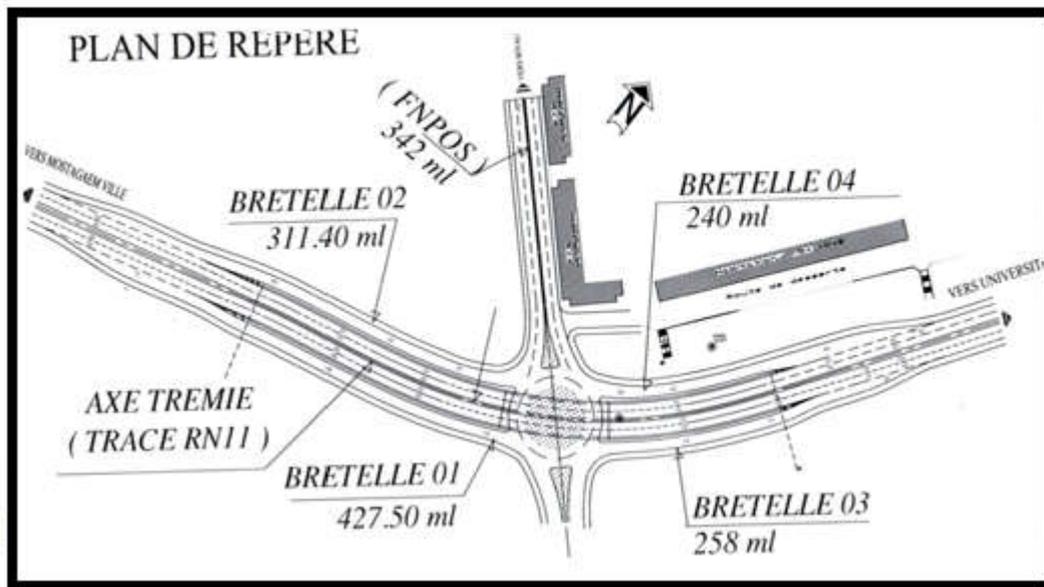


Figure I .8 : plan d'ensemble [Covadis-Autocad 2008]

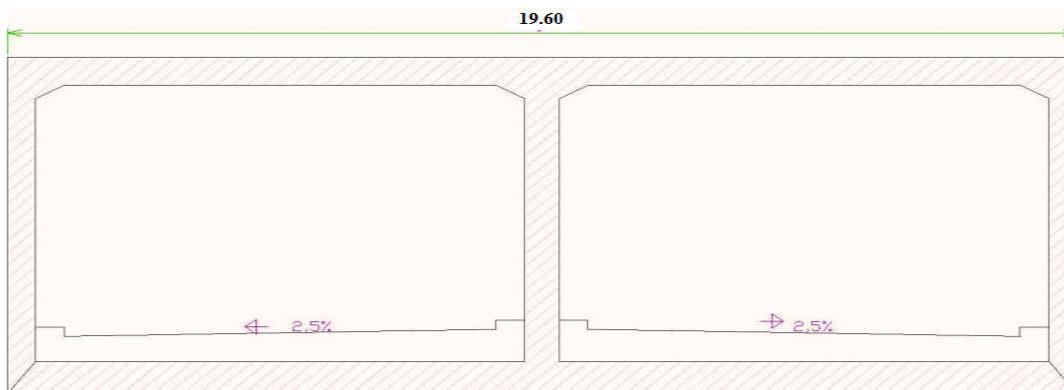
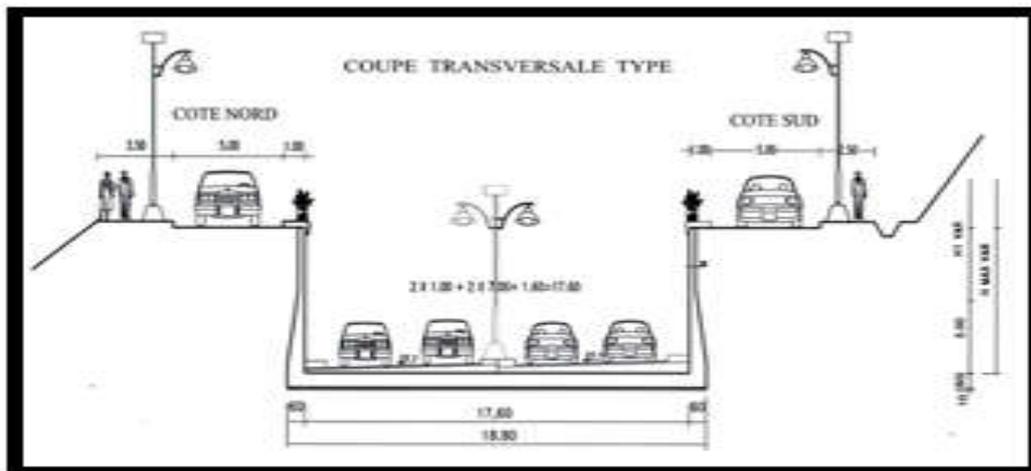


Figure I.9 : Cadre de la tranchée couverte [Autocad 2008]

Figure I.9 : Profil en travers de la TO [Covadis-Autocad 2008]



# Chapitre II : ETUDE GEOTECHNIQUES

## II.1 Introduction :

Le présent rapport regroupe l'ensemble des résultats et interprétations des essais « IN-SITU » (sondages carottés, essais pressiométriques et essais de pénétration dynamique), de laboratoire réalisés dans le cadre de cette étude ; il estime selon la conception de l'ouvrage la contrainte admissible du sol de fondation et le tassement.

## II.2) SITUATION DU SITE, DONNES TOPOGRAPHIQUES

Le terrain retenu pour l'implantation de cet échangeur se trouve à l'entrée Ouest de la ville de MOSTAGANEM. Cet échangeur franchira la RN11 et est mitoyen à l'ouvrage d'art existant appelé communément Ouvrage SOGEDIA.



Figure II .1 : wilaya de Mostaganem

## II.3) ORGANISATION DE LA RECONNAISSANCE « IN-SITU »

Le programme géotechnique élaboré par le Bureau d'étude et réalisé par le L.T.P.O a comporté la réalisation de :

- Trois (03) sondages carottés de 25.0m à 30.0m de profondeur aux droits des culées et de l'appui central avec prélèvement d'échantillons intacts remaniés pour des essais en laboratoire.

- Essais pressiométrique exécutés au droit des sondages situés au niveau des culées et programmés à des intervalles de 2.0m de profondeur.
- Essais de standard pénétration test aux droits des trois sondages dans les sables
- Un (01) essai de pénétration dynamique exécuté au droit de chaque sondage carotté poussé jusqu'au refus, au moyen d'une pénétration dynamique lourd « BORRO » dont une notice explicative des caractéristiques techniques est jointe en annexe.
- Un piézomètre a par ailleurs été posé au droit du sondage SN1 (culée côté port) pour suivre et contrôler une éventuelle présence d'eau dans le sol.

## **II.4) INTERPRETATION DES RESULTATS**

### **II.4.1.) SONDAGE CAROTTES**

#### Sondage SN1-SP1(Culée côte port ) :

0.00m-2.80m : Remblai (Sable jaunâtre, fragments d'encroutement, graviers,...)

2.80m-8.00m : Sable brunâtre fin, concrétionné, consolidé, consolidé et légèrement argileux vers la base.

8.00m-10.00m : Sable brunâtre fin, concrétionné, associé à des fragments de grés et légèrement argileux

10.00m-14.50m : Sable brunâtre fin, coquillé et renfermant des fragments de grés.

14.50m-15.10m : fragments de grés beige à grains fin, lumachéllique vers le sommet et alternés de couches de sable.

15.10m-17.80m : Sable brunâtre fin, coquillé et renfermant des fragments de grés.

17.80m-30.00m : Marnes verdâtres finement sableuse par endroit.

#### Sondage SN (pile central) :

0.00m – 1.00m : Remblai (béton bitumineux, fragments d'encroûtement et de grés,...)

1.00m – 2.30m : Sable brunâtre fin, légèrement concrétionné.

2.30m – 3.20m : fragments de grés brunâtres à grains fin, alternés de couche de sable

3.20m – 10.00m : Sable brunâtre sombre à beige brunâtre concrétionné, argileux et consolidé par endroit.

10.0m – 15.0m : sable brunâtre à beige verdâtre, concrétionné, argileux et consolidé par endroit et alterné de passées de grés tendre.

15.0m – 16.70m : fragment de grés beige à grains fin, dur, lumachéllique vers la base et alternés de couche de sable.

16.70m – 25.0m : Marnes jaunes verdâtres finement sableuses et compacte par endroit.

SONDAGE SN3- SP2 (Culée côte MAZARAN) :

0.00m – 2.20m : Remblai (sable jaunâtre, fragments d'encroûtement, graviers,...)

2.20m – 10.4m : Sables brunâtre à beige fin, légèrement concrétionné et renfermant des fragments de grés à la base.

10.40m – 25.0m : Marnes brunâtres à verdâtres finement sableuses et compactes par endroits, intercalée de fragment de grés entre (16.60 – 17.0m).

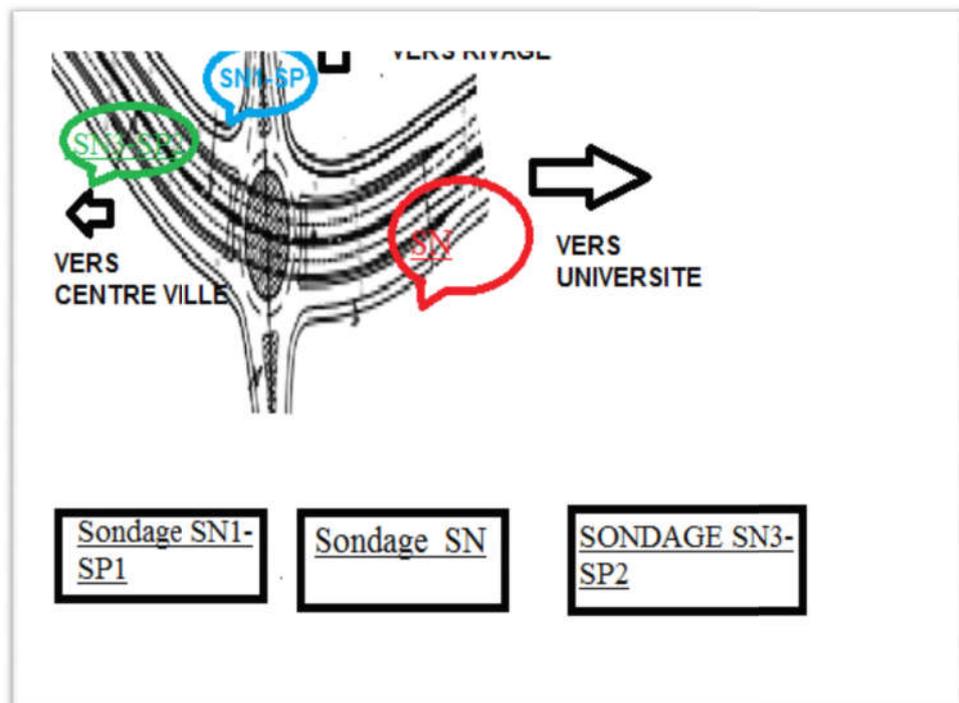


Figure II.2 : Implantation des sondages in-situ [Covadis-Autocad 2008]

### **NIVEAU D'EAU :**

Le piézomètre posé au droit du sondage SN1 a été volontairement détérioré par la population locale. Toutefois, si lors du creusement des fouilles une présence d'eau est signalée (des venues d'eaux par exemple), il y a lieu de contacter le L.T.P.O pour une éventuelle analyse chimique de cette eau.

### **II.4. 2. ESSAIS PENETROMETRIQUES**

Trois essais de pénétration dynamique ont été réalisés à raison d'un essai au droit de chaque sondage carotté. Ils ont tous connu un refus aux alentours de 10.0m à 11.0m de profondeur.

La résistance de pointe ``RP`` enregistrée prend une allure de dents de scie dès le démarrage des essais accusant une tranche de sol située entre 4.0m et 7.0m très consistante puis une augmentation très visible et significative à partir de 9.0m de profondeur, et ce, jusqu'au refus.

Les résultats obtenus confirment la présence d'un niveau dur et compact aux horizons affectés par les refus. Ceci est dû à la présence de fragments de grès à ces niveaux.

Dans l'ensemble, la formation naturelle présente une moyenne à bonne résistance à la pénétration dynamique.

### **II.4.3 ESSAIS PRESSIOMETRIQUES :**

Les essais pressiométriques ont été réalisés au droit des sondages SN1 et SN3. On rappelle que l'essai pressiométrique consiste à introduire dans un forage une sonde de mesure cylindrique dilatable radialement. Cette sonde est constituée par un cylindre métallique revêtu d'une membrane en caoutchouc, elle est reliée à un contrôleur (pression – volume) qui permet d'injecter sous une pression donnée, une certaine quantité d'eau entre le noyau métallique et la membrane déformable. L'application d'une pression croissante exerce donc sur les parois du forage un champ de contrainte cylindrique et uniforme. L'essai pressiométrique permet de déterminer trois caractéristiques fondamentales, à savoir :

- La pression limite PL
- Le module pressiométrique E
- La pression de fluage  $p_f$

Le rapport  $(E / PL)$  permet d'apprécier l'état de consolidation d'un sol.

Les essais réalisés dans le cadre de cette étude ont conduit aux résultats qui suivent :

Tableau II.1 Les valeurs de sondage

Sondage N°	Profondeur (m)	PL (bars)	PF (bars)	E (bars)	E /PL
SN1 (SP1)	4.00	18.57	13.86	88.64	4.77
	6.00	6.10	4.78	46.79	7.67
	8.00	7.13	6.58	52.83	7.41
	10.0	25.06	12.80	428.93	17.12
	12.00	31.07	15.56	228.54	7.36
	14.00	5.74	5.47	46.51	8.10
	16.00	15.94	7.37	253.63	15.91
	18.00	30.02	18.35	399.97	13.32
	20.00	47.26	25.16	644.50	13.64
	22.00	57.16	30.94	75291.86	1317.21
	24.00	63.07	41.46	2126.99	33.72
SN3	3.00	0.64	0.28	4.70	7.34
	7.00	3.13	3.05	25.08	8.01
	9.00	7.77	7.30	99.81	12.85
	11.00	24.47	12.42	443.75	17.94
	13.00	15.98	8.19	173.31	10.85
	15.00	15.66	7.10	248.98	15.90
(SP2)	17.00	46.56	25.90	278.82	5.99
	19.00	54.57	33.80	579.11	10.59
	21.00	52.83	32.51	623.97	11.81
	23.00	61.66	41.61	2745.3	44.52
	25.00	56.65	34.56	2611.41	46.10

- Pression limites et modules pressiométriques :

Les valeurs, de la pression limite 'PL' et du module pressiométrique 'E' obtenues, notamment à partir de 17m de profondeur, sont dans l'ensemble satisfaisantes, elles caractérisent la présence en place d'un sol de bonne consistance (PL varie de 30.0m et E de 400bars à 2600bars), confirmant ainsi la configuration géologique mise en évidence par les sondages. On notera en exception une valeur très forte de E (75291.86bars) au niveau du SP1 à 22.0m de profondeur, qui ne nous semble pas conforme à la nature de la formation géologique et dont il y'a lieu de ne pas en tenir compte (remaniement du sol à ce niveau).

- Rapport E /PL :

Les valeurs obtenues suivent en gros la variation de PL en fonction de la profondeur et traduisent, en général, des niveaux lâches à normalement consolidés en surface, sur consolidés en profondeur.

Des courbes synoptiques des essais pressiométriques sont jointes en annexe au présent rapporte.

#### II.4.3. ESSAIS STANDARD PENETRATION TEST (SPT) :

Les essais S.T.P ont été exécutés aux droits des sondages carottés au niveau des formations géologiques traversées

- **PRINCIPE DE L'ESSAI :**

Le S.T.P est un essai de pénétration dynamique, réalisé à l'aide d'un carottier normalisé.

Au niveau de chaque essai, le carottier est d'abord enfoncé dans le forage par battage de 15cm pour éliminer la zone de remaniement du sol, puis on enregistre le nombre de coups "N" nécessaire pour enfoncer le carottier d'une profondeur de 30cm(2x15cm) sous une charge de percussion connue ."N" est la valeur S.P.T.

A partir de cette valeur obtenue expérimentalement et à l'aide, des abaques de TERZAGHI et MEYERHOFF, on peut estimer les caractéristiques mécanique de la formation sableuse en place (Densité Relative et Angle de Frottement Interne).

- **RESULTATS DE L'ESSAIS :**

Les résultats des essais S.P.T obtenus au niveau de la formation sableuse sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2 Les valeurs de sondage.

Sondage N°	Profondeur(m)	Nombre de Coups 3x15	N SPT
SN1	4.45/4.90	6-8-7	15
	6.45/6.90	7-9-10	19
	8.45/8.90	10-12-16	28
	12.45/12.90	13-19-26	45
	14.45/14.90	17- 21- 33	54
	21.45/21.90	19- 26 -37	63
	23.45/23.90	21-30- 41	77
	25.45/25.90	23- 33 -49	81
SN2	2.45/2.90	5- 38- R	>88
	4.45/4.90	7 -10 -16	26
	7.45/7.90	9 -17- 21	38
	9.45/9.90	16 -27- 38	65
	12.45/12.90	36 -50- R	>100
	14.45/14.90	13 -20 -26	46
	19.45/19.90	28-45-50	95
SN3	3.45/3.90	8-11-13	
	5.45/5.90	11-18- 22	
	7.45/7.90	17-25-32	
	9.45/9.90	20- 28-36	
	11.45/11.90	24-33-41	
	13.45/13.90	22-30-39	
	15.45/15.90	25-38-46	
19.45/19.90	27-35-50 R		

	21.45/21.90	25-37-50 R	
	23.45/23.90	25 50 R	

Tableau II 2 : récapitulatif des essais

En tenant compte de la somme des deux (02) dernières valeurs ou "N" (valeur du S.P.T), les valeurs enregistrées sont moyennes à bonnes au-delà 6.0m à 10.0m de profondeur.

## II.5) ESSAIS DE LABORATOIRE.

### II.5.1) ORGANISATION DES ESSEAIS DE LABORATOIRE

Vu la nature et l'état des échantillons récupérés lors de l'exécution des sondages carottés, il n'y pas été possible d'effectuer tous les essais de laboratoire portés sur le programme. Seuls quelques essais physiques ont pu être réalisés.

#### A) ESSAIS PHYSIQUE ;

- Mesure des poids spécifiques.
- Mesure de la teneur en eau naturelle.
- Détermination des limites d'ATTERBERG.
- Analyses granulo-sédiment métriques.

### II.5.2) INTERPRETATION DES RESULTATS DES ESSAI EN LABORATOIRE :

#### 5.2.1) ESSAIS PHYSIQUE :

##### a) poids spécifique :

Les poids spécifiques humides " $\gamma_h$ " mesurés les échantillons intact prélevés de la formation marneuse, varient entre  $2.08t/m^3$  et  $2.15t/m^3$ , pour des poids spécifiques secs " $\gamma_d$ " correspondants compris entre  $1.73t/m^3$  et  $1.87t/m^3$ . Ces dernières valeurs caractérisent des marnes à texture dense

##### b) Teneur en eau naturelle et degré de saturation :

Les teneurs en eau "W" mesurées sur les mêmes échantillons testés précédemment varient entre 15% et 20.3%, pour des degrés de saturation "Sr" correspondant allant de 91% à 98%.

Les valeurs de "Sr" obtenues montrent que les échantillons testés sont trop mouillés à saturés.

**c) Limites d'ATTERBERG ;**

Les indices de plasticité "IP" mesurés sur les mêmes échantillons prélevés de la formation naturelle de sable sont non mesurables pour des limites de liquidités "WL" correspondantes variant entre 16.14% et 24.13%. Cependant l'indice de plasticité IP dans les marnes varie entre 14.03% et 28.34% pour des limites de liquidité WL% comprises entre 41.31% et 54.28%. Les couples de valeurs (IP ;WL) se positionnent sur le diagramme de plasticité de CASAGRANDE , au-dessus de la ligne "A", Il s'agit donc de matériaux de plasticité très élevée en général.

**d) Analyse granulo-sédiment métriques :**

Les graphiques recueillis au terme des analyses effectuées sur des échantillons remaniés, prélevés à différents niveaux du sol, montrent que le matériau rencontré au droit des sondages carotte est constitué essentiellement de sable en surface et des limons sableux en profondeur.

**II.6) AVIS DU L.T.P.O****II.6.1) AVERTISSEMENT**

Le L.T.P.O n'est pas habilité par ses statuts à jouer le rôle d'un bureau d'études, c'est-à-dire à interpréter et à utiliser les résultats de ces reconnaissances et essais pour déterminer directement lui-même la nature et dimensions des ouvrages à construire.

Le présent avis n'est donc donné qu'à titre de conseils ou de recommandations.

**II.6.2) STABILITE D'ENSEMBLE**

Le terrain étudié ne semble présenter aucun risque d'instabilité naturelle tels que le glissement ou l'érosion, il y a lieu de prendre certaines précautions dont les plus importantes sont les suivantes :

-Assurer un drainage efficace du site pour éviter toute infiltration des eaux de précipitations ou d'infiltrations sous les fondations, afin d'éviter toute modification des caractéristiques géotechniques pouvant provoquer des désordres de fondations sous charges.

**II.6.3) FONDATION DE L'OUVRAGE :****II.6.3.1) TYPE DE ANGRAE DES FONDATIONS :**

Les résultats des sondages et essais "in situ" réalisés dans le cadre de cette étude nous conduisent à proposer pour l'ouvrage considéré un mode de fondation similaire à celui qui a servi pour l'ouvrage existant en l'occurrence des pieux en béton armé.

Les futurs pieux projetés devront être fichés de 3x Diamètre du pieu dans des niveaux jugés durs et compact notamment dans les marnes signalées au niveau des sondages SN1 et SN3.

**Remarque :** Notons que d'après les coupes géologiques établies, le pendage de la couche de marne est significatif dans le sens EST/OUSET.

### II.6.3.2) SECURITE VIS-A-VIS DE LA RUPTURE ET DES TASSEMENT :

Les hypothèses de calcul considérées sont suivantes :

**a)-** pieu isolé en béton armé, foré et tubé avec tubage récupéré, de diamètre (D=1.20m) et fiché à 21.00m de profondeur sous le niveau actuel du terrain avec une fiche minimale de trois fois le diamètre du pieu dans la marne.

-pression limites équivalentes du sol :  $PEL=7\text{bars}$  dans le sable.

$PEL=25\text{bars}$  dans les marnes.

Les valeurs de PEL fixées ont été réduites, volontairement, par mesure de sécurité.

**Par rapport au sondage SN1 et après tout calcul fait, on disposera dans ce cas d'une charge portante de service Q de l'ordre de 300tonnes /pieu**

**b) –**Si la charge portante d'un pieu de 300tonnes préconisée en (a) n'est pas suffisante devant les charges importantes transmises au sol par les différents appuis de l'ouvrage projeté, ces derniers devront être fichés beaucoup plus en profondeur sous le niveau du terrain naturel.

### II .7) les données de rapport du sol :

- Poids volumique du sol  $\gamma_h=2,12\text{tf/m}^3$
- Poids volumique du remblai d'apport :  $1,8\text{tf/m}^3$
- Angle de frottement inter  $\varphi =40^\circ$
- Coefficient de poussée des terres  $K_a=0,36$
- Le calcul de module de réaction vertical du sol  $K_v=20000\text{tf/m}^3$
- Le calcul de module de réaction horizontal du sol  $K_h=7000\text{tf/m}^3$

## **II.8 Conclusion :**

cette étude géotechnique relative à l'implantation de l'échangeur au niveau de SOGEDIA, à MOSTAGANEM nous a permis de préciser la nature géologique de la formation en place, sa résistance à la pénétration dynamique et ses caractéristiques géotechniques.

Les données contenues dans ce rapport permettront au bureau d'étude d'adopter les dispositions constructives adéquates au projet à réaliser.

Les précautions relatives à la stabilité du site et celle de l'ouvrage à construire ont été également traitées dans les paragraphes du présent rapport.

Le client devra toutefois avertir le L.T.P.O de tout élément nouveau (eau, cavités,...etc.) pouvant se présenter lors des travaux de terrassement et n'ayant pu être décelé lors de la présente étude, afin de lui permettre de reconsidérer éventuellement ses conclusions et de les réadapter au nouvelle données du terrain.

# Chapitre III : CARACTERISTIQUES DES MATERIUX

### III.1 Introduction :

Le béton armé est un matériau composite constitué se béton et de barres d'acier qui allie les résistances à la compression et à la traction ;  
Il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le bâtiment et le génie civil.

### III.2 Réglementation appliquées :

Les normes et règlement applicables sont les normes algériennes, français, les Cahiers des Clauses Technique Générales (CCTG), ainsi que les dossiers pilotes du SETRA

Les textes et règlements principaux utilisés sont :

- Le CBA93
- BAEL 91révisé 99
- Le fascicule 61 titre I
- Le fascicule 61 titre II
- Le fascicule n°62 titre V du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil
- Guide SETRA «Guide du projeteur Ouvrages d'Art-Pont courants » janvier 1999
- Le guide AFPS92 pour la protection parasismique des ponts
- Règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008)
- Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts –routes (RCPR2008)

### III.3 Béton armé :

#### -Résistance à la compression

$F_{c28}=25\text{Mpa}$

La résistance caractéristique à la compression du béton obtenue à j jour, tel que  $j < 28$  jours, est donnée par :

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

#### -Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jour est donnée par :

$$F_{tj} = 0,60 + 0,06 \cdot f_{tj}$$

Soit pour  $f_{c7}=21 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t7}=1,86 \text{ Mpa}$

$F_{c28}= 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28}=2,1 \text{ Mpa}$

Le coefficient de poisson est égal à :  $\mu=0.20$  à E.L.S

$\mu=0,00$  à E.L.T

### III.3.1 Déformation longitudinale du béton :

➤ **Cas des charges instantanées (module instantané)**

Dans le cas de charges instantanées (ou rapidement variables), le module de déformation longitudinale du béton à l'âge de  $j$  jours ( $j < 24h$ ) peut être évalué d'après la formule empirique

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

$$\text{Soit pour } f_{c7} = 21 \text{ Mpa} \rightarrow E_{i7} = 30348,16 \text{ Mpa} = 30,34 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{i28} = 32164,19 \text{ Mpa} = 32,16 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2.$$

➤ **Cas des charges de longue durée (module différé)**

Dans le cas de charges de longue durée (supérieure à 24 heures), le module de déformation longitudinale du béton peut être évalué, à partir du module instantané, en tenant compte des déformations différées sous l'effet combiné du retrait et du fluage .

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} = 1/3 E_{ij}$$

$$\text{Soit pour } f_{c7} = 21 \text{ Mpa} \rightarrow E_{i7} = 10208,02 = 10,20 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{i28} = 10818,86 \text{ Mpa} = 10,81 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

### III.3.2 Contrainte admissibles du béton :

Al'état-limite de service, le béton comprimé est considéré comme un matériau élastique et linéaire.

-La contrainte de compression du béton est limitée en service à :

$$F_{bc} = 0,6 f_{cj28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Sous les sollicitations aux états limites ultimes (ELU)

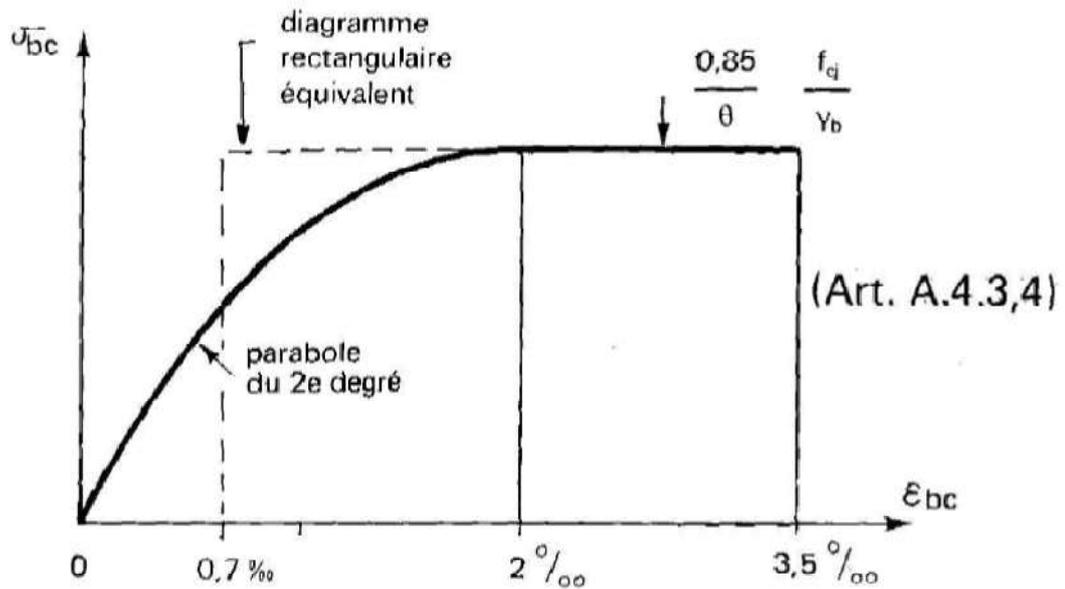


Figure III.1 : Diagrammes rectangulaire de déformation du béton

Avec :  $\theta = 1$  lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$  Si cette durée est comprise entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$  Si elle est au plus égal à 1h.

$\gamma_b = 1,5$  pour les sollicitations courantes

$\gamma_b = 1,15$  Pour les sollicitations accidentelles

Pour les justifications à l'ELU, la contrainte admissible en compression du béton :

$$\text{Pour } \epsilon_{bc} \geq 2\text{‰} ; f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_s} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,1 \cdot 1,15} = 18,47 \text{ Mpa}$$

Avec  $\gamma_s = 1,15$  pour les combinaisons fondamentales.

Sous les sollicitations aux états limites accidentelles

$$F_{bu} = f_{c28} / 1,3 = 19,23 \text{ Mpa.}$$

### III.4 Aciers :

Les aciers utilisés sont à haute adhérence de nuance FeE400

- Sous ELS (états limites de service) :  $f_e = 267 \text{ Mpa}$
- Sous ELU (états limites d'ultimes) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Cas durable}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ Mpa} \quad \text{Cas accidentel}$$

Avec :  $\gamma_s = 1,15$  pour les combinaisons fondamentales.

$\gamma_s = 1,00$  Pour les combinaisons accidentelles

**Conclusion :**

On résume toutes les caractéristiques des matériaux utilisés lors de la construction de

Cette ouvrage, dans ces deux tableaux suivants :

Béton	$\gamma_b$	$\varphi$	$\nu$	$F_{c28}$	$F_{t28}$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (E.L.U)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (E.L.S)	$\tau_{adm}$ (préjudiciable)	<b>E<sub>b</sub></b>	<b>E<sub>vj</sub></b>
Fcj28	1.5	0.85	0	25	2.1	15	14.67	2.5	32164.19Mpa	10818.86Mpa

Tableau.1 : Les caractéristiques du béton

Acier	
$\bar{\gamma}_s$	1.15
$\nu$	0
Fe	400
$\eta$	1.6
$\bar{\sigma}_s$ (E.L.U)	348 Mpa
$\bar{\sigma}_s$ (E.L.S)	215.55 Mpa

Tableau .2: Les caractéristiques de l'acier

# Chapitre IV : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

## IV.1 INTRODUCTION :

Dans le cadre de l'amélioration de la fluidité du trafic sur le boulevard périphérique de la ville Mostaganem, il est prévu faire la réalisation d'une trémie à l'intersection avec la RN11.

Ce chapitre porte sur la note de calcul qui a pour objet de justifier la conception, le coffrage et ferrailage des différents murs de soutènement (désigné par MS) retenant les parois des deux rampes d'accès de la trémie. Quant à l'étude de cette dernière, elle fait déjà l'objet d'une étude d'exécution.

Ainsi, à travers ce qui suit, il s'agit de scinder le mur de soutènement de la tranchée ouverte en trois catégories en fonction de leur hauteur. La classification de ces MS constitue ce qu'on appelle communément la partie ouverte (tranchée ouverte).

Ce pré-dimensionnement est par conséquent additif à celle de la tranchée couverte. Toutes les données de bases de calcul et la présentation des caractéristiques géométriques sont communes aux deux parties de la trémie.

## IV.2 Présentation des ouvrages en tranchée ouverte :

Les deux rampes d'accès ont les parois retenues par des murs de soutènement de différentes hauteurs.

Ainsi, la tranchée ouverte côté ouest a une longueur développée totale de 133,00ml et est composée des **MS** dont la hauteur varie entre 3.63 et 8,36 ml destinés à retenir les bretelles.

La tranchée ouverte côté Est à une longueur développée totale est de 86,50 ml.

Ceci comprend trois (3) types de **MS** en fonction de leurs hauteurs, qui se présentent comme suit :

- MS du type 01 où la hauteur totale reste inférieure à 3.63 m
- MS du type 02 où la hauteur varie entre 3.63 et 5.24 m
- MS du type 03 où la hauteur est comprise entre 5.24 et 8.36m

## IV.3 Eléments de dimensionnement :

Les cadres sont calculés en structure plane, comme les portiques. La différence réside dans le fait que la traverse inférieure est assimilée à une poutre sur sol élastique, ce dernier étant schématisé par une infinité de ressorts élastiques indépendants et de même raideur. Ceci complique notablement le calcul manuel de se type de structure

**IV.3.1 Dimensionnement des murs de soutènement (mur en L) :**



Figure IV :1 Mur de soutènement d'une trémie

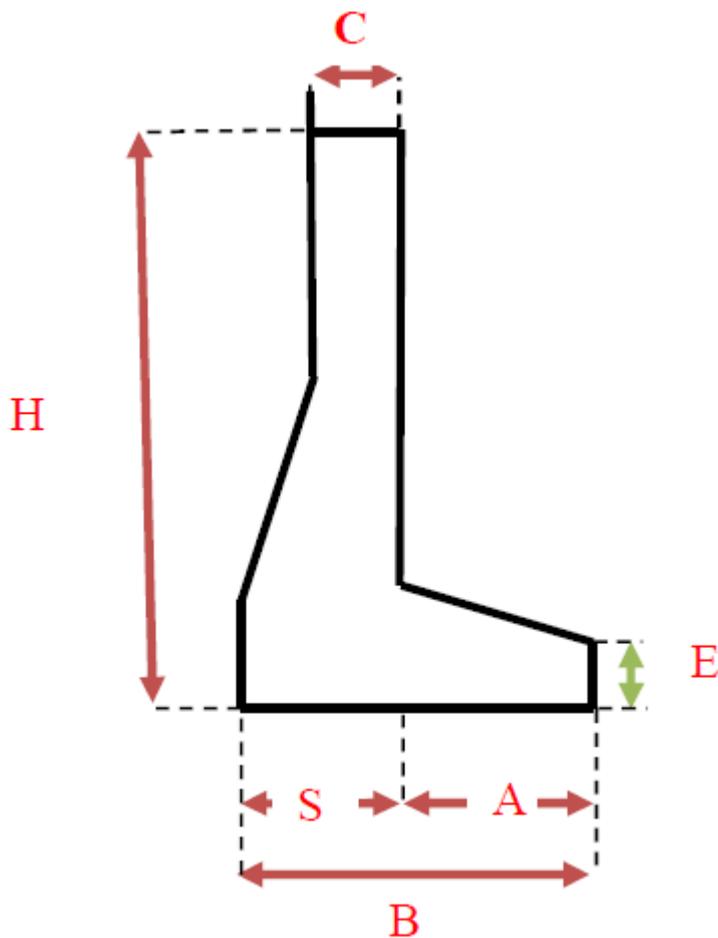


Figure IV.2 : mur de soutènement [Autocad 2008]

Couronnement C :  $C = H/24$  (Minimum) Selon SANGLERAT  $C \leq 30\text{cm}$  (pour des raisons de sécurité et augmenté la rigidité du voile)

Selon SETRA  $C_{\text{min}} = 20\text{cm}$  pour  $H \leq 6\text{m}$

Selon SETRA  $C_{\min}=30\text{cm}$  pour  $H > 6\text{m}$

Epaisseur de la semelle  $e$  : (il faut arrondir pour des raisons de coffrage par 5 cm)  
 $e \leq H/12$

Largeur de la semelle  $B$  :  $1/3 H \leq B \leq 2/3 H$

Largeur du patin avant  $A$  :  $A=B/3$  ou soit  $H/6 < A < 2/9H$

Section du voile sur la semelle  $S=H/12$

### Mur de soutènement $H=3.63\text{ m}$

Couronnement :  $C = 3.63 / 24 = 0.15\text{ m}$   $C = 0.40\text{ m}$

Largeur de la semelle  $B$ :  
 $8.36/2 \leq B \leq 2 \times 8.36/3$  donc  $(3.63/2 + 2/3 \times 3.63)/2$   
 $B = 2.12\text{ m}$  on prend  $B = 2.20\text{ m}$

Epaisseur de la semelle  $e$  :  
 $E = H/12 = 0.30\text{ m}$   $e = 0.50\text{ m}$

Largeur du patin avant :  
 $A = B / 3 = 3.63/3 = 1.21$   $A = 1.70$

Section du voile sur la semelle :  
 $S = H/12 = 0.28\text{ m}$   $S = 0.40\text{ m}$

Tableau IV.1 : récapitulatif des dimensions de MS1

H(m)	C(m)	e(m)	B(m)	A(m)	S(m)
3.63	0,40	0.50	2.20	1.70	0,40

### Mur de soutènement $H = 4.47\text{m}$

Couronnement :  
 $C = 5.24/24 = 0.22\text{ m}$   $C = 0.40\text{ m}$

Epaisseur de la semelle  $e$  :  
 $E = 5.24/12 = 0.44$   $e = 0.50\text{ m}$

Largeur de la semelle  $B$ :  
 $8.36/2 \leq B \leq 2/3 \times 8.36$  Donc  $B = (5.24 / 2 + 2/3 \times 5.24)/2$   
 $B = 3.06$  on prend  $B = 2.50\text{ m}$

Largeur du patin avant :

$$A = 5.24 / 3 = 1.74 \text{ m} \quad A = 1.80 \text{ m}$$

Section du voile sur la semelle :

$$S = 5.24 / 12 = 0.44 \text{ m} \quad S = 0.50 \text{ m}$$

Tableau IV.2 : récapitulatif des dimensions de MS2

H(m)	C(m)	e(m)	B(m)	A(m)	S(m)
5.24	0.40	0.50	2.50	1.80	0.50

**Mur de soutènement H = 8,36m**

Couronnement :

$$C = 8,36 / 24 = 0,34 \text{ m} \quad C = 0.40 \text{ m}$$

Epaisseur de la semelle e :

$$E = 8,36 / 12 = 0,69 \quad e = 0.70 \text{ m}$$

Largeur de la semelle B:

$$8,36 / 2 \leq B \leq 2/3 \times 8,36 \text{ Donc } B = (8,36 / 2 + 2/3 \times 8,36) / 2$$

$$B = 4.87 \text{ on prend } B = 2.80 \text{ m}$$

Largeur du patin avant :

$$A = 8.36 / 3 = 2.78 \text{ m} \quad A = 1,90 \text{ m}$$

Section du voile sur la semelle :

$$S = 8,36 / 12 = 0,69 \text{ m} \quad S = 0,70 \text{ m}$$

Tableau IV.3 : récapitulatif des dimensions de MS3

H(m)	C(m)	e(m)	B(m)	A(m)	S(m)
8.36	0.40	0.70	2.80	1.90	0.70

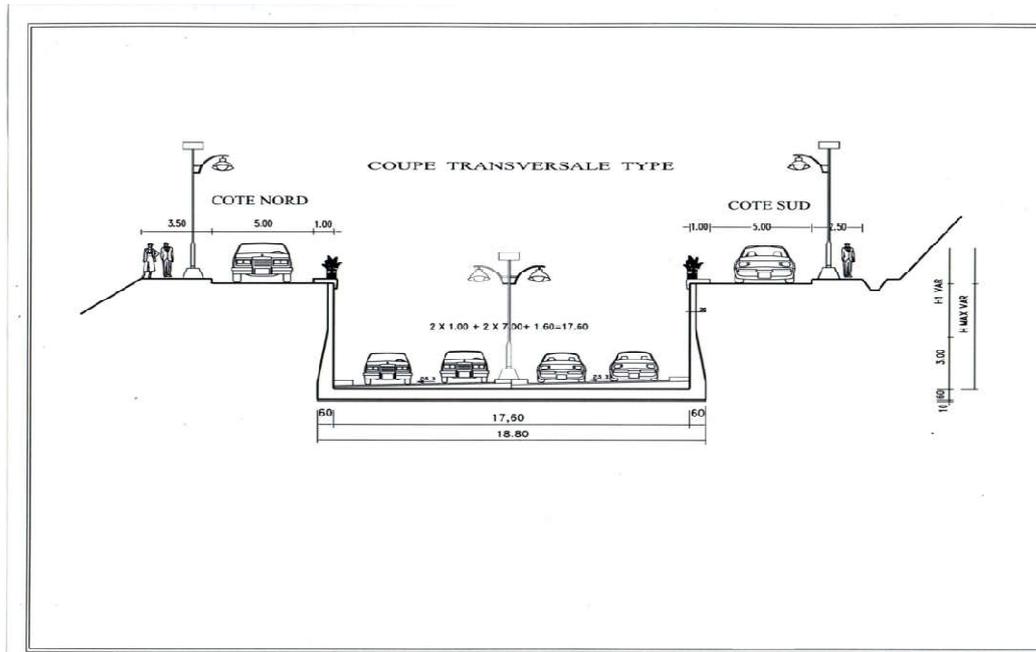


Figure IV.3: coupe transversale de la structure ouverte

#### IV.4 CONCLUSION :

A l'issue de ces calculs, on peut conclure que les caractéristiques techniques attribuées aux différents éléments structuraux des trémies à savoir les piédroits, les traverses supérieures et inférieures, s'accrochent avec les résultats obtenus.

Pour les cas traités, il n'est pas nécessaire de vérifier la stabilité des éléments à la poussée des terres et les différentes charges d'exploitation durant la mise en œuvre. Sachant que la stabilité des éléments est selon leur poids propre; c'est-à-dire ils tiennent leur stabilité par leur propre poids durant l'exécution. Autant qu'ils travaillent en un ensemble par exemple

- Deux éléments en <L> liés par un radier donnent une forme de <U> donc les forces exercées sur les parois sont symétriques.

# Chapitre V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

## V.1 La partie ouverte

### V.2 Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les charges et surcharges afin de les appliquer à notre structure (MS).

### V.3 Les charges appliquées :

**Remblai sur radier** : de hauteur variable inférieur à 1m ;  $Q=1,00t/m^2$

**Système A** : on applique la formule de (RCP 2008)

$$A(l)=0.23+\frac{0.23}{L+12} \text{ [t /m}^2\text{]}$$

Poussée des terres :  $Ka=0,36$

Définition des charges appliquées sur la partie ouverte :

**Pp** : poids propre trame (mur+radier)

**Ppr** : poids propre de remblai sur le radier

**Schg A(l)** : action due aux charges routières système A (sur le radie)

**Pt** : poussées des terres appliqués sur le mur

**Ptg** : poussées de terres appliquées sur le mur côté gauche

**Ptd** : poussées de terres appliquées sur le mur côté droit

**Pschg** : poussées dues aux surcharges appliquées sur la trémie

**Pschgg** : poussées dues à surcharges appliquées sur le mur côté gauche

**Pshd** : poussées dues aux surcharges appliquées sur le mur côté droit

**HA(l)** : force de freinage due au système A

**Pdy** : la poussées dynamique s'exerce sur un écran

**Pséig** :poussées sismique appliquées sur la trémie côté gauche

**Pséid** : poussées sismique appliquées sur la trémie côté droit

## V.4 Modélisation des structures (MS) de l'ouvrage et calcul des sollicitations

### V.4 Logiciel :

Le logiciel de calcul utilisé est le SAP2000 version 9. (Calcul et vérification des contraintes et de ferrailage)

La structure des tranchées ouvertes et couverte a été analysée pour une longueur d'1 ml. Le modèle d'éléments finis a été utilisé comme modèle de cadre. Les propriétés de la section différente du pont sont appliquées au modèle. Les différentes propriétés des matériaux des ponts, murs et fondations sont également appliquées au modèle. Les réactions verticales du sol sont modélisées comme ressort linéaire.

Les chargements sont appliqués en tant que charge ponctuelle, charge uniforme et charge trapézoïdale.

Les combinaisons sont appliquées comme le montre le rapport (voir le tableau des combinaisons...).

La méthode d'analyse linéaire est utilisée. Le modèle 2D est préparé pour le modèle de cadre.

Les résultats sont obtenus à partir de l'analyse d'une longueur d'1 ml. Les résultats défavorables des combinaisons sont indiqués dans le rapport(...). Les résultats les plus défavorables (résultats de l'enveloppe) sont automatiquement calculés par le SAP2000.

Les sections sont conçues manuellement selon les résultats d'analyse. Eurocode-2 est utilisé comme critères de conception.

Les murs de soutènement (MS)

À titre de rappel, les MS (murs de soutènement) sont scindés en trois (3) modèles

- MS du type 01 où la hauteur totale reste inférieure à 3.63 mètres.
- MS du type 02 où la hauteur varie entre 3.36 et 5.24 mètres.
- MS du type 03 où la hauteur est comprise entre 5.24 et 8.36 mètres au plus.

L'ouvrage a été modélisé en trois dimensions avec le logiciel SAP200.v9 par élément Shell reposant sur des appuis élastiques.

Calcul des sollicitations

Les résultats des calculs servant au dimensionnement et à la justification du ferrailage sont représentés par les tableaux récapitulatifs.

Pour faciliter l'exécution de l'ouvrage, il a été retenu que les sections de ferrailage principal soient identiques pour chaque type de MS quelle que soit la hauteur.

#### **Justification de la structure.**

Les justifications de la structure en béton armé sont menées selon les règles du CBR93 et BAEL révisé 99

Les justifications de la structure se font en considérant la fissuration préjudiciable.

Valeurs admissibles

Contrainte de compression admissible du béton à l'ELS :

À l'ELS, on doit vérifier que la contrainte de béton ne dépasse pas :

$$\sigma_s < 0,60 \times f_{c28}$$

Pour  $f_{c28}=25$  Mpa on a  $\sigma_{ad}=15$  Mpa

Contrainte de compression admissible du béton à l'ELA :

À l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bu}=f_{c28}/1.3 \text{ pour } f_{c28}=25 \text{ Mpa} \quad \sigma_{bu}=19.23 \text{ Mpa}$$

Contrainte au cisaillement admissible

La vérification de l'effort tranchant se fait à l'ELU tenant compte de la relation suivante :

$$\text{Pour } f_{c28}=25 \text{ Mpa} \quad \tau = \frac{vu}{b*d} \leq \tau = \min \left[ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right] \text{ Mpa} = 1,17 \text{ Mpa}$$

## **V.2 Modélisation de la structure Ms type (01) H=3.63m**

### **Évaluation des efforts :**

-Épaisseur constante du radier : 50 cm

-Épaisseur constante des voiles : 40 cm

Évolution des efforts :

Remblai sur radier : de hauteur variable inférieure à 1m,  $Q=1,00t/m^2$

Système A : on applique la formule de (RCPR 2008)

$$A(l)=0,23+\frac{36}{l+12} [t/m^2]$$

La surcharge de calcul sera déterminer par l'expression :  $Q=a_1 \times a_2 \times A(l)$

La trémie est classe 1 :  $a_1=1,00$  et  $a_2=v_0/v=3,5/3,5=1,00$

$$L=19,60m \text{ on a : } A(l)=0,23+\frac{36}{19,60+12}=1,37t/m^2 \rightarrow Q=1,37t/m^2$$

Effort de freinage dû au système A

$$HA(l)=\frac{1}{20+0,0035 \cdot s} = \frac{1}{20+0,0035 \cdot 19,60 \cdot 2} = 0,05tf/m^2$$

Les forces des poussées :

La répartition selon l'axe Z est de la forme :  $F(Z)=Ax+By+Cz+D$

Pour  $z=2m$  (feuillet moyen)  $\rightarrow f(z)=0$  (poussée nulle)  $F(z)=2C+D=0$  (1)

$$F(z)=\gamma x Z x k_a=2,12 \times 8 \times 0,36=6,10tf/m^2=D$$
 (2)

On pose  $\{ :0=8C+D$

$$\{ 6,10=D \text{ d'où } C= -0,76m$$

$$F(z)= -0,76Z+6,10$$

D : la hauteur où la charge commence

C : est la variation de charge le long de l'axe Z.

La poussée due à la surcharge de remblai

Cette surcharge de remblai provoque une poussée uniforme de

$SchgR=\gamma x h_m=2,12 \times 1=2,12tf/m^2$  appliquées sur les parois verticales des murs avec le signe correspondant

La poussée due à la surcharge A(l)

$$Schg = Q \times K_a=1,00 \times 0,36=0,36tf/m^2$$

Séisme :

Les données de séisme sont conformes à la règle de projet du règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008).

Classification de l'ouvrage : Groupe 2

Zone sismique de Mostaganem : II<sub>2</sub>

Coefficient d'accélération de zone : A=20

Sollicitations verticales et horizontal dues séisme

L'effet du séisme vis-à-vis du poids propre de la structure est pris en compte directement par le logiciel SAP2000

La poussée dynamique s'exerce sur un écran de hauteur H :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times [(1 \pm K_v) \times K_{ad}] (...)$$

$\gamma$  : Poids volumique de sol=2,12t/m<sup>3</sup>

$K_{ad}$  : Coefficient de poussée dynamique active

$$kh = 0,20$$

$$K_v=0,3K_h$$

$K_{ad}$  : coefficient de poussée statique active Mononobé-Okabe donne

$$K_{ad} = \cos^2(\varphi - \varphi) / (\cos^2 \theta \times [1 + \sqrt{\sin \theta \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos \theta}}]^2$$

$\phi$  : Angle de frottement interne du sol d'apport pris égal à  $28^\circ$  pour  $k_a = 0,36$

$$\phi = \tan^{-1} \frac{kh}{kv} = 10,68^\circ$$

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,36$$

$$K_{ad} = 0,498$$

D'où pour  $H = 3,00$  m  $F_{ad \max} = 4,46$  t/ml, soit  $1,48$  t/m<sup>2</sup> répartie uniformément sur un mur de hauteur  $H = 3,00$  m.

### Justifications de la structure à l'ELS

Les Justifications de la structure en béton armé sont menées selon les règles du BEAL 91 révisées 99.

On vérifie que la contrainte du béton ne dépasse pas :  $\sigma_b \leq 0,6 \times f_{c28}$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa =  $2500$  t/m<sup>2</sup> on a  $\sigma = 15$  MPa =  $1500$  t/m<sup>2</sup>

Au niveau des murs  $\sigma_{\max} = 3,95$  MPa <  $\sigma = 15$  MPa

Au niveau du radier  $\sigma_{\max} = 2,82$  MPa <  $\sigma = 15$  MPa

Calcul des flèches

Au niveau des murs  $Y_{\max} = 0,933$  cm

Au niveau du radier  $Y_{\max} = 0,0238$  cm

### Justification de la structure à l'ELU

Contrainte de cisaillement admissible

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa  $\tau = v_{ub} \cdot d \leq \tau = \min[0,07 f_{c28} \gamma_b; 4]$  MPa = **1,16 MPa**

Au niveau des murs  $\tau = 9,0611 \times 0,9 \times 0,4 \times 10^{-2} = 0,25$  MPa <  $\tau = 1,16$  MPa

Au niveau du radier  $\tau = 12,5141 \times 0,9 \times 0,5 \times 10^{-2} = 0,28$  MPa <  $\tau = 1,16$  MPa

Justification de la structure à l'ELA

Le cas accidentel considéré est la vérification au séisme.

Valeurs admissibles de contraintes de compression admissibles du béton à l'ELA  
À ELA on doit vérifier que :

$$f_{bu} = \frac{f_{c28}}{1,3}$$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa on a  $\sigma = 19,23$  MPa = 1923 t/m<sup>2</sup>

Au niveau des murs  $\sigma_{max} = 7,74$  MPa <  $\sigma = 19,23$  MPa

Au niveau du radier  $\sigma_{max} = 5,55$  MPa <  $\sigma = 19,23$  MPa

### Ferraillage du radier du MS H= 3.63 m :

Calcul de section en flexion simple

En travée :

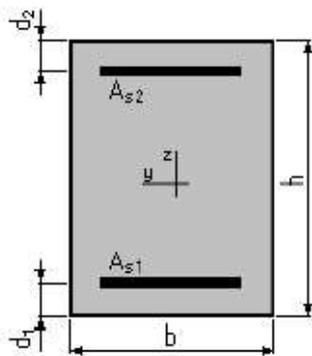
#### • Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

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

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

2. Section:



$$b = 1.000 \text{ (m)}$$

$$h = 0.500 \text{ (m)}$$

$$d_1 = 0.050 \text{ (m)}$$

$$d_2 = 0.050 \text{ (m)}$$

Après le calcul des sollicitations on déduit :  $M_{max} = 4.97$  t.m

#### Ferraillage longitudinal :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{n \cdot ftj})\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ Mpa}$$

$$X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 266.66} \cdot 0.45$$

$$X = 0.21 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0.45 - \frac{0.21}{3} \qquad Z = 0.38 \text{ m}$$

$$\overline{M1} = \frac{1}{2} b \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0.38 \qquad \overline{M1} = 2.85 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0.0497 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \overline{M1}$  C'est à dire section son armature comprimé.

$$\overline{Z} = \min(Z, d - \frac{h}{3}) = \min(0.38 ; 0.45 - \frac{0.50}{3}) \qquad \overline{Z} = 0.28 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.0497}{0.28 \times 266.66} \qquad A_s = 6.56 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité  $A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.45 \qquad A_{min} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$A_{ser} > A_{min}$  donc la condition de non fragilité est vérifiée

On a  $A_s = 6.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , On Optera 8HA 20 avec une section égal à  $25.13 \text{ cm}^2$

On adopte un espacement  $St = 10 \text{ cm}$

Pour des raisons de sécurité nous avons adopté la même section d'acier pour les deux nappes supérieures et inférieures.

### Ferraillage transversal:

Le ferraillage principale est  $A_s = 6.56 \text{ cm}^2$ , le ferraillage transversale sera :  
 $A_t / 3 = 2.18 \text{ cm}^2$ .

$A_t = 13.09 \text{ cm}^2$ , on optera pour des 8HA12, avec un espacement de  $St = 10 \text{ cm}$ .

8HA 12 =  $9.05 \text{ cm}^2$  pour un mètre linéaire

Pour des raisons de sécurité nous avons adopté la même section d'acier pour les deux nappes supérieures et inférieures

### Croquis de ferraillage du radier

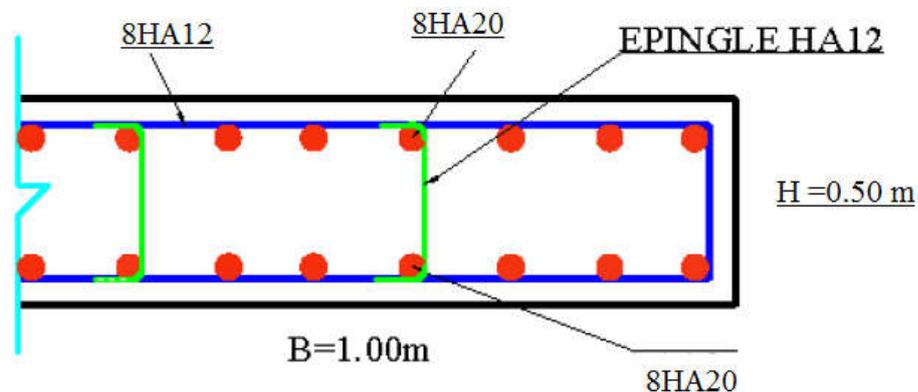


Figure V .1 : croqué de ferraillage

**Ferrailage du voile Ms H = 3.63 m :**

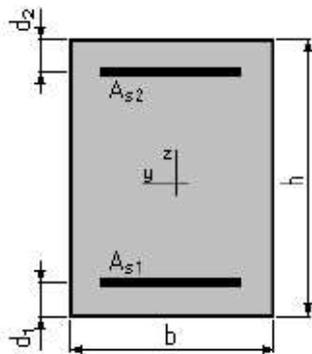
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

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

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

Section:



$b = 1.000$  (m)  
 $h = 0.400$  (m)  
 $d_1 = 0.050$  (m)  
 $d_2 = 0.050$  (m)

$M_{ser}$	Z	d	$\overline{M1}$	$\overline{Z}$	As	$A_{min}$	$A_t$
6.98	0.30	0.36	2.25	0.23	11.38	4.37	3.79
<i>section d'acier opté</i>					25.13		9.05
<i>choix d'armature</i>					8HA20		8HA12

Exemple de ferrailage de murs « 01 » :  $h < 3.36$  m

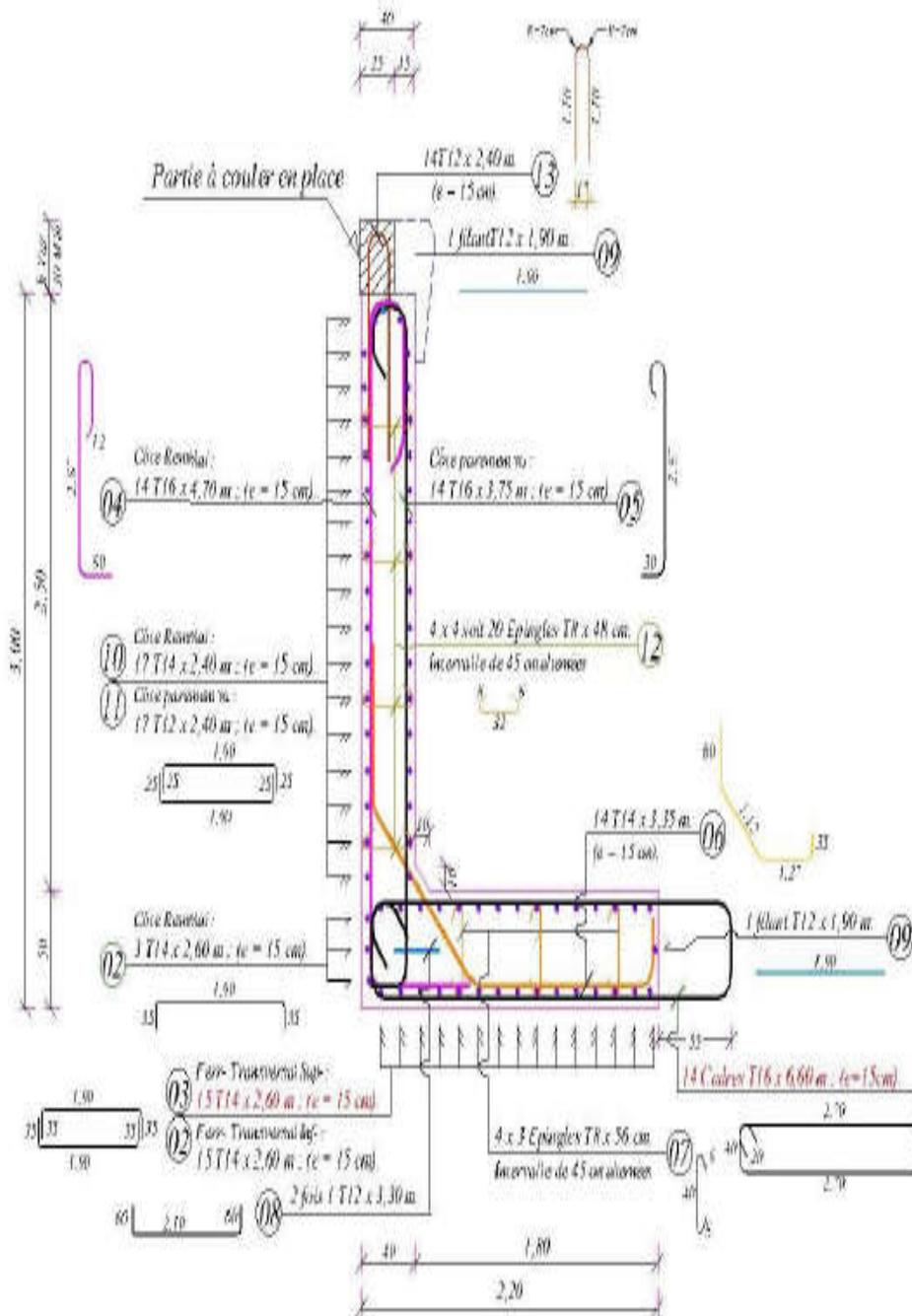


Figure V.2 : H= 3.36 Exemple de ferrailage

**V.4.3 Modélisation de la structure MS type « 02 » H= 4,47m****Évaluation des efforts :****Remblai sur radier :** de hauteur variable inférieur à 1m,  $Q=1,00t/m^2$ **Système A :** on applique la formule de (RCPR 2008)

$$A(l)=0,23+\frac{36}{l+12} [t/m^2]$$

La surcharge de calcul sera déterminer par l'expression :  $Q=a_1a_2xA(l)$ La trémie est classe 1 :  $a_1=1,00$  et  $a_2=v_0/v=3,5/3,5=1,00$ 

$$L=19,60m \text{ on a : } A(l)=0,23+\frac{36}{19,60+12}=1,37t/m^2 \rightarrow Q=1,37t/m^2$$

Force de freinage due au système A

$$HA(l)=\frac{1}{20+0,0035.S} = \frac{1}{20+0,0035.19,60.2} = 0,05tf/m^2$$

Les forces des poussées :

La répartition selon l'axe Z est de la forme :  $F(Z)=Ax+By+Cz+D$ Pour  $z=2m$  (feuillet moyen)  $\rightarrow f(z)=0$  (poussée nulle)  $F(z)=2C+D=0$  (1)

$$F(z)=\gamma x Z x k_a=2,12 \times 4 \times 0,36=3,05tf/m^2=D$$
 (2)

On pose  $\{ :0=4C+D$ 

$$\{ 3,05=D \text{ d'où } C= -0,76m$$

$$F(z)= -0,76Z+3,05$$

D : la hauteur où la charge commence

C : est la variation de charge le long de l'axe Z.

La poussée due à la surcharge de remblai

Cette surcharge de remblai provoque une poussée uniforme de

SchgR= $\gamma x h_m=2,12 \times 1=2,12tf/m^2$  appliquées sur les parois verticales des murs avec le signe correspondant

La poussée due à la surcharge A(l)

$$Schg =Q \times K_a=1,00 \times 0,36=0,36tf/m^2$$

Séisme :

Les données de séisme sont conformes à la règle de projet du règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008).

Classification de l'ouvrage : Groupe 2

Zone sismique de Mostaganem : II<sub>2</sub>

Coefficient d'accélération de zone : A=20

Sollicitations verticales et horizontal dues séisme

L'effet du séisme vis-à-vis du poids propre de la structure est pris en compte directement par le logiciel SAP2000

La poussée dynamique s'exerce sur un écran de hauteur H :

$$Fad =\frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times [(1 \pm K_v) \times Kad](...)$$

 $\gamma$  : Poids volumique de sol=2,12t/m<sup>3</sup>

Kad : Coefficient de poussée dynamique active

$$kh = 0,20$$

$$Kv=0,3Kh$$

Kad : coefficient de poussée statique active Mononobé-Okabe donne

$$K_{ad} = \cos^2(\varphi - \theta) / (\cos^2 \theta \times [1 + \sqrt{\sin \theta \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos \theta}}]^2)$$

$\theta$  : angle de frottement interne du sol d'apport pris égal à 28° pour  $k_a = 0,36$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k_h}{k_v} = 10,68^\circ$$

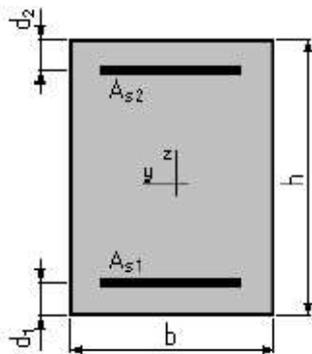
$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right) = 0,36$$

$K_{ad} = 0,498$

D'où pour  $H = 4,00$  m  $F_{ad \max} = 8,95$  t/ml, soit  $2,23$  t/m<sup>2</sup> répartie uniformément sur un mur de hauteur  $H = 4,00$  m.

### Ferrailage du radier du MS H=5.24 m

: Section:



$b = 1.000$  (m)  
 $h = 0.500$  (m)  
 $d_1 = 0.050$  (m)  
 $d_2 = 0.050$  (m)

$M_{ser}$	Z	d	$\bar{M}_1$	$\bar{Z}$	As	$A_{min}$	$A_t$
4.58	0.38	0.45	2.85	0.28	6.06	5.43	2.02
<i>section d'acier opté</i>					25.13		9.05
<i>choix d'armature</i>					8HA20		8HA12

**Ferrailage du voile du MS H=5.24 m**

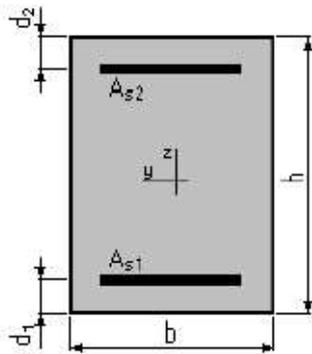
Calcul de Section en Flexion Simple

**1. Hypothèses:**

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

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

2. Section :



$b = 1.000$  (m)

$h = 0.400$  (m)

$d_1 = 0.050$  (m)

$d_2 = 0.050$  (m)

$M_{ser}$	Z	d	$\overline{M1}$	$\overline{Z}$	As	$A_{min}$	$A_t$
6.44	0.30	0.36	2.25	0.23	10.50	4.34	3.5
<i>section d'acier opté</i>					25.13		9.05
<i>choix d'armature</i>					8HA20		8HA12

Exemple de ferrailage de mur type « 02 » H=5.24 m

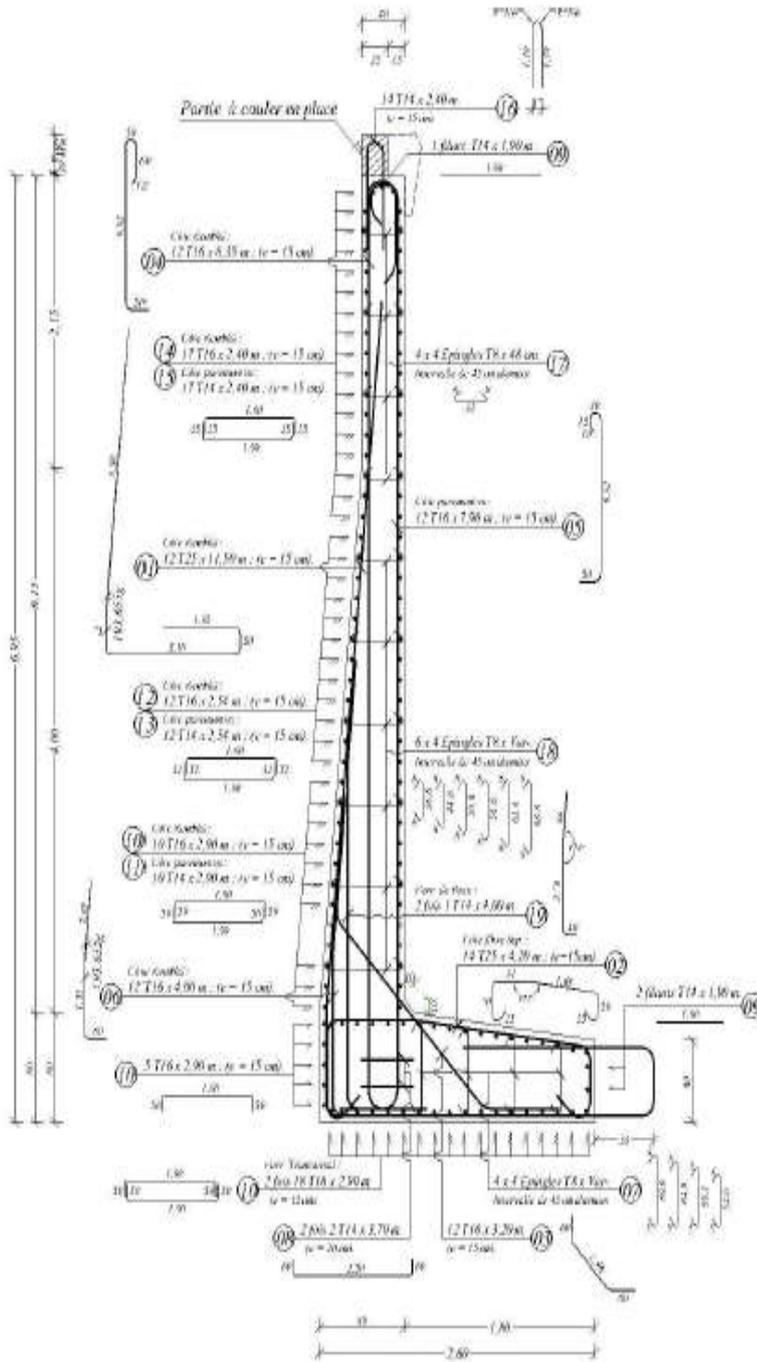


Figure V .3 : Exemple de ferrailage du mur type « 02 » H=5.24 m

**V.4.4 Modélisation de la structure MS type « 03 » H= 8,36 m****Évaluation des efforts :**

**Remblai sur radier** : de hauteur variable inférieur à 1m,  $Q=1,00t/m^2$

**Système A** : on applique la formule de (RCPR 2008)

$$A(l)=0,23+\frac{36}{l+12} [t/m^2]$$

La surcharge de calcul sera déterminer par l'expression :  $Q=a_1a_2xA(l)$

La trémie est classe 1 :  $a_1=1,00$  et  $a_2=v_0/v=3,5/3,5=1,00$

$$L=19,60m \text{ on a : } A(l)=0,23+\frac{36}{19,60+12}=1,37t/m^2 \rightarrow Q=1,37t/m^2$$

Force de freinage due au système A

$$HA(l)=\frac{1}{20+0,0035.S} = \frac{1}{20+0,0035.19,60.2} = 0,05tf/m^2$$

Les forces des poussées :

La répartition selon l'axe Z est de la forme :  $F(Z)=Ax+By+Cz+D$

Pour  $z=2m$  (feuillet moyen)  $\rightarrow f(z)=0$  (poussée nulle)  $F(z)=2C+D=0$  (1)

$$F(z)=\gamma x Z x k_a=2,12x2x0,36=1,52tf/m^2=D$$
 (2)

On pose  $\{ :0=2C+D$

$$\{ 1,52=D \text{ d'où } C= -0,76m$$

$$F(z)= -0,76Z+1,52$$

D : la hauteur où la charge commence

C : est la variation de charge le long de l'axe Z.

La poussée due à la surcharge de remblai

Cette surcharge de remblai provoque une poussée uniforme de

$SchgR=\gamma x h_m=2,12x1=2,12tf/m^2$  appliquées sur les parois verticales des murs avec le signe correspondant

La poussée due à la surcharge A(l)

$$Schg = Q \times K_a=1,00 \times 0,36=0,36tf/m^2$$

Séisme :

Les données de séisme sont conformes à la règle de projet du règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008) .

Classification de l'ouvrage : Groupe 2

Zone sismique de Mostaganem : II<sub>2</sub>

Coefficient d'accélération de zone : A=20

Sollicitations verticales et horizontal dues séisme

L'effet du séisme vis-à-vis du poids propre de la structure est pris en compte directement par le logiciel SAP2000

La poussée dynamique s'exerce sur un écran de hauteur H :

$$Fad = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times [(1 \pm Kv) \times Kad] (...)$$

$\gamma$  : Poids volumique de sol=2,12t/m<sup>3</sup>

$Kad$  : Coefficient de poussée dynamique active

$$kh = 0,20$$

$$Kv=0,3Kh$$

$Kad$  : coefficient de poussée statique active Mononobé-Okabe donne

$$K_{ad} = \cos^2(\varphi - \theta) / (\cos^2 2\theta \times [1 + \sqrt{\sin \theta \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos \theta}}])^2$$

$\theta$  : Angle de frottement interne du sol d'apport pris égal à 28° pour  $k_a = 0,36$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k_h}{k_v} = 10,68^\circ$$

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right) = 0,36$$

$K_{ad} = 0,498$

D'où pour  $H = 8,00$  m  $F_{ad \max} = 35,81$  t/ml, soit  $4,47$  t/m<sup>2</sup> répartie uniformément sur un mur de hauteur  $H = 8,00$  m.

### Ferraillage du radier MS H = 8.36 m :

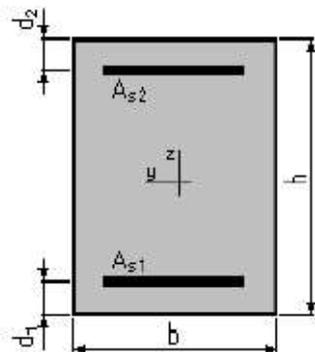
#### Calcul de Section en Flexion Simple

#### 1. Hypothèses:

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

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

Section :



$b = 1.000$  (m)  
 $h = 0.600$  (m)  
 $d_1 = 0.050$  (m)  
 $d_2 = 0.050$  (m)

$M_{ser}$	Z	d	$\overline{M1}$	$\overline{Z}$	$A_s$	$A_{min}$	$A_t$
14.44	0.45	0.54	3.43	0.34	15.92	6.52	5.30
<i>section d'acier opté</i>					25.13		9.05
<i>choix d'armature</i>					8HA20		8HA12

**Ferrailage du voile Ms H = 8.36 m :**

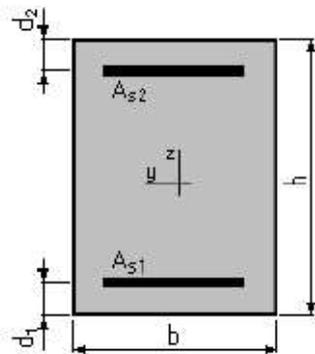
Calcul de Section en Flexion Simple

**1. Hypothèses:**

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

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

Section :



$b = 1.000$  (m)  
 $h = 0.400$  (m)  
 $d_1 = 0.050$  (m)  
 $d_2 = 0.050$  (m)

$M_{ser}$	Z	d	$\overline{M1}$	$\overline{Z}$	As	$A_{min}$	$A_t$
20.09	0.30	0.36	2.25	0.23	32.75	4.34	10.92
<i>section d'acier opté</i>					25.13		9.05
<i>choix d'armature</i>					8HA20		8HA12

Exemple de ferrailage du MS type « 03 ». (figure V. H=5.24 m)

**Conclusion :**

Les calculs obtenus par le logiciel vérifient toutes les conditions données par les règlements.

Le ferrailage des murs de soutènement sont calculé en flexion simple a l'état de service (ELS)

## V. Partie couvert

### V. Matériaux

Tableau V.1:matériaux

béton	F <sub>c28</sub> (Mpa)	F <sub>t28</sub> (Mpa)	E <sub>28</sub> (Mpa)	6b (Mpa)
TS (dalle)	25	2,1	32,164	15
Pédroits	25	2,1	32,164	15
Radier	25	2,1	32,164	15
Pile voile	25	2,1	32,164	15

$$F_{c28}=0,6+0,06f_{c28} \quad E_{28}=11000f_{c28}^{(1/3)} \quad \sigma_b=0,6f_{c28}$$

F<sub>c28</sub> : Désignes la résistance caractéristique à la compression du béton à 28jours

F<sub>t28</sub> : Désignes la résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours

E<sub>28</sub> : Désignes le module d'élasticité longitudinal instantanée du béton

σ<sub>b</sub> : Désignes la limites de la contrainte de compression du béton

Pour les parties enterrées soumises aux agressions chimiques, des dispositions doivent être prévues (ciments spéciaux, béton compacté, adjuvants spécifiques, ect ...)

Épaisseur d'enrobage : 3cm

#### Acier d'armature

Tableau V.2 : acier d'armateur

f <sub>e</sub>	E <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> (Mpa)	H
400	200000	348	1,6

f<sub>e</sub> : Désignes la limite d'élasticité des aciers utilisés

E<sub>s</sub> : Désigne le module d'élasticité longitudinal de l'acier

σ<sub>s</sub> : Désigne la limite de la contrainte de traction des armateurs

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,6 pour les armatures à haute adhérence.

#### Contrainte Réglementaire

ELU :

Contrainte normal

$$F_{bu}=(0,85 \times f_{c28})/1,5=14,16 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u=(0,07 \times f_{c28})/1,5=1,17 \text{ Mpa}$$

ELS :

$$\sigma_{blimit}=0,60 \times f_{c28}=15 \text{ Mpa}$$

**Actions et sollicitations :**

NB : L'étude a été menée par une trame (ou travée dans le sens longitudinal) de 19,60 m

**V.6.2 Descente charge :**

La partie couverte est scindée un tronçon de 19,60 ml est celui qui est étudié par la présente note de calcul

Poids propre de la structure = 2466.82 t

Poids des trottoirs à l'intérieur de la trémie = 26.53 t

Poids des trottoirs sur la trémie = 26.9 t

Remblais sur la trémie (y compris la chaussée) (h=50 cm) = 493.36 t

Poids de la chaussée à l'intérieur de la trémie = 729.3 t<sup>2</sup>

Surcharge en surface (A(l)) = 480.58 t

Surcharge à l'intérieur de la trémie (A(l)) = 487 t

Surcharge trottoir = 69.75t

$\Sigma= 4780,24 \text{ t}$

**Conclusion :**

Ce calcul ne reflète pas toute la réalité, car en fait la charge maximale (poids propre) de la trémie est prise en compte direct par le logiciel, donc cette charge représente **G**, qui va nous permettre de calculer les coefficients de majoration pour certaines surcharges.

**Charge permanentes**

- Poids propre de la structure : le poids volumique du béton armé 2,5t/m<sup>3</sup>
- Remblai sur travers : poids volumique  $\rho=2,12\text{t/m}^3$
- Hauteur variable de remblais  $h_{moy}=1,00\text{m}$
- Poussées des terres :  $K_a=0,36$
- Poids volumique des revêtements : poids volumique  $\rho=2,2\text{t/m}^3$

**Schéma des charges :**

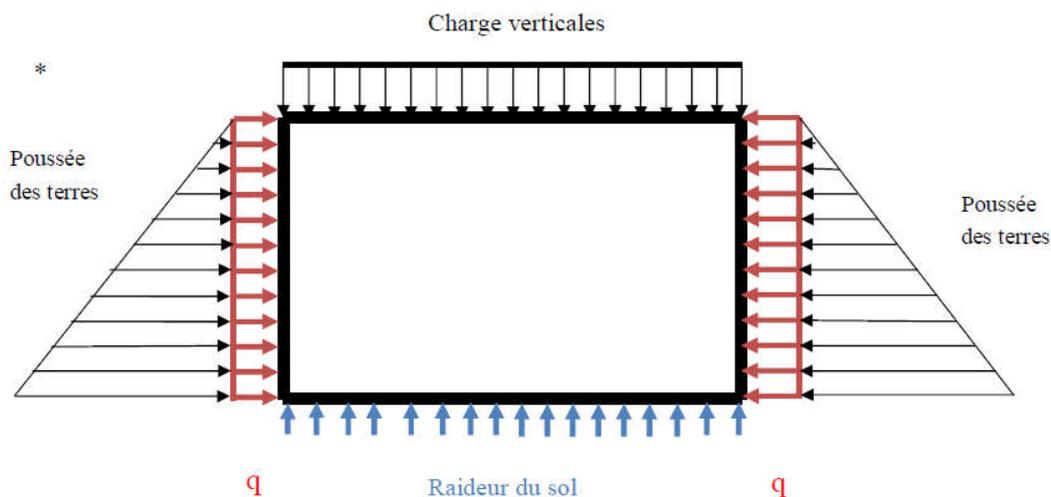


Figure V.4 : schéma des charges permanentes

**Charges d'exploitation :**

En surface

On appliquera les surcharges routières définies dans le règlement :

**Système de charge A (CPC61 titre II)**

$$A(l) = 0,23 + 36 / (L + 12) \text{ [t/m}^2\text{]}$$

La surcharge A(l) est donnée par la formule suivante:

$$Q = a_1 \times a_2 \times A(l) \quad \text{Avec } A(l) = 0,23 + 36 / (l + 12) \text{ [t/m}^2\text{]}$$

Tableau V.1 : tableau de coeff a<sub>1</sub>

Coefficient «a <sub>1</sub> »						
Nombre de voie chargées n=1c/ 3		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1	1	0,9	0,75	0,7
	2 <sup>ème</sup>	1	0,9	-	-	-
	3 <sup>ème</sup>	0,9	0,8	-	-	-

Ponts supportant des brettelles d'accès à chaussées dont  $l_r \geq 7 \text{ m}$  pont ( 1<sup>ère</sup> classe).

Cas des ponts ou fermes maîtresses, pour chaque travée ou arche d'un pont : largeur = portée de la travée ou arche considérée.

$$D'où l_r = (19,60/2) - (0,25) = 9,55 \text{ ml}$$

Les coefficients réducteurs

$$n_v = \left\lceil \frac{l_r}{3} \right\rceil = \left\lceil \frac{9,55}{3} \right\rceil = 3$$

a<sub>2</sub> = fonction de la classe du pont et de la largeur de la voie chargée.

Tableau V.2: tableau de coeff  $a_0$

Classe du pont	Valeur de « $v_0$ »
1ère classe	3.5
2ème classe	3.0
3ème classe	2.75

$$a_2 = v_0/V \quad \text{avec : } v_0 = 3,5 \text{ et } v = 3,5$$

$a_2 = 1$  avec  $v$  : largeur d'une voie chargée.

Pour une travée :  $l = 9,55 \text{ m}$

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{9,55 + 12} = 1,67 \text{ [t/m}^2] \mapsto Q = 1,67 \text{ [t/m}^2]$$

Pour deux travées chargées :  $l = 19,1 \text{ m}$

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{19,1 + 12} = 1,39 \text{ [t/m}^2] \rightarrow Q = 1,39 \text{ [t/m}^2]$$

### Système B : camions BC (CPC 61 titre II)

La charge de calcul du sous-système B est donnée par :

$$Q_{Bc} = \delta \times b \times Q$$

$b = b_c$  ou  $b_t$  selon le cas

$\delta$  = coefficient de majoration dynamique donné par l'expression

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times G}{S}} \quad (\text{expression du paragraphe 5.5})$$

Avec :  $L$  : Sup ( $L_r$  : portée de la travée),

$G$  : Poids total de la travée étudiée,

$S$  : Poids total le plus élevé des essieux du système B qu'il est possible de placer sur le tablier de cette travée.

### Positionnement transversal ( $B_c$ )

Tableau V.3 : les coefficients  $b_c$

Nombre de Files		1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1ère	1,20	1,00	0,95	0,8	0,7
	2ème	1,00	1,00	–	–	–
	3ème	1,00	0,8	–	–	–

On applique un coefficient de pondération  $b_c = 0,95$  car le pont est de première classe, le nombre de voies chargées = 3

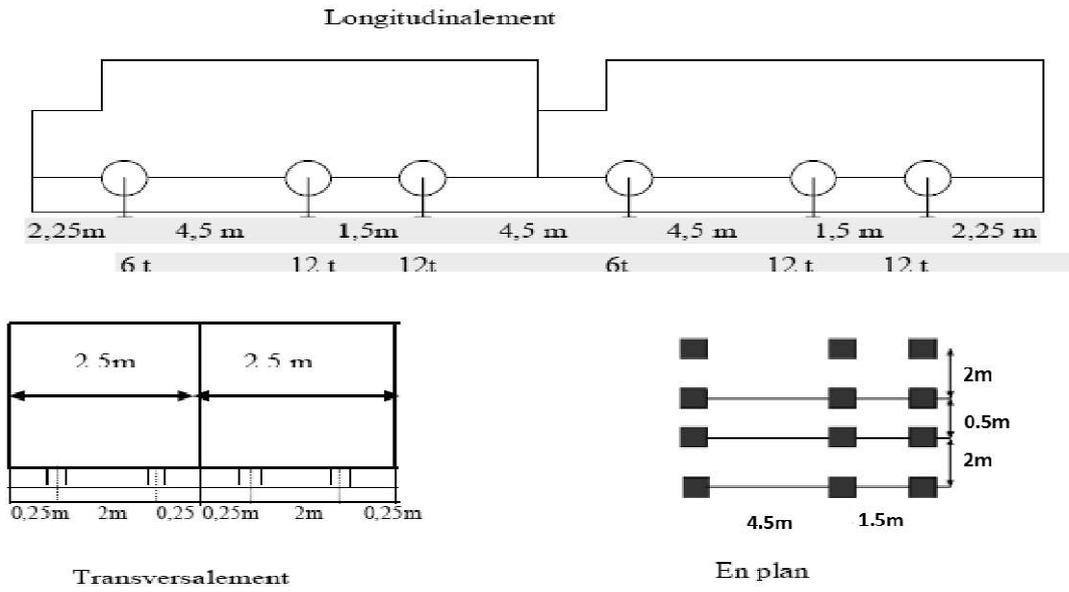


Figure V.5: système de charge Bc

$$L = 19.1\text{m} \quad \delta = 1,1$$

$$G = 4780,24 \text{ [tf]} \quad Q_{Bc} = 62,7 \text{ [tf]}$$

$$S = 2 \times 30 \times 0,95 = 57 \text{ [tf]}$$

$$Q = 60 \text{ [tf]}$$

**Force de freinage dû au système Bc**

Force de freinage dû au système Bc est pris égale à 30 [tf]

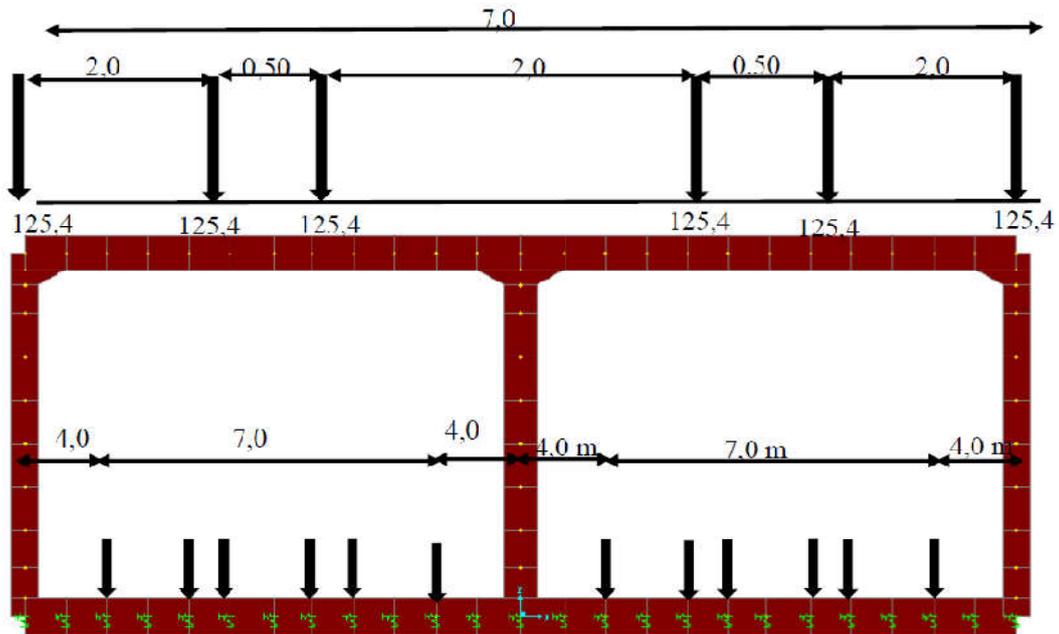


Figure V.6: surcharge Sous-système Bc :

**Surcharge Mc120 :**

**1.4. Surcharges militaires Mc120 :**

La masse de chaque chenille est de 55 tf sur un impact de 6.10 m x 1.00 m  
 $S=110 \text{ t}$   $G= 4780,24 \text{ [tf]}$   $\delta = 1,1$

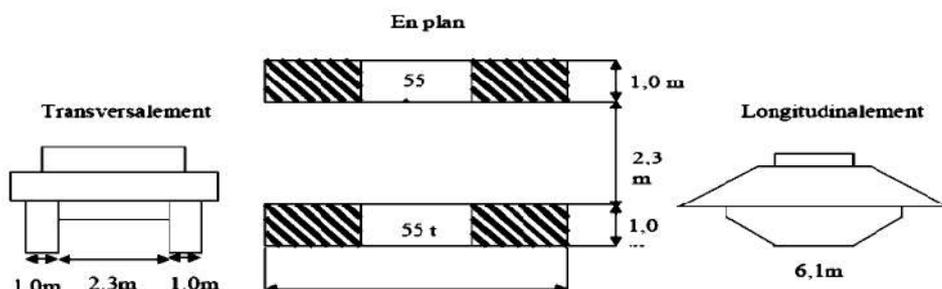


Figure V.7: surcharge Mc 120

$= 55 / (6.10 \times 1.00) = 9,01 \text{ tf/ml}$

Positionnement transversal (Mc120)

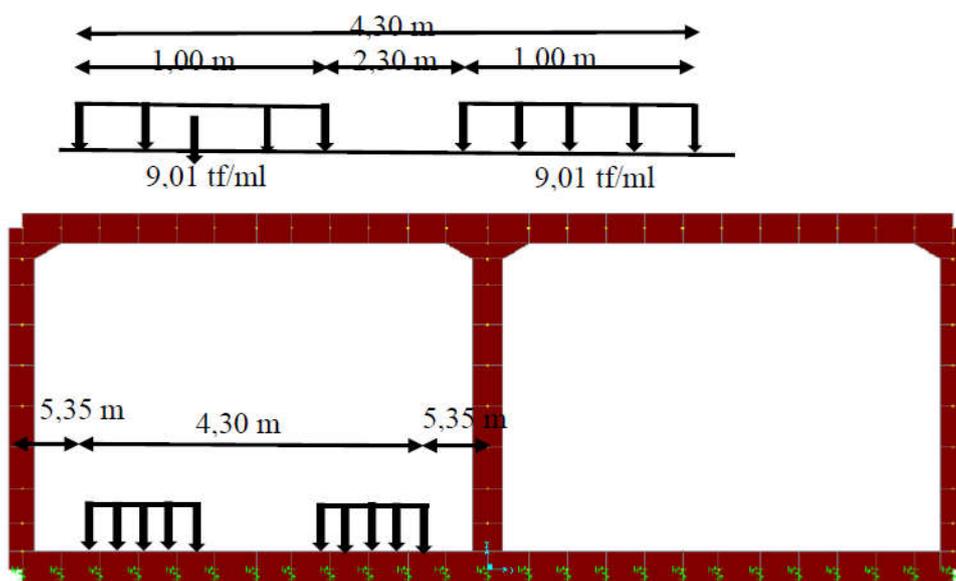


Figure V.8 : surcharge Sous-système Mc120

**Charge exceptionnelle (D240) :**

Masse total de 240 [tf] sur un impact de 18,60 m x 3,20 m

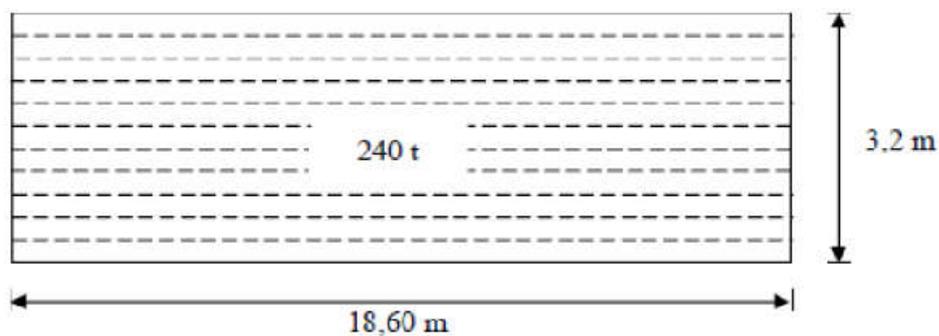


Figure V.9 : convoi exceptionnel D240

$q = 240 / (18.60 \times 3.20) = 4,03 \text{ tf/m}^2$   
 Positionnement transversal (D240)

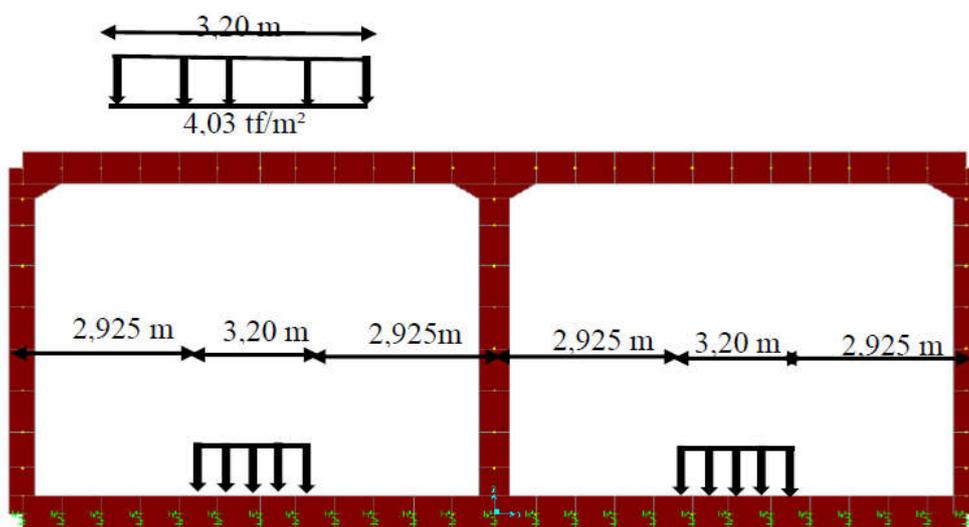


Figure V.10 : surcharge Sous-système D240

Tableau V .4 : Tableau pondération des charges

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A(L)	1,6	1,2
Système Bc	1,6	1,2
MC 120	1,35	1
M240	1,35	1

Tableau V.5 : Tableau combinaisons des charges

Action Prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
A L'E.L.U	$1,35G + 1,6(A(l)+ST)$	1
	$1,35G + 1,6(Bc + ST)$	2
	$1,35G + 1,35M_{C120}$	3
	$1,35G + 1,35D_{240}$	4
A L'E.L.S	$G + 1,2(A(l)+ST)$	5
	$G + 1,2(Bc + ST)$	6
	$G + 1,2M_{C120}$	7
	$G + D_{240}$	8

### Modélisation de l'ouvrage

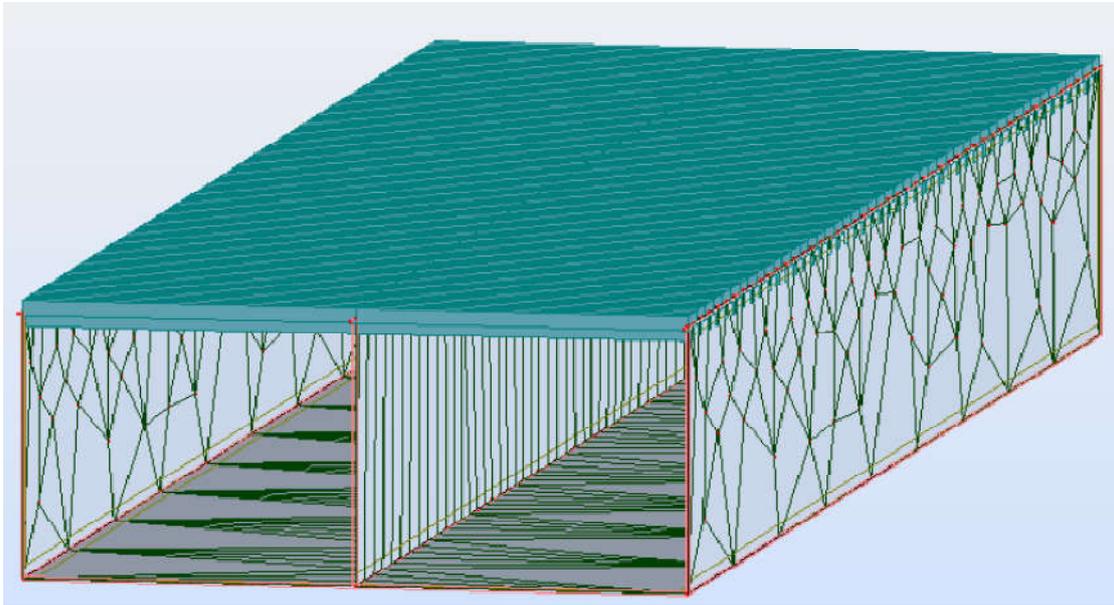


Figure V.11: Vue en (3D) de la structure

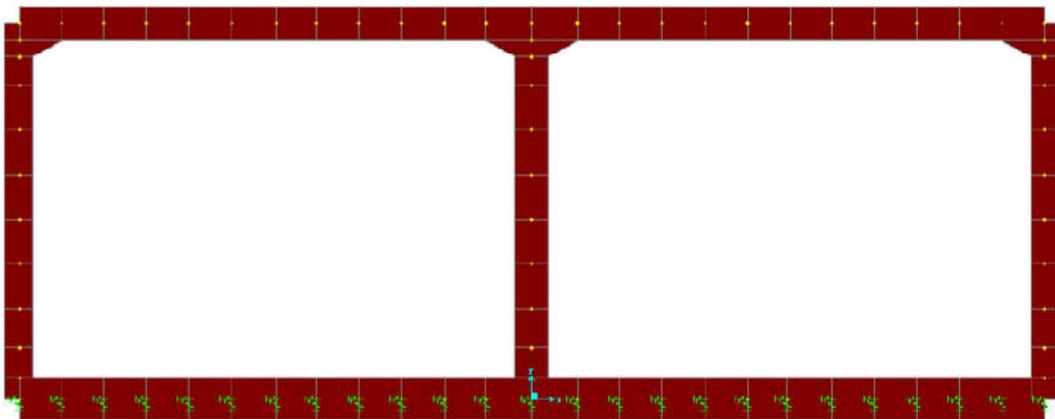


Figure V.12: Coupe transversale type de la trémie

### Ferrailage des sections :

Calcul de section en flexion simple

Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 25.00$  (MPa) Acier:  $f_e = 400.00$  (MPa)

Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

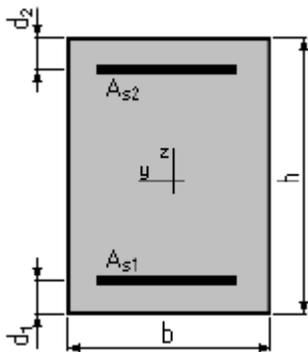
Prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Les calculs sont effectués pour 1 ml.

### Ferrailage de la dalle de 40 cm d'épaisseur :

: Section



$$b = 1.000 \text{ (m)}$$

$$h = 0.400 \text{ (m)}$$

$$d_1 = 0.050 \text{ (m)}$$

$$d_1 = 0.050 \text{ (m)}$$

Après le calcul des sollicitations on déduit :  $M_{\max} = 48.08 \text{ t.m}$

#### Ferrailage longitudinal :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{n \cdot ftj})\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ Mpa}$$

$$X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 266.66} \times 0.36$$

$$X = 0.16 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.36 - \frac{0.16}{3}$$

$$Z = 0.31 \text{ m}$$

$$\bar{M1} = \frac{1}{2} b \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0.31$$

$$\bar{M1} = 2.3 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0.4808 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M1}$  C'est à dire section son armature comprimé.

$$\bar{Z} = \min\left(Z \cdot d - \frac{h}{3}\right) = \min\left(0.31 ; 0.36 - \frac{0.4}{3}\right) \quad \bar{Z} = 0.22 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \sigma_{st}} = \frac{0.4808}{0.22 \times 266.66} \quad A_s = 81.95 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité  $A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.45 \quad A_{min} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$A_{ser} > A_{min}$  donc la condition de non fragilité est vérifiée

On a  $A_s = 81.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , On Opéra 18HA 32 avec une section égal à  $144.8 \text{ cm}^2$

On adopte un espacement  $St = 10 \text{ cm}$

Pour des raisons de sécurité nous avons adopté la même section d'acier pour les deux nappes supérieures et inférieures.

### Ferrailage transversal:

Le ferrailage principale est  $A_s = 81.95 \text{ cm}^2$ , le ferrailage transversal sera :

$$A_t / 3 = 27.31 \text{ cm}^2.$$

$A_t = 27.31 \text{ cm}^2$ , on optera pour des 14HA20, avec un espacement de  $St = 10 \text{ cm}$ .

14HA 20 =  $43.98 \text{ cm}^2$  pour un mètre linéaire

Pour des raisons de sécurité nous avons adopté la même section d'acier pour les deux nappes supérieures et inférieures

Croquis de ferrailage de la dalle

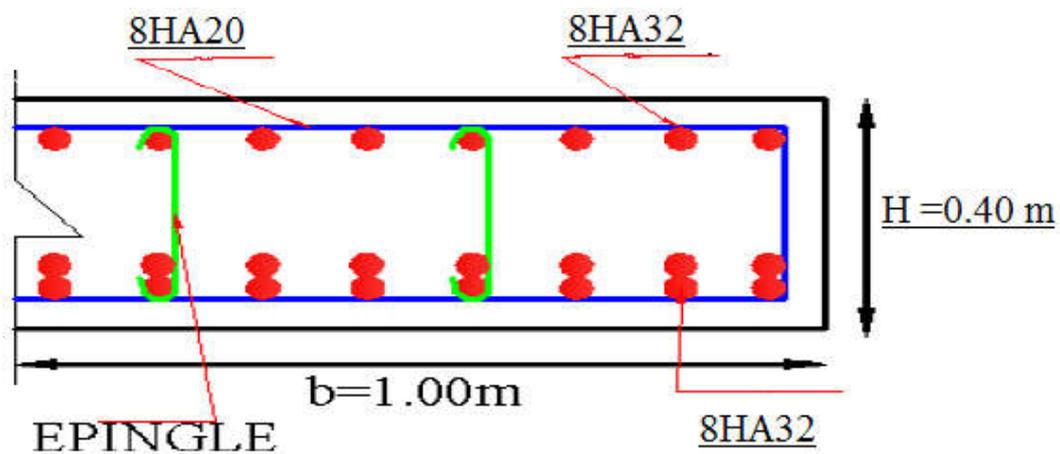
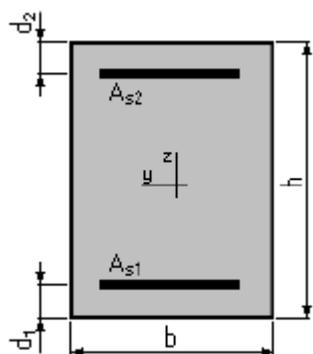


Figure V .12 : croqué de ferrailage

### Ferrailage du radier de 40 cm d'épaisseur :

Section:



$$b = 1.000 \text{ (m)}$$

$$h = 0.400 \text{ (m)}$$

$$d_1 = 0.050 \text{ (m)}$$

$$d_2 = 0.050 \text{ (m)}$$

$M_{ser}$	Z	d	$\overline{M1}$	$\overline{Z}$	As	$A_{min}$	At
24.02	0.53	0.36	3.99	0.39	22.74	4.34	7.58
section d'acier opté					25.13		9.05
choix d'armature					8HA20		8HA12

### Ferrailage de la paroi verticale :

Calcul de section en flexion composée

Hypothèses:

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

Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

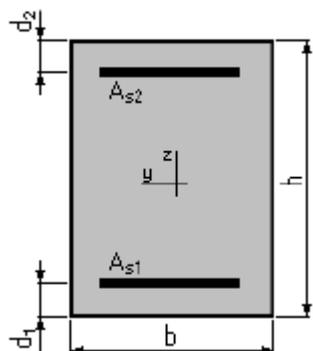
Prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Les calculs sont effectués pour 1 ml.

Ferrailage de la paroi vertical :

Section:



$$\begin{aligned} b &= 1.000 \text{ (m)} \\ h &= 0.350 \text{ (m)} \\ d_1 &= 0.050 \text{ (m)} \\ d_2 &= 0.050 \text{ (m)} \end{aligned}$$

Après le calcul des sollicitations on déduit :

$$M_u = 0.291 \text{ MN m} \quad N_u = 0.585 \text{ MN m}$$

$$M_{ser} = 0.195 \text{ MN m} \quad N_{ser} =$$

$$f_{bu} = \frac{0.5 f_{c28}}{\phi \gamma_b} = \frac{0.5 \times 25}{1 \times 1.5} \quad f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} A &= 0.337h - 0.81c' . bhf_{bu} \\ A &= (0.337 \times 0.35 - 0.81 \times 0.05) 1 \times 0.35 \times 14.17 \quad A = 0.38 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= N d - c' - M \\ B &= 0.585(0.315 - 0.05) - 0.291 \quad B = -0.135 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \\ M_1 &= 0.291 + 0.585 \left( 0.315 - \frac{0.35}{2} \right) \quad M_1 = 0.209 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

$A \geq B \Rightarrow$  Section partiellement comprimée (SPC)

$$\phi = 1$$

$$\gamma_b = 1.15$$

$$\mu = \frac{M_u}{b f_{bu} d^2} \quad \mu = \frac{0.291}{1 \times 14.17 \times 0.315^2} \quad \mu = 0.21$$

Calcul  $\mu_c$  :

$$\gamma = \frac{M \mu}{M_1} \quad \gamma = \frac{0.291}{0.209}$$

$$\gamma = 1.39 \text{ M Et } f_{c28} = 35 \text{ MPa } \mu_c = 0.378 \text{ (d'après le tableau de BAEL)}$$

$$\mu \leq \mu_c \Rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - \mu}}{0.8} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.147}}{0.8} \quad \alpha = 0.201$$

$$\begin{aligned} Z &= d(1 - 0.4\alpha) \\ Z &= 0.315(1 - 0.4 \times 0.201) \quad Z = 0.289 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\mu \leq 0.186$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \delta_s} = \frac{0.291}{0.289 \times 348} \quad A_s = 28.93 \text{ cm}^2$$

**Vérification des contraintes**

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n \cdot ftj}\right) \text{ avec } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\text{Donc } \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition de non fragilité  $A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \frac{ftj}{f_e} bd = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.31$$

$$A_{min} = 3.74 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section de 25.13 cm<sup>2</sup> s'agit de 8HA20 pour la partie intérieure et pour la partie extérieure on adopte une section de 6.28 cm<sup>2</sup>

Pour des raisons de sécurité on prend la même section d'acier pour les deux nappes du paroi C'est-à-dire 8HA20 pour les deux

### Ferraillage transversal:

Le ferraillage principale est  $A_s = 25.13 \text{ cm}^2$ , le ferraillage transversale sera :

$$A_s/3 = 8.37 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$A_t = 8.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , on optera pour des HA 16, avec un espacement de  $St = 10 \text{ cm}$ .

8HA12=9.05cm<sup>2</sup> pour un mètre linéaire

### Conclusion

Les calculs sont effectués à la flexion simple à l'état de service (ELS).

# Chapitre VI :

# ASSAINISEMENT

## VI.1 Introduction :

Le problème posé au niveau des trémies c'est bien comment faire pour avoir un réseau d'assainissement adéquat et assurer une bonne évacuation des eaux pluviale et de remonté capillaire ? A ce point la nous allons opter un ensemble des dispositifs à prévoir et à réaliser pour récolter et évacuer toutes les eaux superficielles et les eaux souterraines, c'est à dire :

L'assèchement de la surface de circulation par des pentes transversales et longitudinales, par des fossés, caniveaux, cunettes, etc... les drainages : ouvrages enterrés récoltant et évacuant les eaux souterraines (tranchées drainantes et canalisations drainantes). Les canalisations : ensemble des ouvrages destinés à l'écoulement des eaux superficielles (conduites, chambre, cheminées, sacs, ...)

## VI.2. Drainage des eaux souterraines :

### VI.2.1 Nécessité du drainage des eaux souterraines :

Les eaux souterraines comprennent d'une part, les eaux de la nappe phréatique et d'autre part, les eaux d'infiltrations. Leurs effets sont nocifs si ces eaux détrempe la plate-forme, ce qui peut entraîner une baisse considérable de la portance du sol.

Il faut donc veiller à éviter :

- La stagnation sur le fond de forme des eaux d'infiltration à travers la chaussée.
- La remontée des eaux de la nappe phréatique ou de sa frange capillaire jusqu'au niveau de la fondation.

### VI.2.2 Protection contre la nappe phréatique :

La construction d'une chaussée modifie la teneur en eau du sol sous-jacent, car le Revêtement diminue l'infiltration et l'évaporation. Si le niveau de la nappe phréatique est proche de la surface, la teneur en eau du sol tend vers un état d'équilibre dont dépend la portance finale.

Lorsque cette dernière est faible, on pourra :

- soit dimensionner la chaussée en conséquence.
- Soit augmenter les caractéristiques de portance du sol en abaissant le niveau de la nappe phréatique.

Le choix de l'une ou l'autre de ces trois solutions dépend :

- des possibilités de drainage du sol (coefficient de perméabilité).
- de l'importance des problèmes de gel.
- de leurs coûts respectifs.

Il n'est pas nécessaire, en général, d'assurer le drainage profond d'une grande surface car un bon nivellement et un réseau de drainage superficiel convenablement conçu suffisent à garantir un comportement acceptable des accotements.

Les regards sont constitués d'un puits vertical, muni d'un tampon en fonte ou en béton armé, dont le rôle est d'assurer pour le réseau des fonctions de raccordement des conduites, de ventilation et d'entretien entre autres et aussi à résister aux charges roulantes et aux poussées des terres.

Remplissages derrière les MS (voir figure ci-dessous)

- 1- Béton de remplissage dosé à 250 kg/m
- 2- Caniveau des eaux pluviales au droit des MS avec réservation
- 3- Membrane filtrante en géotextile enveloppant la couche drainante en graviers de 15/25
- 4- Couche drainante longitudinale aux MS en gravier 15/25 sur une hauteur constante de 80 cm au minimum
- 5- Remblai en sable provenant de la zone d'emprunt compacté hydraulique
- 6- Epaisseur de 45 cm réservée au corps de chaussée (à partir de l'arase des MS).

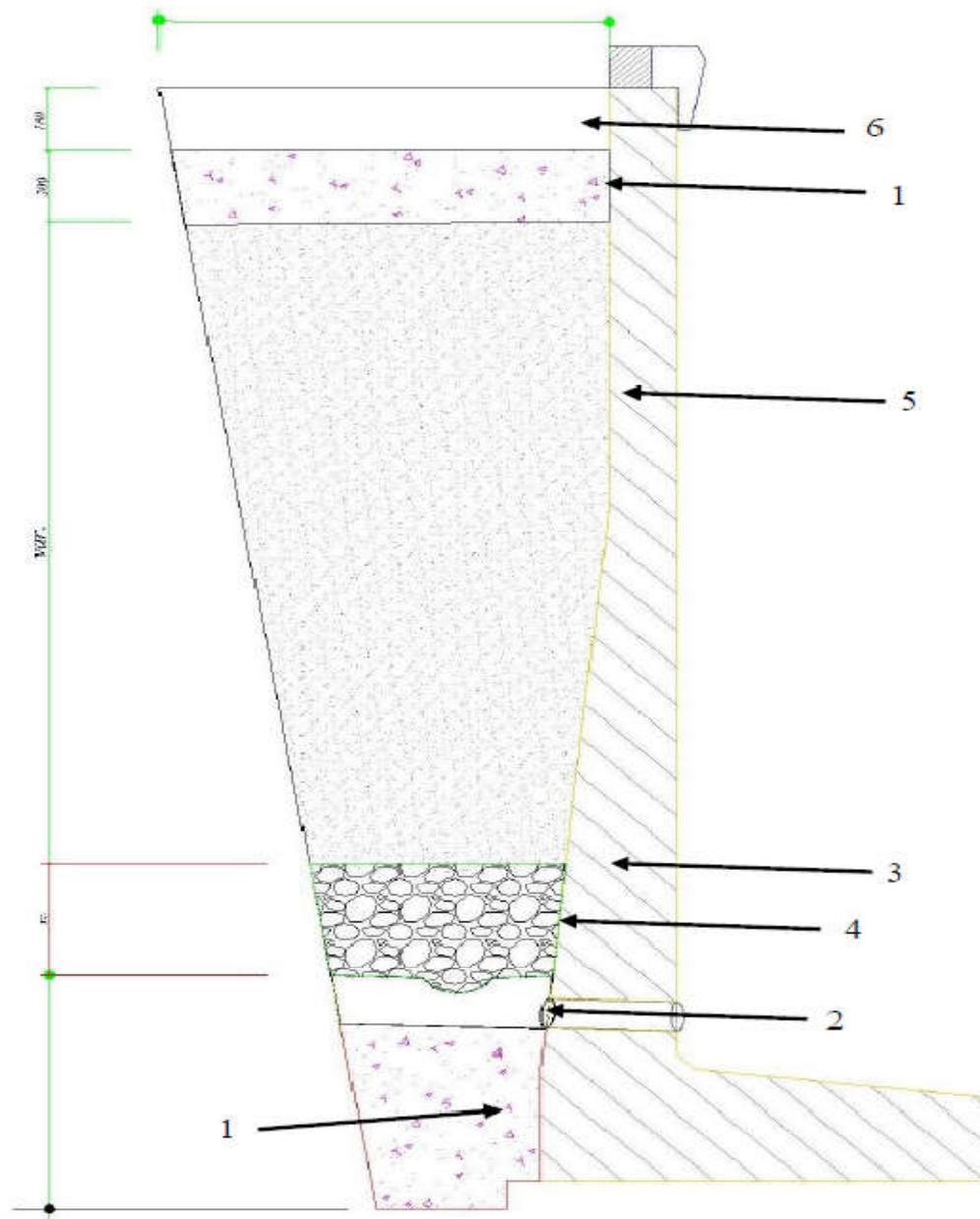


Figure VI.1 : Remplissage derrière les MS

### VI.3 Dimensionnement de la conduite principale de collecte des eaux pluviales à l'intérieur de la trémie

Dimensionnement de la conduite principal de collecte des eaux pluviales des parties ouvertes de la trémie de la RN 11 située à intersection avec le boulevard périphérique de Mostaganem

#### VI .3.1 Calcul hydraulique

Calcul du débit dû aux eaux pluviales lors des précipitations exceptionnelles et dimensionnement des conduites réceptrices à l'intérieur de la trémie.

### **VI.3.2 Calcul du débit lors d'une précipitation exceptionnelle.**

**Q=C.I.A avec**

Q : débit exprimé en l/s

C= coefficient d'écoulement =0,90

I= Intensité de la précipitation pris égal à 180l/seconde /ha

A=Surface du bassin versant en ha

### **VI.3.3 Dimensionnement de la conduite principale à l'exutoire (raccordement au réseau existant) sur boulevard FNPOS :**

Récupération (voir plan) des eaux de surface :  $325 \times 17.60 = 0.58$ hectares arrondi 0.60ha.

Eaux provenant du boulevard FNPOS :  $= 20 \times 125 = 2500 \text{m}^2 = 0.25$ ha

Soit un total de :  $0.60 + 0.25 = 0.85$ ha

Soit un débit total exceptionnel de

Soit  $Q = 0.9 \times 180 \times 0.85 = 138$ l/s

#### Dimensionnement de la conduite réceptive

$Q = V.S$  soit  $S = Q/V$  Avec  $V =$  vitesse d'écoulement de l'eau = 4m/s

$S =$  surface mouillée inconnue D'où  $S = 0.138 / 4 = 0.0345 \text{m}^2$

Pourcentage de la surface mouillée de la conduite occupé par les eaux

**Pour la buse phi 1000mm :**

**Le %de la surface mouillée de la conduite (y compris tirant d'air )  
devient :**

**$0.0345 / (0.785 \times 0.8) = 5.50\%$**

**VI.3.4 dimensionnement type d'un caniveau logeant les murs de la  
trémie :**

**Surface du bassin versant des eaux récoltées par un caniveau :**

(On supposera que le réseau fonctionne à 50%) ce qui se traduit à multiplier par 2 la surface du bassin versant

1. Surface du bassin  $((8+0.80) \times 190) = 1672\text{m}^2$  arrondi à  $2000\text{m}^2 = 0.2\text{ha}$   
Soit un débit de :  $0.2 \times 0.9 \times 180 = 32.40 \text{ l/s} \approx 33 \text{ l/s}$
2. Surface mouillée du caniveau :  $0.033/4 = 0.00825\text{m}^2$   
Alors que la surface mouillée effective du caniveau de  $0.60 \times 0.50 = 0.30\text{m}^2$   
Surface mouillée relative :  $0.30\text{m}^2 / ((4 \times 0.8) \times 100) = 10\%$   
En tenant compte une conduite  $\phi = 600\text{mm}$  est largement suffisante pour collecter les eaux pluviales de la trémie.

#### **VI.4 Conclusion :**

Vue la profondeur relativement importante de la conduite en béton armé en  $\psi$  (phi) 800mm est préférée.

En effet, en choisissant une conduite d'un tel diamètre, celle –ci n'a pas besoin d'être renforcée par un quelque enrobage en béton quelle que soit sa nature.

En outre, une buse d'un tel diamètre n'exige quasiment aucun entretien, pour peu que les regards soient curés au moins une fois par an

## Conclusion générale

Le travail que nous avons effectué sous le thème « **conception et étude d'une trémie a la sortie est de la ville de Mostaganem** », nous a permis d'appliquer et d'approfondir nos connaissances acquises au cours du cursus universitaire de notre formation d'ingénieur.

Nous avons traité dans ce projet de fin d'étude les principales démarches de l'étude, nous avons commencé par la conception routière adéquate, une fois ce travail achevé, nous étions dans l'obligation de faire un passage inférieur afin d'avoir une meilleure gestion a la partie supérieure.

Dans notre parcours, on a essayé de respecter au maximum toutes les contraintes existantes déjà sur le site tout en exploitant les normes concernant les calculs et la conception afin d'assurer le confort et la sécurité des usagés.

Encore une fois, ce modeste travail nous a donné l'opportunité a mieux maîtriser l'outil informatique en l'occurrence les logiciels "AUTO CAD", "SAP 2000", vue leur traitement rapide et la précision des résultats.

De toute façon, cette thèse nous a immergée dans le milieu professionnelle dans lequel nous serons appelés à édifier notre pays et de contribuer à son développement.

Enfin nous espérons que cette étude verra le jour et sera d'une part un monument pour la ville et sera notre fierté d'autre part, en effet c'est un privilège pour nous et l'ensemble des travaux publics d'avoir participé à l'aménagement urbain en particulier et au développement des réseaux routiers de façon générale

## Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques .....	1
Tableau II.1: Les valeurs de sondage.....	21
Tableau II.2 Les valeurs de sondage.....	23
Tableau III.1 : Les caractéristiques du béton.....	31
Tableau III .2: Les caractéristiques de l'acier.....	32
Tableau IV.1: récapitulatif des dimensions de MS1 .....	34
Tableau IV.2: récapitulatif des dimensions de MS2 .....	34
Tableau IV.3: récapitulatif des dimensions de MS3 .....	34
Tableau V.1 : tableau de coeff $a_1$ .....	53
Tableau V.2: tableau de coeff $a_0$ .....	54
Tableau V.3 : les coefficients bc .....	54
Tableau V .4 : Tableau pondération des charges.....	56
Tableau V.5 : Tableau combinaisons des charges.....	57

## LISTE DES FIGURES

Figure I : Une Trémie.....	1
Figure. I.2 Types N°01 d'une trémie .....	10
Figure. I.3. Types N°02 d'une trémie.....	10
Figure. I.4. Types N°03 d'une trémie.....	11
Figure.I.5. Types N°04 d'une trémie.....	11
Figure I.6: Wilaya de MOSTAGANEM [Google] .....	12
Figure I.7:vue satellitaire du site de projet [Google earth] .....	13
Figure I.8 : Plan d'ensemble [Covadis-Autocad 2008] .....	14
Figure I.9 : Cadre de la tranchée couverte [Autocad] .....	15
Figure II.1: Wilaya de MOSTAGANEM [Google].....	17
Figure II.2 : Implantation des sondages in-situ [Covadis-Autocad 2008].....	19
Figure III.1: Diagramme rectangulaire de déformation du béton .....	30
Figure IV :1 Mur de soutènement d'une trémie.....	32
Figure IV.2: Mur de soutènement [Autocad 2018] .....	33
Figure IV.3: coupe transversale de la structure ouverte .....	35
Figure V.1 : croqué de ferrailage.....	41
Figure V.2 : <b>H=3.63 m</b> Exemple de ferrailage .....	43
Figure V.3 : Exemple de ferrailage du mur type « 02 » ( <b>H=5.24 m</b> ) .....	47
Figure V.4 : schéma des charges permanentes.....	53
Figure V.5 : Système de charge Bc .....	55
Figure V.6: surcharge Sous-système Bc : .....	55
Figure V.7 : surcharge Mc120 .....	56
Figure V.8 : surcharge Sous-système Mc120 .....	56
Figure V.9 : Convoi exceptionnel D240 .....	57
Figure V.10 : surcharge Sous-système D240 .....	57
Figure V.11 : Vue en (3D) de la structure .....	59
Figure V.12 : Coupe transversale type de la trémie .....	59
FigureV .13 : croqué de ferrailage.....	61
Figure VI.12: Remplissage derrière les MS .....	66