



- PFE
- SI
- SIP

## Rapport de Stage

### Sujet:

**Dimensionnement des voiries et des réseaux divers du terminal TCE et étude d'impact environnemental du projet**

### résumé :

En suivant une nouvelle stratégie d'automatisation et d'optimisation du stockage des conteneurs, Marsa-Maroc envisage d'adopter un nouveau système de manipulation des conteneurs le RTG. La structure existante du terminal TCE n'est pas suffisante pour résister aux charges appliquées par ce système. C'est dans ce cadre que Marsa-Maroc nous a confiées le redimensionnement des chaussées, des canalisations d'assainissement ainsi que le réseau d'eau potable. Nous avons également identifié et évalué les différents impacts qu'aura le projet sur l'environnement.

#### Réalisé par :

BARJ Oaima **3IEE**  
EL BAIDA Mbarka **3IEE**

#### Encadré par :

Mr. Aziz MORTAKI – MARSAMAROC  
Pr. Lmahfoud ASMLAL — EHTP

#### Membres du jury :

Mr NABBAR (Dir BET2C ingénierie)  
Pr ASMLAL (EHTP)  
Mr MORTAKI (Marsa-Maroc)  
Mr BENZAKOUR (Prof Faculté d'EL JADIDA)  
Mr LHASSIAT (EHTP)

**Année universitaire : 2016- 2017**



Marsa Maroc

175, bd Mohamed Zerktouni -  
20100 Casablanca

## Dédicaces

A mes chers parents : Mohamed et Dalale

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soient-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Vous avez su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Vos conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Votre patience sans fin, votre compréhension et votre encouragement sont pour moi le soutien indispensable que vous avez toujours su m'apporter. Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester votre fierté et ne jamais vous décevoir. Que Dieu, le tout puissant, vous préserve, vous accorde santé, bonheur, quiétude de l'esprit et vous protège de tout mal.

À mon frère et ma sœur

Merci d'être toujours à mes côtés, par votre présence, par votre amour dévoué et votre tendresse, pour donner du goût et du sens à ma vie. En témoignage de mon amour et de ma grande affection, je vous prie de trouver dans ce travail l'expression de mon estime et mon sincère attachement. Je prie Dieu, le tout puissant, pour qu'il vous donne bonheur et prospérité.

À ma chère grand-mère

Que ce modeste travail, soit l'expression des vœux que tu n'as cessé de formuler dans tes prières. Que Dieu te préserve santé et longue vie.

**Omaïma**

## إهداء

الى امي الغالية، قدوتي ومربي  
الى ابي، الذي علمني معنى الكفاح  
الى اخواتي الصغيرات، انتن لؤلؤ في قلبي  
الى اخي العزيز احمد  
الى اجبابي و افراد عائلتي  
الى اصدقائي و صديقاتي الذين احبوا صراحتي  
اشكركم من قلبي و اهديكم اول ثمار سنين كفاحي

**Mbarka**

## Remerciements

Nous remercions en premier lieu Monsieur Aziz MORTAKI, chef du Service Eau à MARSAMAROC, de nous avoir ouvert les portes en nous proposant un sujet de projet de fin d'étude intéressant traitant plusieurs volets. Nous lui témoignons de notre gratitude pour nous avoir accordé de longues heures et nous transmettre la passion du métier à travers ses conseils et le partage spontané de sa longue expérience.

Nous tenons également à remercier Monsieur Lmahfoud ASMLAL notre tuteur de l'Ecole Hassania des Travaux Publics pour son encadrement, les réponses apportées à nos questions et son suivi tout au long de notre parcours. Nous lui en exprimons aujourd'hui toute notre gratitude.

Nous poursuivons en remerciant toutes les personnes de MARSAMAROC qui ont croisé notre chemin et que nous avons eu plaisir à côtoyer. Ils nous ont si bien accueilli en leur sein et ont su, chacun à sa façon, apporter une touche agréable à nos journées. Nous les remercions également pour leur écoute et leurs conseils fondés sur leurs propres expériences.

A ces remerciements nous souhaitons associer tout le corps professoral et administratif de l'Ecole Hassania des Travaux Publics, tous nos collègues qui n'ont pas hésité à nous aider pendant la réalisation de notre projet.

Nous terminons en remerciant tout particulièrement les membres du jury qui ont honoré par leur présence, pour venir juger ce travail.

## Résumé

En vue d'augmenter la capacité de stockage du terminal TCE MARSAMAROC a envisagé l'emploi de l'engin RTG (Rubber tired gantry cranes) qui permet de manipuler d'une manière efficace les conteneurs grâce à un système intelligent intégré faisant de lui la technologie la plus productive et la plus sécuritaire dans le monde.

La contrainte que l'usage de cette technologie pose c'est son poids lourd qui pourrait aller jusqu'à 138 tonnes. La capacité portante des chaussées existantes constituées principalement de grave bitume et de grave non traitée s'est avérée insuffisante vis à vis des charges appliquées.

Les réseaux d'eau potable et d'assainissement seront également sollicités. De surcroît leur installation date de 1995. D'où la nécessité de mettre en place des réseaux neufs adaptés à la nouvelle structure de la chaussée.

MARSAMAROC nous a confiées le redimensionnement de la chaussée, du réseau d'eau potable, des canalisations d'assainissement ainsi qu'une étude d'impact environnementale du projet.

En ce qui concerne les chaussées, nous distinguons trois zones: une zone de circulation du trafic, une zone de stockage des conteneurs pleins et une zone de stockage des conteneurs vides. Pour ce faire nous avons proposé les structures suivantes:

- Chaussée à structure souple servant à la circulation des véhicules légers et aux poids lourds.
- Chaussée à structure rigide destinée à la circulation des engins RTG et au stockage des conteneurs pleins.
- Pour la zone des conteneurs vides, la structure existante est correcte. Toutefois elle contient des anomalies. Nous préconisons alors des renforcements de la couche de roulement.

En ce qui concerne le réseau d'assainissement, étant donné que les débits des eaux usées des bâtiments sont faibles nous avons choisi comme une solution de les évacuer dans des fosses septiques. Quant aux eaux pluviales, elles seront acheminées et rejetées en mer.

En se basant sur le plan d'exploitation du futur terminal, nous avons pu déterminer les besoins en eau de la zone d'étude, ce qui nous a permis le dimensionnement du réseau d'eau potable ; ensuite le bon fonctionnement de ce réseau a été validé par un logiciel de simulation des écoulements en charge.

Enfin, Nous avons effectué une étude d'impact environnementale qui s'est avérée incontournable pour l'identification et l'évaluation des impacts qu'aura le projet sur l'environnement et la prise des mesures nécessaires d'atténuation et de compensation.

## Sommaire

### Chapitre 1 : contexte général

1. Présentation du port de casablanca	16
2. Présentation de marsa maroc	17
2.1. Réforme portuaire	17
2.2. fiche signalétique	19
2.3. organisation	19
2.4. missions et services	20
2.5. Directions de l'exploitation au port de casablanca	21

### Chapitre 2 : conception et dimensionnement des chaussées

1. Généralités sur les chaussées	
1.1. Définition des chaussées	24
1.2. Les couches constituant la chaussée	25
1.3. Les dégradations courantes dans les chaussées	26
1.3.1. Couche de roulement	26
1.3.2. Couches d'assise traitées	26
1.3.3. Couche d'assise non liées et support de chaussée	26
1.4. Types de chaussées	26
1.4.1. Les chaussées souples	26
1.4.2. les chaussées bitumineuses épaisses	27
1.4.3. les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques	27
1.4.4. les chaussées à structure mixte	27
1.4.5. Les chaussées à structure inverse	28
1.4.6. les chaussées en béton de ciment	28
1.5. Les modèles des chaussées	30
1.5.1. Modèle de boussinesq	31
1.5.2. Les modèles bicouche	32
1.5.2.1. Le modèle de westergaard	32
1.5.2.2. Modèle de hogg	33
1.5.3. Modèle multicouche de burmister	34
1.5.4. Modèles aux éléments finis	37
2. Dimensionnement des chaussées	
2.1. Les méthodes de dimensionnement des chaussées	37
2.1.1. Les méthodes expérimentales	38
2.1.2. Les méthodes empiriques	38
2.2. La méthode française de dimensionnement des chaussées	38
2.2.1. Définition	38
2.2.2. Données requises	39
a. Le trafic	

b.	Les environnements climatique et géotechnique	41
c.	Les paramètres descriptifs des matériaux	44
1-	les graves non traitées	44
2-	les graves traitées aux liants hydrauliques et bétons compactés	44
3-	les matériaux traités aux liants hydrocarbonés	45
4-	les bétons de ciment	45
2.3.	Etapes de dimensionnement des chaussées par la méthode française	46
2.4.	Logiciel de vérification mécanique des chaussées	47
2.4.1.	Présentation du logiciel	47
2.4.2.	Le modèle de calcul mécanique	47
2.4.3.	Démarche de modélisation	48
a.	Calcul des valeurs admissibles	48
b.	Définition de la structure	49
c.	Définition de la charge de référence	50
d.	Lancement du calcul	52
3.	Dimensionnement des structures de la chaussée du terminal TCE	
3.1.	Prédimensionnement du TCE et choix des variantes de voiries	52
3.2.	Dimensionnement des voiries du TCE	53
3.2.1.	Zone de circulation du RTG et stockage des conteneurs pleins	53
3.2.1.1.	Définition des chaussées rigides	53
3.2.1.2.	Elaboration des données de base de dimensionnement	53
3.2.1.3.	Configuration du corps de la chaussée	53
3.2.1.4.	Calcul des contraintes admissibles	56
3.2.1.5.	Détermination des épaisseurs de la chaussée par alizé	59
3.2.1.6.	Vérification des dalles vis-à-vis des charges statique	62
a.	Vérfications des contraintes	62
b.	Vérfications du poinçonnement	65
c.	Vérfications du tassement	65
3.2.1.7.	Résultats finaux	67
3.2.2.	Les joints des chaussées rigides	68
3.2.2.1.	Types de joints	68
a.	Les joints de construction	68
b.	Les joints de dilatation	68
c.	Les joints de retrait – flexion	69
3.2.2.2.	Sollicitations subies par les joints	69
3.2.2.3.	Procédure de dimensionnement des joints	69
3.2.2.3.1.	Largeur minimale de la réserve de la dilatation thermique	69
3.2.2.3.2.	Largeur de la réserve vis-à-vis du retrait de béton	70
3.2.2.3.3.	Détermination de la profondeur de la réserve	70
a.	Joints de retrait/flexion	70
b.	Joints de retrait / flexion goujonnés	70
c.	Joints de construction	70
d.	Joints de dilatation	70
3.2.2.3.4.	Calcul de dimensionnement	72
3.2.3.	Les chaussées souples	73
3.2.3.1.	Matériaux utilisés dans les chaussées souples	73

3.2.3.1.1.	Composants minéraux	73
3.2.3.1.2.	Liants hydrocarbonés	74
3.2.3.2.	Les différentes couches de chaussées souples	75
3.2.3.3.	Elaboration des données de base de dimensionnement	75
3.2.3.4.	Configuration du corps de la chaussée	76
3.2.3.5.	Calcul des déformations admissibles	77
3.2.3.5.1.	Couches d'assise	77
3.2.3.5.2.	La couche de forme et le sol support	78
3.2.3.6.	Détermination des épaisseurs des couches par alizé	78
3.2.4.	Zone de stockage des conteneurs vides	80
3.2.5.	Comparaison des variantes de chaussées et choix finales des structures	80
3.2.5.1.	Chaussées rigides	80
3.2.5.2.	Chaussées souples	82
4.	Evaluation économique de la partie voiries et zone de stockage	83

## Chapitre 3 dimensionnement du réseau d'assainissement

1.	Crteres de concèption et de dimensionnement des ouvrages	
1.1.	Choix du système de collecte des eaux	85
1.1.1.	Rappel des types de système d'assainissement	85
1.1.2.	Contraintes du projet et choix final du système d'assainissement	86
1.2.	Conception et dimensionnement du réseau d'eaux pluviales	86
1.2.1.	Découpage en bassins versants	86
1.2.2.	Calcul des débits	87
a.	Méthode rationnelle	87
b.	Méthode de Caquot	87
1.2.3.	Domaine de validité du modèle de Caquot	88
1.2.4.	Détermination des coefficients numériques	88
1.2.5.	Les coefficients de ruissellement des bassins	89
1.2.6.	Assemblages des bassins versants	89
1.2.7.	Dimensionnement du réseau d'eaux pluviales	90
a.	Méthode de Chezy	90
b.	Méthode de Manning Strickler	91
1.2.8.	Contraintes des eaux pluviales	92
1.2.9.	Vérification de l'autocurage	93
2.	Conception et dimensionnement du réseau d'eaux pluviales du terminal TCE par le logiciel Covadis	
2.1.	Etablissement des données de base	93
2.1.1.	Choix de la période de retour	93
2.1.2.	Calcul des paramètres de la formule de Caquot	93
2.1.3.	Découpage en bassins versants	94
2.1.4.	Coefficient de ruissellement	94
2.2.	L'exploitation du logiciel Covadis	95
2.2.1.	Présentation du logiciel	95
2.2.2.	Methodologie	95
2.3.	Dimensionnement du réseau d'assainissement et résolution des problèmes posés	95

2.4. Vérification mécanique des conduites	96
2.4.1. Choix du matériau des conduites	96
2.4.2. Vérification mécanique et choix de la classe des conduites	97
2.4.2.1. Présentation du logiciel Oduc+-Cerib	98
2.4.2.2. Description du fonctionnement du logiciel Oduc+	99
2.4.3. Classe des regards à grille	107
3. dimensionnement des caniveaux	108
3.1. principe de dimensionnement	108
3.2. dimensionnement des caniveaux	108
4. Calcul des cubatures	110
4.1. Cubatures du terrain profil	110
4.2. Cubature : assainissement	111
5. Dimensionnement des fosses septiques	111
5.1. Principe de fonctionnement	111
5.2. Dimensionnement de la fosse septique	112
5.3. Dimensionnement de la fosse considérée comme bassin de décantation	112
5.3.1. Etablissement des données de base	114
5.3.2. Dimensions finales des fosses septiques	115
6. Evaluation économique	116
6.1. Cout des canalisations : antennes et collecteur principal	116
6.2. Cout des travaux des terrassements	116
6.3. Cout des caniveaux	117
6.4. Cout des fosses septiques	117
6.5. Cout global	117

## Chapitre 4 : réseau d'eau potable

1. Conception et dimensionnement du réseau AEP du terminal TCE	
1.1. Conception du réseau AEP du terminal TCE	119
1.2. Estimation des besoins en eau potable	119
a. Les besoins du système de lutte contre les incendies	119
b. Les besoins de ravitaillement des navires en eau potable	120
c. Les besoins des locaux administratifs	121
1.3. Choix du matériau des conduites	121
1.4. Prédimensionnement des conduites	123
1.5. Simulation avec le logiciel Epanet	123
2. Vérification mécanique des conduites d'eau potable	
2.1. Dimensions de la tranchée	131
2.2. Type de pose	131
2.3. Mode d'exécution des travaux	131
2.4. Classification de matériau d'enrobage et du sol support	132
2.5. Paramétrage de la chaussée	132
2.6. Paramétrage de la charge appliquée : engin RTGZ – KALMAR	133
2.7. Les résultats de la vérification mécanique	134

3. Evaluation du cout du réseau AEP du terminal TCE	135
---	-----

**Chapitre 5 : étude d'impact environnemental**

1. Périmètre d'étude	140
1.1. Périmètre d'étude relatif à l'air	140
1.2. Périmètre de l'étude relatif à l'eau	140
1.3. Périmètre de l'étude relatif à la faune et la flore	140
1.4. Périmètre de l'étude relatif au sol	141
1.5. Périmètre de l'étude relatif à la population	141
2. Identification et évaluation des impacts, mesures d'atténuation et de compensation	141
2.1. Méthodologie	141
a. Sensibilité	142
b. L'étendue	143
c. Intensité	143
d. Durée	143
e. Importance relative de l'impact	143
2.2. Enjeux liés au projet	144
a. Enjeux en phase travaux	144
b. Enjeux en phase exploitation	144
2.3. Impacts positifs du projet	145
2.4. Impacts négatifs du projet	146
2.4.1. Impacts liés aux travaux de réalisation du projet	146
a. Impact des nuisances sonores	146
b. Impact sur la circulation routière	147
c. Impact sur les sols	147
d. Impact sur les eaux de mer	147
2.4.2. Impacts liés à l'exploitation du projet	148
a. Impact sur la qualité de l'air	148
b. Impact sur le sol	148
c. Impact sur les eaux de mer	149
d. Impact sur la circulation routière	149
e. Impacts liés aux déchets du terminal tce	150
f. Impacts liés au stockage et au transport des matières dangereuses	150
2.5. Mesures d'atténuation des impacts du projet	151
2.5.1. Mesures d'atténuation des nuisances de la phase chantier	151
2.5.2. Mesures d'atténuation dans la phase d'exploitation	152
Conclusion	157
Bibliographie	158

## Figures

Figure 1 : Port de Casablanca	17
Figure 2 : Principales missions de l'ANP et de la SODEP	18
Figure 3 : Organigramme de Marsa Maroc	20
Figure 4 : Organigramme de la Direction D'exploitation Marsa Maroc au port de Casablanca	22
Figure 5 : Constitution d'une structure de chaussée type [Réf.1]	24
Figure 6 : Chaussée souple [LCPC 1994]	27
Figure 7 : Chaussées bitumineuse épaisse [LCPC 1994]	27
Figure 8 : Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques [LCPC, 1994]	27
Figure 9 : Chaussées à structure mixte [LCPC, 1994]	28
Figure 10 : Chaussées à structure inverse [LCPC, 1994]	28
Figure 11 : Dalles non goujonnées avec fondation [LCPC, 1994]	28
Figure 12 : Dalles goujonnées avec fondation	29
Figure 13 : Dalles sans fondation [LCPC, 1994]	29
Figure 14 : Béton armé continu 1 [LCPC, 1994]	29
Figure 15 : Béton armé continu 2 [LCPC, 1994]	29
Figure 16 : Béton de ciment mince collé (BCMC)	29
Figure 17 : Béton armé continu sur Grave bitume (BAC/GB)	29
Figure 18 : Contrainte sous une charge axisymétrique (Huang, 1993)	31
Figure 19 : Schéma du modèle de Westergaard [Réf.2]	33
Figure 20 : Schéma du modèle de Hogg [Réf.2]	34
Figure 21 : Modèle de Burmister pour un système multicouche élastique (Yoder et Witczak, 1975) [Réf.2]	35
Figure 22 : les portances de la couche de forme et du sol support [Réf.3]	42

Figure 23 : Moteur de calcul, Logiciel Alizé - LCPC [Réf.4]	48
Figure 24 : Calcul des valeurs admissibles	49
Figure 25 : Définition de la structure	50
Figure 26 : Interfaces entre couches de structures	50
Figure 27: Définition de la charge de référence	51
Figure 28: définition du chargement spécial	51
Figure 29 : Résultats de calcul	52
Figure 30 : Engin de Manutention de type RTG-KALMAR	54
Figure 31: valeurs des risques de calcul [Réf.5]	60
Figure 32 : Chargement spécial	60
Figure 33 : le module de Westergaard en fonction de l'indice CBR [Réf.7]	64
Figure 34 : Schéma d'un joint de retrait / flexion [Réf .10]	70
Figure 35: Schéma d'un joint de construction (transversal ou longitudinal) [Réf .10]	71
Figure 36 : Schéma d'un joint de dilatation [Réf .10]	71
Figure 37 : Variation de la température maximale et minimale calculées sur une période de 30 ans [Source : DMN]	72
Figure 38 : Comportements des couches d'une chaussée souple	77
Figure 39 : la charge de référence	78
Figure 40 : les valeurs du coefficient de ruissellement	89
Figure 41 : valeurs de K en fonction du matériau	92
Figure 42 : Etats limites ultimes à vérifier selon le comportement de la conduite	98
Figure 43: Etats limites de service à vérifier selon le comportement de la conduite.	98
Figure 44 : Les groupes de sol-Description [Réf. 18]	102
Figure 45: Dimensions d'un RTG	105
Figure 46 : Paramétrage de la charge RTG	105
Figure 47: Coefficient de sécurité à adopter selon le Fascicule 70.	107
Figure 48 : Caniveau à grilles	108

Figure 49 : Schéma d'une fosse septique à deux chambres	112
Figure 50 : Les composants d'une fosse septique type	115
Figure 51 : Avantages de la fonte ductile	122
Figure 52 : Ossature du réseau AEP – TCE	124
Figure 53 : Vitesses d'écoulement dans le réseau AEP – TCE, scénario1	127
Figure 54 : Les pressions d'écoulement dans le réseau AEP - TCE, scénario 1	128
Figure 55 : Ossature du réseau AEP - TCE, scénario 2	129
Figure 56 : Vitesses d'écoulement dans le réseau AEP – TCE, scénario2	129
Figure 57 : Les pressions d'écoulement dans le réseau AEP - TCE, scénario 2	130
Figure 58 : dimensions d'un RTG	134
Figure 59 : Périmètre d'étude	141

## Tableaux

Tableau 1: Valeurs de K et de $\alpha$ en fonction du type de la chaussée	41
Tableau 2 : Les classes du trafic	41
Tableau 3: classification des zones selon les précipitations	42
Tableau 4: la portance du sol en fonction de l'indice CBR	43
Tableau 5 : Portance minimale requise selon le trafic [Réf.3]	43
Tableau 6: Composition de la couche de forme [Réf.3]	44
Tableau 7 : les caractéristiques du RTG	54
Tableau 8: résultats de calcul du trafic équivalent	54
Tableau 9: Les classes du trafic	55
Tableau 10 : la portance du sol en fonction du CBR	55
Tableau 11 : Caractéristiques du BCR	57
Tableau 12 Caractéristiques mécaniques du béton de ciment	66
Tableau 13 Caractéristiques mécaniques du BCR	67
Tableau 14 résultats de calcul du trafic équivalent	75
Tableau 15 : Les classes du trafic	76
Tableau 16 : Composition de la couche de forme	76
Tableau 17: valeurs des risques	78
Tableau 18 : valeurs de a et b de la région de Casablanca	94
Tableau 19 cotes des rejets	94
Tableau 20 Résistance à la rupture selon la classe	106
Tableau 21 : Caractéristiques du plus grand bassin versant drainé par les caniveaux	110
Tableau 22 : Valeurs du coefficient de dimensionnement "f" en fonction des intervalles de vidange et de la température.	114
Tableau 23: Les taux d'accumulation des boues "S" en Litres.	114

Tableau 24: Caractéristiques mécanique de la fonte [Réf. 20]	122
Tableau 25: Caractéristiques des tuyaux en fonte. [Réf. 20]	123
Tableau 26: Valeurs de la rugosité	126
Tableau 27 : Matrice d'identification des impacts	145

# CHAPITRE 1

## CONTEXTE GÉNÉRAL

## **1. Présentation de Marsa Maroc :**

Le port de Casablanca est un grand port maritime Marocain de commerce et de passagers situé à Casablanca. C'est le deuxième plus grand port au Maroc après Tanger Med.

Situé au centre de la côte Marocaine Atlantique, à une latitude de 33°36'30'' Nord et une longitude de 7°37' Ouest, il se trouve dans le fond d'une rade très peu abritée entre la pointe rocheuse d'EL HANK à l'Ouest, et la pointe d'OUKACHA à l'Est. Il est établi à l'abri de la grande jetée Moulay Youssef sur le plan d'eau situé à l'Est, seule direction qui permet l'extension.

Il est constitué de plusieurs terminaux :

- Le terminal à conteneurs 1 (terminal Est) : géré par Marsa Maroc, d'une capacité de 700000 conteneurs EVP ;
- Le terminal à conteneurs 2 : d'une capacité de 300000 conteneurs EVP, géré par SOMAPORT
- Le terminal des Phosphates : géré par le Groupe OCP, d'une capacité de 18 millions de tonnes ;
- Le terminal des agrumes : 18,6 Ha ;
- Le terminal minéralier et hydrocarbures : 14,5 Ha, géré par Marsa Maroc ;
- Le terminal roulier : 9,6 Ha, géré par Marsa Maroc ;
- Le terminal de marchandises diverses : géré par Marsa Maroc ;
- Le terminal TARIK : géré par SOMAPORT.

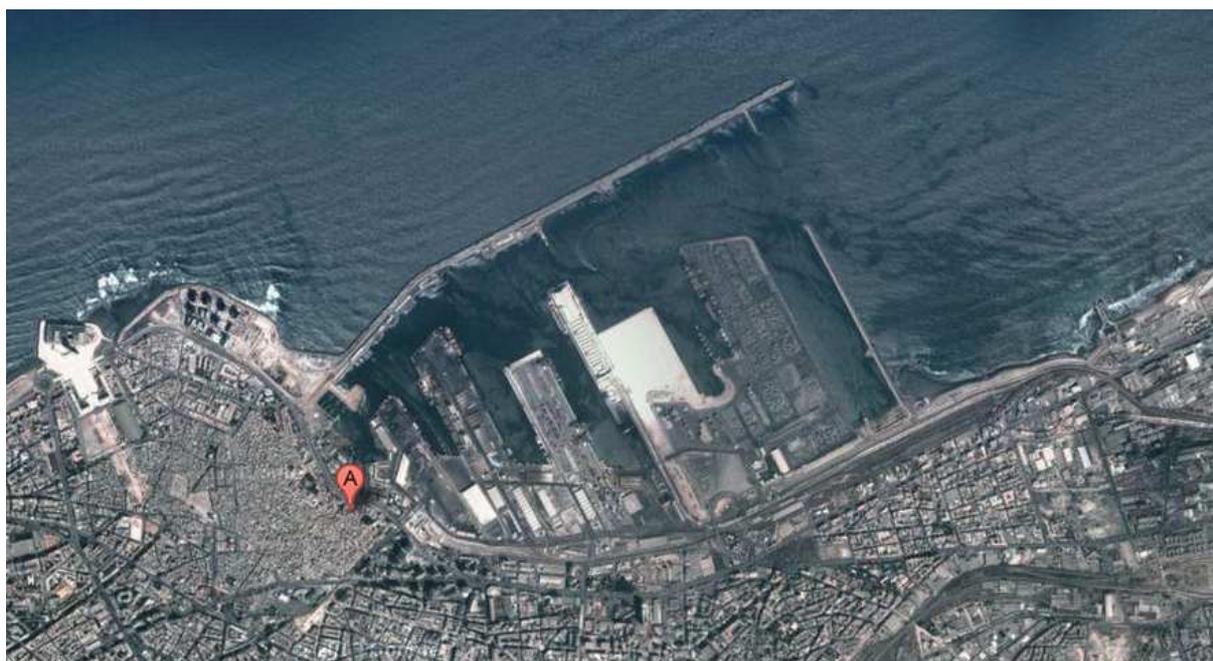


Figure 5 : Port de Casablanca

## 2. Présentation de Marsa Maroc

### 2.1. Réforme portuaire

Dans un contexte marqué par la mondialisation du commerce international, le Maroc a engagé tout un processus de mise à niveau de son économie nationale. Cette mise à niveau devra permettre de répondre aux exigences du développement interne et aux engagements découlant des divers accords de libre-échange contractés par le Royaume avec ses partenaires économiques.

Le projet de réforme du secteur portuaire, initié par le gouvernement et conduit par le ministère de l'Équipement et du Transport, s'inscrit parfaitement dans ce cadre ; il intègre les aspects à la fois juridique, organisationnel, économique, financier et social.

Les principaux axes de la réforme, dont l'entrée définitive en vigueur date de décembre 2006, se résument en la création de l'agence nationale des ports reprenant les missions du service de l'ODEP : autorité portuaire propriétaire, la création de la société nationale d'exploitation portuaire à partir de l'activité de l'ODEP, l'ouverture des activités portuaires à la concurrence pour le bénéfice des compagnies maritimes et l'unicité de la chaîne de manutention.

# ODEP

l'ANP (Agence Nationale des Ports) qui joue le role de:

- Police portuaire;
- Régulation;
- Octroi et suivi de concessions et des autorisations d'exercice des activités portuaires;
- Maintenance, développement et modernisation des infrastructures et des superstructures;
- Gestion du domaine public portuaire;
- Accompagnement de la politique du Gouvernement en matière de renforcement de l'introduction du secteur privé dans la gestion portuaire, de garantie du service public et du libre jeu de la concurrence.

la SODEP (Société Nationale D'exploitation Portuaire) qui sera :

- Chargée des missions commerciales exercées auparavant par l'ODEP (manutention, magasinage, ...);
- Son capital serait ouvert par la suite au privé;
- Opérera dans un cadre concurrentiel avec d'autres entités privées ou publiques autorisées par l'ANP par le biais de licences, autorisations, concessions, ....

**Figure 6 : Principales missions de l'ANP et de la SODEP**

Les impacts de la réforme sur les différents ports du port sont :

- L'amélioration substantielle de la qualité des services portuaires et le rehaussement du niveau de la compétitivité des ports ;
- Une réduction de l'ordre de 30 % des couts de manutention ;
- L'encouragement de l'investissement privé dans les infrastructures et l'exploitation portuaire ;
- La simplification et la fluidification de l'ensemble de la chaine du service portuaire ;
- La transparence dans les transactions entre les acteurs de la chaine logistique portuaire ;

- L'amélioration de la qualité et la réduction des coûts des prestations aux navires et aux marchandises ;
- L'amélioration de la compétitivité portuaire ;
- La réduction des coûts de transit par une meilleure maîtrise de la chaîne de manutention ;
- L'élimination des problèmes liés à la rupture de responsabilité....

## 2.2. Fiche signalétique

- Raison sociale : Société D'exploitation des Ports (SODEP)
- Nom de marque : Marsa Maroc
- Date de création : 1er Décembre 2006
- Statut juridique : Société Anonyme à Directoire et Conseil de Surveillance
- Capital Social : 733.956.000 Dhs
- Siège social : 175, Bd Zerkouni – 20100, Casablanca – Maroc
- Président du directoire : Mohammed ABDELJALIL
- Secteur d'activité : Gestion de terminaux et quais portuaires
- Chiffre d'Affaires : 2.372 MDH (fin 2009)
- Effectif : 2251 collaborateurs (fin 2009)
- Trafic global : 36 millions de tonnes (fin 2009)
- Sites opérés : Nador, Al Hoceima, Tanger, Mohammedia, Casablanca, Jorf Lasfar, Safi, Laâyoune, Agadir et Dakhla

## 2.3. Organisation

L'organisation de Marsa Maroc est fondée sur le principe de la décentralisation avec des responsabilités claires et des moyens de gestion et d'autocontrôle.

- La Direction Générale définit la stratégie et joue un rôle de support vis-à-vis des Directions D'exploitation aux Ports tout en laissant une large autonomie de gestion à ces dernières.
- Les Direction D'exploitation aux Ports définissent leurs objectifs, élaborent leurs budgets et gèrent leurs propres ressources. La structure de chaque Direction

D'exploitation varie selon l'importance des installations gérées au niveau de chaque port.

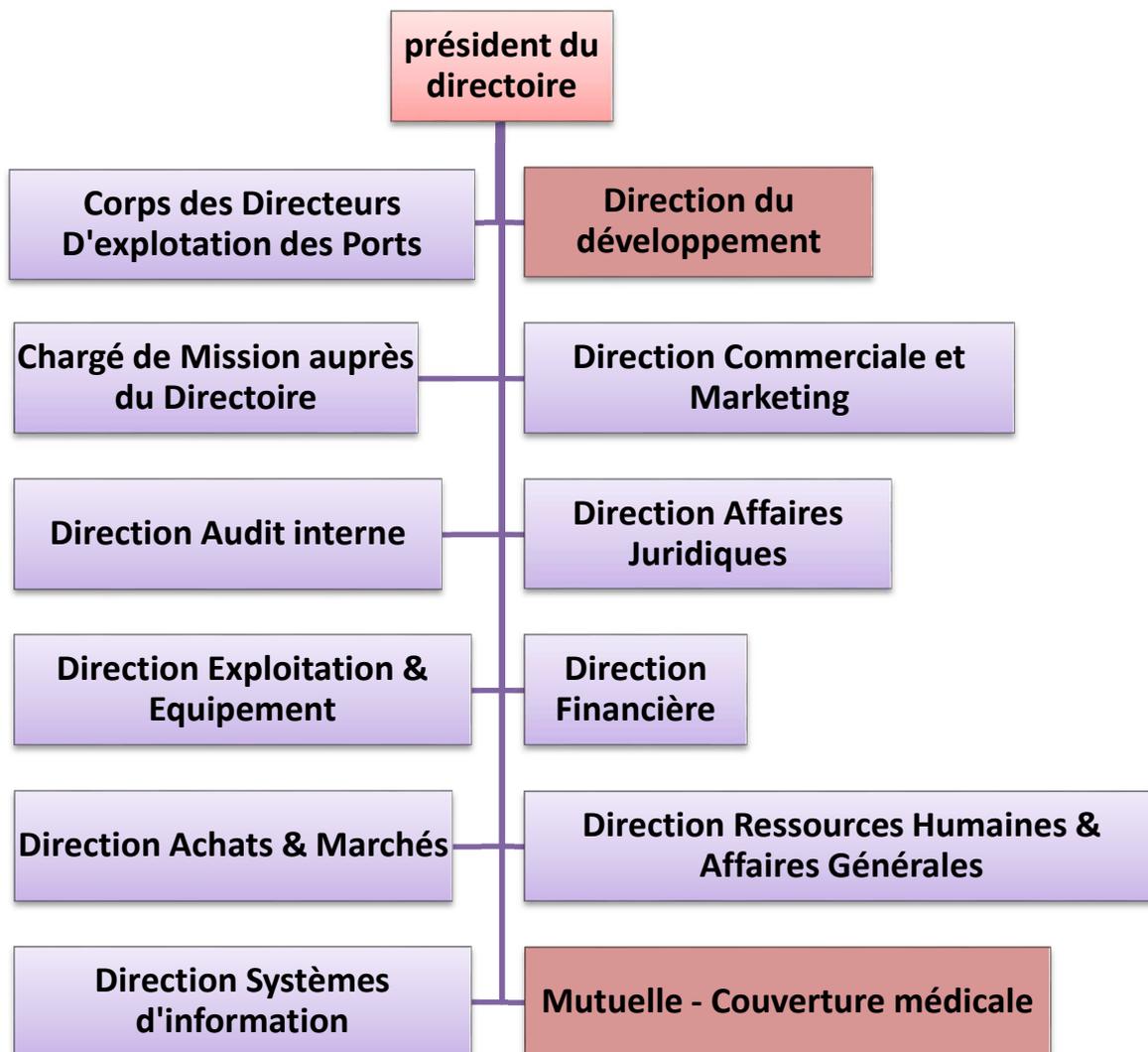


Figure 7 : Organigramme de Marsa Maroc

## 2.4. Missions et services

Opérateur de logistique portuaire, Marsa Maroc exploite des terminaux et quais dans le cadre de concessions en concurrence avec d'autres opérateurs : sa mission principale est le traitement dans les meilleures conditions de délai, de cout et de sécurité, de l'ensemble des navires et des marchandises transitant par le port ; elle offre une large gamme de services tels que :

- Les services aux navires : lamanage, avitaillement, pilotage, remorquage ;

- Les services aux marchandises : manutention (à bord et à quai), magasinage, pointage, pesage, empotage, dépotage, de conteneurs et remorques ;
- Les services connexes : débardage, gerbage de la marchandise, chargement et déchargement des camions ;
- Les informations en temps réel : [www.marsaconteneur.co.ma](http://www.marsaconteneur.co.ma) pour le suivi des conteneurs dans l'enceinte portuaire en temps réel.

## 2.5. Direction de l'exploitation au port de Casablanca

Direction de L'exploitation au Port de Casablanca (DEPC) gère le terminal à conteneurs Est, le terminal roulier, le terminal des marchandises diverses et le terminal minéralier. Elle s'organise en plusieurs divisions et départements :

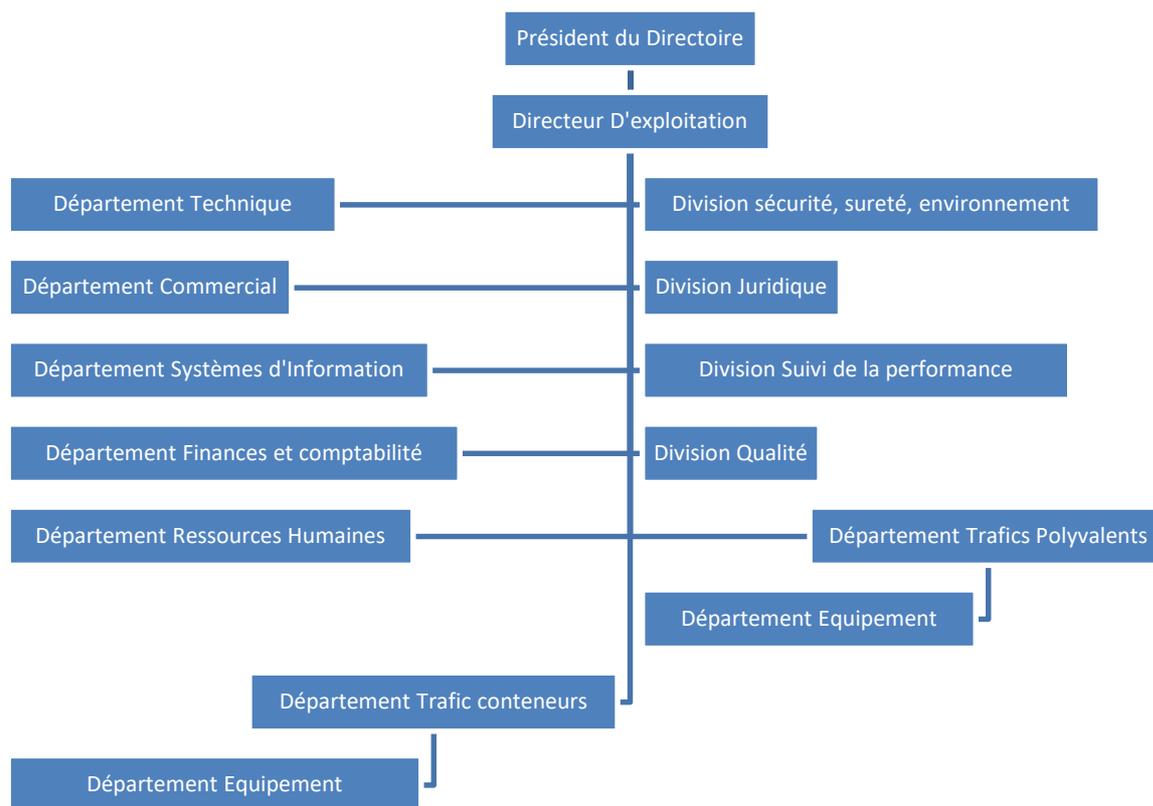


Figure 8 : Organigramme de la Direction D'exploitation Marsa Maroc au port de Casablanca

# CHAPITRE 2

## DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES

# 1. Généralités sur les chaussées

## 1.1. Définition des chaussées

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches mises en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée constituée du sol terrassé (dit sol support) surmonté généralement d'une couche de forme. [Réf.1]

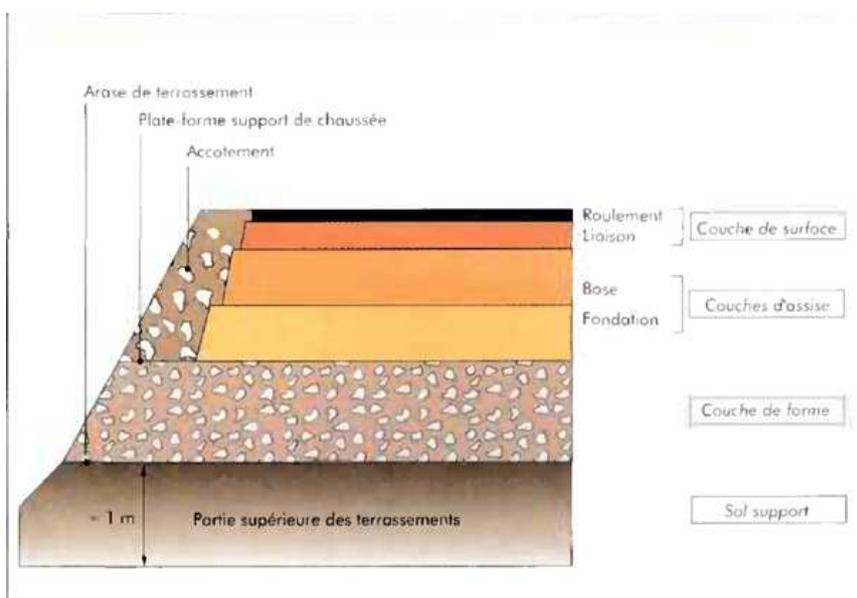


Figure5 : Constitution d'une structure de chaussée type [Réf.1]

Les structures des chaussées constituent des ensembles très complexes, ceci est dû essentiellement à un ensemble de variables qui interagissent et influencent aussi bien la conception que les performances des chaussées (Rioux, 1993).

Chaque couche composant la structure de chaussée joue un rôle déterminant sur les performances ultérieures. Les matériaux constitutifs des différentes couches doivent présenter des propriétés leur permettant d'être aptes à assurer le rôle respectif de chaque couche. La structure de chaussée sera établie selon ses propriétés. Bien que le sol support, qui constitue l'infrastructure d'une chaussée, ne soit pas souvent considéré comme une couche, ses caractéristiques influencent la conception d'une chaussée.

Les fonctions des couches composant la structure des chaussées sont résumées dans les sections suivantes.

## 1.2. Les couches constituant la chaussée

### ○ La couche de forme

Cette couche de transition entre le sol support et le corps de chaussée a une double fonction :

- pendant la phase de travaux, elle protège le sol support, elle établit une qualité de nivellement et permet la circulation des engins pour l'approvisionnement des matériaux et la construction des couches de chaussée,
- vis-à-vis du fonctionnement mécanique de la chaussée, elle permet de rendre plus homogènes et éventuellement d'améliorer les caractéristiques dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place ainsi que de les protéger du gel.

Le rôle des couches formant le corps de chaussée :

- les couches d'assise : fondation et base.
- la couche de surface

Peut être distingué par leur apport aux fonctions que doit assurer la chaussée.

### ○ Les couches d'assise

L'assise de chaussée est généralement constituée de deux couches, la couche de fondation surmontée de la couche de base. Ces couches en matériaux élaborés (le plus souvent liés pour les chaussées à trafic élevé) apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans des limites admissibles.

### ○ La couche de surface

La couche de surface est constituée de :

- la couche de roulement, qui est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat,
- et le cas échéant d'une couche de liaison, entre les couches d'assise et la couche de roulement.

C'est à l'interface entre la couche de surface et la couche de base que l'on trouvera éventuellement les dispositifs visant à ralentir la remontée des fissures des couches d'assises traitées aux liants hydrauliques.

Des caractéristiques de surface de la couche de roulement dépendent pour une large part de la qualité d'usage de la chaussée. La couche de surface contribue en outre à la pérennité de la structure de chaussée en particulier par la fonction d'étanchéité vis-à-vis de l'assise.

### 1.3. Les dégradations courantes dans les chaussées

Les dégradations les plus couramment rencontrées, selon la nature et la qualité des différentes couches, sont décrites ci-après.

#### 1.3.1. Couche de roulement

- Usure due aux efforts tangentiels exercés par les charges roulantes,
- Orniéage par fluage dans des conditions excessives de température et de sollicitations par le trafic,
- Fissuration de fatigue par suite d'une mauvaise adhérence de la couche de roulement bitumineuse à l'assise,
- Fissuration par remontée des fissures des couches d'assise de chaussée,
- Fissuration par fatigue thermique suite à un vieillissement du bitume.

#### 1.3.2. Couches d'assise traitées

- Fissuration de fatigue due à la répétition des efforts de traction par flexion au passage des charges,
- Fissuration de prise et de retrait thermique des graves traitées aux liants hydrauliques,
- Fissuration due aux gradients thermiques des dalles de béton,
- Pompage et décalage de dalles dans les couches présentant des fissures de retrait ou des joints, du fait d'une mauvaise qualité du transfert de charge et de l'érodabilité du support.

#### 1.3.3. Couches d'assise non liées et support de chaussée

- Déformations permanentes de la structure (affaissement, orniéage...) dues au cumul de déformations plastiques.

### 1.4. Les types de chaussées

Il y a une grande diversité de structures de chaussée, que l'on classe dans les familles suivantes :

- ❖ souples,
- ❖ bitumineuses épaisses,
- ❖ à assise traitée aux liants hydrauliques,
- ❖ à structure mixte,
- ❖ à structure inverse,
- ❖ en béton de ciment.

#### 1.4.1. Les chaussées souples

Ces structures comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à très faible trafic, reposant sur une ou

plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm.

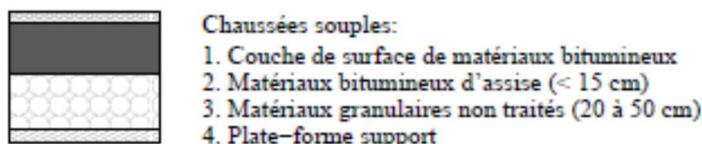


Figure 6 : Chaussée souple [LCPC 1994]

#### 1.4.2. Les chaussées bitumineuses épaisses :

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, fait d'une ou deux couches (base et fondation). L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

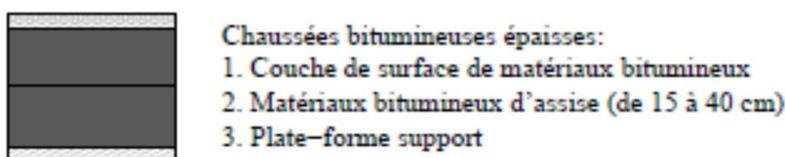


Figure 7 : Chaussées bitumineuse épaisse [LCPC 1994]

#### 1.4.3. Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques

Ces structures sont qualifiées couramment de "semi-rigides". Elles comportent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une ou deux couches (base et fondation) dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm.

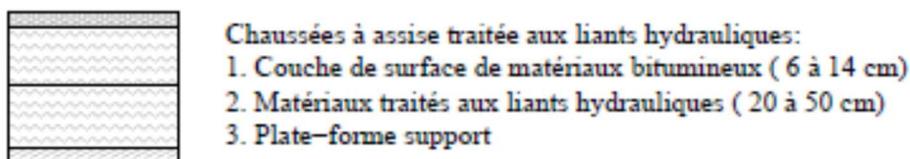


Figure 8 : Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques [LCPC, 1994]

#### 1.4.4. Les chaussées à structure mixte :

Ces structures comportent une couche de roulement et une couche de base en matériaux bitumineux (épaisseur de la base : 10 à 20 cm) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). Les structures qualifiées de mixtes sont telles que le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée soit de l'ordre de 1/2.

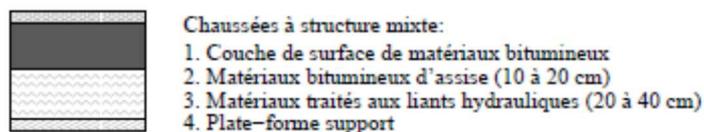


Figure 9 : Chaussées à structure mixte [LCPC, 1994]

#### 1.4.5. Les chaussées à structure inverse :

Ces structures sont formées de couches bitumineuses, d'une quinzaine de centimètres d'épaisseur totale, sur une couche de grave non traitée (environ 12 cm) reposant elle-même sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L'épaisseur totale atteint 60 à 80 cm.

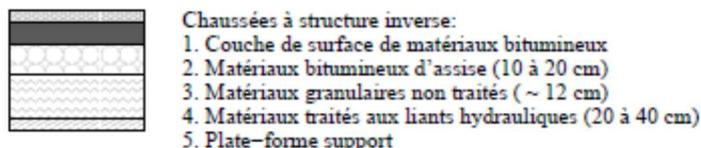


Figure 10 : Chaussées à structure inverse [LCPC, 1994]

#### 1.4.6. Les chaussées en béton de ciment :

Ces structures comportent une couche de béton de ciment de 15 à 40 cm d'épaisseur qui sert de couche de roulement éventuellement recouverte d'une couche mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (en matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton de ciment), soit sur une couche drainante en grave non traitée, soit sur une couche d'enrobé reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants hydrauliques.

La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal ("béton armé continu"), ou discontinue avec ou sans élément de liaison aux joints. Ci-dessous nous présentons les structures de chausse en béton de ciment.

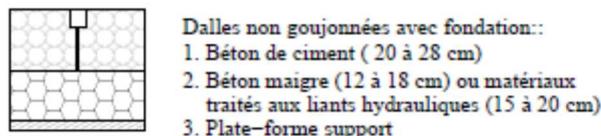
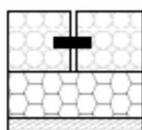
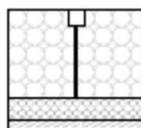


Figure 11 : Dalles non goujonnées avec fondation [LCPC, 1994]



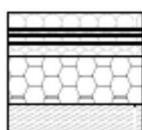
- Dalles goudonnées avec fondation::
1. Béton de ciment ( 17 à 23 cm)
  2. Béton maigre (14 à 22 cm)
  3. Plate-forme support

Figure 12 : Dalles goudonnées avec fondation



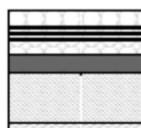
- Dalles sans fondation::
1. Béton de ciment ( 28 à 39 cm)
  2. Couche drainante (matériaux granulaires ou géotextiles)
  3. Plate-forme support

Figure 13 : Dalles sans fondation [LCPC, 1994]



- Béton armé continu (1):
1. Béton de ciment ( 18 à 24 cm)
  2. Béton maigre (12 à 14 cm)
  3. Plate-forme support

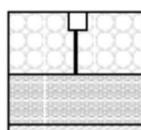
Figure 14 : Béton armé continu 1 [LCPC, 1994]



- Béton armé continu (2):
1. Béton de ciment ( 18 à 24 cm)
  2. Matériaux bitumineux d'assise (5 cm)
  3. Sable traité aux liants hydrauliques (50 à 60 cm)
  4. Plate-forme support

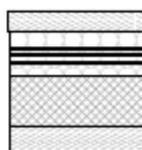
Figure 15 : Béton armé continu 2 [LCPC, 1994]

Ces structures combinent une couche de béton de ciment (pour leurs propriétés de durabilité et leur haut module) avec des couches en matériaux bitumineux (pour leurs bonnes propriétés d'adaptations). L'intérêt technique et économique de ces structures dépend essentiellement de la qualité et de la pérennité de l'adhérence mécanique du collage avec interface entre ces couches. Ci-dessous deux types de structures composites sont présentés : le béton de ciment mince collé [Silverbrand, 1998] et le béton armé continu (BAC) sur grave bitume (GB).



- Dalles en béton de ciment mince collé:
1. Béton de ciment ( 5-10 ou 10-15 cm)
  2. Matériaux bitumineux
  3. Plate-forme support

Figure 16 : Béton de ciment mince collé (BCMC)



- Béton armé continu:
1. BBTM + ES
  2. Béton armé continu
  3. Grave bitume
  4. Plate-forme support

Figure 17 : Béton armé continu sur Grave bitume (BAC/GB)

### ❖ Comportement des chaussées à dalle en béton :

- **Chaussées à dalle non armées et non goujonnées « chaussé non articulées et non renforcées »**

Pour ce type de chaussée, la fissuration spontanée est réduite par la réalisation des joints. Ces joints peuvent être soit moulés dans le béton, soit sciés dans le béton jeune. On distingue les joints longitudinaux de construction et de retrait puis les joints transversaux de construction et de retrait.

Bien que les joints permettent de réduire significativement les problèmes de fissuration, ils constituent néanmoins des points faibles pour ce type de chaussée.

- **Chaussées à dalle non armées, à joints goujonnées «chaussées articulées et non renforcées »**

L'implantation des goujons au droit de chaque joint permet l'amélioration du comportement des joints transversaux et du transfert de charge entre dalles. Les goujons sont constitués par des barres d'acier lisse, mises en place dans le béton soit par insertion avec vibration dans le béton frais, soit posés à l'avance sur des berceaux. Ce type de chaussée présente une très bonne durabilité (Jeuffroy, 1983).

- **Chaussées à dalle armées et joints goujonnées «chaussées articulées et renforcées »**

Les armatures de la dalle permettent de reprendre les efforts de traction dus aux passages des véhicules.

- **Chaussées en béton armé continu« chaussées continues et renforcées »**

L'introduction des armatures continues au niveau de la dalle de béton permet la suppression des joints qui constituent des points faibles. Les aciers permettent de reprendre les efforts de traction dus aux moments fléchissant.

## 1.5. Les modèles des chaussées

La mécanique des chaussées est une branche particulière de la mécanique des milieux continus, c'est un domaine qui est limité à la compréhension du fonctionnement des divers types de structures de chaussées. Ce domaine consiste à évaluer le niveau de sollicitation que subissent les matériaux de chaussées et le sol support sous l'effet du trafic; cela se fait à l'aide de modèles mathématiques. Le modèle mathématique a pour but de déterminer les contraintes, les déformations dans les matériaux de chaussées et le sol support résultant du passage en surface d'une charge roulante. Il doit reproduire le plus près possible le fonctionnement mécanique de la structure.

Les modèles de la mécanique des chaussées ont évolué dans le temps; cette évolution était rendue nécessaire par suite aux différentes évolutions des structures des chaussées et la généralisation de l'emploi des calculateurs numériques.

Plusieurs modèles de type analytique ont été développés. Ceux qui ont été couramment utilisés pour l'analyse du fonctionnement et le dimensionnement des chaussées souples et rigides sont : le modèle monocouche de Boussinesq (1885), les modèles bicouche de Westergaard (1926) et de Hogg (1938) et le modèle multicouche de Burmister (1943).

### 1.5.1. Modèle de Boussinesq

Boussinesq, en 1885 (Peyronne et al, 1991), a trouvé la distribution des contraintes et des déformations dans un massif élastique, homogène, semi-indéfini (hypothèse dite de Boussinesq), chargé en surface par une force concentrée ou des pressions réparties. Si cette force est uniformément répartie sur un cercle de rayon a (figure 18), on a pour les points de l'axe de révolution:

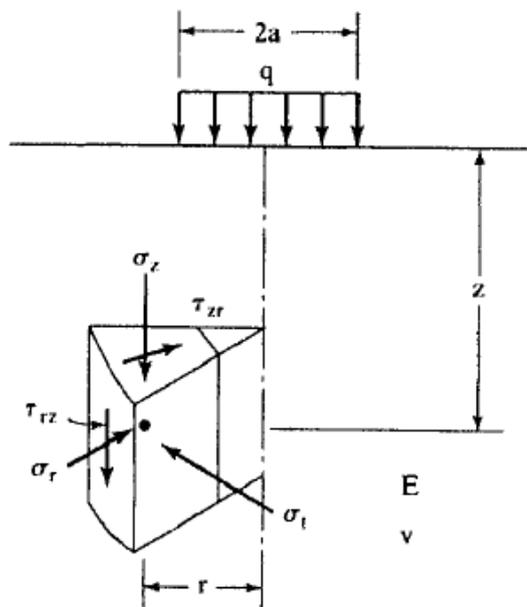


Figure 18 : Contrainte sous une charge axisymétrique (Huang, 1993)

$$\sigma_z = q \left[ 1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\sigma_r = \frac{q}{2} \left[ 1 + 2\nu - \frac{2(1+\nu)z}{(a^2+z^2)^{\frac{1}{2}}} + \frac{z^2}{(a^2+z^2)^{\frac{1}{2}}} \right]$$

$$w = \frac{2(1-\nu^2)qa}{E}$$

Avec : W = la déflexion verticale au centre du cercle chargé.

Ces formules ont servi de point de départ pour le calcul de l'épaisseur des chaussées souples moyennant les hypothèses suivantes :

- $\sigma_z$  est choisi comme critère de qualité du sol, le sol est supposé élastique et ne peut supporter, sans se déformer exagérément, qu'une contrainte verticale  $(\sigma_z)_{adm}$  ;
- $z$  est l'épaisseur de la chaussée. [Réf.2]

### 1.5.2. Les modèles bicouche

L'étude du problème des chaussées munies de revêtements ne peut pas se faire seulement à l'aide du simple modèle de Boussinesq, du fait que ces revêtements, sous le passage des charges roulantes, contribuent à épanouir les pressions. Cet apport structural n'est pas négligeable. L'utilisation d'un modèle bicouche est nécessaire.

#### 1.5.2.1. Le modèle de Westergaard

Dès 1926, Westergaard a montré qu'on peut résoudre le cas d'une bicouche moyennant les hypothèses suivantes (Peyronne et al, 1991) :

- La chaussée est modélisée par une plaque mince (hypothèse des déformations planes);
- La dalle repose sur un massif homogène; l'interaction entre la dalle et le support est représentée par la proportionnalité entre la déflexion verticale du support et sa réaction verticale (notion de module de réaction). Le sol support est assimilé à un ensemble de ressorts dont le déplacement vertical en un point ( $w$ ) est proportionnel à la pression verticale  $p$  en ce point. Cela revient à admettre que la dalle peut librement glisser sur le support. Cette hypothèse, dite de Westergaard, s'écrit:

$$p = k \cdot w$$

Avec :

- $p$  = contrainte verticale sur le sol
- $w$  = déplacement vertical de la plaque
- $k$  = coefficient de proportionnalité est appelé module de réaction.

Le modèle de calcul adopté peut être schématisé à la figure 19.

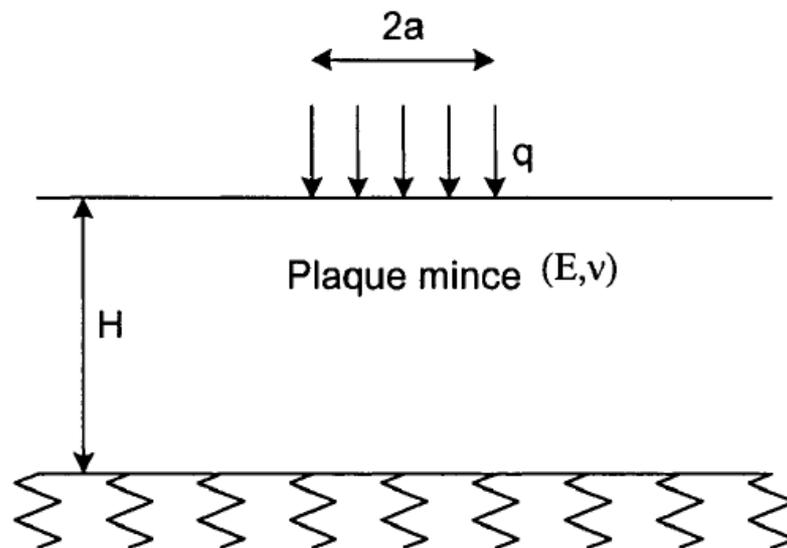


Figure 19 : Schéma du modèle de Westergaard [Réf.2]

En se basant sur la théorie des plaques, ce modèle est simple à mettre en équation. On détermine tout d'abord l'expression de la déflexion sous l'effet d'une charge, à partir de laquelle on en déduit les moments de flexion et les contraintes, par les formules usuelles des plaques.

Si  $P$  désigne la charge appliquée et  $a$  le rayon de chargement, la contrainte de traction à la base de la chaussée peut être mise sous la forme :

$$\sigma_z = \frac{P}{H^2} F\left(\frac{I}{a}\right)$$

Avec :

- $I = \sqrt[4]{\frac{D}{k}} = \sqrt[4]{\frac{EH^3}{12(1-\nu^2)k}}$
- $D = \frac{EH^3}{12(1-\nu^2)}$
- $F$  est une fonction croissante de  $I/a$ ,  $I/a$  est appelé rayon de rigidité de la chaussée. [Réf.2]

#### 1.5.2.2. Modèle de Hogg

Le modèle de Hogg est une suite du modèle de Boussinesq (Jeuffroy, 1991). Dès 1938 Hogg avait étudié le problème de la plaque appuyée sur un milieu du type Boussinesq (milieu élastique, homogène et isotrope, semi-indéfini). Le modèle de Hogg est schématisé sur la figure 20, dans laquelle, la plaque simule le comportement rhéologique de la chaussée et le massif simule le comportement du sol.

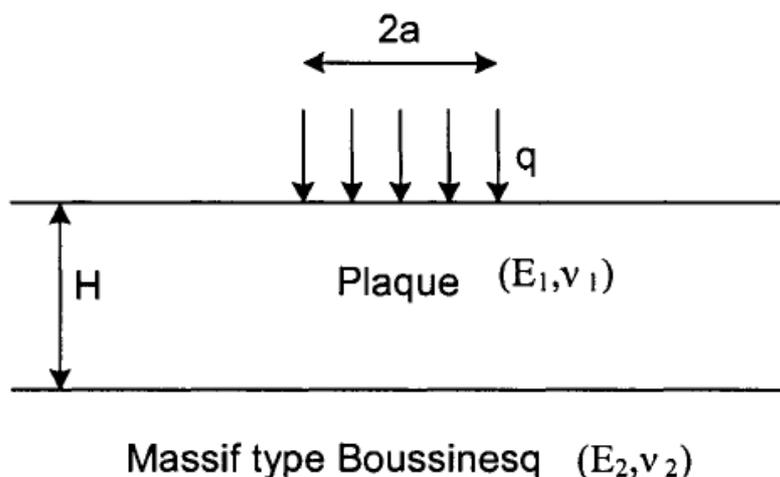


Figure 20 : Schéma du modèle de Hogg [Réf.2]

Comme dans le cas du modèle de Westergaard, on détermine les moments fléchissants de la plaque ainsi que les contraintes de traction à partir des déplacements verticaux  $w$ . La contrainte de traction à la base de la chaussée peut être mise sous la forme [Réf.2] :

$$\sigma_T = \frac{1}{H^2} \frac{1 + \nu}{2} q_0 a^2 F \left( \frac{E_1 H^3}{E_2 a^3} \right)$$

### 1.5.3. Modèle multicouche de Burmister

Les modèles précités se limitent à une chaussée bicouche et ne permettent pas de traiter une structure traditionnelle représentée par une chaussée tri couche constituée du sol support d'une fondation et d'une sous-fondation ou encore le cas de rechargement d'une structure existante, d'où la nécessité de recourir à des modèles multicouches qui facilitent énormément la schématisation des structures de chaussées.

En 1943, Burmister a envisagé le problème d'une bicouche, constituée par une dalle d'épaisseur finie reposant sur un solide élastique semi-infini (L'Herminier, 1967). Dans ce modèle, la couche supérieure est un solide élastique et non une plaque mince. Vers 1945 (Huang, 1967), Burmister a étendu cette théorie pour un système à trois couches.

Avec l'avènement des ordinateurs (Huang, 1993), cette théorie peut être appliquée pour un système multicouche composé de n'importe quel nombre de couches.

La figure 21 schématise le problème général à n couches, la résolution de ce système a été développée moyennant l'adoption des hypothèses suivantes (Huang, 1993):

- Toutes les couches sont traitées comme des solides homogènes, isotropes et d'élasticités linéaires avec un module d'Young ( $E$ ) et un coefficient de poisson ( $\mu$ ).
- Les matériaux sont non pesants et les couches sont infinies en plan.

- Chaque couche a une épaisseur finie sauf la dernière couche dont l'épaisseur est infinie.
- Une pression uniforme  $q$  appliquée sur la surface du système à travers une plaque circulaire de rayon  $a$ .
- Les conditions de continuité sont satisfaites aux interfaces des couches qui peuvent être au choix collées ou décollées.

Le cas de charges multiples correspondant aux roues jumelées, aux essieux tandem ou tridem, aux remorques peut être traité en additionnant les effets de charges élémentaires.

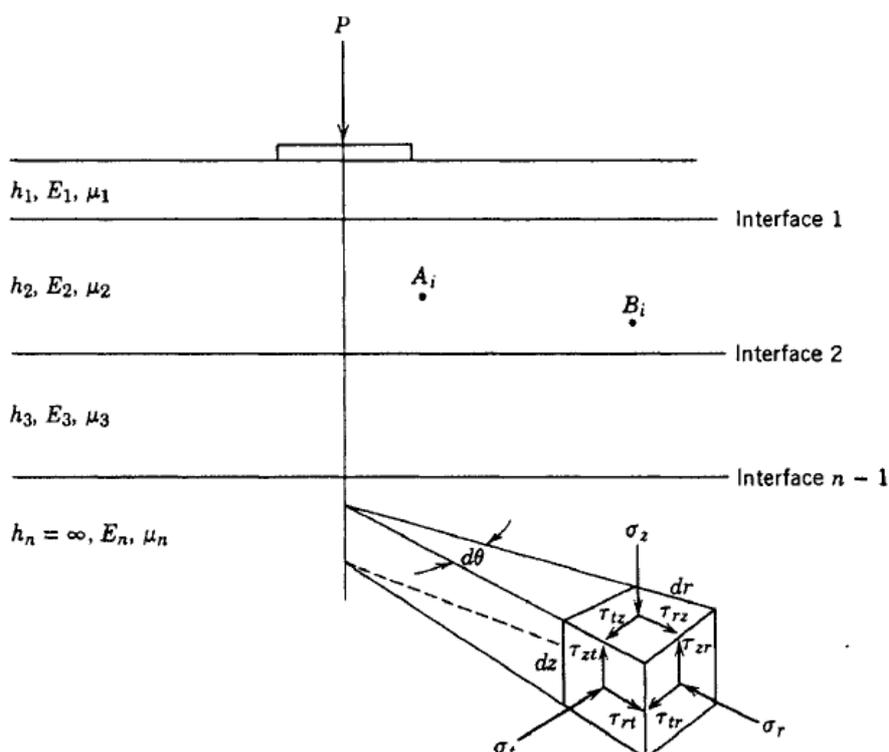


Figure 21 : Modèle de Burmister pour un système multicouche élastique (Yoder et Witczak, 1975) [Réf.2]

Une solution classique de l'équilibre des milieux homogènes, isotrope et élastique, soumis à des charges de révolution axisymétrique se réduit à la recherche de fonctions de tension (ou de Love)  $\phi$  qui satisfont l'équation différentielle suivante (Huang, 1993):

$$\nabla^4 \phi = 0$$

Pour un système dont la distribution des contraintes est symétrique par rapport à l'axe de chargement, l'opérateur  $\nabla^4$  est égal à:

$$\nabla^4 = \left( \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \left( \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)$$

Les équations de l'équilibre élastique sont satisfaites par les équations suivantes :

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[ (2 - \mu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right]$$

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left[ \mu \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} \right]$$

Contrainte

$$\sigma_t = \frac{\partial}{\partial z} \left[ \mu \nabla^2 \phi - \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{\partial}{\partial r} \left[ (1 - \mu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right]$$

Déplacement radial

$$u = - \frac{1 + \mu}{E} \left( \frac{\partial^2 \phi}{\partial r \partial z} \right)$$

Déplacement vertical

$$w = \frac{1 + \mu}{E} \left[ (1 - 2\mu) \nabla^2 \phi + \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right]$$

Pour une structure composée de n couches, on recherche n fonctions définies, dans chacune des couches i par  $\nabla^4 \phi_i = 0$  et par les conditions à la limite (conditions de raccordement au contact des diverses couches de la chaussée).

La fonction de tension pour la couche i qui vérifie l'équation  $\nabla^4 \phi_i = 0$  est de la forme suivante:

$$\phi_i = \frac{H^3 J_0(m\rho)}{m^2} [A_i e^{-m(\lambda_i - \lambda)} - B_i e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})} + C_i m \lambda e^{-m(\lambda_i - \lambda)} - D_i m \lambda e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})}]$$

Avec :

$$\rho = \frac{r}{H}$$

$$\lambda = \frac{z}{H}$$

H : la distance entre la surface et l'interface supérieure de la dernière couche.

$J_0(m\rho)$  : La fonction de Bessel de première espèce d'indice zéro

r : distance radiale.

z : profondeur du point de mesure

Les coefficients  $A_i$ ,  $B_i$ ,  $C_i$ ,  $D_i$  sont des coefficients d'intégration qui seront déterminés en écrivant les conditions de raccordement au contact des diverses couches de la chaussées. [Réf.2]

#### 1.5.4. Modèles aux éléments finis

La méthode des éléments finis n'a pu se développer qu'à partir du moment où l'emploi des calculateurs numériques a été généralisé. Dès 1963, Duncan (1968) a analysé par éléments finis le problème axisymétrique tel que représenté par le modèle multicouche de Burmister. Il a étudié par la suite le cas des matériaux ne présentant pas un comportement élastique. Aussi cette approche a été améliorée au cours du temps et d'autres variantes ont été développées permettant d'envisager l'utilisation de modèles de plus en plus réaliste.

Le principe général de la méthode des éléments finis consiste à découper la structure de la chaussée en un nombre fini d'éléments géométriques reliés entre eux par des nœuds. La structure considérée est constituée par un assemblage des différents éléments.

L'analyse est réalisée sur chacun des éléments pris séparément, puis sur l'ensemble de la structure, conduit dans la méthode des déplacements à une formulation matricielle de type:

$$Ru = C$$

Avec :

- $R$  = la matrice de rigidité de la structure; c'est une caractéristique de la géométrie et des propriétés mécaniques de la structure
- $u$  = le vecteur déplacement des nœuds, il constitue l'inconnu de problème à résoudre.
- $C$  = le vecteur des charges appliquées à la structure. [Réf.2]

## 1. Dimensionnement des chaussées

### 1.1. Les méthodes de dimensionnement des chaussées

Le sol naturel ne peut supporter un trafic sans subir de déformations importantes. Pour rendre admissibles les contraintes au niveau du sol, celui-ci doit être surmonté d'un corps de chaussée. Le dimensionnement structural précise donc les épaisseurs requises et la nature des différentes couches afin de s'assurer que, pendant toute la durée de service de l'ouvrage, la chaussée ne présente pas de déformations préjudiciables en terme de confort et de sécurité.

La conception structurale des chaussées consiste à concevoir une chaussée qui, à la fin d'une période donnée, présentera une qualité de service choisie, compte tenu d'un niveau de risque préétabli. Les méthodes de dimensionnement des chaussées ont progressé par étapes, on peut distinguer aux moins trois approches très différentes du dimensionnement des chaussées.

On retrouve l'approche qui relève de l'expérimentation, celle qui relève d'un empirisme et celle qui relève de la théorie. Ces approches peuvent être classées comme suit :

#### 1.1.1. Les méthodes expérimentales

Cette méthode est basée sur des sections standards, elle consiste à reproduire des designs qui ont présentés un bon comportement. Il s'agit d'établir des épaisseurs de couches normalisées selon différentes conditions de design dans l'espérance que ces sections puissent de nouveau présentées un bon comportement. L'inconvénient majeur de cette technique concerne l'extrapolation des expériences antérieures aux conditions futures comme : l'accroissement du trafic, les nouveaux matériaux et les nouvelles méthodes de construction.

### **1.1.2. Les méthodes empiriques**

Ces méthodes se basent sur l'observation du comportement de chaussées expérimentales ou réelles, elles se fondent généralement sur une approche statistique de régression multiple et visent à établir des relations de causes à effets sans requérir toutefois, la parfaite compréhension des principes physiques impliqués. On peut établir par exemple des relations entre la durée de vie d'une chaussée et les épaisseurs des couches des différentes structures ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux, c'est à ce schéma que correspond les essais AASHO « American Association of State Highway Officials » réalisés de 1957 à 1961.

Les relations obtenues par l'analyse statistique ne s'appliquent qu'aux conditions de l'expérimentation (matériaux, environnement, sols support, etc.) mais la généralisation et les extrapolations sont hasardeuses.

### **1.1.3. Les méthodes théoriques**

Les méthodes théoriques dites mécanistes se basent sur l'analyse théorique des contraintes engendrées dans la chaussée par les charges, sur les propriétés mécaniques des matériaux, sur des modèles expérimentaux du comportement rhéologique des matériaux soumis à des charges répétées et enfin, à divers facteurs d'environnement.

## **1.2. La méthode française de dimensionnement des chaussées**

### **1.2.1. Définition**

La méthode française de dimensionnement est une méthode dite semi-empirique, c'est-à-dire qu'elle tient compte à la fois de l'observation des chaussées existantes, et de modèles mécaniques de comportement des matériaux et des assises de chaussées. Des catalogues de structures types ont été élaborés afin de permettre de choisir très simplement le dimensionnement pratique des structures d'une chaussée en fonction du trafic supporté, du type de voie et de la plateforme support. Le catalogue en vigueur en France est celui de 1998.

La méthode française de dimensionnement des chaussées a été développée dans les années 1960 pour la reconstruction du réseau endommagé par l'hiver exceptionnel de 1962-1963. Le premier catalogue des structures de chaussées mi-empirique, mi-calculé a été établi en 1971. Une nouvelle version totalement calculée a été produite en 1977.

La dernière version du catalogue des structures-types de chaussées date de 1998. La démarche employée est identique à celle du catalogue de 1977 mais comporte deux étapes supplémentaires :

- la détermination de la catégorie de la voie,
- le choix de la composition de la couche de surface.

On notera que la détermination de la catégorie de la voie fait toujours référence à la circulaire du 9 décembre 1991 définissant une typologie des routes en milieu urbain. Or depuis 2004, la décentralisation et le transfert aux départements des deux-tiers du linéaire de routes nationales ont contribué à changer notablement cette catégorisation. Mais il n'y a pas encore eu de réactualisation de la terminologie.

### **1.2.2. Données requises pour le dimensionnement des chaussées par la méthode française.**

Les données nécessaires à l'application de la méthode de dimensionnement. Ces données sont classées en quatre catégories :

- ✓ **le trafic.**
- ✓ **les données climatiques et d'environnement** : ceci regroupe les données descriptives des conditions climatiques du site du projet ayant une influence directe sur le choix de certaines variables de calcul.
- ✓ **les paramètres descriptifs des matériaux** : cet ensemble correspond aux propriétés des matériaux de chaussée et du support qui sont nécessaires au calcul de la structure de chaussée.

#### **a- Le trafic**

La connaissance du trafic poids lourds intervient :

- comme critère de choix des qualités de certains constituants entrant dans la fabrication des matériaux de chaussée (par exemple dureté des granulats),
- comme paramètre d'entrée pour l'analyse mécanique du comportement en fatigue de la structure de chaussée.

Pour le calcul de dimensionnement, c'est le trafic cumulé sur la durée initiale de calcul qui est à prendre en considération, ceci est fait à travers la notion de trafic équivalent.

Selon le Catalogue Marocain des Structure de chaussées neuves Le trafic cumulé est calculé ainsi :

$$N(\text{essieu de } 13T) = C1x C2xC3xC4xN4xN2 \text{ [Réf.3]}$$

Ce trafic permet de déterminer la classe TPL équivalent qui servira au dimensionnement.

- ✓ C1 : largeur de chaussée.
- ✓ C2 : L'agressivité.
- ✓ C3: accroissement des poids lourds.
- ✓ C4: coefficient cas de 2\*2 voies.
- ✓ N4 : Trafic cumulé.
- ✓ N2 : Nombre réel de poids lourd de PTC 8t par jour par sens.

❖ **C1 = coefficient correcteur lié à la largeur de la chaussée avec :**

C1 = 1 si largeur supérieure à 6 m.

C1 = 2 si largeur inférieure à 4 m.

C1 = 1,5 si largeur comprise entre 4m et 6m.

❖ **C2 : coefficient d'agressivité moyen (CAM).**

$$CAM = \frac{1}{NPL} \left[ \sum_i \sum_{j=1}^3 K_j n_{ij} \left( \frac{P_i}{P_0} \right)^\alpha \right] \text{ [Réf.1]}$$

NPL : nombre de poids lourds pendant la période de comptage.

$K_j$  : Coefficient correspondant au type d'essieu.

$$j = \begin{cases} 1 & \text{essieu simple} \\ 2 & \text{essieu tandem} \\ 3 & \text{essieu tridem} \end{cases}$$

$n_{ij}$  : Nombre d'essieu élémentaires de type j et de classe de charge  $P_i$ .

Aggressivité d'un essieu :

Tableau 3: Valeurs de K et de  $\alpha$  en fonction du type de la chaussée. [Ref.1]

	$\alpha$	K		
		Essieu simple	Essieu tandem	Essieu tandem
Structure souples et bitumineuses	4	1	0.75	1.1
Structures semi rigides	8	1	12	113
Structure rigides	12	1	12	113

❖ C3: accroissement des poids lourds.

$$C3 = \frac{((1 + \tau)^n - 1)}{\tau}$$

n : durée de vie de l'ouvrage en années.

$\tau$  : taux d'accroissement géométrique annuel du trafic généralement pris 4% par an.

Structure	Durée de vie	TPL1	TPL2	TPL3	TPL4	TPL5	TPL6
Souple ou Semi rigide	Courte	$8,8 \cdot 10^3$	$4,5 \cdot 10^4$	$1,4 \cdot 10^5$	$3,8 \cdot 10^5$	$5,7 \cdot 10^5$	$1 \cdot 10^6$
	Longue	$2,2 \cdot 10^4$	$1,1 \cdot 10^5$	$3,5 \cdot 10^5$	$9,5 \cdot 10^5$	$1,4 \cdot 10^6$	$2,5 \cdot 10^6$
Rigide	Longue	$4 \cdot 10^4$	$2,7 \cdot 10^5$	$6,1 \cdot 10^5$	$1,6 \cdot 10^6$	$2,3 \cdot 10^6$	$3,7 \cdot 10^6$

Tableau 2 : Les classes du trafic [Réf.3]

**b- les environnements climatique et géotechnique :**

✓ **Environnement climatique**

Les conditions climatiques :

- abondance des précipitations en liaison avec le drainage,
- cycles saisonniers et valeurs extrêmes de la température,
- intensité et durée des périodes de gel et de dégel,

Ont une influence sur la résistance, la durabilité et les caractéristiques de déformabilité des chaussées et de leur support.

Les conditions climatiques interviennent dans le choix de la nature des liants hydrocarbonés.

Les conditions hydrologiques en liaison avec le profil géométrique (déblai, remblai) et les dispositions de drainage ont une incidence importante sur l'état hydrique de la plate-forme support.

Les données directement utilisées dans le calcul de dimensionnement se rapportent à l' :

Quatre zones sont considérées en fonction de la précipitation annuelle moyenne exprimée en mm et déterminée sur une période de récurrence longue (30 ans environ).

**Tableau 3: classification des zones selon les précipitations**

code	Dénomination	Précipitation
H	Humide	600
H	Semi humide	250 à 600
A	Aride	50 à 250
B	Désertique	<50

Elles sont délimitées schématiquement dans la carte jointe en **Annexe1**.

### ✓ **Environnement géotechnique**

Deux zones sont considérées :

**Zone I** : où les problèmes de stabilité de plate-forme sont réglés ou ponctuels ;

**Zone II** : où les problèmes de stabilité de plate-forme ne permettent pas d'assurer un comportement sans risque majeur de structure de chaussée (fissuration, affaissement, etc...), c'est le cas des instabilités de versant et de remblai sur sol compressible.

### **Détermination de la portance et choix de la couche de forme**

#### • **La portance**

Il y a deux types de portance à long terme :

- La portance à long terme de la partie supérieure des terrassements.
- La portance à long terme au sommet de la couche de forme.

Comme le montre la figure suivante :

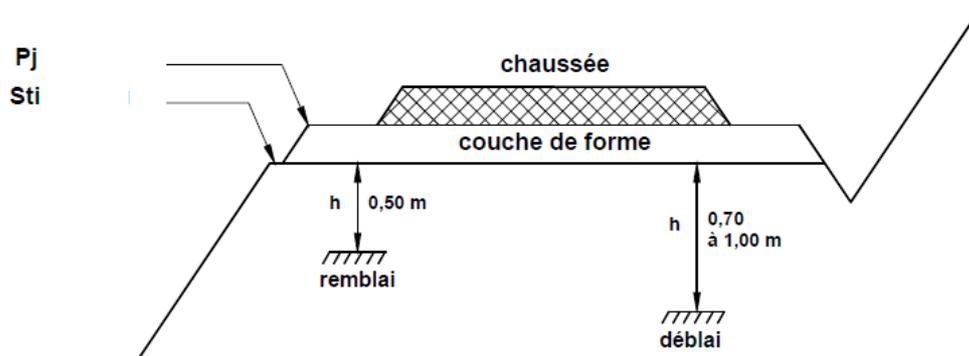


Figure 22 : les portances de la couche de forme et du sol support [Réf.3]

❖ **La portance à long terme de la partie supérieure des terrassements.**

La portance à long terme des sols fins qui ont moins de 30 % des éléments supérieurs à 20 mm peut être évaluée à l'aide d'un essai CBR.

La valeur d'indice CBR à prendre en compte correspond à :

- Une compacité de 95 % de l'OPM sur un moulage réalisé à la teneur en eau optimale Proctor et ayant subi une imbibition de 4 jours pour les zones climatiques H, h et a.
- Une compacité de 95 % de l'OPM avec poinçonnement à la teneur en eau de moulage optimum Proctor pour la zone climatique d en dehors des zones inondables.

A partir de cet indice CBR on peut classer le sol en portance  $St_i$  à l'aide de l'échelle suivante [Réf.3] :

Tableau 4: la portance du sol en fonction de l'indice CBR

$St_i$	$St_0$	$St_1$	$St_2$	$St_3$	$St_4$
Indice CBR (imbibe)	$\leq 4$	$\geq 6$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 25$

❖ **La portance à long terme au sommet de la couche de forme.**

La portance au niveau supérieur de la couche de forme  $P_i$  est déterminée à partir de :

- ✓ De la classe du Trafic.
- ✓ Du type de structure.

Le tableau suivant permet de savoir la portance minimale à choisir.

Type de structure	Trafic	Portance Pj minimale
Souple	TPL1 à TPL3	P1
	TPL4 à TPL6	P2
Semi-rigide	TP3 à TPL4	P3
	TPL5 à TPL6	P2
Rigide	Tous trafics	P1

Tableau 5 : Portance minimale requise selon le trafic [Réf.3]

### La couche de forme

La nature de la couche de forme et son épaisseur sont déterminés en fonction de :

- ✓ La classe du trafic
- ✓ la portance initiale au niveau supérieur des terrassements  $St_i$

Le tableau suivant donne les différentes configurations des couches de forme en fonction du trafic et de la portance initiale au niveau supérieur des terrassements  $St_i$ .

Trafic	Nature des matériaux	Classe $St_i$	Epaisseur couche de forme	Pj
TPL1 – TPL2– TPL3	F2	St0	10 AC+ 30 F2 = 40 cm	P1
		St1	10 AC + 20 F2 = 30 cm	P2
		Sti (i >1)	+ 30 cm F2	Pi + 1
TPL4 à TPL6	F1	St0	10 AC + 40 cm F1	P2
		St1	10 AC + 25 cm F1	P2
		Sti (i >1)	+ 40 cm F1	Pi + 1
	MT	St0	40 cm	P2
		St1	25 cm	P2
		St1	+ 50 cm	P3

Tableau 6: Composition de la couche de forme [Réf.3]

### c- les paramètres descriptifs des matériaux

#### 1-Les graves non traitées

- Caractéristiques intrinsèques

La méthode de calcul nécessite, pour représenter le comportement réversible sous une charge, la donnée d'une valeur de module d'Young E et du coefficient de Poisson. On retiendra, à

défaut d'autres données pertinentes, la valeur de 0,35 pour le coefficient de Poisson de ces matériaux.

## **2- Les graves traitées aux liants hydrauliques et bétons compactés**

- Caractéristiques intrinsèques

Compte tenu de l'évolution dans le temps, avec le phénomène de prise, des caractéristiques mécaniques des matériaux traités aux liants hydrauliques, celles-ci doivent être appréciées :

- à long terme, pour juger du comportement pendant la durée de service projetée;
- à court terme, pour vérifier que la résistance acquise est suffisante vis-à-vis des premières sollicitations (trafic de chantier au lors de la mise en service)

La méthode de calcul nécessite :

- pour représenter le comportement réversible sous une charge, la donnée du module d'Young E et du coefficient de Poisson pris égal à 0,25 pour ces matériaux,
- pour représenter l'endommagement par fatigue :

- les paramètres  $\sigma_6$  et b de l'expression de la loi de fatigue choisie de la forme [Réf.1] :

$$\frac{\sigma}{\sigma_6} = \left( \frac{N}{10^6} \right)^b$$

- l'écart-type SN de la distribution de logN à la rupture pour  $10^6$  cycles.

## **3- Les matériaux traités aux liants hydrocarbonés**

- Caractéristiques intrinsèques

Les caractéristiques mécaniques des matériaux bitumineux dépendant de la température et de la fréquence de sollicitation, le calcul doit être fait pour des valeurs représentatives des conditions du projet.

Pour ce qui est de la fréquence de sollicitation, on retient les caractéristiques à 10 Hz.

La méthode de calcul nécessite :

- pour représenter le comportement réversible sous une charge, la donnée du module d'Young E et du coefficient de Poisson pris égal à 0,35.
  - pour représenter l'endommagement par fatigue [Réf.1] :
- la donnée de la déformation  $\varepsilon_6$
  - la pente b de la loi de fatigue

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_6} = \left( \frac{N}{10^6} \right)^b$$

- l'écart-type SN de la distribution de logN à la rupture pour  $10^6$  cycles.

## **4- les bétons de ciment**

- Caractéristiques intrinsèques

Pour les bétons à prise normale, les données retenues pour les calculs de vérification sont déterminées à 28 jours.

Pour les bétons dont le liant est à prise lente, l'échéance peut être reportée à 56 jours.

La méthode de calcul nécessite :

- pour représenter le comportement réversible sous une charge, la donnée du module d'Young E et du coefficient de Poisson égal à 0,25 ;

- pour représenter l'endommagement par fatigue [Réf.1] :

- les paramètres  $\sigma_6$  et b de l'expression de la loi de fatigue choisie de la forme :

$$\frac{\sigma}{\sigma_6} = \left( \frac{N}{10^6} \right)^b$$

- l'écart-type SN de la distribution de  $\log N$  à la rupture pour  $10^6$  cycles.

### 1.3. Etapes de dimensionnement des chaussées par la méthode française

La méthode française de dimensionnement des structures de chaussées combine :

- ✓ une analyse mécanique du fonctionnement de la structure,
- ✓ les résultats d'essais de laboratoire sur l'endommagement par fatigue des matériaux de chaussées,
- ✓ les connaissances tirées de l'observation du comportement de chaussées réelles, données provenant de sections tests ou d'expériences faites sur le manège d'étude des structures routières du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Quelles que soient les techniques de chaussée, la démarche de dimensionnement et l'articulation des différentes étapes sont sensiblement les mêmes.

#### Première étape : Pré dimensionnement.

Une fois réunies les données nécessaires au calcul, on procède :

- à un premier choix de la couche de roulement.
- à un pré dimensionnement de la structure par référence à des situations comparables.

#### Deuxième étape : Calcul de la structure.

On calcule les contraintes et déformations pour le modèle mathématique de la structure de chaussée pré dimensionnée à l'étape 1, sous l'essieu de référence de 130 kN. Chaque demi-essieu comporte :

Un jumelage à roues simples, représenté par deux charges exerçant une pression uniformément répartie de 0,662 MPa sur 2 disques de 0,125 m de rayon, avec un entre-axe de 0,375 m.

### **Troisième étape : Vérification en fatigue de la structure et de la déformation du support.**

La vérification est faite en comparant les contraintes et déformations calculées à l'étape 2 à des valeurs admissibles. Ces valeurs limites sont déterminées en fonction :

- du trafic cumulé sur la période de calcul considérée,
- du risque de ruine admis sur cette période,
- des caractéristiques de résistance en fatigue des matériaux,
- des effets thermiques,
- des données d'observation du comportement de chaussées de même type.

### **Quatrième étape : Ajustement des épaisseurs calculées.**

Les épaisseurs de couches déterminées à l'issue de l'étape 3 sont ensuite ajustées pour :

- ✓ tenir compte des contraintes technologiques d'épaisseurs minimale et maximale pour atteindre les objectifs de compacité et d'uni,
- ✓ réduire les risques de défauts de liaison aux interfaces en limitant le nombre d'interfaces,
- ✓ assurer une protection suffisante des assises traitées vis-à-vis de phénomènes non appréhendés par le calcul précédent (remontée de fissures en particulier).

### **Cinquième étape : Vérification de la tenue au gel-dégel**

### **Sixième étape : Définition de la coupe transversale de la chaussée**

L'ensemble des vérifications précédentes étant positives, pour la structure dite nominale correspondant au bord droit de la voie la plus chargée, il reste à préciser le profil en travers de la chaussée. Pour cela les variations transversales d'épaisseur des couches sont fixées en fonction : du trafic par voie, des caractéristiques géométriques du tracé, du rattrapage des pentes transversales entre la plate-forme support de chaussée et la couche de surface.

## **1.4. Logiciel de vérification mécanique des chaussées**

### **1.4.1. Présentation du logiciel**

Alizé-Lcpc Routes met en œuvre la méthode rationnelle de dimensionnement des structures de chaussées développée par le Lcpc et le Sétra. Cette méthode constitue la méthode réglementaire de dimensionnement des chaussées du réseau routier national, et elle a également été adoptée par de nombreuses autres maîtrises d'ouvrage, notamment par l'ADM « Autoroutes du Maroc ».

### **1.4.2. Le modèle de calcul mécanique**

Le moteur de calcul permet la détermination des sollicitations créées par le trafic dans les différentes couches de matériaux constituant le corps de la chaussée. Il met en œuvre le modèle de Burmister.

Ce modèle s'appuie sur la modélisation mécanique de la structure par un massif semi-infini, constitué d'une superposition de couches de matériau d'épaisseur constante, à comportement élastique linéaire isotrope. Les paramètres descriptifs du comportement mécanique de chaque matériau sont donc au nombre de deux : le module de déformation  $E$  et coefficient de Poisson  $\nu$ .

Chaque interface entre couches adjacentes peut être prise collée, glissante ou semi-collée. Le chargement appliqué par les charges roulantes à la surface de la chaussée est représenté par un ensemble de disques circulaires, chargé chacun par une pression verticale uniforme et statique.

Toutes les combinaisons de charges élémentaires circulaires de ce type sont possibles. Ceci permet de reproduire les silhouettes d'essieu, de bogie, de véhicule ou d'ensemble de véhicules les plus diverses.

Par exemple, le jumelage de 65 kN (3,25 kN par roue, pression de contact 6,62 MPa) constitue sauf cas particulier, la charge de référence pour le dimensionnement des structures de chaussée des réseaux routiers et autoroutiers français.

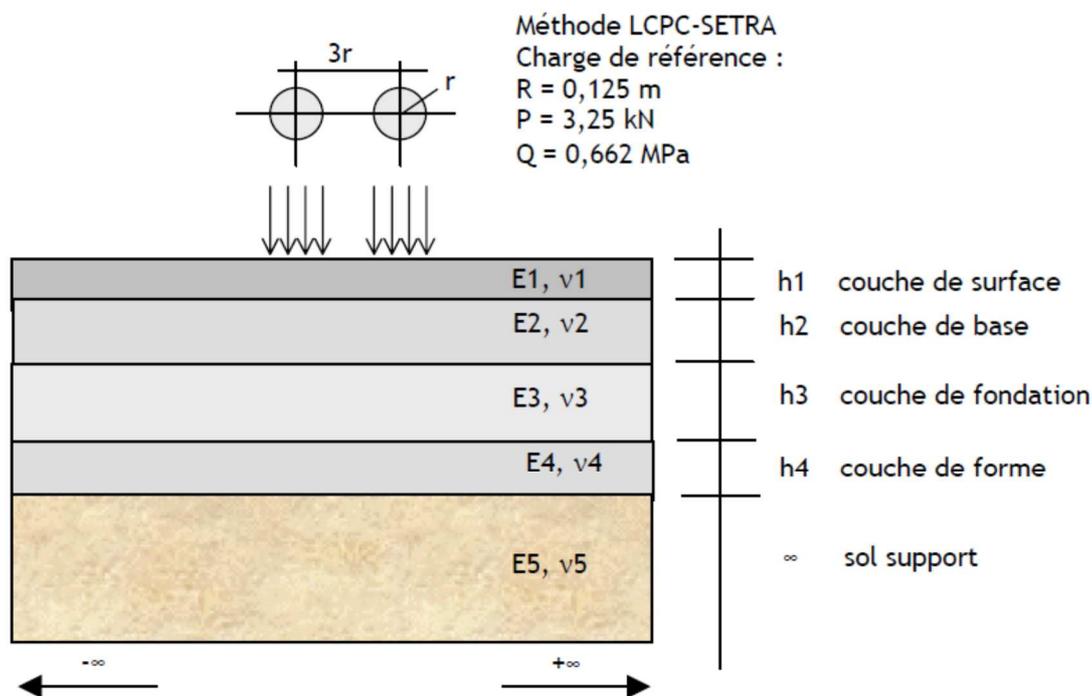


Figure 23 : Moteur de calcul, Logiciel Alizé - LCPC [Réf.4]

### 1.4.3. Démarche de modélisation

#### a. Calcul des valeurs admissibles

Pour calculer les contraintes et les déformations admissibles dans les différents matériaux qui constituent le corps de la chaussée, qui vont être comparées avec les contraintes et les déformations calculées par le logiciel, il faut insérer des données spécifiques :

Ces données concernent :

- le coefficient d'agressivité du trafic CAM.
- le risque adopté pour les structures de chaussée.
- les paramètres de fatigue du matériau de la chaussée (par exemple :  $b, SN, Sh, \sigma_6, K_d, K_s$ )

Figure 24 : Calcul des valeurs admissibles

#### b. Définition de la structure

En fonction de la structure de chaussée visée par l'étude en cours, nous devons alors faire évoluer cette structure de base, et renseigner les différents champs de valeurs qui définissent son comportement mécanique, comme la montre la figure 25.

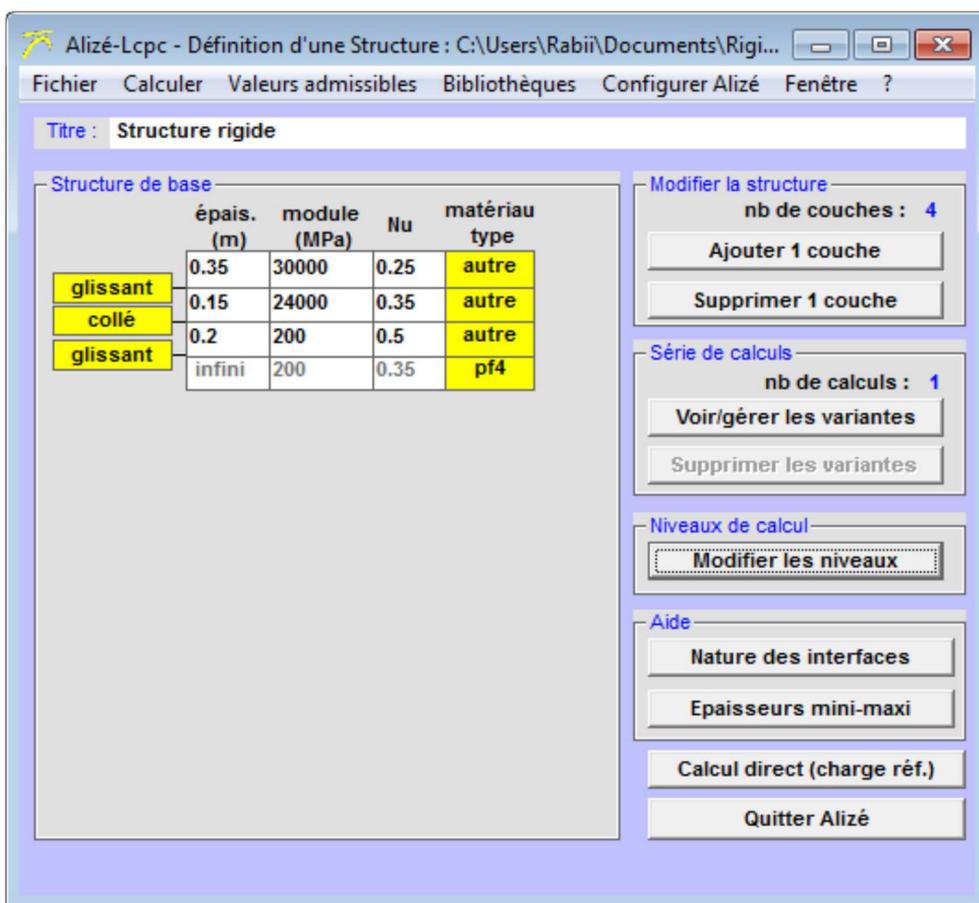


Figure 25 : Définition de la structure

On définira ensuite les différents types d'interfaces entre les couches de structure selon les recommandations suivantes :

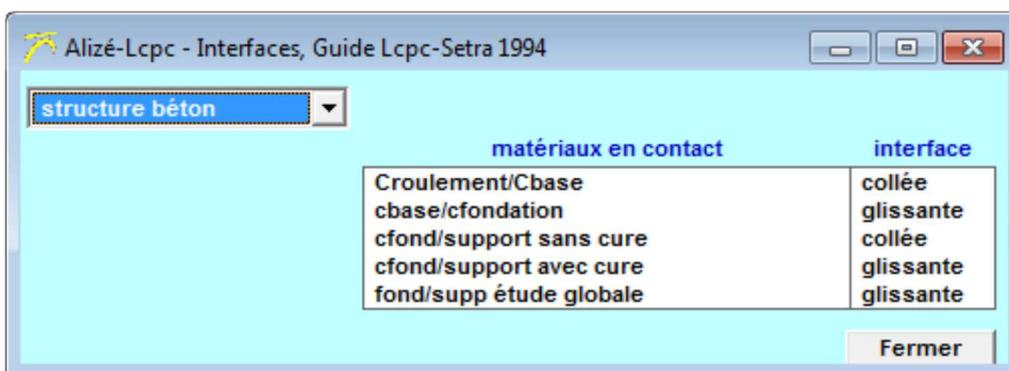


Figure 26 : Interfaces entre couches de structures

### c. Définition de la charge de référence

Une charge spéciale est constituée d'un ensemble de charges unitaires, circulaires verticales, appliquées à la surface de la chaussée. Les caractéristiques des charges (rayon, poids et pression) sont introduites directement dans la fenêtre de saisi- figure 27

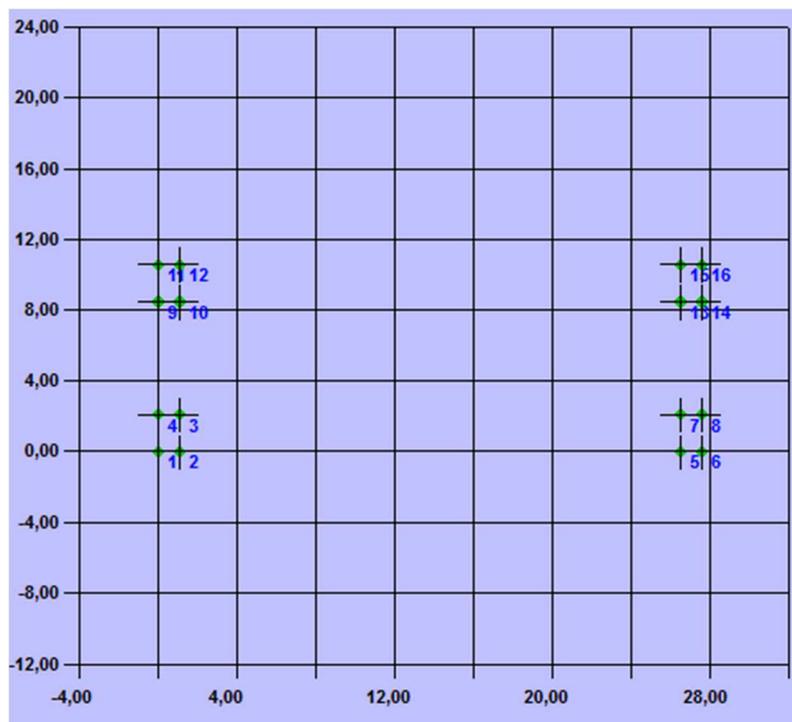


Figure 27: Définition de la charge de référence

Si nous disposons de plus d'information sur les charges appliquées sur la chaussée et qui ne sont pas définies par défaut par le logiciel, il y a possibilité de création d'une nouvelle charge spéciale avec la commande charge spéciale du menu.

Une charge spéciale est constituée d'un ensemble de charges unitaires, circulaires verticales, appliquées à la surface de la chaussée. Le nombre de charges isolées constituant ce chargement complet peut varier entre 1 et 1000. Les caractéristiques des charges (rayon, poids et pression) peuvent varier d'une charge isolée à l'autre.

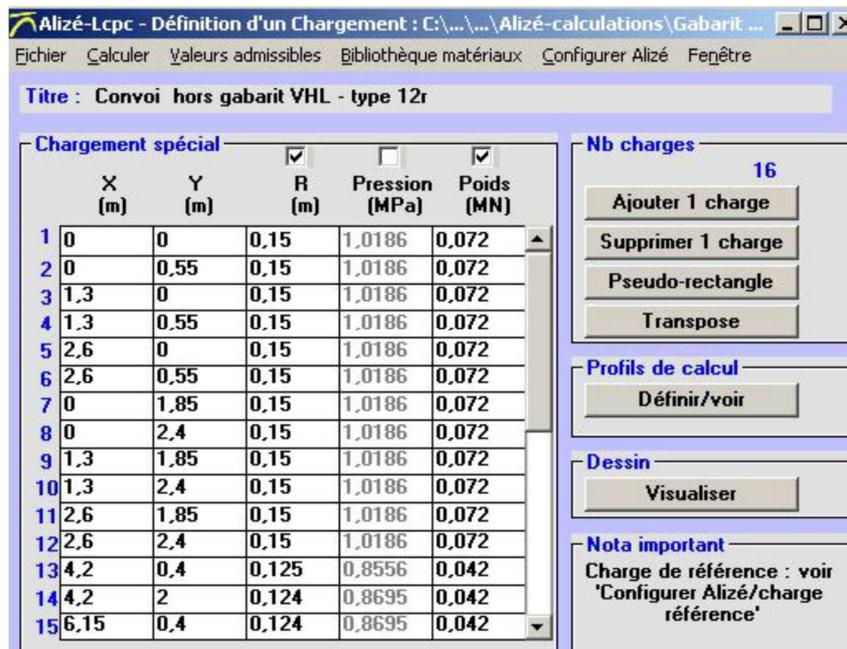


Figure 28: définition du chargement spécial

d. Lancement du calcul

Après lancement du calcul le logiciel fournit les résultats sous forme des contraintes appliquées et des déformations dans chacune des couches de la structure.

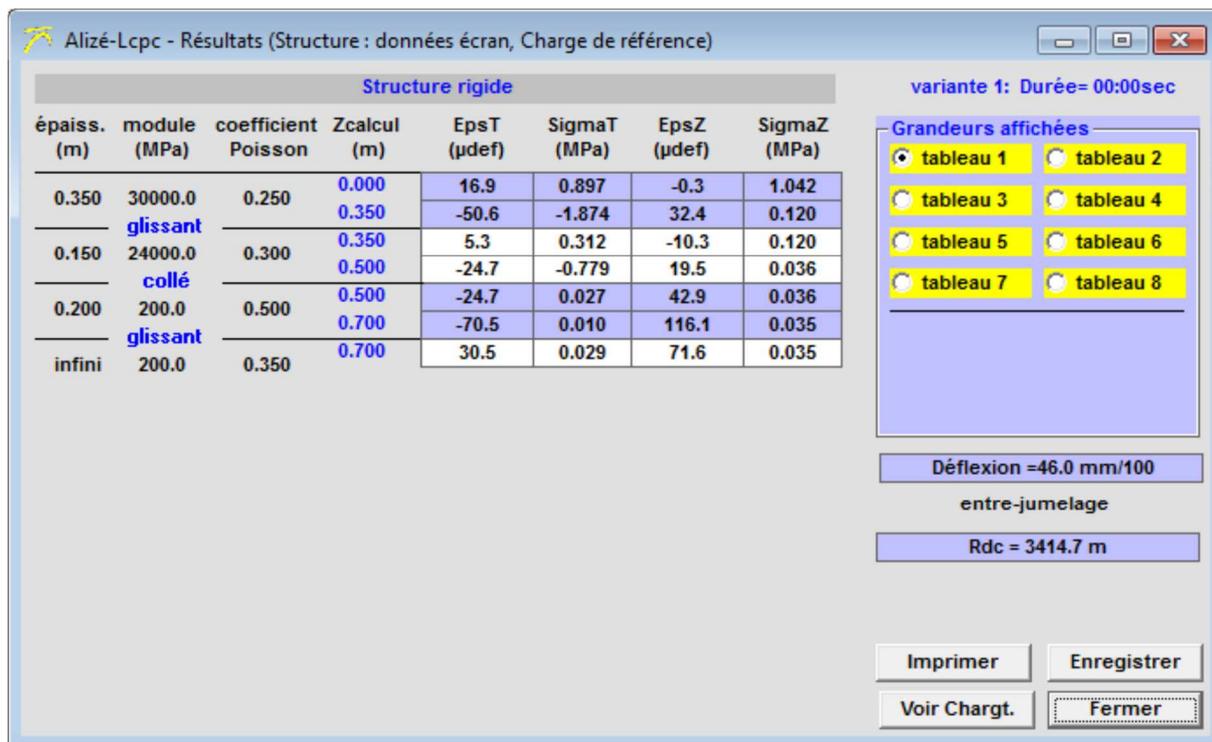


Figure 29 : Résultats de calcul

## 2. Dimensionnement des structures de la chaussée du terminal TCE

### 2.1. Pré dimensionnement du TCE et choix des variantes de voiries

Le terminal TCE est constitué généralement de trois zones principales sont les suivantes :

- ✓ Zone de circulation du RTG (Rubber Tired Gantry) et stockage des conteneurs pleins.
- ✓ Zone voies de circulation.
- ✓ Zone de stockage des conteneurs vides.

Chaque zone du terminal subit un trafic et des charges d'exploitation spécifiques, donc on ne peut pas adapter une seule variante de chaussées pour toutes les zones du terminal, mais plutôt il faut choisir le type de chaussée convenable pour chaque zone.

Pour réaliser un dimensionnement optimal de la chaussée du terminal TCE, nous avons proposé trois variantes de voiries selon l'usage et bien sur les charges d'exploitation :

- ✓ Chaussée à structure souple : zones de circulation et de stationnement des poids-lourd.
- ✓ Chaussée à structure rigide : Zone de circulation des engins de manutention « RTG » et stockage des conteneurs pleins.
- ✓ Renforcement de la zone existante de stockage des conteneurs vides, vu que la structure existante est correcte à part quelques anomalies dans la couche de roulement.

Le maître d'ouvrage exige un dimensionnement qui prend en compte les recommandations suivantes :

- ✓ Adapter l'épaisseur des couches aux sollicitations que l'on peut rencontrer lors de l'exploitation de la chaussée ;
- ✓ Prévoir les dispositifs de transfert des charges aux joints transversaux dans des couches de chaussée discontinues soumises à l'action fréquente de poids lourds et des engins de manutention ;
- ✓ Réduire au minimum le risque de pollution de la fondation.
- ✓ Assurer de bonnes conditions de mise en œuvre des couches de la structure.

### 2.2. Dimensionnement des voiries du TCE

Pour le dimensionnement de la chaussée du terminal TCE, nous avons élaboré pour chaque zone trois variantes de chaussées, une variante pour 10 ans, 20 ans et pour 30 ans.

#### 2.2.1. Zone de circulation du RTG et stockage des conteneurs pleins

##### 2.2.1.1. Définition des chaussées rigides :

On appelle habituellement chaussée rigide toute chaussée constituée d'une dalle de béton de ciment reposant sur un sol compacté ou sur une mince fondation de pierre ou gravier concassé ou sur une fondation stabilisée. Elle doit son nom à la forte rigidité que présentent les matériaux qui la constituent. Cette rigidité permet par ailleurs de répartir les charges sur une grande superficie de la fondation.

**2.2.1.2. Elaboration des données de base de dimensionnement:**

❖ **Le trafic :**

Avant de commencer le calcul du trafic, il faut connaître les engins susceptibles de circuler sur la voirie du terminal. La chaussée du terminal doit résister au poids des engins de manutention de type « RTG ». Ces engins ont pour fonction de déplacer les conteneurs déchargés par les navires dans le quai vers la zone de stockage et vice versa. Les caractéristiques de ces engins sont décrites dans le tableau ci-dessous :



**Figure 30 : Engin de Manutention de type RTG-KALMAR**

**Tableau 7 :les caractéristiques du RTG**

Poids sans conteneur	Poids avec conteneur	Nombre d'essieux	Type d'essieu	Pression de gonflage par pneu
178	138	8	Simple	10 bars

$\tau$  : D'accroissement géométrique est prix égale à 4%.

Nombre de trafic par jour : 100/sens/jour.

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul du trafic pour les trois variantes de durée de vie des chaussées :

**Tableau 8: résultats de calcul du trafic équivalent**

	V1= 10 ans	V2=20 ans	V3=30 ans
C1	1	1	1

C2	12.00	29.77	56.08
C3	5781	5781	5781
N2	100	100	100
N4	3650	7300	10950
N (essieu de13T) (10 <sup>6</sup> ) =	25331.16	125654.92	354993.45

Puisque l'on connaît le nombre d'essieux équivalents de notre trafic, on peut savoir la classe de ce trafic. Selon le catalogue Marocain en utilisant le tableau suivant :

Structure	Durée de vie	TPL1	TPL2	TPL3	TPL4	TPL5	TPL6
Souple ou Semi rigide	Courte	8,8.10 <sup>3</sup>	4,5.10 <sup>4</sup>	1,4.10 <sup>5</sup>	3,8.10 <sup>5</sup>	5,7.10 <sup>5</sup>	1.10 <sup>6</sup>
	Longue	2,2.10 <sup>4</sup>	1,1.10 <sup>5</sup>	3,5.10 <sup>5</sup>	9,5.10 <sup>5</sup>	1,4.10 <sup>6</sup>	2,5.10 <sup>6</sup>
Rigide	Longue	4.10 <sup>4</sup>	2,7.10 <sup>5</sup>	6,1.10 <sup>5</sup>	1,6.10 <sup>6</sup>	2,3.10 <sup>6</sup>	3,7.10 <sup>6</sup>

Tableau 9: Les classes du trafic [Réf.3]

Ainsi, puisque notre chaussée est rigide, **le trafic est classe TPL6.**

❖ **Environnement climatique**

Selon la carte en Annexe1, le port de Casablanca se situe dans **la zone semi-humide h.**

❖ **Environnement géotechnique**

Le terrain est classé « Zone 1 » puisqu'il s'agit d'un sol stable.

❖ **Détermination de la portance et choix de la couche de forme**

Selon le rapport géotechnique le sol est de type « B2 » selon la classification GMTR.et l'indice de CBR est : 16 %.

A partir de cet indice CBR on peut classer le sol en portance  $St_i$  à l'aide de l'échelle suivante.

Sti	St0	St1	St2	St3	St4
Indice CBR (imbibe)	≤ 4	≥ 6	≥ 10	≥ 15	≥ 25

Tableau 10 : la portance du sol en fonction du CBR [Réf.3]

Donc la portance au niveau supérieur du sol est :  $St_3$

Ainsi que la portance minimale au niveau supérieur de la couche de forme est  $P_1$ .

Donc, la configuration de couche de forme à adopter est :

➔ 40 cm de F1.

Cette épaisseur de couche de forme, lors des calculs effectués après, s'est avéré surdimensionnée, d'où le choix d'une couche de forme de 20cm de F1.

❖ **Choix des matériaux utilisés dans les chaussées rigides :**

Pour les chaussées rigides du terminal TCE nous avons choisi deux variantes, une avec le béton de ciment et une avec le BCR.

**2.2.1.3. Configuration du corps de la chaussée :**

Le type des dalles que nous avons choisi est « les dalles sans fondation », ci-dessous la configuration du corps de la chaussée pour chaque variante :

**Variante béton de ciment :**

	Matériau
Dalle	Béton de ciment
Couche drainante	Matériaux graveleux
Couche de forme	Matériau F1
Sol support	-

**Variante Béton compacté au Roulant (BCR):**

	Matériau
Dalle	BCR
Couche drainante	Matériaux graveleux
Couche de forme	Matériau F1
Sol support	-

**2.2.1.4. Calcul des contraintes admissibles**

✓ **Béton de ciment :**

Les chaussées en béton sans couche de fondation sont calculées vis-à-vis de la rupture par fatigue de la couche de base, en vérifiant que la contrainte de traction à la base de cette couche est inférieure aux valeurs admissibles.

Les déformations verticales à la surface de la plate-forme support sont généralement suffisamment faibles pour ne pas être déterminantes dans le dimensionnement.

- **Détermination de la contrainte de traction admissible  $\sigma_{t,adm}$  à la base de la couche de base**

La valeur de  $\sigma_{t,adm}$  est donnée par la relation :

$$\sigma_{t,adm} = \sigma_t(NE)K_rK_dK_c \text{ [Réf.1]}$$

- $\sigma_t(NE)$  : Contrainte pour laquelle la rupture en traction par fendage est obtenue pour NE chargements.

-NE : nombre de chargements équivalents calculé à partir du trafic cumulé et du coefficient d'agressivité CAM.

$$\sigma_t(NE) = \sigma_6 \left( \frac{NE}{10^6} \right)^b \text{ [Réf.1]}$$

- $K_r$  : est un coefficient qui ajuste la valeur de déformation admissible au risque de calcul retenu en fonction des facteurs de dispersion sur l'épaisseur (écart-type Sh) et sur les résultats des essais de fatigue (écart-type SN).

- $K_d$  : est un coefficient introduit pour prendre en compte les discontinuités des structures des chaussées en béton et l'incidence des gradients thermiques (majoration de la contrainte calculée en milieu de dalle avec le modèle continu).

- $K_c$  : est un coefficient de calage destiné à ajuster les résultats du modèle de calcul au comportement observé de chaussées du même type. Pour les chaussées en béton la valeur actuellement retenue pour le coefficient de calage est de 1,5 lorsqu'on utilise la résistance du béton en traction par fendage.

Nous avons effectué nos calculs avec un béton dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau 11 Caractéristiques du béton de ciment

E(MPa)	$\nu$	$\sigma_6$	$-1/b$	SN	Sh	$K_c$
35000	0.25	2.15	16	1	0.01	1.5

### ✓ Le Béton Compacté au Rouleau

#### Généralités sur le Béton Compacté au Rouleau

On appelle Béton Compacté au Rouleau (BCR) un béton raide, non armé, d'affaissement nul composé de ciment, de granulats, d'eau et d'adjuvants, dont la mise en place nécessite un compactage externe pour être bien consolidé.

Du point de vue structural, le BCR est un ouvrage rigide présentant le même comportement qu'une dalle de béton et est soumis aux mêmes critères de conception.

La portance et la résistance à la déformation des couches de support et celles de roulement confectionnées dans un tel cas permettent de soumettre celles-ci aux sollicitations d'un trafic intense. Le BCR présente une grande résistance et une bonne durabilité donc, est bien adapté aux charges des équipements lourds.

Il a été prouvé qu'un mélange de BCR avec une teneur en liant de 300 kg/m<sup>3</sup> et un rapport E/C d'environ 0,35 peut développer une résistance en compression à 28 jours de 40 MPa et une résistance en flexion à 3 jours de 5 MPa.

Dans le cas des routes, le BCR peut être utilisé pour deux applications :

- comme couche-support d'une chaussée revêtue en liant hydrocarboné;
- comme couche de roulement traitée en surface de manière à subir directement le passage du trafic.

La dernière application a la particularité d'une mise en œuvre rapide avec donc une réduction du coût de construction.

La réalisation du BCR est faite avec les mêmes équipements généralement utilisés pour la construction des chaussées en béton. Il est produit en centrale fixe ou mobile, transporté par le camion à benne basculante et mise en place à l'aide d'épandeur, de finisseur. Le compactage est assuré par le rouleau compacteur.

L'épaisseur minimale d'une dalle de BCR est de 15 cm. Il faut à chaque fois s'assurer que la couche inférieure à la dalle a atteint un degré de compactage suffisant.

- **Contraintes et déformations admissibles.**

Selon la méthode française de dimensionnement des chaussées, les chaussées en BCR sont considérées comme des chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.

Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques sont vérifiées par le calcul, vis-à-vis de :

- La rupture par fatigue à la base des couches liées,
- L'orniérage du support.

Deux critères sont à vérifier :

- la contrainte de traction  $\sigma_t$  à la base des couches traitées aux liants hydrauliques reste inférieure à une valeur admissible. Le niveau à considérer est la base de l'assise traitée, s'il n'y a qu'une couche ou si les couches restent collées; sinon, c'est la base de chaque couche traitée.
- la déformation verticale  $\varepsilon_z$  à la surface des couches non liées et du sol support est inférieure à une valeur limite.

- **Détermination de la contrainte de traction  $\sigma_{t,adm}$  admissible à la base des couches**

La valeur de  $\sigma_{t,adm}$  pour NE chargements, est donnée par la relation :

$$\sigma_{t,adm} = \sigma_t(NE)K_rK_dK_cK_s[\text{Réf.1}]$$

-  $\sigma_t(NE)$  : contrainte pour laquelle la rupture en flexion sur éprouvette de 360j est obtenue pour NE chargements.

-NE : nombre de chargements équivalents calculé à partir du trafic cumulé et du coefficient d'agressivité CAM.

- $K_r$  : est un coefficient qui ajuste la valeur de déformation admissible au risque de calcul retenu en fonction des facteurs de dispersion sur l'épaisseur (écart-type Sh) et sur les résultats des essais de fatigue (écart-type SN).

- $K_d$  : est un coefficient introduit pour prendre en compte l'effet des discontinuités pour la couche de base.

- $K_c$  : est un coefficient de calage destiné à ajuster les résultats du modèle de calcul au comportement observé de chaussées du même type.

$K_s$ -est un coefficient minorateur tenant compte de l'effet d'hétérogénéités locales de portance d'une couche de faible rigidité supportant les couches liées.

- **Détermination de la déformation verticale au niveau du sol**

$$\epsilon_{z,adm} = 0.016(NE)^{-0.222} \text{ Pour trafic fort. [Réf.1]}$$

$$\epsilon_{z,adm} = 0.012(NE)^{-0.222} \text{ Pour trafic faible. [Réf.1]}$$

Nous avons effectué nos calculs avec un BCR dont les caractéristiques sont les suivantes :

**Tableau 11 : Caractéristiques du BCR**

E(MPa)	$\nu$	$\sigma_6$	$-1/b$	SN	Sh	$K_c$	$K_d$
28000	0.25	1.85	15	1	0.03	1.5	0.8

### 2.2.1.5. Détermination des épaisseurs des couches de la chaussée par Alizé :

La détermination de l'épaisseur des couches constituant la chaussée se fait à l'aide du logiciel Alizé-LCPC-Routes, qui permet de calculer les contraintes et les déformations maximales et en les comparant aux valeurs admissibles cités ci-dessous, on décide de garder les épaisseurs ou les modifier.

**Paramètres de calcul :**

- Nombre de trafic par jour : 100pl/jour.
- Taux d'accroissement géométrique : 4%.
- Durée de vie : V1=10 ans, V2=20 ans, V3=30 ans.
- CAM=5781
- le risque adopté pour les structures de chaussée rigide fixé à 2.5% pour un trafic TPL6 selon le tableau suivant.

Classe de trafic Type structure	≤ TC1	TC2	TC3	TC4	TC5	TC6	TC7	TC8
Chaussées souples et bitumineuses	30 %	30 %	18 %	10 %	5 %	2 %	1 %	1 %
Assises traitées et chaussées béton	20 %	12,5 %	10 %	7,5 %	5 %	2,5 %	1 %	1 %
Fondation des structures mixtes	50 %	50 %	35 %	20 %	10 %	3 %	2 %	1 %

Figure 31: valeurs des risques de calcul [Réf.5]

- charge spéciale :

	X (m)	Y (m)	Rayon (m)	Pression (MPa)	Poids (MN)
1	0	0	0,242	0,6047	0,11125
2	1,08	0	0,242	0,6047	0,11125
3	1,08	2,1	0,242	0,6047	0,11125
4	0	2,1	0,242	0,6047	0,11125
5	26,45	0	0,242	0,6047	0,11125
6	27,53	0	0,242	0,6047	0,11125
7	26,45	2,1	0,242	0,6047	0,11125
8	27,53	2,1	0,242	0,6047	0,11125
9	0	8,5	0,242	0,6047	0,11125
10	1,08	8,5	0,242	0,6047	0,11125
11	0	10,6	0,242	0,6047	0,11125
12	1,08	10,6	0,242	0,6047	0,11125
13	26,45	8,5	0,242	0,6047	0,11125
14	27,53	8,5	0,242	0,6047	0,11125
15	26,45	10,6	0,242	0,6047	0,11125

Figure 32 : Chargement spécial

✓ **Les résultats de calcul :**

Les rapports de calcul des contraintes et des déformations sont présentés en Annexe2. Les tableaux suivants résument le calcul effectué et fournissent les épaisseurs retenues.

❖ **Variante : Dalle en béton de ciment**

**Pour 10 ans :**

couche	$\sigma_{t,adm} / \varepsilon_{z,adm}$	$\sigma_{t,max} / \varepsilon_{z,max}$	Epaisseur retenue
Couche d'assise (BC)	1	0.977	0.52
Couche de forme (F1)	98.1	69.5	0.2
sol support ( PF3)	98.1	46.9	Infini

**Pour 20 ans :**

couche	$\sigma_{t,adm} / \varepsilon_{z,adm}$	$\sigma_{t,max} / \varepsilon_{z,max}$	Epaisseur retenue
Couche d'assise (BC)	0.945	0.93	0.54
Couche de forme (F1)	80.2	65.8	0.2
sol support ( PF3)	80.2	44.6	Infini

**Pour 30 ans :**

couche	$\sigma_{t,adm} / \varepsilon_{z,adm}$	$\sigma_{t,max} / \varepsilon_{z,max}$	Epaisseur retenue
Couche d'assise (BC)	0.908	0.887	0.56
Couche de forme (F1)	69.7	62.5	0.2
sol support ( PF3)	69.7	42.5	Infini

❖ **Variante : Dalle en Béton Compacté au Rouleau(BCR)**

**Pour 10 ans :**

couche	$\sigma_{t,adm} / \varepsilon_{z,adm}$	$\sigma_{t,max} / \varepsilon_{z,max}$	Epaisseur retenue
Couche d'assise (BCR)	1.098	1.078	0.46

Couche de forme (F1)	98.1	92.3	0.2
sol support ( PF3)	98.1	60.9	Infini

**Pour 20 ans :**

couche	$\sigma_{t,adm}/\varepsilon_{z,adm}$	$\sigma_{t,max}/\varepsilon_{z,max}$	Epaisseur retenue
Couche d'assise (BCR)	1,033	0,944	0,51
Couche de forme (F1)	80,2	79,7	0,2
sol support ( PF3)	80,2	53,2	Infini

**Pour 30 ans :**

couche	$\sigma_{t,adm}/\varepsilon_{z,adm}$	$\sigma_{t,max}/\varepsilon_{z,max}$	Epaisseur retenue
Couche d'assise (BCR)	0,99	0,815	0,57
Couche de forme (F1)	69,7	68,1	0,2
sol support (PF3)	69,7	46	Infini

**2.2.1.6. Vérification des dalles de la chaussée vis-à-vis des charges statique :**

Au niveau de la zone RTG, il sera procédé dans des endroits au stockage de conteneurs pleins. Vu que ces structures sont dimensionnées en tenant compte seulement des charges roulantes (RTG), il s'avère nécessaire de vérifier si ces structures résisteront sous les charges statiques lourdes appliquées dans les zones de stockages (le chargement le plus défavorable consiste en un empilement de 5 niveaux de conteneurs pleins).

Pour la vérification mécanique des dalles vis-à-vis des charges statiques, nous avons suivi les instructions de la norme du dallage industriel : DTU 13.3 partie 1.

**a. Vérifications des contraintes :**

Contraintes admissibles du béton :

- à l'ELU :  $\sigma_{ELU,adm} = 0.75\sigma_R$
- à l'ELS :  $\sigma_{ELS,adm} = 0.65\sigma_R$  avec  $\sigma_R = 1.8 f_{t28}$

Selon les règles de BAEL :

$$\begin{aligned} \diamond \left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ f_{t28} = 0.275(f_{c28})^{\frac{2}{3}} \text{ si } 60\text{MPa} < f_{c28} \leq 80\text{MPa} \end{array} \right. \\ \diamond E = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} \end{aligned}$$

- **Contrainte sous une charge concentrée :**

$$\sigma_c = K_c \alpha \frac{Q_c}{r^2} \text{ [Réf.6]}$$

- $K_c$  : Coefficient fonction de :  $\chi_c = \frac{E}{K_w}$  et  $\eta_c = \frac{h}{r}$  (donné par l'abaque Annexe3)
- $h$  : épaisseur du dallage.
- $r$  : rayon du cercle ayant même aire que la surface du contact de la charge concentrée.
- $E$  : module de déformation du béton.
- $K_w$  : module de Westergaard.
- $\alpha$  : coefficient qui prend 1 ou  $\frac{2}{3}$  selon le type du joint.
- $-Q_c = \psi_\phi Q$  tel que  $\psi_\phi = \begin{cases} 1.5 \text{ à l'ELU} \\ 1.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$
- $Q$  : La charge maximale qui sollicite le dallage.

### **Détermination de $Q$**

Dans notre cas la seule charge concentrée appliquée sur la dalle est la charge appliquée par un empilement de cinq niveaux de conteneurs pleins par appuis. La surface de contact entre un appui du conteneur et la dalle est de 30cmx30cm pour chaque appui, une surface négligeable devant les dimensions d'un conteneur (2.44mx12.19m), d'où la raison de considérer cette charge comme une charge concentrée.

Un conteneur plein a un poids de 40t et posé sur quatre appuis. Donc la charge maximale qui sollicite le dallage est calculée comme suivant :

$$Q(MN) = \frac{(5 * 40)}{4 * 100}$$

$$Q(MN) = 0.5 MN$$

### **Détermination du module de Westergaard**

Le module de Westergaard est déterminé à l'aide de l'indice CBR au moyen de l'abaque suivante :

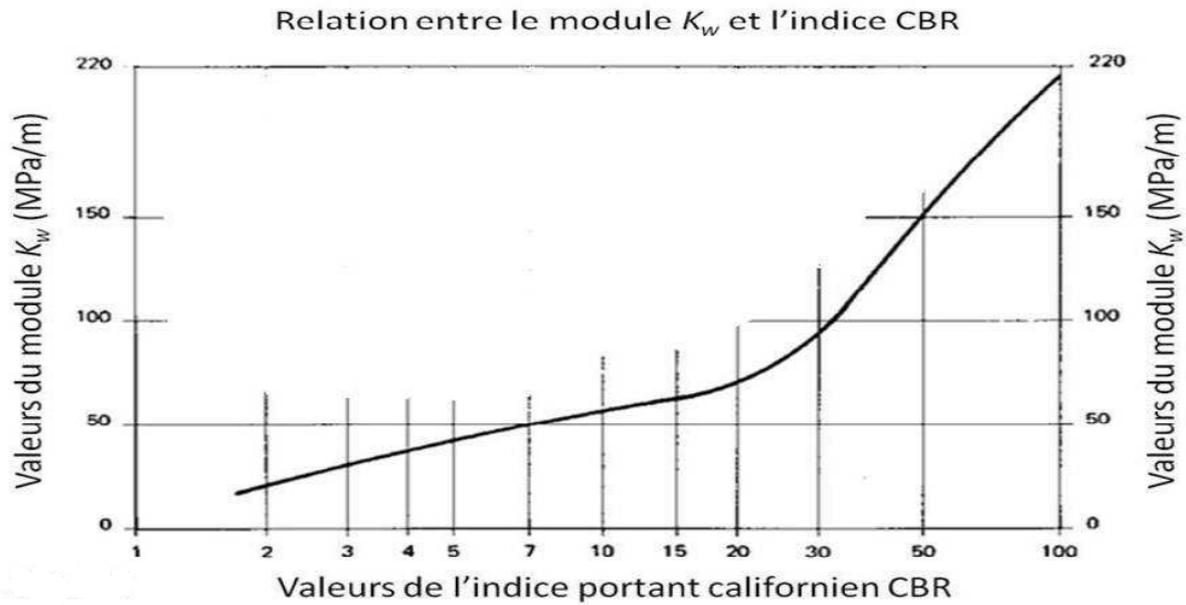


Figure 33 : le module de Westergaard en fonction de l'indice CBR [Réf.7]

L'indice CBR d'après les résultats de l'étude géotechniques égale à 16%, donc  $K_w = 66$ .

**Détermination de  $\alpha$  et  $r$  :**

Nous avons choisi des joints goujonnés donc  $\alpha = \frac{2}{3}$ .

$$\pi r^2 = 0.3 * 0.3$$

D'où

$$r = 0.169(m)$$

- **Contrainte sous une charge répartie uniforme :**

$$\sigma_r = K_r q_r h \text{ [Réf.6]}$$

- $K_r$ : grandeur(en  $m^{-1}$ ) fonction de :  $\chi_r = \frac{K_w L}{E}$  et  $\eta_r = \frac{h}{L}$  (en utilisant l'abaque Annexe4)
- L : largeur de la dalle.
- $-q_r$ : intensité de la charge ( $MN/m^2$ ).

**Détermination de  $q_r$  :**

La charge répartie appliquée sur la dalle dans notre cas est le poids propre de la dalle, donc la valeur de la charge uniforme vaut après majoration:

$$q_r = 1.35 * \rho (\text{poids volumique du béton}) * h$$

### b. Vérifications du poinçonnement:

La valeur ultime d'une charge concentrée appliquée à un dallage d'épaisseur h ne peut excéder la valeur limite :

$$Q_{ultim} = \frac{0.045}{\gamma_b} f_{c28} u_c h \quad [\text{Réf.6}]$$

-pour un contour rectangulaire ab :  $u_c = 2(a + b) + 4h$ .

-pour un contour circulaire de rayon r :  $u_c = \pi(2r + h)$ .

Dans notre présent la surface du contact entre la dalle et l'appui à un contour rectangulaire.

$$\begin{cases} a = 0.3 \\ b = 0.3 \end{cases}$$

### c. Vérifications du tassement:

- Tassement différentiel  $s_d$  entre la bordure de la bande chargée et le centre de cette bande (en m).

$$s_d = \frac{12.8pL}{\frac{43.6Eh^3}{L^4} + K_w} \quad [\text{Réf.6}]$$

- Tassement  $s_b$  de la bordure de cette même bande (en m) :

$$s_b = \frac{2.5pL}{K_w} \quad [\text{Réf.6}]$$

- Tassement maximal admissible du dallage (en cm) :

$$s_{lim} = \min\left(\frac{L}{5}; 0.85 \frac{L^2}{h}\right) \quad [\text{Réf.6}]$$

P : le poids propre du dallage par unité de surface =  $\rho(\text{poids volumique du béton}) * h$   
 Nous avons choisi de travailler avec des dalles de 6mx12m donc L=6m.

### Résultat de vérification mécanique vis-à-vis des charges statiques :

- Dalle en béton de ciment :

Les caractéristiques avec lesquelles nous avons effectué les calculs sont les suivantes :

**Tableau 14 Caractéristiques mécaniques du béton de ciment**

	$E(MPa)$	$f_{c_{28}}(MPa)$	$f_{t_{28}}(MPa)$	$\rho$ (masse volumique $t/m^2$ )
<b>BC</b>	35000	32.21	2.53	2.2

Après la vérification mécaniques vis-à-vis les charges statiques des variantes de dalles obtenue avec la méthode de la méthode de dimensionnement rationnelle des chaussées, nous avons trouvé que variantes des dalles ne peuvent pas supporter les charges statiques :

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

**Pour l'épaisseur de la chaussée rigide :**

h	$\sigma_{(ELS)}$	$\sigma_{(ELU)}$	$\sigma_{adm(ELS)}$	$\sigma_{adm(ELU)}$	Décision
0.52	3.35	4.18	2.73	3.41	Non vérifié
0.54	3.07	3.83	2.73	3.41	Non vérifié
0.56	2.93	3.66	2.73	3.41	Non vérifié

Comme solution à ce problème nous avons envisagé d'augmenter l'épaisseur de la dalle pour laquelle peut supporter les charges statiques, l'épaisseur retenue est la suivante :

**h= 0.58m**

Le tableau suivant donne les résultats de calcul :

$\sigma_{(ELS)}$	$\sigma_{(ELU)}$	$\sigma_{adm(ELS)}$	$\sigma_{adm(ELU)}$	Décision
2.65	3.32	2.73	3.41	Vérifié

$Q_d$	$Q_{ultime}$	Vérification au poinçonnement
0.75	0.99	Vérifié

Tassement total	Tassement max	vérification du tassement
0.017748	0.85	Vérifié

➔ **Dalle en BCR :**

Vu l'absence des données fiables sur les caractéristiques mécanique du BCR, nous avons assimilé son comportement à celui du béton de ciment, mais nous avons affecté une densité volumique au BCR plus grande que celle du béton, parce que le premier est bien compacté.

Les caractéristiques avec lesquelles nous avons effectué les calculs sont les suivantes :

**Tableau 13 Caractéristiques mécaniques du BCR**

	$E (MPa)$	$f_{c_{28}} (MPa)$	$f_{t_{28}} (MPa)$	$\rho$ (masse volumique $t/m^2$ )
BCR	28000	20.28	1.81	2.3

De même pour le BCR, l'épaisseur obtenue par la méthode de dimensionnement des chaussées ne peut pas supporter les charges statiques.

### Les résultats pour l'épaisseur de la chaussée rigide

varinate	épaisseur	$\sigma_{adm}$ (ELU)	$\sigma_{adm}(ELS)$	$\sigma(ELU)$	$\sigma(ELS)$	vérification
10 ans	0,46	2,4435	1,9548	6,63225116	5,30580093	non vérifié
20 ans	0,51	2,4435	1,9548	4,1887902	3,35103216	non vérifié
30 ans	0,57	2,4435	1,9548	3,14159265	2,51327412	non vérifié

### Les résultats pour la nouvelle épaisseur $h=0.67m$

$\sigma_{(ELS)}$	$\sigma_{(ELU)}$	$\sigma_{adm}(ELS)$	$\sigma_{adm}(ELU)$	Décision
1.9547	2.4434	1.9548	2.4435	Vérifié

$Q_d$	$Q_{ultime}$	Vérification au poinçonnement
0.75	0.76226436	Vérifié

Tassement total	Tassement max	vérification du tassement
0.0214	0.85	Vérifié

**2.2.1.7. Résultats finaux**

**Béton de ciment**

Couche	Epaisseur
pavage	10 cm
Lit de pose	5 cm
Dalle en béton de ciment	58 cm
Couche drainante	10 cm
Couche de forme	20 cm

**BCR**

Couche	Epaisseur
pavage	10 cm
Lit de pose	5 cm
Dalle en BCR	67cm
Couche drainante	10 cm
Couche de forme	20 cm

**2.2.2. Les joints des chaussées rigides :**

La réalisation de chaussées rigides nécessite la confection de joints, afin de permettre une localisation nette des fissures qui sont inhérentes à la nature de leurs matériaux.

La prévision de leur emplacement et leur dimensionnement relevant davantage de règles empiriques de que de calculs, leur exécution demeure une opération délicate à laquelle il est toujours nécessaire d'apporter un grand soin et une grande attention.

Trois types de joints sont généralement rencontrés sur les chaussées réalisées en béton de ciment. Une description des chaque type de joint est présentée dans les paragraphes suivants.

**3.2.2.1 Types de joints :**

**a. Les joints de construction :**

❖ **Transversaux :**

Ce sont les joints d'arrêt de répandage en fin de journée ou en cas de panne prolongée du matériel. La dalle et coffrée ou retaillée de manière à obtenir un bord franc. Des fers de liaison sont introduits dans le béton frais pour assurer la jonction entre parties de dalle. Dans la mesure du possible.

❖ **Longitudinaux :**

Ce sont les joints séparant deux bandes de répandage adjacentes. Un assemblage par rainure et languette ou en forme de profil ondulé est réalisé pour la transmission des charges entre dalles.

#### **b. Les joints de dilatation :**

Ce sont des joints particuliers, prévus pour éviter des efforts horizontaux entre ouvrages importants. Ces joints ont environ 30 mm d'épaisseur, ils sont parfois goujonnés et constitués par un corps de joint compressible. La partie supérieure est remplie d'un produit de garnissage pour joints.

#### **c. Les joints de retrait – flexion :**

Ce sont des joints destinés à favoriser la fissuration de retrait du béton, en la localisant à un endroit choisi. Ces joints sont perpendiculaires à la bande de répandage ou légèrement obliques. Leur espacement  $D$  est généralement compris entre 5 et 7.5 m. [Réf.8]

Ils sont réalisés par sciage du béton à un moment précis, (généralement entre 6 et 30h après coulage) et que le béton n'ait pas encore effectué son retrait, mais qu'il ait déjà atteint une résistance suffisante pour permettre un sciage propre et sans départ de matériaux.

De tels joints sont parfois prévus longitudinalement, lorsque la largeur de bétonnage est trop importante comparée à l'épaisseur. [Réf.8]

#### **3.2.2.2. Sollicitations subies par les joints :**

Les différents types de joints que comporte une chaussée réalisée en béton de ciment, subissent tous des sollicitations identiques, dont l'intensité varie en fonction de multiples paramètres tels que, la qualité de la fondation, l'importance du trafic, le ciment, l'âge de la chaussée...

Ces sollicitations qui nuisent à l'efficacité des joints peuvent être regroupées en trois catégories

- mécanique, induites par le trafic, l'effet de la dilatation thermique des dalles, la qualité de la structure sous-jacente,
- thermique, dues à la température ambiante et la chaleur dégagée par les engins
- chimiques, imputables à l'utilisation de produits chimiques qui agressent le produit de garnissage.

#### **3.2.2.2 Procédure de dimensionnement des joints :**

##### **3.2.2.3.1. Largeur minimale de la réserve vis-à-vis de la dilatation thermique**

Les déplacements relatifs des dalles peuvent être évalués par une formule permettant d'appréhender l'amplitude maximale des mouvements des lèvres du joint, comportant plus ou moins de paramètres. L. HUBRECHT, du CRRB, propose une formule simple qui prend en compte :

- la longueur donnée aux dalles :  $D$
- Le coefficient de dilatation théorique moyen du béton :  $\alpha$
- L'écart probable des températures extrêmes du béton lors de son durcissement et lors de la période la plus froide de l'hiver :  $\delta t$

Dans ces conditions la variation d'amplitude maximale est obtenue par la relation ci-dessous

$$\delta D1 = \alpha \cdot D \cdot \delta t$$

A partir de cette formule, on retient pour largeur minimale ( $L$ ) à donner à la réserve d'un joint de retrait flexion, la valeur issue de la relation  $\delta D1 \leq L(\delta L/L)$ , dans laquelle  $(\delta L/L)$  est la déformation relative maximale admissible du produit de garnissage utilisé. [Réf.8]

#### **3.2.2.3.2. Largeur de la réserve vis-à-vis du retrait de béton**

Le choix du largeur ( $L$ ) de la réserve doit obligatoirement satisfaire les contraintes de déformation maximale des produits de calfeutrement mis en place, et donc, une détermination de la contribution du retrait de béton sur le déplacement total de la dalle s'avère nécessaire. [Réf.9]

Notons :

- $D$  : la longueur de la dalle (m).
- $\Delta$  : la constante de retrait de béton

Le déplacement relatif généré est de :

$$\delta D2 = \Delta \cdot D$$

Et donc le déplacement total est :

$$\delta D = \delta D1 + \delta D2$$

Le produit de calfeutrement doit donc supporter une déformation relative de  $(\delta D/L)$ . [Réf.9]

#### **3.2.2.3.3. Détermination de la profondeur de la réserve**

##### **a. Joints de retrait/flexion**

Ces joints doivent avoir une profondeur comprise entre un quart et un tiers de l'épaisseur du revêtement, comme le montre la figure suivante :

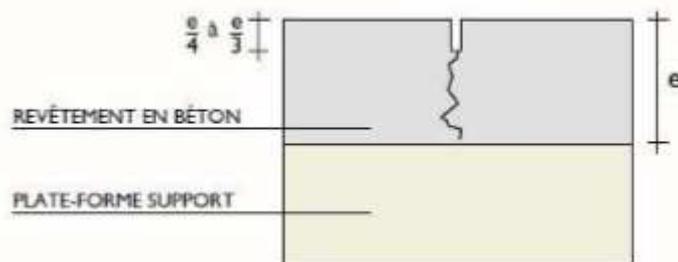


Figure 34 : Schéma d'un joint de retrait / flexion [Réf .10]

**b. Joints de retrait / flexion goujonnés :**

Les goujons ont pour rôle d'améliorer le transfert des charges aux droits des joints de retrait/flexion. Les goujons, de diamètre compris entre 20 et 30 mm, sont installés à mi-hauteur de la dalle dans le sens longitudinal et espacés de 0,75 m. [Réf .10]

**c. Joints de construction :**

La dalle est solidarisée avec la coulée de béton suivante, à l'aide de goujons d'un diamètre de 20 à 30 mm, placés à mi-hauteur dans le sens longitudinal et espacés de 0,75 m.

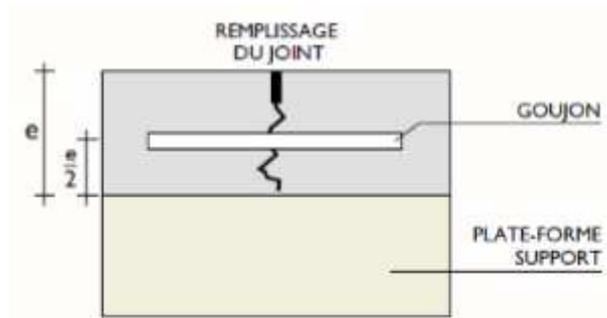


Figure 35: Schéma d'un joint de construction (transversal ou longitudinal) [Réf .10]

**d. Joints de dilatation :**

Ils constituent une interruption totale du revêtement sur toute son épaisseur. La saignée est remplie d'une fourrure en matière compressible dont l'épaisseur est comprise entre 10 et 20 mm.

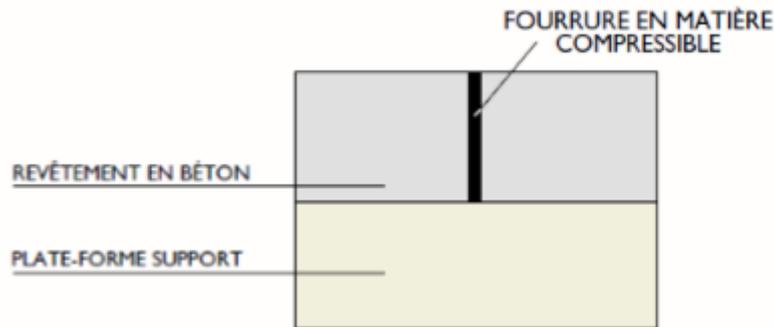


Figure 36 : Schéma d'un joint de dilatation [Réf .10]

### 3.2.2.3.4. Calcul de dimensionnement

#### Calcul de la Largueur de la réserve :

Les données nécessaires aux calculs sont :

- ✓ Longueur de la dalle  $D = 12 \text{ m}$
- ✓ Coefficient de dilatation de béton  $\Delta = 2,5 \cdot 10^{-4}$
- ✓ Coefficient de retrait de béton  $\alpha = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$  Notons  $\delta t$  la différence de température entre le moment de l'exécution des travaux et la température la plus basse.

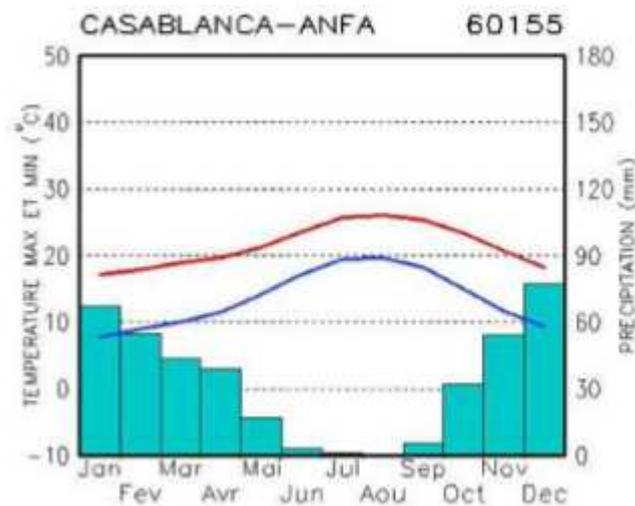


Figure 37 : Variation de la température maximale et minimale calculées sur une période de 30 ans [Source : DMN]

- $T_{\max} = 26^\circ\text{C}$
- $T_{\min} = 7^\circ\text{C}$

Donc  $\delta T = 19^\circ\text{C}$

Donc la variation d'amplitude maximale due à la température est de :

$$\delta D1 = \alpha \cdot D \cdot \delta t$$

$$\delta D1 = 10^{-5} \cdot 12 \cdot 19$$

$$\delta D1 = 2.28 \text{ mm}$$

La variation due au retrait du béton est de :

$$\delta D2 = \Delta \cdot D$$

$$\delta D2 = 2.5 \cdot 10^{-4} \cdot 12$$

$$\delta D2 = 3 \text{ mm}$$

Et donc la variation d'amplitude totale est de :

$$\delta D = \delta D1 + \delta D2$$

$$\delta D = 5.28$$

Le choix de la largeur de la réserve doit tenir compte de la déformation maximale admissible par le produit de calfeutrement.

Pour cela, nous avons choisi un produit de calfeutrement de type : Sikaflex®-Tank N – Fiche technique. [Réf.11]

Ce produit présente les caractéristiques suivantes :

- ✓ Mono composant prêt à l'emploi ;
- ✓ Haute résistance chimique ;
- ✓ Haute résistance mécanique ;
- ✓ Capacité de mouvement 25% ;
- ✓ Ne coule pas ;
- ✓ Facile à appliquer ;
- ✓ Haute résistance à la déchirure.

Et donc, pour que l'amplitude maximale admissible par ce produit soit respectée il faut que :

$$\frac{\delta D}{L} \leq 25\%$$

Ou encore

$$L \geq \frac{\delta D}{25\%}$$

Et donc

$$L \text{ min} = 21,12 \text{ mm}$$

On choisira pour notre cas, une largeur de réserve de 2,5 cm.

### 3.2.3. Les chaussées souples

#### 3.2.3.1. Matériaux utilisés dans les chaussées souples

Les matériaux traités au liant hydrocarbonés sont les plus utilisés pour les chaussées et pour tout trafic car ils ont pour avantages d'assurer un bon compromis entre des performances moyennes comparé à celle des matériaux traités au liant hydraulique et une capacité de déformation sans fissures du support qui permet ainsi de supporter des déflexions très élevées.

##### 3.2.3.1.1. Composants minéraux

Les composants minéraux constituent environ 95% de la masse d'un enrobé bitumineux (80-85% du volume). Cette prépondérance des matériaux granulaires dans le mélange va fortement en influencer les propriétés mécaniques.

Les granulats sont l'ensemble des sables, gravillons ou pierres concassées qui proviennent du creusement d'un gisement ou d'une extraction à partir d'une roche mère compacte.

Le granulat est utilisé soit comme matériau en vrac, soit après transformation (criblage, concassage, tamisage, dépoussiérage, lavage..). Pour constituer un squelette granulaire, plusieurs classes granulaires homogènes sont mélangées. La taille des éléments constituant un mélange de granulats définit sa granularité et est déterminante pour sa classification.

Le squelette minéral, constitué par l'ensemble des grains en contact, doit assurer la distribution des contraintes dans le mélange et la transmission des charges aux couches inférieures de la chaussée.

Les caractéristiques géométriques des granulats, telles que la forme, l'angularité et l'état de surface, qui influencent directement la résistance des contacts aux déplacements et aux rotations relatifs des grains, ont donc un rôle déterminant.

Par ailleurs, les grains minéraux doivent avoir une bonne résistance aux efforts statiques et dynamiques pour ne pas s'endommager sous les chargements. Les granulats doivent résister aux chocs et à la fragmentation, évalués par l'essai Los Angeles, à l'usure et à l'attrition, appréciée par l'essai micro-Deval.

Il est aussi essentiel de considérer la compatibilité des granulats avec le liant, c'est-à-dire la qualité de l'adhésivité des granulats et du liant hydrocarboné. La compatibilité avec le liant résulte de la polarité naturelle de la surface, la porosité la propreté des grains minéraux. Le filler, ou les fines, est formées composants minéraux très fins dont le diamètre supérieur est conventionnellement pris à 80 microns.

##### 3.2.3.1.2. Liants hydrocarbonés :

On désigne sous le nom de liants hydrocarbonés des substances constituées essentiellement d'assemblage d'atomes de carbone et d'hydrogène qui, au contact de particules solides telles que les granulats, développent des forces d'adhésion et de cohésion, assurant de la sorte une certaine rigidité et une résistance à la déformation en traction.

On distingue trois familles de liants hydrocarbonés : les liants naturels, les goudrons et les bitumes.

De nos jours, on utilise principalement le bitume qui, provenant presque exclusivement du traitement des pétroles bruts dont il constitue la fraction la plus lourde, est un mélange complexe de composés hydrocarbonés.

Le bitume est un matériau léger, ductile et souple doté de bonnes propriétés d'adhérence, de plasticité, d'élasticité. Il est insoluble dans l'eau et inerte à de nombreux agents chimiques.

La caractéristique principale du bitume est sa grande susceptibilité thermique et cinétique. La susceptibilité thermique désigne le changement des propriétés mécaniques d'un matériau avec la température. Le bitume qui est un liquide newtonien peu visqueux au-dessus de 80°C, devient un solide élastique et fragile à basse température.

Entre ces deux états extrêmes, le bitume est un matériau viscoélastique, linéaire ou non. La susceptibilité cinétique est liée aux variations des propriétés avec le temps d'application des charges. En pratique, ces durées d'application varient de plusieurs heures à quelques fractions de seconde sous les véhicules en mouvement.

Les grandeurs mécaniques des bitumes sont fonction de ces deux paramètres qui influencent alors directement le comportement à long terme et la résistance des matériaux bitumineux une fois mis en place.

Les changements d'état provoqués par les susceptibilités thermiques et cinétique s'accompagnent de risques de dégradations qui se manifestent dans l'enrobé sous diverses formes : déformations permanentes aux températures élevées ou durées de sollicitations longues, endommagement ou fatigue aux températures intermédiaires, fissuration thermique et ruptures fragiles aux basses températures et courtes durées d'application des charges. D'autre part, des évolutions chimiques internes des bitumes, appelées vieillissement, conduisent à un durcissement, accompagné d'une fragilisation.

### 3.2.3.2. Les différentes couches des chaussées souples :

**Couche de roulement** : béton bitumineux BB, béton bitumineux drainant BBDR, béton bitumineux à module élevé BBME.

**Couche de base** : Grave bitume (GBF pour la couche de fondation, GBB pour la couche de base), enrobé à module élevé EME.

### 3.2.3.3. Elaboration des données de base de dimensionnement

❖ **Le trafic**

- Charge max essieu : 20 tonnes par essieu.
- Nombre de pneu : double essieux, 2essieux de 2\*2 roues.
- Régime de croisière du port : 800 conteneurs/jour.
- Durée de vie de la chaussée : V1=10ans, V2=20ans et V3=30ans.
- $\tau$  : D'accroissement géométrique est prix égale à 4%.

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul les résultats de calcul du trafic pour les trois variantes de durée de vie des chaussées :

**Tableau 14 résultats de calcul du trafic équivalent**

	V1= 10 ans	V2=20 ans	V3=30 ans
<b>C1</b>	1	1	1
<b>C3</b>	17.23	17.23	17.23
<b>C2</b>	12.00	29.77	56.08
<b>N2</b>	800	800	800
<b>N4</b>	3650	7300	10950
<b>N (essieu de13T) (10<sup>6</sup>)</b>	60.42	149.87	282.28

Puisque notre chaussée est souple, selon le catalogue marocain **la classe du trafic est TPL6.**

Structure	Durée de vie	TPL1	TPL2	TPL3	TPL4	TPL5	TPL6
<b>Souple ou Semi rigide</b>	Courte	$8,8.10^3$	$4,5.10^4$	$1,4.10^5$	$3,8.10^5$	$5,7.10^5$	$1.10^6$
	Longue	$2,2.10^4$	$1,1.10^5$	$3,5.10^5$	$9,5.10^5$	$1,4.10^6$	$2,5.10^6$
<b>Rigide</b>	Longue	$4.10^4$	$2,7.10^5$	$6,1.10^5$	$1,6.10^6$	$2,3.10^6$	$3,7.10^6$

**Tableau 15 : Les classes du trafic [Réf.3]**

Ainsi, puisque notre chaussée est rigide, **le trafic est classe TPL6.**

❖ **Choix de la couche de forme :**

La classe du trafic est TPL6 et la portance du sol est  $st_3$ , donc on peut déduire la composition de la couche de forme à l'aide du tableau suivant :

Trafic	Nature des matériaux	Classe Sti	Épaisseur couche de forme	Pj
TPL1 – TPL2– TPL3	F2	St0	10 AC+ 30 F2 = 40 cm	P1
		St1	10 AC + 20 F2 = 30 cm	P2
		Sti (i >1)	+ 30 cm F2	Pi + 1
TPL4 à TPL6	F1	St0	10 AC + 40 cm F1	P2
		St1	10 AC + 25 cm F1	P2
		Sti (i >1)	+ 40 cm F1	Pi + 1
	MT	St0	40 cm	P2
		St1	25 cm	P2
		St1	+ 50 cm	P3

Tableau 16 : Composition de la couche de forme [Réf.3]

Donc la couche de forme adaptée à notre contexte est :

☞ 40cm de F1.

Cette épaisseur de couche de forme, lors des calculs effectués après, s'est avérée surdimensionnée, d'où le choix d'une couche de forme de 20cm de F1.

### 3.2.3.4. Configuration du corps de la chaussée

Nous avons choisi de travailler avec deux variantes de chaussées souples :

- ✓ Première variante : couche d'assise en grave bitume.
- ✓ Deuxième variante : couche d'assise en enrobé à module élevé

### 3.2.3.5. Calcul des déformations admissibles :

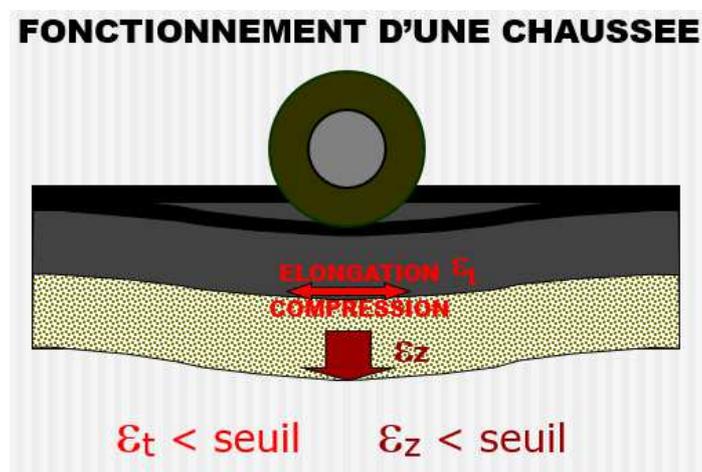


Figure 38 : Comportements des couches d'une chaussée souple

### 3.2.3.5.1. Couches d'assise:

Les structures de chaussées en grave bitumineux sont vérifiées vis-à-vis de la rupture par fatigue à la base des couches bitumineuses en calculant les déformations à la base des couches et en les comparant à la déformation admissible :

$$\varepsilon_{t,adm} = \varepsilon_6 \cdot \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \cdot K_c \cdot K_r \cdot K_s \text{ [Réf.1]}$$

- NE: trafic équivalent (13t) cumulé sur la durée de vie considérée,
- b: pente de la loi de fatigue du matériau (loi bi logarithmique),
- $K_c$ : est un coefficient de calage ( $k_c=1,3$  pour la GBB),
- $K_r$ : un coefficient minorateur tenant compte de l'effet de l'hétérogénéité d'une couche de faible rigidité supportant une couche liée,
- $K_s$ : un coefficient qui ajuste la valeur de la déformation admissible au risque de calcul retenu.

### 3.2.3.5.2. La couche de forme et le sol support

Sous l'action d'une charge, une couche granulaire non liée travaille principalement en compression. La pression la plus élevée se situe à la verticale de la charge.

Pour dimensionner une couche granulaire, c'est-à-dire définir son épaisseur, il faut que la pression verticale maximale transmise au sol sous-jacent soit inférieure à la portance du sol. Celle-ci est, en règle générale, appréciée par l'essai CBR (Californian Bearing Ratio).

Les structures en GNT sont dimensionnées vis à vis de l'orniérage:

- $\varepsilon_{z,adm} = 0.016(NE)^{-0.222}$  pour trafic fort.
- $\varepsilon_{z,adm} = 0.012(NE)^{-0.222}$  pour trafic faible.
- NE: trafic équivalent (13t) cumulé sur la durée de vie considérée.

### 3.2.3.6. Détermination des épaisseurs des couches de la chaussée par Alizé

#### ✓ Paramètres de calcul :

- Nombre de trafic par jour : 800pl/jour.
- Taux d'accroissement géométrique : 4%.
- Durée de vie : V1=10 ans, V2=20 ans, V3=30 ans.
- CAM=17,237
- le risque adopté pour les structures de chaussée souple fixé à 2% pour un trafic TPL6 selon le tableau suivant.

Type structure	Classe de trafic							
	≤ TC1	TC2	TC3	TC4	TC5	TC6	TC7	TC8
Chaussées souples et bitumineuses	30 %	30 %	18 %	10 %	5 %	2 %	1 %	1 %
Assises traitées et chaussées béton	20 %	12,5 %	10 %	7,5 %	5 %	2,5 %	1 %	1 %
Fondation des structures mixtes	50 %	50 %	35 %	20 %	10 %	3 %	2 %	1 %

Tableau 17: valeurs des risques de calcul [Réf.5]

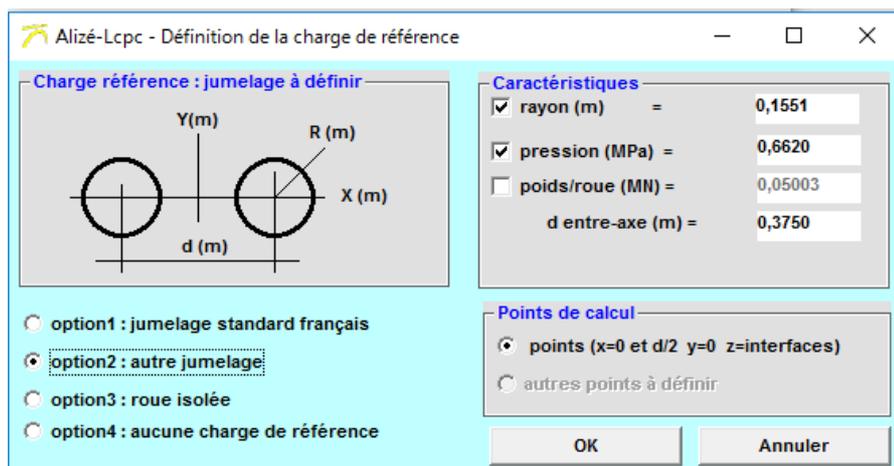


Figure 39 : la charge de référence

✓ **Les résultats de calcul :**

Les rapports de calcul des contraintes et des déformations sont présentés en Annexe2. Les tableaux suivants résument le calcul effectué et fournissent les épaisseurs retenues.

❖ **Variante couche d'assise en grave bitume :**

V1=10 ans

Couche	$\epsilon_{t,adm} / \epsilon_{z,adm}$	$\epsilon_{t,max} / \epsilon_{z,max}$	épaisseur retenue
couche de base (GB4)	45,5	12,9	0,24
Couche de fondation (GB3)	40,9	39,5	0,24
couche de forme ( F1)	224,8	71,3	0,2
Sol support ( PF3)	224,8	42,1	infini

V2=20 ans

Couche	$\varepsilon_{t,adm}/\varepsilon_{z,adm}$	$\varepsilon_{t,max}/\varepsilon_{z,max}$	épaisseur retenue
couche de base (GB4)	37,9	11,1	0,25
Couche de fondation (GB3)	34,1	33,6	0,28
couche de forme (F1)	183,7	76,8	0,2
Sol support ( PF3)	183,7	33,6	infini

V3=30 ans

Couche	$\varepsilon_{t,adm}/\varepsilon_{z,adm}$	$\varepsilon_{t,max}/\varepsilon_{z,max}$	épaisseur retenue
couche de base (GB4)	33,4	10,6	0,27
Couche de fondation (GB3)	30,1	29,5	0,3
couche de forme ( F1)	159,6	67,5	0,2
Sol support ( PF3)	159,6	29,6	infini

❖ Variante couche d'assise en enrobé à module élevé :

V1=10 ans

Couche	$\varepsilon_{t,adm}/\varepsilon_{z,adm}$	$\varepsilon_{t,max}/\varepsilon_{z,max}$	épaisseur retenue
couche de base (EME2)	45,2	9,7	0,2
Couche de fondation (EME2)	45,2	43,5	0,18
couche de forme ( F1)	224,8	108,6	0,2
Sol support ( PF3)	224,8	48,8	infini

V2=20 ans

Couche	$\varepsilon_{t,adm}/\varepsilon_{z,adm}$	$\varepsilon_{t,max}/\varepsilon_{z,max}$	épaisseur retenue
couche de base (EME2)	37,7	8,1	0,21
Couche de fondation (EME2)	37,7	36,9	0,21
couche de forme ( f14)	183,7	91,1	0,2
Sol support ( PF3)	183,7	41,2	infini

V3=30 ans

Couche	$\varepsilon_{t,adm}/\varepsilon_{z,adm}$	$\varepsilon_{t,max}/\varepsilon_{z,max}$	épaisseur retenue
couche de base (EME2)	33,2	8,9	0,24
Couche de fondation (EME2)	33,2	32,9	0,21
couche de forme (F1)	159,6	80,6	0,2
Sol support (PF3)	159,6	36,6	infini

### 3.2.4. Zone de stockage des conteneurs vides

La structure existante est correcte, il y'a des anomalies au niveau de la couche de roulement (fissures ramifiées, affaissements...).

Pour remédier à ces problèmes nous préconisons un renforcement moyennant un reprofilage des zones dégradés suivi par un tapis général de 06cm d'épaisseur d'enrobé bitumineux (0/10mm).

### 3.2.5. Comparaison des variantes de chaussées et choix finales des structures à adopter

#### 3.2.5.1. Chaussées rigides

➤ Comparaison économique :

Pour un béton de classe B400 dont la résistance de compression est supérieure à 30MPa.

Le prix par unité de surface d'une dalle en béton =696 DH/m<sup>2</sup>.

Le prix par unité de surface d'une dalle en BCR =318 DH/m<sup>2</sup>.

➤ Comparaison des propriétés mécaniques :

- Une étude menée par l'université de Laval et présentant des résultats des essais de fatigue sur le BCR montre que la résistance à la fatigue du BCR est meilleure que celle du béton ordinaire.

- La compacité du squelette granulaire fait que la résistance en flexion du BCR est plus élevée que celle du béton ordinaire. [Réf.12]

- Des études menées par le Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) ont montré que pour une même résistance en compression, un même rapport  $E/C$ , la quantité de liant du BCR est largement inférieure à celle du béton plastique. Ceci est lié à la forte compacité du squelette granulaire du BCR. [Réf.12]

Le tableau suivant résume d'autres avantages du Béton Compacté au Rouleau (BCR). [Réf.12]

Atouts	Conséquences
Forte résistance à la flexion	Supporte de lourdes charges répétées sans s'affaisser et répartit la charge sur la couche de forme aux endroits où celle-ci est moins ferme, ce qui réduit les frais d'entretien.
Forte résistance à la compression	Supporte les charges concentrées lourdes et l'impact de matériel minier, industriel et militaire lourds
Forte résistance au cisaillement	Élimine l'orniérage et les répartitions qui s'ensuivent.
Haute densité, faible absorption	Garantit une excellente durabilité en dépit des gels dégels et élimine les infiltrations à travers le revêtement.
Faible teneur en eau, faible rapport E/C	Augmente la résistance, réduit la perméabilité et accroît la durabilité et la résistance aux attaques chimiques.
Emboîtement solidaire des granulats	Assure une forte résistance au cisaillement au niveau des joints et des fissures désordonnées, ce qui empêche les déplacements verticaux ou les cassures.
Ni armatures d'acier, ni goujons	Accélère et simplifie la mise en place, réduit le coût et élimine le besoin de mesures destinées à limiter la corrosion de l'armature d'acier.
Ni coffrages, ni finition	Accélère les travaux, réduit le coût de la main d'œuvre.
Ni joints modulés, ni traits de scie	Accélère les travaux, réduit le coût. (On peut, pour une meilleure apparence, faire des traits de scie dans le revêtement).
Surface rigide, durable et claire	Résiste à l'abrasion, élimine la couche de roulement et réduit le coût. La clarté de la surface réduit les besoins d'éclairage dans les parcs de stationnement et aires de stockages.

→ Cette comparaison nous a permis d'opter pour la variante en BCR qui est moins chère, plus durable et plus facile à mettre en oeuvre.

### 3.2.5.2. Chaussées souples :

☞ Comparaison des caractéristiques mécaniques :

Les EME présentent des caractéristiques mécaniques en laboratoire (orniérage, fatigue, module) supérieures à celles des graves bitume. En effet Les EME2 ont un dosage en bitume plus élevé que celui des graves bitume : cela conduit à un pourcentage de vides faible et à une bonne résistance en fatigue. La rigidité du bitume apporte un module élevé, et une bonne résistance à l'orniérage. Ces propriétés mécaniques des EME leur offrent une durée de vie plus longue et une épaisseur plus mince que celle des GB.

➤ Comparaison environnementale :

Les EME favorisent les gains environnementaux puisque la diminution des épaisseurs des couches bitumineuses et l'augmentation de la durée de vie diminuent les émissions de gaz à effet de serre (GES) et l'utilisation des ressources naturelles.

➤ Comparaison économique :

Les enrobés à module élevé ont un cout plus élevé que celui des graves bitumes :

- Cout des EME : 529.7DH/t
- Cout des graves bitumes 365.7 DH/t

Toutefois les caractéristiques mécaniques des EME permettent de réduire les épaisseurs des couches et par conséquent diminuer leur cout.

→ **Certes les EME offrent plusieurs avantages du point de vue environnemental, sécuritaire et durabilité. Ils permettent également de réduire les épaisseurs des couches de chaussées. Il n'en reste pas moins que la différence des épaisseurs entre les deux variantes n'est pas significative afin d'obtenir un cout raisonnable. L'emploi des EME augmente le coût de 12 MDH. Le budget du maitre d'ouvrage ne permet pas d'opter pour cette variante. La variante que nous allons adopter donc est celle des graves bitumes.**

## 4. Evaluation économique de la partie voiries et zone de stockage

### 4.1. Chaussées rigides

Couche	Epaisseur (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire (DH)	Prix (DH)
Pavage + lit de pose	0.15	180564	27084.6	119.7	3242026.62
Dalle en BCR	0.67		120977.88	474.6	57416101.85
Couche drainante	0.1		18056.4	139.86	2525368.10
Couche de forme	0.2		36112.8	139.86	5050736.21
Terrassements			180564	26.25	4739805
				<b>Prix total (MDH)</b>	<b>73</b>

## 4.2. Chaussées souples

Couche	Matériau	Epaisseur	surface	volume	PU (DH)	Prix
Couche de roulement	BB	0,06	145453,1	8727,19	132	1151988,55
Couche de base	GB4	0,27	145453,1	39272,34	870	34166933,19
Couche de fondation	GB3	0,3	145453,1	43635,93	820	35781462,6
Couche de forme	F1	0,2	145453,1	29090,62	139,86	4068614,11
terrassement		1	145453,1	145453,1	26,25	3818143,875
					<b>Prix total (MDH)</b>	<b>78,98</b>

## 4.3. Zone de stockages des conteneurs vides

Couche	Epaisseur (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire (DH)	Prix (DH)
Enrobé bitumineux	0.06	34620	2077.2	132.51	275250

## 4.4. Le cout global

Le cout global des chaussées est de 152.26 MDH

# CHAPITRE 3

## CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES CANALISATIONS D'ASSAINISSEMENT

# 1. Critères de conception et de dimensionnement des ouvrages

## 1.1. Choix du système de collecte des eaux

### 1.1.1. Rappel des types de systèmes

- Système séparatif :

Dans un réseau séparatif, les eaux sont évacuées séparément des eaux pluviales. C'est un système économique pour autant que l'évacuation des eaux pluviales ne nécessite pas un autre réseau complet. C'est à dire qu'elle puisse être réalisée en faisant un large appel au ruissellement dans les caniveaux.

- Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales se fait par un réseau unique. Il s'impose lorsqu'il n'y a pas de possibilité de concevoir économiquement un réseau d'eaux pluviales de surface. Il est reconnu que le système unitaire est intéressant par sa simplicité, puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque point de collecte.

- Système pseudo-séparatif :

Le système pseudo-séparatif représente un compromis entre les systèmes unitaire et séparatif ayant pour but d'évacuer aussi les eaux pluviales provenant des domiciles.

- Système autonome

L'assainissement individuel consiste la plupart du temps en la construction d'une fosse septique ou d'un puits perdu par le propriétaire du lot et l'évacuation des eaux usées vers cette fosse. L'eau percole à travers le sol, alors que l'accumulation de solides dans la fosse exige sa vidange périodique. Les eaux de ruissellement des propriétés sont déversées directement sur le sol et s'infiltrent en partie dans le sol et/ou ruissellement en surface suivant la topographie du terrain.

### 1.1.2. Contraintes du projet et choix final du système d'assainissement :

Le cas du terminal TCE présente un grand avantage :

- La présence de quatre points de rejet d'eaux ;

- La faiblesse des débits d'eaux usées produites au niveau de l'atelier de maintenance, le vestiaire et l'administration.

Cependant, il présente aussi plusieurs contraintes limitant la conception du réseau :

- L'emplacement des rejets ne permet pas une distribution équilibrée des eaux drainées ;
- Il faut minimiser au max le passage des tuyaux sous les zones de rails et les zones de stockage.
- Respecter un recouvrement minimal de 0.8 m des conduites pour la mise en place des regards et pour la protection des tuyaux contre l'agressivité des charges.
- Respecter les profondeurs maximales des rejets.

Pour cela, nous adopterons pour :

- **Les eaux pluviales:** système d'assainissement combiné entre assainissement enterré (antennes et collecteurs) et assainissement superficiel (par des caniveaux) ;
- **Les eaux usées:** assainissement autonome via des fosses septiques. (un système unitaire va rendre l'autocurage de ces eaux difficile voire impossible car les débits des eaux usées sont trop faibles par rapport aux EP qui ont servi pour le dimensionnement. De Surcroit l'exutoire est peu profond rendant l'augmentation de la pente impossible. Donc on optera pour les fosses septiques)

## 1.2. Conception et dimensionnement du réseau d'eaux pluviales

### 1.2.1. Découpage en bassins versants

Pour calculer le débit il faut découper le réseau en tronçons ayant les mêmes caractéristiques (surface, longueur, pente, coefficient de ruissellement)

Le terminal TCE a été découpé en des bassins versants de petites surfaces munis de caniveaux de façon à:

- éviter la stagnation des eaux pluviales en surface.
- minimiser les pentes pour assurer la stabilité des conteneurs.

### 1.2.2. Calcul des débits

Ils existent plusieurs formules d'évacuation des débits d'eaux pluviales. parmi ces formules, nous avons deux modèles qui sont les plus répandus et utilisés actuellement, la méthode rationnelle et la méthode superficielle.

### a. Méthode rationnelle :

Cette méthode est fondée sur le concept du temps de concentration  $t_c$  du bassin versant en amont du point où s'effectue le calcul.

Elle admet les trois hypothèses suivantes :

- le débit de pointe ne peut être observé que si l'averse a une durée au moins égale au temps de concentration. A ce moment-là, en effet, la totalité du bassin contribue à la formation de la pointe du débit (ne prend pas en compte le stockage éventuel de l'eau dans le bassin et donc elle surestime le débit)
- le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de l'averse déterminée avec un intervalle de temps égal au temps de concentration

$$\text{soit } iM = a \cdot t_c^b$$

- le débit de pointe a la même période de retour  $T$  que l'intensité  $iM$  qui le provoque. Ceci suppose le coefficient de ruissellement  $C$  soit constant.

$$Q_p = C \cdot iM \cdot A \quad \text{Formule dite « rationnelle »}$$

L'inconvénient majeur de la méthode rationnelle réside dans l'estimation souvent laborieuse des temps de concentration. De plus cette méthode ne tient pas compte de la distribution spatiale des précipitations (variations de l'intensité) et surtout de l'effet de stockage de l'eau dans le bassin versant. L'aménagement proposé par l'ingénieur CAQUOT vers 1940 permet de tenir compte de ces deux derniers facteurs et de s'affranchir de l'estimation de  $t_c$ . Cette méthode dite « superficielle » est fondée sur la conservation des volumes mis en jeu dans le ruissellement. Elle a ensuite été améliorée par le groupe de travail chargé d'élaborer les instructions INT 77, notamment par M. Desbordes de l'université de Montpellier.

### b. Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot est le plus fréquemment utilisée pour calculer les débits maximums d'un bassin versant urbain.

Cette méthode est décrite dans l'instruction technique 1977 (IT 77). Elle établit le débit de pointe  $Q$  de fréquence de dépassement  $F$  (ou de période de retour  $T$ ).

La formule générale de la méthode de Caquot est de la forme :

$$Q = K \cdot I^x \cdot C^y \cdot A^z \cdot \left( \frac{4A}{L^2} \right)^t$$

Avec :

- Q : Débit de pointe en m<sup>3</sup>/s.
- K : Coefficient.
- I : Pente moyenne en m/m.
- A : Superficie du bassin drainé en ha.
- C : Coefficient de ruissellement.
- L : Longueur du plus long chemin hydraulique en hm.
- x, y, z, t : Exposants fonction du site.

Le terme  $m = \frac{4A}{L^2}$  est un coefficient correcteur qu'on affecte à la formule si le coefficient d'allongement du bassin versant est différent de 2. Le coefficient d'allongement s'exprime par la formule suivante :  $M = \frac{L}{A^{0.5}}$

Avec

- M : Coefficient d'allongement
- L : Longueur du plus long parcours hydraulique (en hm)
- A : Surface du bassin versant (en ha).

### 1.2.3. Domaine de validité du modèle de Caquot

Les limites de validité de la formule de CAQUOT sont :

- Surface du bassin ou groupement des bassins  $\Sigma A < 200$ ha.
- Pente  $0.0003 < I < 0.05$ .
- Coefficient de ruissellement  $0.2 < C < 1$ .
- Coefficient d'allongement  $M > 0.8$ .

### 1.2.4. Détermination des coefficients numériques

Le coefficient K ainsi que les exposants x, y, z, et t sont déterminés à partir des coefficients a(F) et b(F) des courbes intensités- durée- fréquence de la zone d'étude. [Réf.13]

Le coefficient K ainsi que les exposants sont calculés comme suit :

$$K = \left( \frac{a(F)\mu^{b(F)}}{6(\beta+\delta)} \right)^{\frac{1}{1-b(F).f}}; t = \frac{-0.42b(F)}{1-b(F).f};$$

$$X = \frac{b(F).c}{1-b(F).f}; Y = \frac{1}{1-b(F).f};$$

$$Z = \frac{1 - \varepsilon + b(F).d}{1 - b(F).f}$$

Avec  $\mu=0.5$  ;  $d=0.507$  ;  $f=-0.287$  ;  $c=-0.41$  ;  $\beta+\delta=1.1$  ;  $\varepsilon=0.05$   
selon l'instruction technique 77.

**a et b** : Paramètres de la loi d'ajustement de Montana. Ils sont relatifs à la région étudiée et à la probabilité de retour choisie.

Les calculs menés en collaboration avec la météorologie nationale, ont montré que la relation de Montana s'applique parfaitement au Maroc. Mais il faut souligner que, pour une fréquence donnée), les valeurs des paramètres a et b dépendent du site examiné.

### 1.2.5. Les coefficients de ruissellement des bassins

Le coefficient de ruissellement est égal au taux d'imperméabilisation, c'est le rapport de la surface revêtue d'un bassin versant sur la surface totale du bassin considéré.

Le tableau suivant résume les valeurs considérées :

Type d'occupation des sols	Coefficient de ruissellement "c"
Habitations très denses	0,90
Habitations denses	0,60 à 0,70
Quartiers résidentiels	0,20 à 0,50
Revêtements modulaires à joints larges	0,60
Zones cultivées	0,10 à 0,35
Zones boisées	0 à 0,15

Figure 40 :les valeurs du coefficient de ruissellement [Réf.17]

### 1.2.6. Assemblages des bassins versants

La formule superficielle développée ci-avant est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous-bassins hétérogènes avec des paramètres individuels  $A_j$ ,  $C_j$ ,  $I_j$ ,  $L_j$  (longueur du drain principal),  $Q_{pj}$  (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formule d'équivalence pour les paramètres "A, C, I et M" du groupement. Ces formules sont en "série" ou en "parallèle" sont exprimées ci-après [Réf .17] :

	A <sub>éq</sub>	C <sub>éq</sub>	L <sub>éq</sub>	M <sub>éq</sub>
Assemblage en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$	$\left( \frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{i}}} \right)^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Assemblage en parallèle	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$	$\frac{\sum l_i Q_{pi}}{\sum Q_{pi}}$	$\frac{L(Q_{pimax})}{\sqrt{\sum A_i}}$

### 1.2.7. Dimensionnement du réseau d'eaux pluviales

#### a. Méthode de Chezy

Dans l'instruction technique de 1977, les canalisations sont dimensionnées suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY :

$$V = C \cdot \sqrt{Rh \cdot I}$$

- Rh : rayon hydraulique (m) ;
- I : pente du radier de la canalisation ;
- C : coefficient pour lequel on a adopté celui donné par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{Rh}}}$$

$\gamma$  est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

Dans le cas des canalisations des eaux pluviales on pourra tenir compte des dépôts qui sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur de parois semi rugueuses.

Le coefficient de Bazin  $\gamma$  peut être pris égale à 0.46 . C peut donc être représenté approximativement par l'expression  $C = 60 \cdot R^{\frac{1}{4}}$ .

On obtient donc :  $V = 60. R^{\frac{3}{4}}. I^{\frac{1}{2}}$

Et donc le débit capable de l'ouvrage :

$$Q_c = 60. R^{\frac{3}{4}}. I^{\frac{1}{2}}. S$$

Il existe plusieurs formules (Bazin, Chezy,...) pour le dimensionnement des canalisations en écoulement en surface libre mais la plus utilisée est celle de Manning Stricklers :

#### **b. Méthode de Manning Strickler :**

Selon Manning Strickler l'expression de la vitesse d'écoulement est la suivante :

$$V = K. Rh^{\frac{2}{3}}. I^{\frac{1}{2}}$$

V : vitesse débitante en m/s.

K : coefficient de rugosité de Manning-Strickler.

Rh : rayon hydraulique de l'écoulement en m

I : pente de l'écoulement en m/m.

Les différentes valeurs de K sont indiquées dans le tableau ci-dessous : [Réf.14]

Nature de la surface de l'écoulement	K coefficient de Strickler
<b>Canaux artificiels, galeries ou conduites à surface lisse</b>	
Surface très lisses et sans saillies (verre neuf et net; pyroline - cuivre)	100 à 110
Surfaces lisses, sans saillies (bois net raboté; métal soudé non peint; ciment mortier ou béton bien lissé, bien soigné et sans débris; surfaces très lisses avec courbures moyennes)	80 à 90
Surfaces avec légères aspérités (acier riveté ou peint; fer forgé ou coulé; bois non raboté; ciment et mortier; béton coffré avec de l'acier ou du bois lisse sans débris et pas de courbures; canaux en béton très lisse avec joints; tuyau de drainage ordinaire; égout vitrifié sans saillie; brique vernissée, grès; asphalte lisse; moellons dressés avec joints cimentés; surfaces lisses ou très lisses avec fortes courbures)	70 à 80
Surfaces avec aspérités moyennes (métal incrusté; métal riveté avec rivets grossiers; canaux en métal avec larges saillies vers l'intérieur; bois très grossier (madriers); béton avec bord lisse et fond rugueux; petit canal en béton, assez droit et régulier dont la surface est recouverte d'un léger dépôt; bois ou béton avec développement d'algues et de mousses; égouts avec regards; drains enterrés avec joint ouvert; terre particulièrement régulière; canaux avec plafond en sable fin (surfaces non ridées); surfaces lisses avec courbes excessives)	65
Surfaces rugueuses (métal très incrusté; béton coulé non lissé; béton coulé aux coffrages en bois rugueux; béton très rugueux ou vieux; maçonnerie vieille ou mal soignée; canaux en maçonnerie moyenne avec joints nombreux ou nombreuses courbes; bois ou béton avec développement dense d'algues ou de mousse; canaux en terre très régulière, état neuf, bon alignement; sable moyen; pierres dressées, joints cimentés)	55 à 60
Surfaces très rugueuses (canaux en métal avec très fortes saillies vers l'intérieur ou fortes courbures, ou développement de végétation importante ou débris accumulés; canaux en béton avec maçonnerie en très mauvais état ou très grossière; canaux très larges en gravier fin plus sable ou en terre régulière meuble, sans développement de végétation; radiers pavés; moellons bruts assemblés au ciment)	50
Surfaces à rugosité très importante (lit en gravier fin; canaux avec dépôts ou végétation; canaux en terre moyenne, dimensions modérées; moellons bruts grossièrement assemblés au ciment)	45
Surfaces assez grossières (aqueducs métalliques à section semi-circulaire en tôle plissée; terre en mauvais état; gravier moyen; canaux en terre de petites dimensions ou plus larges avec développement de végétation ou gros galets; fossés en bon état; canaux en terre sinueux sans végétation; blocage cimenté; béton sur roche régulièrement excavée)	40
Surfaces grossières (excavation rocheuse très régulière; gros graviers; pierre sèche; canaux en terre, dragués, sans végétation ou enherbés; chenaux d'évacuation de crue, larges et entretenus; béton sur roche irrégulièrement excavée; canaux et fossés avec nombreuses pierres lisses; canaux et fossés avec pierres rugueuses au fond et végétation sur les bords)	35
Surfaces très grossières (excavations rocheuses uniformes; canaux avec développements considérable de végétation; chenaux d'évacuation de crues, larges, mais peu entretenus; blocage sec; canaux en terre sinueux avec mauvaises herbes plus ou moins denses ou plantes aquatiques; canaux en terre sinueux avec fond en terre et berges en blocage au fond pierreux ou recouvertes de mauvaises herbes)	30

Figure 41 : valeurs de K en fonction du matériau

### 1.2.8. Contraintes des eaux pluviales

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

- Diamètre minimum de 300mm pour éviter les risques d'obstruction.
- Pente minimum : 0.003m/m

Le relèvement des eaux par pompage sera si possible évité car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.

- Couverture minimale de la canalisation : 80 cm

En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.

- Regard à chaque changement de pente ou de direction.
- Vitesse maximum : 4m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Sinon il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Il est donc important de vérifier la vitesse de l'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer.

### **1.2.9. Vérification de l'autocurage**

Pour les réseaux d'eaux pluviales en réseau séparatif :

- Pour 1/10 du débit à pleine section :  $V > 0,60$  m/s (quand  $rQ=Q/QPS= 0,1$  ;  $rV=V/VPS=0,55$  donc on vérifiera que  $VPS > 1$  m/s )
- Pour 1/100 du débit à pleine section :  $V > 0,30$  m/s.

## **2. conception et dimensionnement du réseau d'eaux pluviales du terminal TCE par le logiciel Covadis**

### **2.1. Etablissement des données de base**

#### **2.1.1. Choix de la période de retour**

Période de retour T (récurrence) est l'inverse de la fréquence au dépassement d'un évènement, c'est la probabilité que cet événement soit atteint ou dépassé.

En bonne doctrine économique, un accroissement du coût global du projet ne serait justifié que s'il était inférieur au montant des dommages qu'il permet d'éviter. Il est souvent admis qu'il est de bonne gestion de se protéger du risque de fréquence décennale pour les collecteurs des eaux pluviales.

#### **2.1.2. Calcul des paramètres de la formule de Caquot**

Les coefficients a et b sont calculées à partir des courbes IDF. Nous disposons, dans le cas de la région de Casablanca, de leurs valeurs pour la période de retour de 10 ans :

Tableau 18 : valeurs de a et b de la région de Casablanca

Période de retour	a	b
10 ans	5.136	-0.641

Donc on pourra calculer les valeurs des paramètres de la formule de Caquot :

X	Y	Z	T	K
0.322	1.2254	0.7659	0.3299	1.2676

La formule de Caquot devient :

$$Q = 1.2676 \cdot I^{0.322} \cdot C^{1.2254} \cdot A^{0.7659} \cdot \left(\frac{4A}{L^2}\right)^{0.3299}$$

### 2.1.3. Découpage en bassins versants

Le terminal a été découpé en 34 bassins de superficie variant de 0.22 à 1 ha. Le tableau résumant les caractéristiques de ces bassins est présenté dans l'Annexe5.

Quant au choix des pentes nous avons deux contraintes à respecter :

- Une hauteur de recouvrement minimale est de 0.8m (En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges).
- La profondeur du rejet est fixe et ne peut être (vu les couts élevés que peut générer la construction de nouveaux rejets plus profonds) :

Tableau 19 cotes des rejets

Premier rejet	Deuxième rejet	Troisième rejet	Quatrième rejet
2.8	2.8	3.4	2.6

### 2.1.4. Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement choisi est 0.6 correspondant au cas d'un pavage (revêtement modulaire à joints larges).

## 2.2. Exploitation du logiciel Covadis

### 2.2.1. Présentation du logiciel

COVADIS permet de concevoir, de dimensionner et de dessiner des réseaux EU et EP (réseaux busés et fossés) en respectant les normes en vigueur, et en exploitant une bibliothèque métier complète et évolutive (ouvrages, éléments du réseau, etc.).

Il permet également de réaliser l'étude hydraulique d'un site à partir du MNT (analyse des pentes, lignes d'écoulement, détection et assemblage des bassins versants, etc.).

### 2.2.2. Méthodologie

La démarche suivie pour le dimensionnement des réseaux d'eaux pluviales est la suivante:

1. Création du MNT à partir des points topographiques voir l'Annexe6,
2. Saisie des contraintes (hauteur de recouvrement minimale, pente minimale), choix de la région et de la période de retour, choix de la méthode de calcul des débits (méthode rationnelle ou celle de Caquot),
3. dessin du contour des bassins versants,
4. Calcul des surfaces des bassins,
5. Dessin des canalisations,
6. saisie de la canalisation (profondeur, pente),
7. saisie des propriétés des bassins versants (aire, pente, longueur, coefficient de ruissellement)
8. paramétrage du calcul du débit et dimensionnement du réseau (choix entre les deux méthodes de dimensionnement du réseau d'eaux pluviales Chézy et Manning Strickler).

## 2.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement et résolution des problèmes posés

- Les résultats du calcul des diamètres par Manning Strickler sont présentés dans L'Annexe7.
- Les diamètres des canalisations varient de 400mm à 1000mm.
- Toutes les sections vérifient les conditions d'autocurage donc on ne va pas procéder à une augmentation de pente ou de section.
- Tous les tronçons ont une hauteur de recouvrement supérieur à 0.8 hormis R22-R23. Ce tronçon sera protégé par une dalle de répartition en béton.

## 2.4. Vérification mécanique des conduites

### 2.4.1. Choix du matériau des conduites

Le choix de matériau à retenir dépend essentiellement des paramètres suivants :

- ❖ la résistance des matériaux : résistance mécanique, résistance à la corrosion, résistance à l'abrasion, résistance aux matières polluantes.
- ❖ l'étanchéité.
- ❖ la mise en œuvre.
- ❖ le coût.

Ce choix est complexe. Il s'agit d'opter pour le produit qui offre le meilleur compromis entre la fiabilité et le coût tout en ayant le souci du respect de l'environnement. Le tableau ci-dessous apporte une aide au choix du matériau à utiliser [Réf.15] :

Type du matériau	caractéristiques
<ul style="list-style-type: none"> <li>• béton</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ durable dans le temps.</li> <li>➤ les conduites peuvent être remblayées avec des sols de granulométrie. importante ce qui favorise le réemploi des matériaux extraits.</li> <li>➤ Les conduites sont plus durables dans le temps.</li> <li>➤ Les conduites peuvent être recyclées et valorisées en fin de vie.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• fonte</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ plus résistants et peu influencés par le sol environnant.</li> <li>➤ Les problèmes de corrosion peuvent être évités par la présence d'un revêtement de protection interne et ou/ externe.</li> <li>➤ Ce matériau est rarement utilisé en assainissement routier du fait de son coût élevé.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• grès</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Durabilité.</li> <li>➤ Absence de corrosion.</li> <li>➤ Possibilité de recyclage.</li> <li>➤ coût élevé.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les matières plastiques (PVC-PEHD-PP)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Souplesse et flexibilité qui permet une adaptation aux tassements différentiels.</li> <li>➤ Ils s'ovalisent sous les charges du remblaiement et les charges</li> </ul>

	<p><b>d'exploitation.</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <b>Généralement utilisées pour les diamètres inférieurs à 300 mm.</b></li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Les matériaux composites</b></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <b>Son coût relativement élevé pénalise leur utilisation dans l'assainissement pluvial routier et les réserve plutôt à des usages industriels en milieux agressifs.</b></li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>L'acier</b></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <b>L'acier est rarement utilisé en assainissement routier sauf en cas de fonçage ou de franchissement provisoire de cours d'eau en phase chantier.</b></li> </ul>

Vu que les conduites en béton présentent de bonnes performances tant en ce qui concerne leur durée de vie, leurs âges médians de transition entre états de dégradation, leur pourcentage de déficience et leur coût, nous avons opté pour **les conduites en béton.**

### **Le béton :**

Il existe quatre types de canalisations en béton : les canalisations en béton armé (d'usage le plus courant), les canalisations en béton non armé, les canalisations en béton fibré et les canalisations en béton avec âme-tôle. La canalisation en béton avec âme tôle est parfois utilisée dans le cas de contraintes mécaniques élevées (grands remblais ou faibles hauteurs de couverture sous charges roulantes).

**Vue les charges d'exploitations importantes du système RTG nous avons opté pour le béton armé qui est le plus courant, le plus résistants et le plus convenable coté coût.**

#### **2.4.2. Vérification mécanique et choix de la classe des conduites**

La détermination des caractéristiques mécaniques d'un tuyau gravitaire est fonction des charges qu'il doit supporter. Le comportement des canalisations sous l'effet des charges liées aux remblais ainsi roulantes est différent selon le type de matériau de la canalisation, et la vérification systémique de la tenue mécanique évitera bien des dommages y compris celles en absence des charges roulantes.

La vérification de la sécurité d'emploi se fait vis-à-vis de la contrainte appliquée à L'ELU et à L'ELS.

**ELU** : correspond à l'atteinte de la capacité portante et concerne la résistance mécanique et/ou la stabilité.

Canalisations à comportement rigide	Canalisations à comportement flexible
Résistance à court terme (force portante ou contrainte ou moment résistant)	Résistance à court terme (force portante ou contrainte ou moment résistant)
	Flambement à long terme
	Contrainte localisée pour thermoplastiques à parois structurées

Figure 42 : Etats limites ultimes à vérifier selon le comportement de la conduite

**ELS** : met en cause les conditions de fonctionnement ou d'exploitation d'un ouvrage ou, à plus long terme sa durabilité (fissuration excessive entraînant la corrosion des armatures des tuyaux en béton armé, ovalisation importante endommageant le revêtement intérieur des canalisations en fonte ou conduisant à une déformation préjudiciable pour une canalisation en matière plastique).

Canalisations à comportement rigide	Canalisations à comportement flexible
État limite d'apparition de fissure ou d'ouverture de fissure	Ovalisation et allongement à court et long terme

Figure 43: Etats limites de service à vérifier selon le comportement de la conduite.

#### 2.4.2.1. Présentation du logiciel ODUK+-CERIB

Le logiciel **ODUC +** est un outil informatique développé par le **CERIB** « centre d'Etudes et de Recherches en Industrie de Béton ». Ce logiciel, réalisé conjointement avec FIB-Assainissement, permet de réaliser le dimensionnement mécanique des canalisations en béton (armé ou non), en fonte, en grès ou en PVC à paroi homogène en PRV ou en thermoplastiques à parois structurés, conformément au Fascicule 70. Il est également possible de dimensionner les tuyaux posés sous voie ferrée (méthode de calcul de la SNCF) et d'approcher le dimensionnement de ceux posés sous voies de tramways.



Cette application intègre de nouvelles données et fonctionnalités, comme par exemple un module de calcul d'impact environnemental des projets, intégrant les données de chantier et Le module hydraulique qui permet de calculer le débit d'eau pluviale en aval d'un bassin versant et de dimensionner un bassin de rétention associé. Ce module réalise également le dimensionnement des canalisations de section circulaire fonctionnant en écoulement libre.

#### **2.4.2.2. Description du fonctionnement du logiciel O DUC+**

La première étape de l'utilisation du logiciel O DUC+ après bien sûr la création du fichier projet est l'insertion des données sur lesquelles se base O DUC+ pour effectuer le calcul du coefficient de sécurité par rapport à la contrainte qui permet de confirmer si la canalisation choisie convient ou non, ces données de base sont les suivantes :

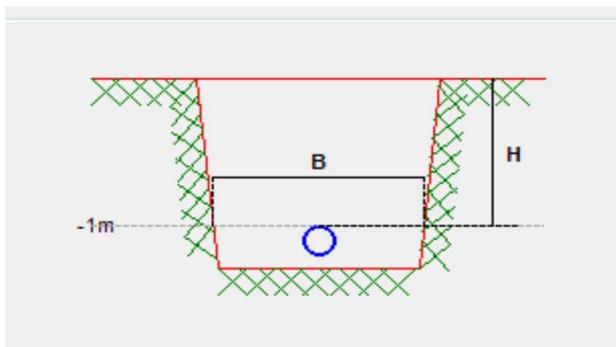
#### **Paramètres liés à la canalisation**

Ces paramètres concernent les caractéristiques géométriques de la conduite, ainsi que les caractéristiques mécaniques de son matériau constitutif.

- ❖ Type de matériau de la canalisation :
- ❖ Son diamètre nominal de la conduite DN.
- ❖ Son diamètre extérieur  $D_e$ .
- ❖ Sa épaisseur minimale  $e$ .

La vérification se fera pour les diamètres de conduites 300mm, 400mm, 500mm, 600mm, 800mm, 1000mm, 1200mm en considérant le cas le plus critique en termes de profondeur de la tranchée d'exécution.

#### **Paramètres liés au type de pose et dimensions de la tranchée**



Les dimensions principales de la tranchée sont les suivants :

- B : largeur de tranchée d'exécution ;
- H : Hauteur de recouvrement y compris la chaussée.

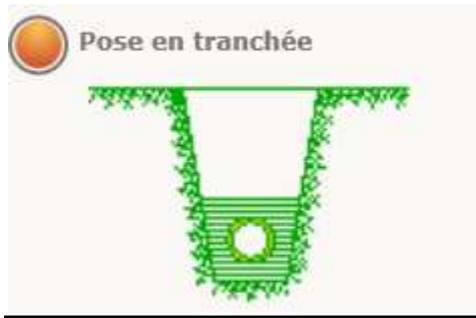
Le mode d'exécution dépend de la hauteur de recouvrement qui varie d'un collecteur à l'autre, nous avons utilisé le tableau suivant pour choisir à la fois la largeur de la tranchée et le mode d'exécution. [Réf. 18].

Profondeur de tranchée (m)	Type de blindage	Largeur minimale de tranchée en m (épaisseur des blindages éventuels comprise)	
		DN ≤ 600	DN > 600
de 0.00 à 1.30	S	De +2 x 0.30 (mini 0.90)	De +2 x 0.40 (mini 1.70)
de 0.00 à 1.30	C	De +2 x 0.35 (mini 1.10)	De +2 x 0.45 (mini 1.80)
de 1.30 à 2.50	C	De +2 x 0.55 (mini 1.40)	De +2 x 0.60 (mini 1.90)
de 1.30 à 2.50	CSG	De +2 x 0.60 (mini 1.70)	De +2 x 0.65 (mini 2.00)
de 2.50 à 3.50	CR	De +2 x 0.55 (mini 1.70)	De +2 x 0.60 (mini 2.10)
de 2.50 à 3.50	CSG	De +2 x 0.60 (mini 1.80)	De +2 x 0.65 (mini 2.10)
de 2.50 à 3.50	CDG	De +2 x 0.60 (mini 1.90)	De +2 x 0.70 (mini 2.20)
de 3.50 à 5.50	CDG	De +2 x 0.65 (mini 2.00)	De +2 x 0.70 (mini 2.30)
> 5.50	CDG	De +2 x 0.70 (mini 2.10)	De +2 x 0.80 (mini 2.60)

Ce tableau donne des valeurs de largeur de tranchée en conformité avec les minimums prescrits par la norme NF EN1610.

De = diamètre extérieur      DN = diamètre nominal ou intérieur

**-Type de pose :**



### Paramètres liés au sol et aux caractéristiques du remblai :

#### a. L'enrobage :

Selon les résultats de l'étude géotechnique du Terminal à conteneurs EST réalisée par le Laboratoire d'Expertise d'Etudes et d'Essais « L3E » le sol support du TCE est de type « B2 » selon la classification GMTR.

Selon le tableau suivant qui donne les groupes des sols et leurs descriptions en fonction du type de sol. Le groupe du sol est G2 : Sables ou grave peu argileux, comme le montre le tableau ce sol est utilisable en enrobage, donc il servira pour l'enrobage des conduites.

Groupes de sol	Description	Matériaux selon NF P 11-300 en état h, m ou s <sup>(2)</sup>	
G1	Sables et graves propres, concassés ( $D_{max} < 50$ mm). Sables ou graves peu silteux	D1 D2 D3 DC1, DC2, DC3 <sup>(3)</sup> B1, C1B1, C2B1 B3, C1B3, C2B3	Utilisables <sup>(4)</sup> en enrobage
G2	Sables ou graves peu argileux	B2, C1B2, C2B2 B4, C1B4, C2B4	
G3	Sables et graves très silteux, limons peu plastiques, sables fins peu pollués ( $IP < 12$ )	A1, C1A1, C2A1 B5, C1B5	
G4	Sables et graves argileux à très argileux, sables fins argileux, limons argiles et marnes peu plastiques ( $IP < 25$ )	A2, C1A2, C2A2 B6, C1B6, C2B6	
G5	Argiles et argiles marnieuses, limons très plastiques ( $IP > 25$ )	A3, C1A3, C2A3 A4, C1A4, C2A4	Inutilisables en enrobage

Figure 44 : Les groupes de sol-Description [Réf. 18]



**b. Poids volumique du remblai :**

Le poids volumique du sol est de **22.3 KN/m<sup>3</sup>** (selon les résultats des essais Proctor modifié et CBR). Cette valeur est importante car elle a une influence sur la valeur de la charge verticale qui va s'exercer au niveau de la génératrice supérieure de la canalisation.

**Remblai**Poids volumique du remblai :  kN/m<sup>3</sup>   **c. La nappe phréatique :**

La nappe phréatique a pour effet de minorer les performances mécaniques du sol d'enrobage. Le logiciel demande de mentionner l'existence de la nappe phréatique s'elle existe. Dans notre cas il n'y a pas de nappe phréatique.

**d. Qualité de compactage :**

Il y a quatres cas de mise en œuvre de l'enrobage :

1-Compacté, contrôlé et validé q<sub>5</sub> : contôle des moyens de compactage et validation de l'obtention de l'objectif de densification q<sub>5</sub> ( au moins 90% de l'OPN en moyenne, 87% en fond de couche).

2-Compacté, contrôlé et validé q<sub>4</sub> : contrôle des moyens de compactage et validation de l'obtention de l'objectif de densification q<sub>4</sub>( au moins 95% de l'OPN en moyenne, 92% en fond de couche).

Peut être exigé dans des cas particulier, exemples : faibles hauteur de remblai (h<1.3m), grandes diamètres, chantiers importants..

3-Mise en place non contrôlée : ne faisant l'objet d'aucune contrôle ou vérification.

4-Compacté contrôlé non validé : contrôle des moyens de compactage mis en œuvre mais pas de validation de l'objectif de densification, dans ce cas l'entrepreneur soumet, pour avis, au maître d'œuvre le mode d'exécution et de justification des dispositions prévues pour le compactage.

La hauteur du recouvrement est supérieur à 1.3m et les diamètres sont petits c'est pour cette raison que nous avons opté pour un mode compacté, contrôlé et validé q<sub>5</sub> .

**Qualité du compactage :** 

- CAS 1 : Mise en place non contrôlée
- CAS 2 : Compacté, contrôlé, non validé 
- CAS 3 : Compacté, contrôlé et validé q<sub>5</sub> 
- CAS 4 : Compacté, contrôlé et validé q<sub>4</sub> 

 Présence d'un géotextile ?  **Paramètres liés à la chaussée :**

La vérification des tuyaux tiendra compte de la structure de chaussée mise en place sur la plate-forme.

**Caractéristiques de la chaussée** ? ⓘ

**Présence d'une chaussée**

*Caractérisation de la chaussée :*

Selon Fascicule 70     Autre

*Constitution de la chaussée*

<u>Couches successives</u>	<u>Epaisseur</u>	<u>Matériau</u>
<input checked="" type="checkbox"/> Revêtement :	15 cm	Pavés
<input checked="" type="checkbox"/> Couche de base :	67 cm	Béton
<input type="checkbox"/> Couche de fondation :	cm	Grave
<input checked="" type="checkbox"/> Couche de forme :	30 cm	Grave

#### Paramètres liés aux charges de surface :

Le paramétrage de la charge d'un RTG prend en compte les données suivantes :

- Largeur des pneus : 37.50 cm
- Diamètre des roues : 1.37 m
- Nombre de roues : 16
- Longueur de l'essieu : 15,00 m
- Distance Inter-essieux tandem : 2,00 m
- Distance Inter-essieux normal : 4,00 m
- Charge par roue : 11125 daN
- $\lambda = 1,6$  pour la file de "roues" située à l'aplomb de la canalisation (sinon  $\lambda=1$ ).



Figure 45: Dimensions d'un RTG

Définir des charges quelconques? ?

Nombre de roues constituant la charge (1 à 12) :

	a (m)	b (m)	Lx (m)	Ly (m)	P (daN)	$\lambda$
1	0.375	1.37	-15	6	22250	1
2	0.375	1.37	0	6	22250	1.6
3	0.375	1.37	-15	4	22250	1
4	0.375	1.37	0	4	22250	1.6
5	0.375	1.37	-15	0	22250	1
6	0.375	1.37	0	0	22250	1.6
7	0.375	1.37	-15	-2	22250	1
8	0.375	1.37	0	-2	22250	1.6

Figure 46 :Paramétrage de la charge RTG

Après avoir saisi les données de base , on lance le calcul et on obtient les résultats de la verification mécanique pour chaque diamètre pour avoir comme résultat : le coefficient de sécurité par rapport à la rupture, le coefficient de sécurité par rapport à la fissuration ainsi que la classe minimale de résistance à utiliser.

Le tableau en dessous montre les différentes résistances à la rupture selon la classe : [Réf.16]

**Tableau 20 Résistance à la rupture selon la classe**

Diamètre nominal	Charges de rupture par mètre en kN (Pm)		
	Classe 90A	Classe 135A	Classe 165A
200	/	27,00	33,00
300	/	40,50	49,50
400	36,00	54,00	66,00
500	45,00	67,50	82,50
600	54,00	81,00	99,00
800	72,00	108,00	132,00
1 000	90,00	135,00	165,00
1 200	108,00	162,00	198,00
1 400	126,00	189,00	231,00
1 500	135,00	202,50	247,50
1 600	144,00	216,00	264,00
1 800	162,00	243,00	297,00
2 000	180,00	270,00	330,00
2 200	198,00	297,00	363,00
2 500	225,00	337,50	412,50
2 800	252,00	378,00	462,00
3 000	270,00	405,00	495,00
3 200	288,00	432,00	528,00
3 500	315,00	472,50	577,00

✓ **Les résultats de la vérification mécanique :**

La vérification mécanique a été faite pour chaque diamètre utilisé selon le tableau suivant :

Diamètre du tuyau	Largeur minimale de tranchée d'exécution	H. recouvrement min (m)	Charge de vérification	Y/ rupture	Y/ fissuration	Classe
<b>400</b>	<b>1.63</b>	<b>1.14</b>	<b>Chaussée+RTG</b>	<b>1.57</b>	<b>1.85</b>	<b><u>90A</u></b>
<b>500</b>	<b>1.75</b>	<b>1.29</b>	<b>Chaussée+RTG</b>	<b>1.67</b>	<b>1.95</b>	<b><u>90A</u></b>
<b>600</b>	<b>1.86</b>	<b>1.58</b>	<b>Chaussée+RTG</b>	<b>1.73</b>	<b>2.03</b>	<b><u>90A</u></b>
<b>800</b>	<b>2.11</b>	<b>1.63</b>	<b>Chaussée+RTG</b>	<b>1.84</b>	<b>2.15</b>	<b><u>90A</u></b>
<b>1000</b>	<b>2.57</b>	<b>1.74</b>	<b>Chaussée+RTG</b>	<b>2.19</b>	<b>2.56</b>	<b>135A</b>

Pour le cas du diamètre  $\Omega=1000$  mm, la classe disponible sur le marché est 135A, et donc elle sera adopté pour ce diamètre du tuyau.

Puisqu'il y a usage de diamètre de conduite supérieurs à 1000mm, les divers accessoires du réseau doivent être visitable, et donc nous nous réfèrerons à la colonne correspondante dans le tableau suivant :

Nature des canalisations	$\gamma_M^*$		$\gamma_M \cdot \gamma_A^{**}$	
	Ouvrages non visitables	Ouvrages visitables	Ouvrages non visitables	ouvrages visitables
Béton armé	1,4	1,4	1,75	1,75
Béton fibré	1,4	1,4	1,75	1,75
Béton non armé	1,6	1,76	2,00	2,20
PVC	1,2	1,32	1,5	1,65
Fonte	1,2	1,2	1,50	1,50
Grès	1,6	1,76	2,00	2,20

Figure 47: Coefficient de sécurité à adopter selon le Fascicule 70.

Donc  $\gamma_M = 1.4$ , le choix de la classe est valide.

### 2.4.3. Classe des regards à grille

La norme NF EN 124 précise les classes des dispositifs de fermeture des regards suivant :

Classe	Charge admise	Zones d'utilisation
A15	15 KN	Espaces verts, zones pour piétons et cyclistes
B125	150 KN	Trottoirs, zones piétonnes, aires de stationnement de véhicules légers
C250	250 KN	Zones des caniveaux des rues au long des trottoirs
D400	400 KN	Voies de circulation, accotements stabilisés, aires de stationnement
E600	600 KN	Zones imposant des charges à l'essieu élevées (docks, chaussées pour avions)
F900	900 KN	Zones imposant des charges à l'essieu très élevées (chaussées pour avion)

Pour le cas d'un RTG chargé d'un conteneur 40 Tonnes, la charge par essieu et de 300 kN, donc, une fermeture de classe D400 est largement sécuritaire.

### 3. Dimensionnement des caniveaux

#### 3.1. Principe de dimensionnement

Le but de cette partie est de dimensionner les caniveaux de telle façon à ce qu'ils soient aptes à permettre l'écoulement des eaux pluviales de la manière la plus fonctionnelle possible, pour éviter la stagnation des eaux pluviales sous les conteneurs et dans les zones de circulation.

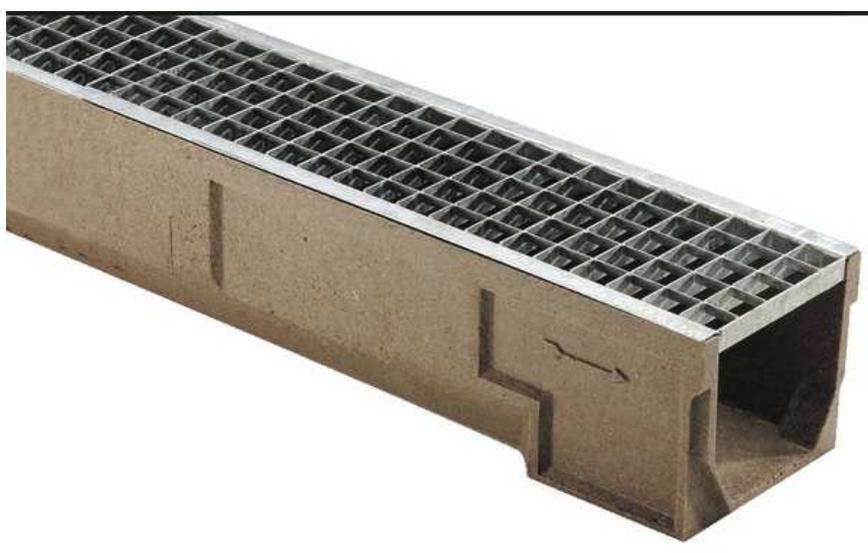


Figure 48 Caniveau à grilles

Les caniveaux que nous avons choisis sont : des caniveaux à grille, car il y a la circulation des engins.

On doit aussi choisir la section des caniveaux de telle sorte à ce que la surface libre de l'écoulement ne déborde pas au-dessus de la grille du caniveau ; Or, on sait que la profondeur du caniveau est fixée à 50 centimètres minimum donc le seul paramètre à dimensionner est la largeur du caniveau.

Ainsi, il faudra choisir une largeur minimale de caniveau afin que l'eau ne déborde pas.

#### 3.2. Dimensionnement des caniveaux

L'écoulement qui a lieu dans le caniveau est un écoulement à surface libre, ainsi on peut connaître la profondeur de cet écoulement par l'équation de Manning-Strickler :

$$Q_{EP} = \frac{\sqrt{I}}{n} * R^{\frac{2}{3}} * A = \frac{\sqrt{I}}{n} * A^{\frac{5}{3}} * P^{-\frac{2}{3}}$$

Tel que :

- I : la pente du caniveau ;
- n : coefficient de rugosité de la paroi du caniveau (pour le béton : n=0,014) ;
- A : la section mouillée de l'écoulement ;
- P : le périmètre mouillé de l'écoulement.
- $Q_{EP}$ : le débit de l'écoulement.

Puisque le caniveau est de section rectangulaire de profondeur 50 centimètres et que la surface libre de l'écoulement doit de 10 centimètres en dessous du tampon, alors :

$$A = 0.4 * B$$

$$P = 0.8 + B$$

Tel que B est la largeur du caniveau.

Ainsi, l'équation de Manning-Strickler devient :

$$Q_{EP} = \frac{\sqrt{I}}{n} * (0.4 * B)^{\frac{5}{3}} * (0.8 + B)^{-\frac{2}{3}}$$

Puisque la paroi intérieure du caniveau est en béton et que sa pente minimale est de 5%, alors l'équation de Manning-Strickler devient :

$$Q_{EP} = \frac{\sqrt{0.005}}{0.014} * (0.4 * B)^{\frac{5}{3}} * (0.8 + B)^{-\frac{2}{3}}$$

Enfin, le débit d'eau pluvial qui transite dans le caniveau est calculé à partir de l'équation de Caquot :

$$Q_{EP} = K * I^x * C^y * A^z * (4 * \frac{A}{L^2})^t$$

- $Q_{EP}$ : débit d'eau pluvial ;
- K : coefficient;
- I : pente moyenne en m/m ;
- A : superficie du bassin drainé en ha ;
- C : coefficient de ruissellement (dans notre cas : C=0.8);
- L : longueur du plus cheminement hydraulique en hm ;
- x,y,z,t : exposants.

Le calcul du débit des eaux pluviales se fera à partir du plus grand bassin versant drainé à partir des caniveaux, les caractéristiques de ce bassin versant sont dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 21 : Caractéristiques du plus grand bassin versant drainé par les caniveaux**

Superficie	Pente(en ‰)	Plus long chemin hydraulique (en m)
1	0.7%	97

Ainsi, le débit transitant dans le caniveau est :

$$Q_{EP} = 1.2676 * 0.007^{0.322} * 0.6^{1.2254} * 1^{0.7659} * (4 * \frac{1}{0.97})^{0.3299} = 218.61 \text{ l/s}$$

Ainsi, en utilisant la fonction « valeur cible » dans Excel on obtient la valeur de la largeur qui vérifie l'équation de Manning-Strickler pour le débit calculé :

$$B = 42 \text{ cm}$$

## 4. Calcul des cubatures

### 4.1. Cubatures du terrain profil

Pour pouvoir assurer le drainage des différentes zones du terminal, nous avons proposé un profil de terrain qui obéit aux conditions de pente et de drainage des eaux vers les points de collecte.

Pour ce faire, il est nécessaire de prévoir des travaux de remblayage et déblayage de la plateforme afin d'obtenir les profils de terrain proposés.

Les prescriptions du maître d'ouvrage soulignent qu'il faut respecter une pente maximale de 0.6% pour assurer l'équilibre de 5 étages de conteneurs.

Le calcul des cubatures du terrain sera effectué avec le logiciel COVADIS. 10.1 Pour cela, nous avons créé deux MNT du terrain :

- 1ere MNT : On affecte une cote TN de 6.00 à toute la zone du terminal.
- 2ème MNT : on affecte les cotes selon les profils que nous avons proposés. (Le MNT du projet est fourni en annexe 6)

Le calcul des prismes de cubatures entre deux MNT donne :

Volumes		
En-dessous du plan (Déblai)	:	0.000 m <sup>3</sup>
Au-dessus du plan (Remblai)	:	29520.397 m <sup>3</sup>
Total	:	29520.397 m <sup>3</sup>

## 4.2. Cubature : assainissement

Les cubatures relatives aux travaux et réalisation des tranchées d'assainissement sont calculées par le logiciel COVADIS. Les résultats sont présentés dans les tableaux de l'Annexe8.

## 5. Dimensionnement des fosses septiques

La **fosse septique** est l'un des éléments constitutifs d'une installation d'assainissement non collectif. Elle reçoit uniquement les eaux-vannes (sanitaires), pour assurer la liquéfaction partielle des matières polluantes concentrées qu'elles contiennent ainsi que la rétention des matières solides et des déchets flottants.

### 5.1. Principe de fonctionnement

Les matières solides s'accumulent, en général, dans un premier compartiment et subissent une fermentation anaérobie basique que l'on appelle « digestion ». Cette digestion entraîne la production de gaz carbonique, d'hydrogène sulfureux et de méthane. A la surface, les bulles entraînent des particules de boues qui finissent par former une croûte appelée « chapeau ». Au fond, les matières solides se déposent. Un conduit de ventilation doit donc assurer l'évacuation des gaz tandis que des vidanges périodiques doivent permettre l'évacuation des matières solides. Après ce premier compartiment, un deuxième reçoit les effluents décantés sous la forme d'un liquide clair.

Or, après un certain temps, en général de 1 à 3 jours, si aucun ouvrage annexe n'est présent, le liquide ainsi prétraité sort de la fosse et est évacué par des puits perdus ou des drains de terre cuite disposés en tranchée. Les fosses septiques sont conçues, entre autres, pour assurer l'immobilité du liquide et, par voie de conséquence, faciliter la sédimentation des matières solides en suspension, dont on se débarrasse ensuite en enlevant périodiquement le dépôt. Tout dépend de la durée de rétention, des dispositifs d'arrivée et de sortie du liquide ainsi que de la fréquence de vidange du dépôt.

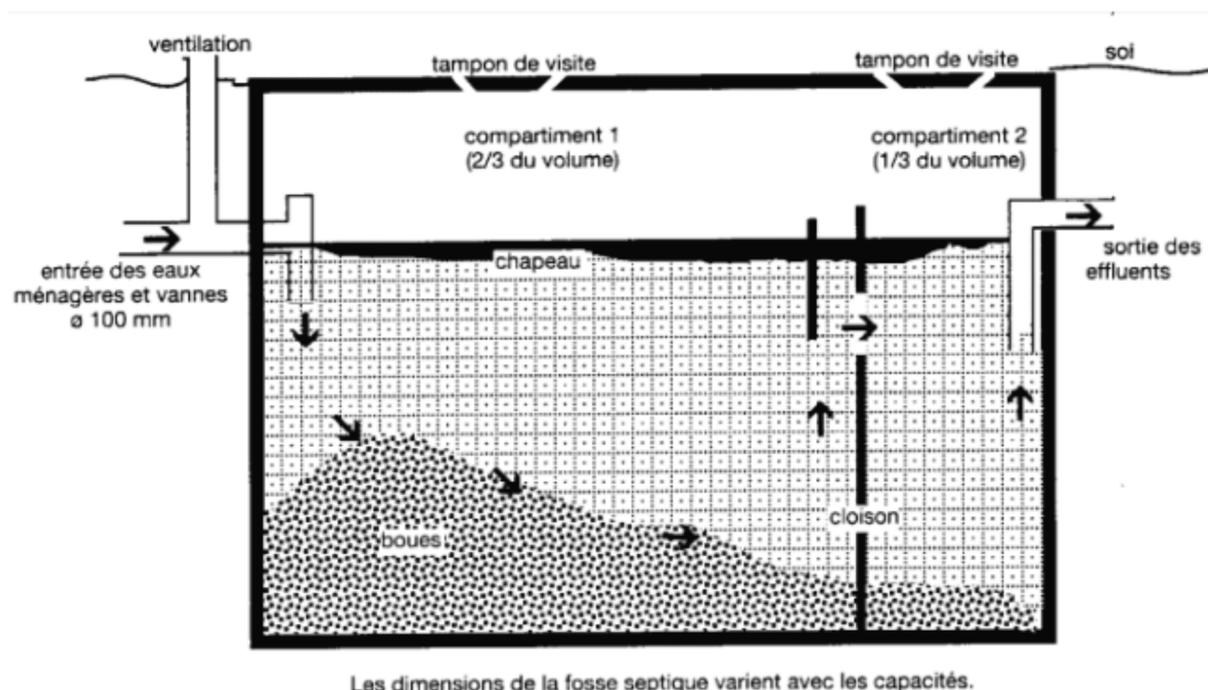


Figure 49 : Schéma d'une fosse septique à deux chambres

## 5.2. Dimensionnement de la fosse septique

Plusieurs méthodes sont utilisées pour déterminer la capacité d'une fosse septique installée à la sortie des maisons résidentielles ou des établissements publics, parmi lesquelles nous citons à titre d'exemple :

- Méthodes canadienne.
- Méthode préconisée par la Banque Mondiale.
- Méthode de dimensionnement d'une fosse septique "toutes eaux".
- Dimensionnement de la Fosse considérée comme bassin de décantation.
- Méthode proposée par J BROOME.
- Méthode Britannique.

❖ **Nous avons choisis pour le dimensionnement des fosses septiques la méthode du dimensionnement de la Fosse considérée comme bassin de décantation, car elle prend en compte plusieurs facteurs: la quantité des eaux usées, le temps de rétention, le dépôt des solides ce qui la rend plus précise et plus économique.**

## 5.3. Dimensionnement de la Fosse considérée comme bassin de décantation

Les fosses septiques, fournissent des conditions selon lesquelles les solides contenus dans les eaux usées peuvent se décanter, se consolider et subir partiellement une digestion. Le dimensionnement des fosses tient compte de plusieurs facteurs qui sont la quantité des eaux usées à traiter, le temps de rétention, le dépôt des solides, les procédés qui se développent dans les bassins.

Les dimensions minimum recommandées des bassins selon WEDC en 1979 sont indiqués ci-dessous.

## Dimensions minima recommandées pour les bassins

NBRE D'USAGERS	CAPACITE MINIMA EN MILLIERS DE LITRES		
	PERIODE DE VIDANGE		
	6 MOIS	UN AN	DEUX ANS
5	--	1,12	1,18
10	--	1,80	2,52
15	--	2,34	3,60
20	2,53	3,30	4,55
50	5,60	7,28	10,04
100	--	22,40	23,30
150	--	28,60	32,90
200	--	38,40	44,20
300	--	56,90	65,50

L'approche adoptée pour le dimensionnement est d'estimer la boue accumulée dans le bassin entre deux périodes de vidange en permettant un long temps de digestion et en donnant une dimension de bassin avec une période de rétention adéquate pour un dépôt efficace des solides et une bonne formation de boues et de l'écume.

Ainsi la capacité utile du bassin = capacité nécessaire pour le stockage de la boue et de l'écume (bassin A) + capacité nécessaire pour la rétention et le dépôt des eaux usées de la couche supérieure juste avant la vidange (bassin B) :

$$C = P \times N \times F \times S + P \times R \times Q$$

Avec

C : capacité du bassin (litres),

P : nombre d'usagers,

N : nombre d'années entre les vidanges (souvent 3 ans, mais en pratique les fosses doivent être plus fréquemment vidangées c'est à dire 2 fois par an).

F = facteur en relation avec la température et le taux de digestion (aux basses températures la digestion est lente et des capacités plus grandes sont nécessaires). S = taux d'accumulation des boues et de l'écume après une digestion active, dépend des matériaux utilisés pour le nettoyage anal et du volume des eaux usées reçues par le bassin. R = temps de rétention minimum requis pour le dépôt des solides souvent = 1 jour. Q = débit des eaux usées générées par personne par jour (l/p/j).

**Autres Critères :**

Un bassin de dimensions plus grandes que celles calculées donnera un plus grand volume de stockage des boues, une période de rétention plus longue améliorant ainsi le dépôt des solides. Les dimensions des bassins sont choisies pour donner la capacité minimum requise. Mais elles dépendent aussi d'autres aspects tels que la facilité de construction et de maintenance ou l'usage de standards de construction.

Largeur minimum = 0,6 m  $L/l = 3$  Fosse divisée en 2 compartiments pour aider à réduire la turbulence due à l'entrée des eaux usées. Longueur du premier compartiment (L1) = 2

Longueur du deuxième compartiment (L2)

Hu minimum = 1,2 à 1,5 m Hu = profondeur utile

Ht=Hu+0,3 m Ht = profondeur totale.

Nombres d'années entre vidanges	Température Ambiante		
	Plus que 20° c durant l'année	Plus que 10° durant l'année	Moins que 10° Pendant l'hiver
1	1.3	1.5	2.5
2	1.0	1.15	1.5
3	1.0	1.0	1.27
4	1.0	1.0	1.15
5	1.0	1.0	1.06
6 ou plus	1.0	1.0	1.0

Tableau 22 : Valeurs du coefficient de dimensionnement "f" en fonction des intervalles de vidange et de la température.

Matériel utilisé pour la anale	W.C ou déchets de latrine	Eaux usées domestiques avec les eaux vannes
Eau, papier léger	25	40
Feuilles, papier dur	40	55
Sable, pierre, par terre	55	70

Tableau 23: Les taux d'accumulation des boues "S" en Litres.

### 5.3.1. Etablissement des données de base

❖ Le débit d'eau rejetée par jour par usager :

Construction	Volume journalier (l/J)
Bureaux- bâtiments tertiaires	75
Bâtiments industriels	75

Volume journalier de rejet d'eaux usés [Guide Pratique des vrd et Aménagements extérieurs]

- ❖ **N = 2ans** : durée entre deux vidanges ;
- ❖ **F = 1.15** puisque la température dans la région du port est presque toujours supérieure à 10°C.
- ❖ **S = 25 l/pers/an** : car il s'agit seulement d'eaux usées vannes.
- ❖ La profondeur utile préconisée de la fosse est de **1.5 m**
- ❖ Nombre de personnel par local est de :

Unité	N. Personnels
Vestiaire	300
Administration	150

❖ **Durée de rétention :**

Pour un débit d'eau rejetée de Q m<sup>3</sup> par jour, les durées T de rétention recommandées sont les suivantes (en heures) : [Réf .19]

$$T = 24h \text{ Pour } Q < 6$$

$$T = 33 - 1.5 \times Q \text{ Pour } 6 < Q < 14$$

$$T = 12h \text{ Pour } Q > 14$$

Pour le cas du TCE nous avons les données suivantes :

Unité	Q(m <sup>3</sup> /j)
Vestiaire	22.5
Administration	11.25

Les deux Q sont supérieurs à 14, donc nous tenons pour le temps de rétention la valeur T=12h.

**5.3.2. Dimensions finales des fosses septiques**

La figure suivante présente la géométrie des fosses septiques adoptées pour le cas du TCE :

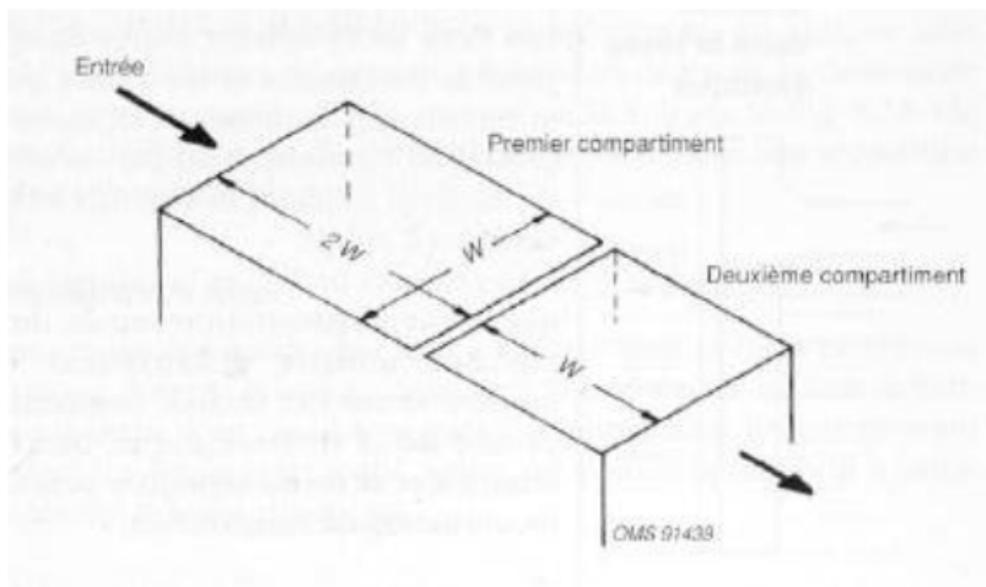


Figure 50 : Les composants d'une fosse septique type

Les tableaux suivant récapitulent le détail de dimensionnement des deux fosses septiques du projet :

Vestiaire	Chambre1	Chambre2
Largeur	2.5m	2.5m
Longueur	5m	2.5m
Profondeur utile	2m	
Profondeur totale	2.3m	

Administration	Chambre1	Chambre2
Largeur	2m	2m
Longueur	4m	2m
Profondeur utile	1.5m	
Profondeur totale	1.8m	

## 6. Cout global de l'assainissement

### 6.1. Cout des canalisations : antennes et collecteur principal

Tuyau	DN(mm)	Longueur (m)	Unité	Prix unitaire( DH HT)	Prix total (DH HT)
135A-1000	1000mm	189,97	ml	1500	284955
90A-800	800mm	338,94	ml	1125	381307,5

90A-600	600mm	295,15	ml	787,5	232430,625
90A-500	500mm	577,73	ml	577,5	333639,075
90A-400	400mm	1414,73	ml	450	636628,5
Prix total					1868960,7

Type de regard	Nombre d'unité	Prix unitaire	Prix
Regards de visite sur une conduite de D >800mm	4	9600	38400
Regards de visite sur une conduite de D <=800mm	45	7200	324000
Prix total			362400

## 6.2. Cout des travaux des terrassements

	Volume	unité	prix unitaire	prix
Remblai	5592,430562	m3	43,75	244668,8371
Enrobage	3447,628108	m3	50	172381,4054
Lit de pose	606,6779364	m3	180	109202,0286
fouille	10663,20228	m3	52,5	559818,1199
Prix total				1086070,391

## 6.3. Cout des caniveaux

	Quantité	Unité	Prix unitaire (DH)	Prix (DH)
Caniveaux	3456	ml	1230	4250880
Terrassement	725,76	m3	52,5	38102,4
Prix total				4288982,4

## 6.4. Cout des fosses septiques

	Prix unitaire (DH)	Nombre d'unités	Prix (DH)
Fosse septique préfabriquée	50375	2	100750
total			1007501

### **6.5. Cout global**

Le cout global de l'assainissement est de : 7707163,49 DH

# CHAPITRE 4

## DIMENSIONNEMENT DU RÉSEAU D'EAU POTABLE

# 1. Conception et dimensionnement du réseau AEP du terminal TCE

## 1.1. Conception du réseau AEP du Terminal TCE

En se basant sur le plan d'exploitation du terminal TCE, nous avons conçu un nouveau réseau d'eau potable à la place de l'ancien réseau existant vu son état dégradé. Ce nouveau réseau doit respecter les contraintes d'exploitation, assurer correctement une bonne disserte des différents consommateurs, y compris les navires au niveau du quai et alimenter les poteaux d'incendie et les bâtiments.

Le terminal doit être équipé obligatoirement par des poteaux d'incendie et de bouches de quai, les poteaux d'incendie doivent être inter-espacés de 90 m (L'espacement modulaire recommandé prévu par la NFPA). Nous avons choisi d'implanter un réseau de poteaux d'incendie constitué de sept rangées, chacune des rangées est constituée de trois poteaux et deux rangées consécutives de quatre et nous avons ajouté des poteaux fur et à mesure là où il est nécessaire pour renforcer le système de lutte contre les incendies. Dans un souci de sécurité et de protection des poteaux, nous avons choisi de placer les poteaux d'incendie près des mats d'éclairages pour les protéger contre tout choc accidentel.

En ce qui concerne les bouches de quais, nous avons gardé lors du dimensionnement du réseau AEP l'ancienne configuration : 9 bouches de quai, ces derniers ne seront pas renouveler. La nature du réseau que nous avons choisi est une structure à réseau maillé : l'avantage du réseau maillé est de permettre le fonctionnement continu du réseau même en cas de bris de conduite à travers des vannes de sectionnement.

## 1.2. Estimation des besoins en eau potable

Le dimensionnement du réseau d'eau potable se base essentiellement sur l'estimation des besoins, dans notre cas les besoins globaux en eau potable sont les suivants :

- ❖ Les besoins du système de lutte contre les incendies.
- ❖ Les besoins de ravitaillement des navires en eau potable.
- ❖ Les besoins des locaux administratifs.

### a. Les besoins du système de lutte contre les incendies

Le système de lutte contre l'incendie fourni par Marsa-Maroc au sein du terminal à conteneurs EST devra être organisé de manière à assurer une protection contre les incendies liés aux dangers suivants :

- ❖ Incendie dans un véhicule externe pénétrant dans le port, lié au moteur, aux freins, au carburant, aux pneus, etc.

- ❖ Incendie dans un véhicule de Marsa Maroc utilisant le port, également lié au moteur, aux freins, au carburant, aux pneus, etc.
- ❖ Incendie au sein d'un bâtiment de Marsa Maroc, c'est-à-dire dans un terminal, un atelier administratif, un portail, une station d'alimentation, une sous-station, etc. (les extincteurs automatiques ne sont pas fournis dans les bâtiments).
- ❖ Incendie au sein de grues porte-conteneur et d'équipements de manutention des conteneurs, du type machinerie d'entraînement et alimentations électriques.
- ❖ Incendie au sein des empilages normaux de conteneurs, c'est-à-dire lié aux marchandises figurant dans les conteneurs.
- ❖ Incendie au sein des piles de conteneurs réfrigérés, c'est-à-dire lié à la machinerie de réfrigération et à la machinerie électrique associée.
- ❖ Incendie au sein du bâtiment appelé « puits de conteneur ouvert » pour le déchargement des cargaisons dangereuses lors de l'ouverture/inspection du conteneur dangereux.
- ❖ Incendie au niveau des réservoirs de stockage et des équipements de distribution du carburant (diesel).
- ❖ Incendie associé aux travaux de construction mis en œuvre sur le site.
- ❖ Incendie lié à un navire se trouvant au poste d'accostage.

La protection du terminal TCE contre les dangers cités ci-dessus sera possible à l'aide d'un réseau de poteaux d'incendie couvrant tout le terminal

#### **b. Les besoins de ravitaillement des navires en eau potable**

Il y a neuf bouches de quai placées à côté de la zone d'accostage, qui permettent le ravitaillement des navires en eau potable avec un débit de 60 m<sup>3</sup>/h.

#### **c. Les besoins des locaux administratifs**

La consommation journalière d'une personne est de 80 l/ jour. L'équivalent de la consommation d'une bouche de quai ou d'un poteau d'incendie en l/s est : 17 l/s

L'équivalent de la consommation journalière d'une personne est : 0.02 l/s

$$\frac{17}{0.02} = 850$$

La consommation d'une bouche de quai où d'un poteau d'incendie est 850 fois la consommation journalière d'une personne dans les locaux administratifs. Donc la consommation des locaux administratifs est négligeable devant celle des bouches de quai et des poteaux d'incendie.

### 1.3. Choix du matériau des conduites

#### La fonte ductile VS l'acier :

En ce qui concerne le matériau des adducteurs de grande section, il convient de préciser que son choix se fait en fonction du diamètre requis, du coût de revient de la canalisation (coûts de fourniture et de mise en œuvre), des contraintes de l'ouvrage (pression intérieure, charges extérieures, nature du sol, paramètres physico-chimiques de l'eau) et des obligations éventuelles de fourniture en vertu de dispositions conventionnelles.

#### Les tuyaux en acier :

Ils ont la qualité de pouvoir absorber des efforts très importants sous faible épaisseur (donc faible poids). Ces tuyaux présentent en contrepartie le défaut d'être très sensibles à la corrosion externe et doivent donc être placés sous protection cathodique. De même, tout défaut qui survient lors de la pose de la ligne (l'absence de procédures de mise en œuvre ou l'application non-correcte de ces procédures) peut avoir des conséquences néfastes sur la longévité de l'ouvrage. C'est pourquoi, le choix de l'acier exige le recours à des entreprises spécialisées en la matière, élément fondamental de la réussite du chantier. Aussi cette exigence entraîne-t-elle un coût de construction élevé par rapport aux autres matériaux comme la fonte ductile.

D'autre part, **la fonte ductile** présente de par sa constitution et la vaste gamme de revêtements de protection de ses parois de grandes garanties contre la corrosion et sa longévité est bien connue. L'assemblage par emboîtement des tubes est une technique sûre et éprouvée et à la portée d'un cercle plus vaste d'entreprises (de terrassement), ce qui a une répercussion favorable sur son coût de revient. Pour les tuyaux de grande dimension, le poids constitue par contre indéniablement un facteur limitatif de leur emploi en faveur de l'acier.

C'est ainsi que l'acier est généralement employé pour les lignes de grande dimension (DN500 à 1200 mm), pour le passage en fortes pentes, des terrains très accidentés et des zones de haute pression où le choix de l'acier est incontestable, tant sur le plan technique que financier, et la technique du chantier de pose bien adapté. En outre, la soudabilité de l'acier permet la réparation de fuites sous pression de service sans devoir pratiquer un arrêt d'eau sur une conduite maîtresse ou une interruption de l'approvisionnement d'un abonné prioritaire. En revanche, les tuyaux en fonte ductile sont particulièrement intéressants pour les diamètres courants (DN100 à 300 mm), les tronçons moins accidentés et les lignes droites du tracé où la fonte ductile offre un coût de revient sensiblement inférieur à l'acier.

L'emploi du PVC et du PEHD se limite généralement aux réseaux de distribution locaux. Le guide ci-devant fournit de plus amples renseignements.

Le tableau suivant récapitule les avantages de la fonte ductile et de l'acier :

RÉCAPITULATIF FONTE DUCTILE VS. ACIER		
PROPRIÉTÉS	FONTE DUCTILE	ACIER
Résistance à la traction	x	x
Résistance aux chocs		x
Absorption des vibrations	x	
Corrosion	x	
Résistance à la corrosion	x	
Soudabilité		x
Coût	x	

Figure 51 : Avantages de la fonte ductile

Vu que dans notre cas les diamètres normaux des conduites choisis, comme nous verrons dans la partie suivante, sont pris entre 100mm et 200mm, ainsi que les conditions du terrain sont convenables : l'absence des fortes pentes - terrain moins accidenté, la fonte ductile s'avère le matériau le plus convenable coté résistance à la corrosion et au charges dues au trafic lourd du port, coté technique (facilité de la manipulation et la pose des conduites) et coté financière ( faible coût par rapport à l'acier ).

Tableau 24: Caractéristiques mécanique de la fonte [Réf. 20]

Module élastique	Résistance à la traction
MPa	MPa
<b>270</b>	<b>420</b>

Le tableau suivant représente les caractéristiques géométriques des différentes conduites en fonte ductile [Réf. 20]

Tableau 25: Caractéristiques des tuyaux en fonte. [Réf. 20]

DN mm	L m	DE mm	e fonte		Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique kg
			C40 mm	C30 mm		
60	6	77	4,8	-	59,5	9,92
80	6	98	4,8	-	77,4	12,9
100	6	118	4,8	-	94,3	15,7
125	6	144	4,8	-	116,4	19,4
150	6	170	5,0	-	143,1	23,9
200	6	222	5,4	-	200,4	33,4
250	6	274	5,8	-	263,2	43,9
300	6	326	6,2	-	332,9	55,5
350	6	378	-	6,3	407,6	67,9
400	6	429	-	6,4	475,7	79,3
450	6	480	-	6,9	562,0	93,7
500	6	532	-	7,4	659,3	109,9
600	6	635	-	8,6	894,7	149,1

### 1.4. Pré dimensionnement des conduites

Les diamètres nominaux des conduites choisis pour le réseau sont les suivants : DN100, DN150 et DN200.

Voila le schéma du réseau choisis :

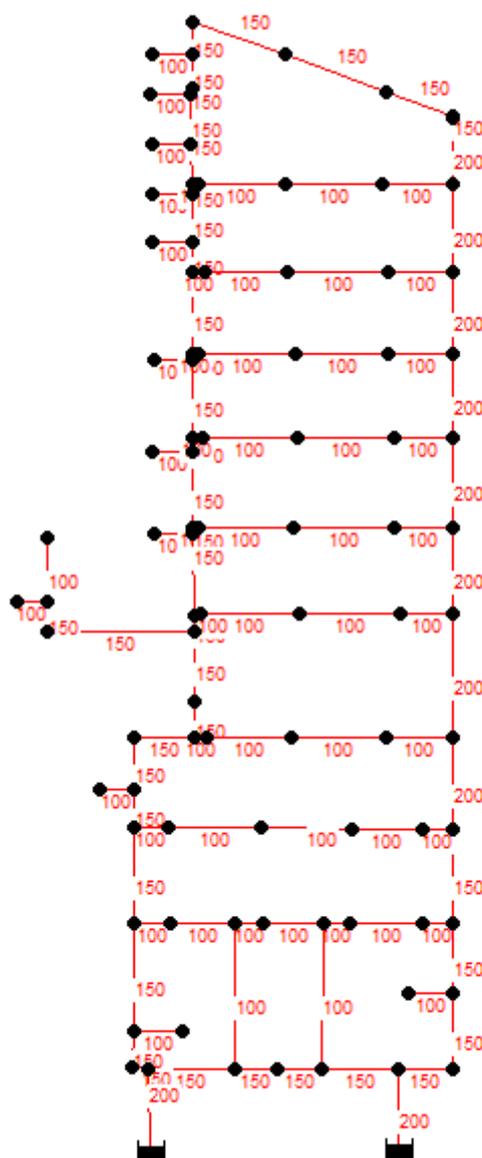


Figure 52 : Ossature du réseau AEP - TCE

### 1.5. Simulation avec le logiciel EPANET

Pour vérifier la validité des diamètres des conduites que nous avons choisis, nous avons utilisé le logiciel Epanet pour effectuer une simulation afin de vérifier que les pressions et les vitesses respectent bien les normes de bon fonctionnement du réseau d'eau potable.

Les critères du bon fonctionnement du réseau d'eau potable sont les suivants [Réf. 2] :

- ❖ Les vitesses d'écoulement devront être entre 0.5 m/s et 2 m/s pour éviter la stagnation des eaux et la reviviscence des bactéries.
- ❖ La pression dans les conduites ne devra pas dépasser 5 bars.
- ❖ La pression au niveau des poteaux d'incendie devra être supérieure à 1.5 bar pour garantir un bon fonctionnement.

Pour cela, on supposera trois scénarios de fonctionnement du réseau :

- Scénario 1: Faire fonctionner deux poteaux d'incendie + une bouche de quai pour le ravitaillement des navires.
- Scénario 2 : Faire fonctionner uniquement deux poteaux d'incendie.
- Scénario 3 : Faire fonctionner un poteau d'incendie et une bouche d'incendie.

Pour modéliser notre réseau, nous avons utilisé une pression au piquage de 3 bars, sur EPANET, cette pression au piquage peut être modélisée par **un réservoir à niveau constant de 30 mètres.**

Chaque conduite est caractérisée par les paramètres suivants :

- Longueur de la conduite ;
- Diamètre Nominal de la conduite ;
- Rugosité de la conduite ;
- Coefficient de perte de charge singulière de la conduite.

Chaque nœud est caractérisé par les paramètres suivants :

- Côte du nœud ;

- Demande de base du nœud ;

Les nœuds correspondent aux éléments suivants :

- Jonction de trois conduites au plus ;
- Poteau d'incendie;
- Bouche de quai ;

La rugosité de la fonte ductile égale à 0.5 mm selon le tableau suivant :

**Tableau 26: Valeurs de la rugosité**

Valeurs uselles de la rugosité			
	Elément neuf	Element usagé	Elément encrassé
Fonte	0.15	0.50	3.00
Acier	0.05	0.50	3.00
Cuivre	0.01	0.03	0.50
Polyéthylène	0.01	0.03	0.50

Nous avons choisis la rugosité d'une fonte usagée pour tenir en compte les conditions à long terme.

### **Analyse et interprétation des scénarios :**

#### **Scénario 1: Faire fonctionner deux poteaux d'incendie + une bouche de quai pour le ravitaillement des navires.**

C'est le scénario le plus critique qui suppose le fonctionnement de deux poteaux d'incendie et le ravitaillement d'un navire.

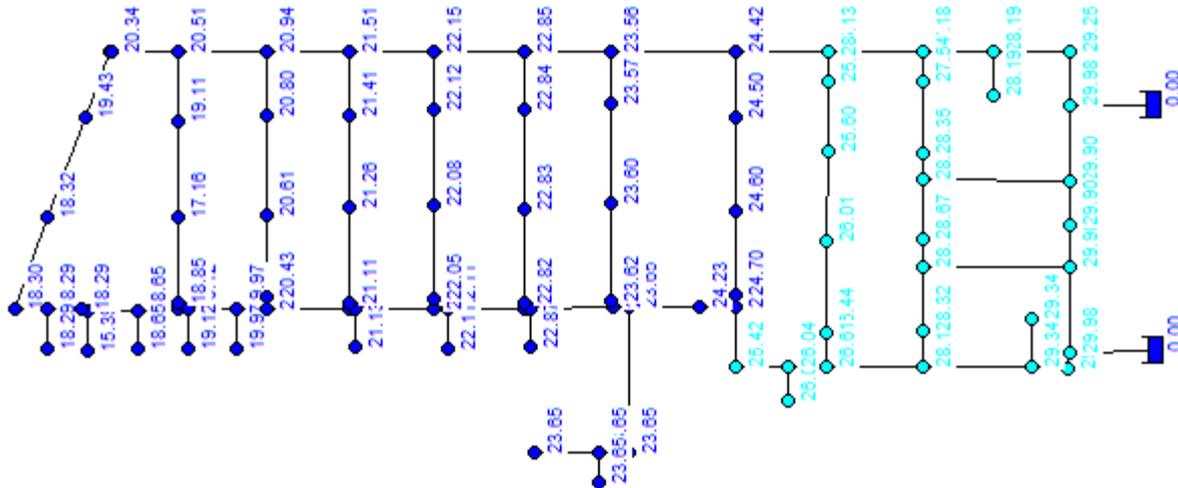
Pour la simulation de ce scénario nous avons affecté une valeur de 17 l/s, qui est la demande de base, à trois nœuds (deux nœuds correspondants à des poteaux d'incendie et un nœud correspondant à une bouche de quai).

Nous avons choisis les nœuds les plus éloignées comme montre le réseau ci-dessous pour traiter le cas le plus défavorable :



**Pressions dans le réseau :**

Les valeurs de pression dans le réseau sont les suivantes :



**Figure 54 : Les pressions d'écoulement dans le réseau AEP - TCE, scénario 1**

Les pressions sont supérieures à 1.5 bar ce qui garantit le bon fonctionnement des poteaux d'incendie.

Le bilan des caractéristiques des conduites, y compris les longueurs et les pertes de charges, est fourni dans le tableau de l'Annexe 10.

**Scénario 2 : Faire fonctionner uniquement deux poteaux d'incendie.**

Ce scénario correspond au fonctionnement de deux poteaux d'incendie uniquement, c'est-à-dire l'occurrence d'un incendie et l'inexistence d'aucun navire à avitailler. Ce scénario est moins défavorable que le premier scénario.

Nous avons choisis les nœuds les plus éloignés par rapport aux points de piquage, pour traiter le cas qui génère les pertes de charges les plus élevées comme montre le réseau ci-dessous :

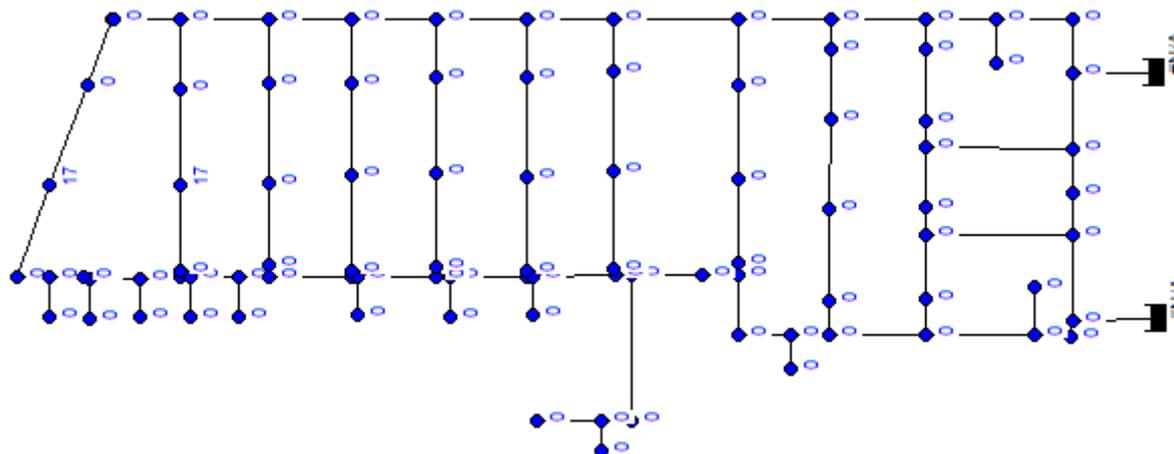


Figure 55 : Ossature du réseau AEP - TCE, scénario 2

Pour réaliser la simulation avec Epanet, nous avons affecté 17l/s à deux nœuds correspondants à des poteaux d'incendie.

**Les vitesses d'écoulement de l'eau dans le réseau :**

Les valeurs des vitesses d'écoulement de l'eau dans le réseau sont les suivantes :

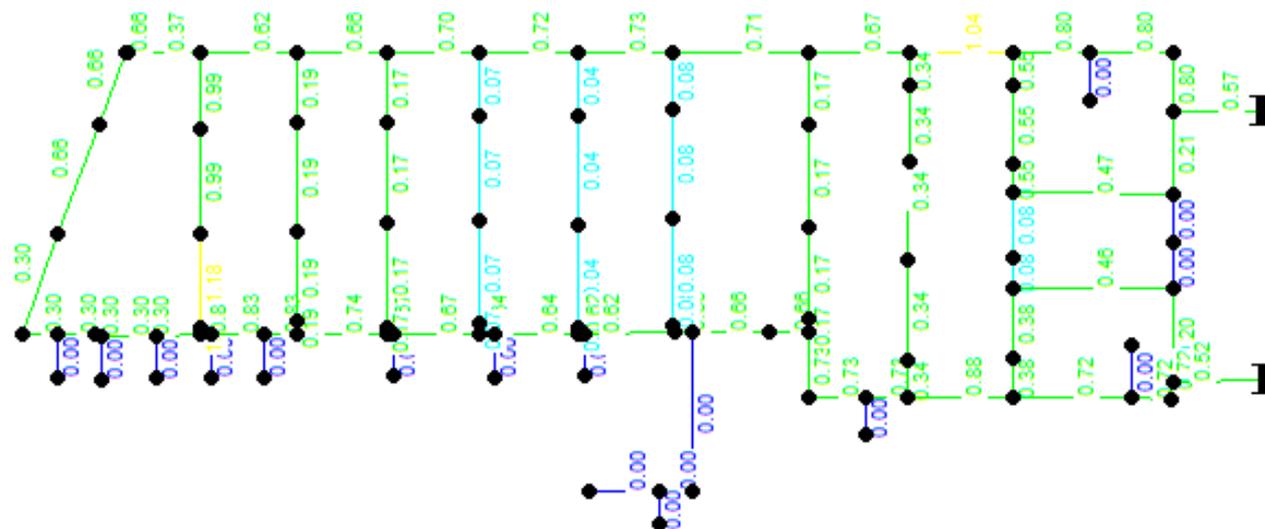
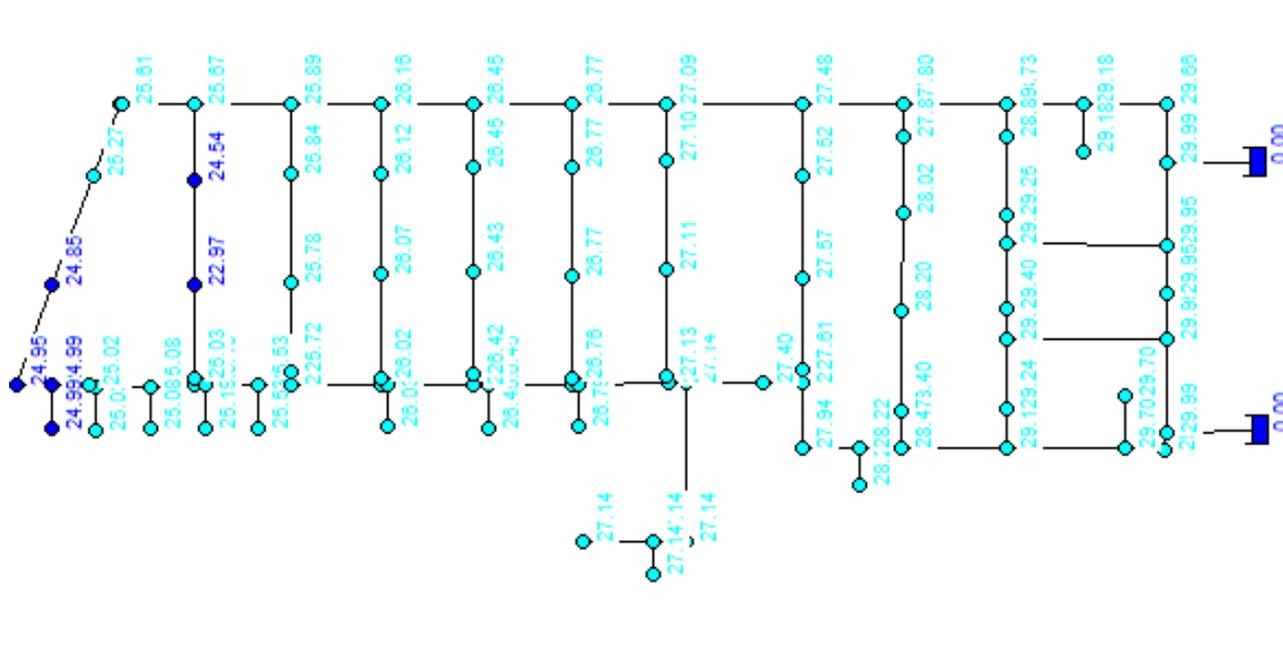


Figure 56 : Vitesses d'écoulement dans le réseau AEP – TCE, scénario2

Les vitesses dans les conduites généralement conforment aux normes, elles sont compris entre 0.5m/s et 2m/s (il n'y aura pas de stagnation de l'eau ni érosion interne des conduites).

**Pressions dans le réseau :**

Les valeurs de pression dans le réseau sont les suivantes :



**Figure 57 : Les pressions d'écoulement dans le réseau AEP - TCE, scénario 2**

Les pressions sont supérieures à 1.5 bar ce qui garantit le bon fonctionnement des poteaux d'incendie et au même temps inférieures à 5 bar ce qui évite la cassure des conduites sous une grande pression.

Le bilan des caractéristiques des conduites, y compris les longueurs et les pertes de charges, est fourni dans le tableau de l'Annexe 11.

**Scénario 3 : Faire fonctionner un poteau d'incendie et une bouche d'incendie.**

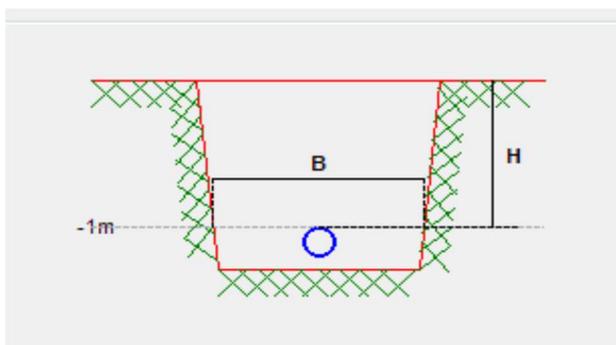
Ce scénario est similaire au scénario 2, les vitesses et les pressions conformes aux normes de bon fonctionnement d'un réseau d'eau potable.

## 2. Vérification mécanique des conduites d'eau potable

Vu l'importance des charges que peut subir les tuyaux du réseau d'eau potable en phase d'exploitation, à titre d'exemple nous citons: le poids de la chaussée, le RTG et le trafic lourd du port, une étude de vérification mécanique des conduites d'eau potable est indispensable pour s'assurer à ce que le réseau choisi avec ses caractéristiques (diamètres nominaux, matériau adopté) va fonctionner pour une longue durée sans problèmes et sans dégradation.

### 2.1. Dimensions de la tranchée

La vérification se fera pour des conduites en fonte ductile de diamètres : 100mm, 150mm, 200mm en considérant le cas le plus critique en termes de profondeur de la tranchée d'exécution.



B : largeur minimale de tranchée d'exécution d'après le Fascicule 70.

H : Hauteur de recouvrement.

### 2.2. Type de pose :



### 2.3. Mode d'exécution des travaux

Le mode d'exécution dépend de la hauteur de recouvrement qui varie d'une conduite à l'autre, nous avons utilisé le tableau suivant pour choisir à la fois la largeur de la tranchée et le mode d'exécution [Réf. 18].

Profondeur de tranchée (m)	Type de blindage	Largeur minimale de tranchée en m (épaisseur des blindages éventuels comprise)	
		DN ≤ 600	DN > 600
de 0.00 à 1.30	S	De +2 × 0.30 (mini 0.90)	De +2 × 0.40 (mini 1.70)
de 0.00 à 1.30	C	De +2 × 0.35 (mini 1.10)	De +2 × 0.45 (mini 1.80)
de 1.30 à 2.50	C	De +2 × 0.55 (mini 1.40)	De +2 × 0.60 (mini 1.90)
de 1.30 à 2.50	CSG	De +2 × 0.60 (mini 1.70)	De +2 × 0.65 (mini 2.00)
de 2.50 à 3.50	CR	De +2 × 0.55 (mini 1.70)	De +2 × 0.60 (mini 2.10)
de 2.50 à 3.50	CSG	De +2 × 0.60 (mini 1.80)	De +2 × 0.65 (mini 2.10)
de 2.50 à 3.50	CDG	De +2 × 0.60 (mini 1.90)	De +2 × 0.70 (mini 2.20)
de 3.50 à 5.50	CDG	De +2 × 0.65 (mini 2.00)	De +2 × 0.70 (mini 2.30)
> 5.50	CDG	De +2 × 0.70 (mini 2.10)	De +2 × 0.80 (mini 2.60)

Ce tableau donne des valeurs de largeur de tranchée en conformité avec les minimums prescrits par la norme NF EN1610.

De = diamètre extérieur    DN = diamètre nominal ou intérieur

## 2.4. Classification de matériau d'enrobage et du sol support

- Le groupe du sol est G2 : Sables ou grave peu argileux, ce sol est utilisable en enrobage, donc il servira pour l'enrobage des conduites.
- Qualité de compactage : Compacté, contrôlé et validé  $q_5$ .
- Le poids volumique du sol est de **22.3 KN/m<sup>3</sup>**.
- Absence de la nappe phréatique.

## 2.5. Paramétrage de la chaussée :

**Caractéristiques de la chaussée** ?

Présence d'une chaussée

*Caractérisation de la chaussée :*

Selon Fascicule 70     Autre

*Constitution de la chaussée*

<u>Couches successives</u>	<u>Epaisseur</u>		<u>Matériau</u>
<input checked="" type="checkbox"/> Revêtement :	15	cm	Pavés
<input checked="" type="checkbox"/> Couche de base :	67	cm	Béton
<input type="checkbox"/> Couche de fondation :		cm	Grave
<input checked="" type="checkbox"/> Couche de forme :	30	cm	Grave

## 2.6. Paramétrage de la charge appliquée : Engin RTG – KALMAR

Le paramétrage de la charge d'un RTG prend en compte les données suivantes :

- Largeur des pneus : 37.50 cm
- Diamètre des roues : 1.37 m
- Nombre de roues : 16
- Longueur de l'essieu : 15,00 m
- Distance Inter-essieux tandem : 2,00 m
- Distance Inter-essieux normal : 4,00 m
- Charge par roue : 11125 daN
- $\lambda = 1,6$  pour la file de "roues" située à l'aplomb de la canalisation (sinon  $\lambda=1$ ).



Figure 58: Dimensions d'un RTG

Après la saisie des données de base, on lance le calcul et on obtient les résultats de la vérification mécanique en plus de la décision (la canalisation choisie convient ou non).

## 2.7. Les résultats de la vérification mécanique

La vérification mécanique a été faite pour chaque diamètre utilisé selon le tableau suivant :

Conduite	Coefficient de sécurité / contrainte (min=1)	Décision
DN100	2.75	Convient
DN150	2.06	Convient
DN200	1.94	Convient

Donc, d'un point de vue mécanique, les conduites en fonte ductile peuvent être utilisées pour le cas du Terminal TCE.

### 3. Evaluation du cout du réseau AEP du terminal TCE

Les éléments à prendre en compte pour le calcul du coût du projet d'alimentation en eau potable du terminal TCE sont les suivants :

- ❖ La longueur totale des conduites en fonte ductile.
- ❖ Le nombre des nœuds avec leurs types.
- ❖ Le volume total des terrassements.
- ❖ Le volume total du lit de pose.
- ❖ Le volume total du remblaiement des tranchées des conduites.
- ❖ Les compteurs d'eau : ils seront posés dans les conduites de piquage.

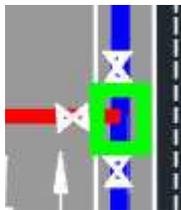
Les longueurs des conduites selon leurs diamètres sont résumées dans le tableau suivant :

diamètre	Longueur total (m)	Matériau
DN100	3362	Fonte ductile
DN150	2196	Fonte ductile
DN200	746	Fonte ductile

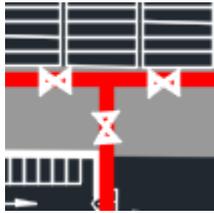
Les nombres des nœuds avec leurs types sont les suivants :

Type de nœud	Nombre
Nœud 150/100 avec 3 vannes	14
Nœud 100/100 avec 3 vannes	2
Nœud 200/100 avec 3 vannes	7
Nœud 200/150 avec 1 vanne	2
Nœud 150/150 avec 2 vannes	5

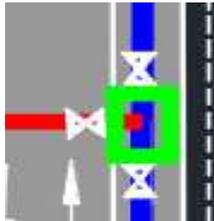
Nœud 150/100 avec 3 vannes : c'est là où se rencontre une conduite DN150 avec une conduite DN100 avec l'emplacement de trois vannes.



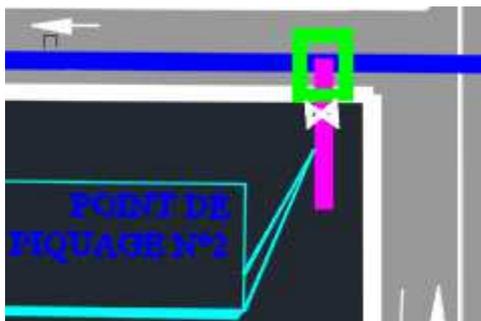
Nœud 100/100 avec 3 vannes : c'est là où se rencontrent deux conduites DN100 avec l'emplacement de trois vannes.



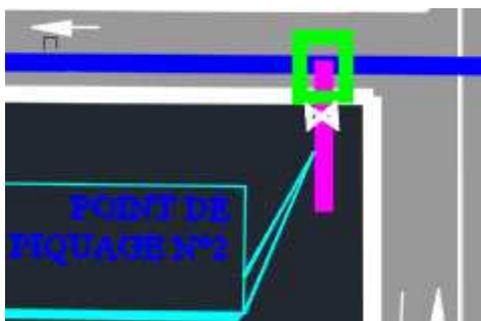
Nœud 200/100 avec 3 vannes : c'est là où se rencontre une conduite DN150 avec une conduite DN100 avec l'emplacement de trois vannes.



Nœud 200/150 avec 1 vanne : c'est là où se rencontre une conduite de piquage avec une conduite du réseau avec l'emplacement d'une vanne.



Nœud 150/150 avec 2 vannes : généralement c'est là où la conduite change de direction avec l'emplacement de deux vannes.



En ce qui concerne les compteurs, leurs nombre est de **deux compteurs** placés au niveau des conduites de piquage.

Le lit de pose est constitué d'une couche de sable dont l'épaisseur est 10 centimètres ; la conduite repose sur cette couche de sable. Outre cela, la tranchée doit être remblayée sur une hauteur  $h$  au-dessus du lit de pose tel que :

$$h = \varnothing_{ext} + 1.4$$

La largeur de la tranchée  $B$  égale à :

$$B = 1.4 \text{ m}$$

La profondeur de la tranchée  $H$  égale à :

$$H = 1.4 + \varnothing_{ext} + 0.1 \text{ (En terrain meuble)}$$

Remarque : Le matériau du lit de pose dépend de la nature du sol.

- ❖ Si le terrain est constitué par un sol meuble, alors le lit de pose sera constitué de sable fin
- ❖ Si le terrain est rocheux, alors le lit de pose sera constitué par de la gravette.

Dans notre cas le sol de la plate forme est constitué de Sables ou grave peu argileux. D'où le choix d'un lit de pose de 10cm de sable.

Ainsi, nous pouvons estimer les volumes des terrassements et le volume du lit de pose ainsi que celui du remblaiement puisque nous connaissons la largeur et l'épaisseur de la tranchée.

Le résultat du calcul des couts est présenté dans le tableau ci-dessous :

désignation	prix unitaire	quantité	unité	prix total en dhs
<b>FD200</b>	600	746	ml	447600
<b>FD150</b>	550	2196	ml	1207800
<b>FD100</b>	400	3362	ml	1344800
<b>Nœud 150/100 avec 3 vannes (type1)</b>	15000	14	unité	210000
<b>Nœud 100/100 avec 3 vannes (type1)</b>	15000	2	unité	30000
<b>Nœud 200/100 avec 3 vannes (type1)</b>	15000	7	unité	105000
<b>Nœud 200/150 avec 1 vanne (type4)</b>	15000	2	unité	30000
<b>Nœud 150/150 avec 2 vannes (type2)</b>	12600	5	unité	63000

<b>Poteau d'incendie</b>	25000	38	unité	950000
<b>débitmètre</b>	10000	2	unité	20000
<b>Terrassement</b>	50	9645.12	unité	482256
<b>Remblaiement</b>	40	9077.76	unité	363110.4
<b>Lit de pose</b>	220	882.56	unité	194163.2
			<b>Coût total :</b>	<b>5447729.6</b>

Ainsi, le cout global de réalisation du réseau AEP et incendie est de :

**5 447 730 DH.**

# CHAPITRE 5

ÉTUDE D'IMPACT  
ENVIRONNEMENTAL DU  
PROJET

## 1. Périmètre d'étude

Le périmètre de l'étude délimite la zone dans laquelle les impacts du projet seront mis en évidence et évalués. La délimitation de ce périmètre est faite en tenant compte des impacts prévisibles de chaque composante du projet, du milieu environnant et des conditions climatiques. Chaque composante du projet interagit avec le milieu environnant dans un sous-périmètre donné. **Le périmètre global de l'étude est l'enveloppe de l'ensemble de ces sous-périmètres.**

La délimitation des périmètres de l'étude, dans le cas du présent projet, s'est basée sur les critères et principes suivants :

### 1.1. Périmètre d'étude relatif à l'air

Le projet générera des polluants atmosphériques pendant son fonctionnement qui représente la phase la plus longue. La phase de construction peut générer des poussières et du bruit dont la portée sera simulée après identification des infrastructures (transport, électricité, industrie admissible, etc).

Il est difficile de prévoir le niveau d'émission des poussières, mais il est raisonnable de considérer qu'elles seront soulevées de manière aléatoire et disséminées de manière diffuse. En phase exploitation, il s'agit plutôt des rejets atmosphériques émis par les engins de transport. 500 à 1000 camions sont prévus quotidiennement pour manipuler les conteneurs. On ne peut déterminer le trajet des camions de transport, et tenant compte de l'effet de la dispersion, nous allons nous limiter au site du port de Casablanca, avec un rayon de 600m. En effet, la force des vents dans la zone est considérée comme moyenne à faible, ce qui permet d'utiliser un rayon de dispersion assimilé à celui utilisé pour les carrières, soit environ 600 m pour des particules de 30 micron de diamètre et une vitesse de vent de 10 km/h.

### 1.2. Périmètre de l'étude relatif à l'eau

L'interaction entre le projet et l'eau sera en phase travaux et en phase d'exploitation. Lors de l'exploitation du terminal les eaux pluviales seront collectées dans les caniveaux puis acheminées à travers des conduites et rejetées dans la mer, le cas d'un accident ou déversement de produits dangereux peut impacter les eaux de mer. On limitera le périmètre à un rayon d'environ 1 km autour du site.

### 1.3. Périmètre de l'étude relatif à la faune et la flore

Etant donné la nature du site du terminal à conteneurs, il n'existe pas d'espèces particulières. Le périmètre de l'étude relatif à ces deux composantes de l'environnement sera limité à l'emprise du projet.

#### 1.4. Périmètre de l'étude relatif au sol

Etant donné la nature du site du terminal à conteneurs, il n'existe pas d'espèces particulières. Le périmètre de l'étude relatif à cette composante de l'environnement sera limité à l'emprise du projet.

#### 1.5. Périmètre de l'étude relatif à la population

Les zones où seront ressenties les retombées socioéconomiques sont également prises en compte dans le périmètre de l'étude. On limitera ces retombées à la Commune d'Anfa, où la main d'œuvre locale peut être sollicitée.

La carte suivante présente le périmètre de l'étude.

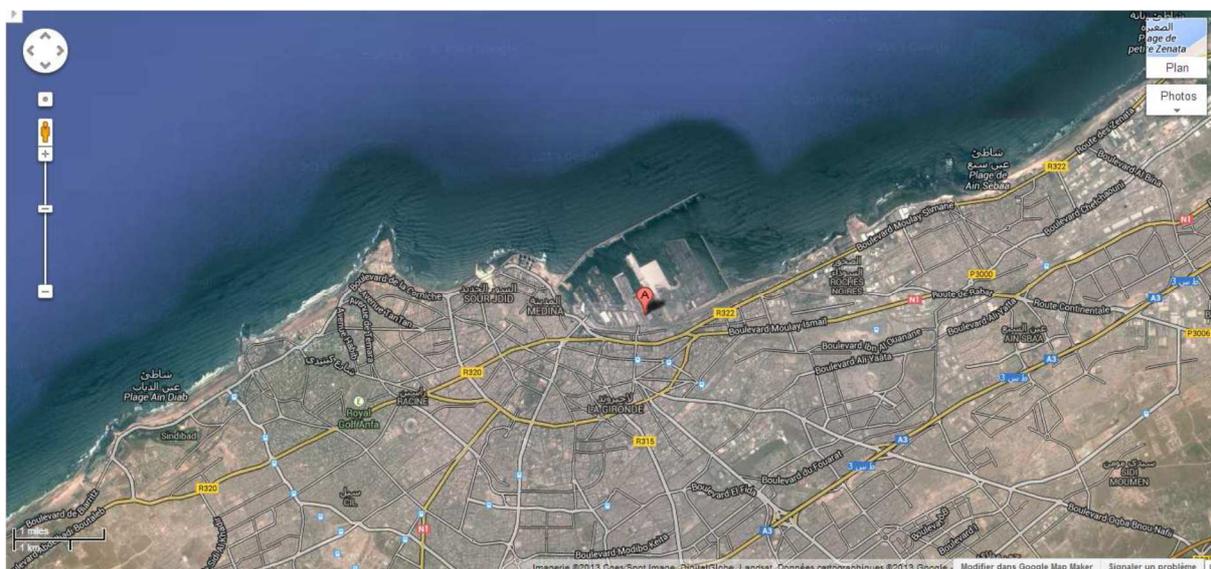


Figure 59 : périmètre d'étude

## 2. Identification et évaluation des impacts, mesures d'atténuation et de compensation

### 2.1. Méthodologie

L'évaluation des impacts est réalisée en se basant sur les indicateurs suivant :

- ❖ Sensibilité de l'élément du milieu.
- ❖ Etendue de l'impact.
- ❖ Intensité de l'impact.
- ❖ Durée de l'impact.

#### a. Sensibilité

La combinaison de l'impact et de la valeur de l'élément permet d'obtenir quatre classes de sensibilité environnementale:

- **Sensibilité Absolue** : (classe infranchissable) : espace ou élément environnemental protégé par la loi qui y interdit l'implantation du projet envisagé, de sorte que cet élément doit absolument être évité.
- **Sensibilité forte** : espace ou élément environnemental à éviter, dans la mesure du possible, en raison de l'importance que lui confère sa valeur ou sa fragilité intrinsèque et pour lesquels l'implantation du projet occasionnerait des impacts négatifs sérieux.
- **Sensibilité moyenne** : espace ou élément environnemental qui peut être retenu pour l'implantation du projet, mais sous certaines réserves.
- **Sensibilité faible** : espace ou élément environnemental qui peut être retenu pour l'implantation du projet avec un minimum de restrictions compte tenu de leur faible importance.

Dans le cas de la présente étude, nous avons classé la sensibilité des principaux éléments dans le tableau suivant :

Élément du milieu	Sensibilité	Justificatif
Mer	Moyenne	La qualité des eaux de mer est primordiale pour assurer l'équilibre des écosystèmes. Actuellement la qualité du littoral de Casablanca et plus particulièrement des eaux du port est très dégradée tenant compte des rejets directs des eaux usées des différentes activités industrielles y présentes.
Air	Moyenne	Une bonne qualité de l'air est vitale pour la population locale mais cet élément a un pouvoir dispersant de la pollution. Aussi le site est caractérisé par la présence des émissions atmosphériques dues aux activités industrielles y existantes.
Milieu Humain-Habitat et cadre de vie	Moyenne	Le site du projet est un complexe industriel. Il se trouve relativement éloigné des zones d'habitations.
Milieu humain-Hygiène et santé	Forte	Éléments primordiaux pour la population et surtout pour les personnes présentes sur le site du terminal.
Activités humaines (activités économiques, etc.)	Forte	Le site du projet est caractérisé par une activité économique très importante.
Infrastructures routières	Moyenne à Forte	Les routes de la région sont de forte importance.
Sol	Faible	Le site se trouve dans le port de Casablanca. Le sol n'a pas de valeur ajoutée, de plus il est imperméabilisé.

## b. L'étendue

L'étendue de l'impact correspond à l'influence spatiale de l'impact dans le périmètre d'étude. Elle est évaluée en fonction de la proportion de l'environnement exposée à cet impact. On distingue quatre niveaux d'étendue :

- **Étendue nationale:** l'impact sera ressenti sur l'ensemble du territoire national;
- **Étendue régionale:** l'impact sera perceptible par les éléments de toute une région;
- **Étendue locale:** l'impact sera ressenti dans l'ensemble du périmètre d'étude;
- **Étendue ponctuelle :** l'impact ne se fera sentir que de façon ponctuelle et ne concerne qu'un groupe restreint d'éléments.

#### c. intensité

L'intensité de l'impact représente le degré d'effet subi par un élément du milieu.

- **Intensité forte :** l'impact détruit l'élément ou met en cause son intégrité, sa qualité est fortement altérée ou son utilisation est restreinte de façon très significative.
- **Intensité moyenne :** l'impact ne met pas en cause l'intégrité de l'élément du milieu, mais la modifie de façon sensible.
- **Intensité faible :** l'impact modifie peu la qualité de l'élément.

Pour évaluer le niveau de l'intensité nous nous sommes référées aux normes suivantes :

- ✓ Normes de rejets dans l'air.
- ✓ Normes de qualité des eaux de baignade.
- ✓ Limite admissible du niveau sonore (dB).

#### d. durée

On distingue trois durées :

- **Longue durée:** impact ressenti de façon continue pour la durée de l'ouvrage, et même au-delà.
- **Durée moyenne:** impact ressenti de façon continue pour une période de temps inférieure à la durée de l'ouvrage, soit d'une saison à quelques années.
- **Courte durée:** impact ressenti à un moment donné et pour une période de temps inférieure à une saison.

#### e. Importance relative de l'impact

On distingue quatre niveaux d'importance relative:

- **Importance inadmissible :** l'impact occasionne des répercussions appréhendées ne pouvant être acceptées en raison d'une sensibilité absolue, de sorte qu'il est inadmissible d'affecter l'élément
- **Importance majeure :** l'impact occasionne des répercussions fortes sur le milieu, correspondant à une altération profonde de la nature et de l'utilisation de l'élément, auquel une proportion importance des intervenants de la zone d'étude accorde de la valeur.
- **Importance moyenne :** l'impact occasionne des répercussions appréciables sur le milieu, entraînant une altération partielle ou moyenne de la nature et de l'utilisation de l'élément, auquel une proportion limitée des intervenants de la zone d'étude accorde de la valeur.

- **Importance mineure** : l'impact occasionne des répercussions réduites sur le milieu, entraînant une altération mineure de la nature et de l'utilisation de l'élément, et auquel un groupe restreint d'intervenants accorde de la valeur.

Les impacts sont identifiés à l'aide d'un réseau croisant les éléments du milieu touchés par le projet avec les sources d'impact liées aux diverses étapes de réalisation et d'exploitation du projet. Les impacts identifiés sont décrits ci-après. En parallèle de leur évaluation, des mesures d'atténuation et de compensation, sont éventuellement estimées. Lorsqu'il y a lieu des impacts résiduels sont identifiés.

## 2.2. Enjeux liés au projet

### a. Enjeux en phase travaux :

Les principaux enjeux de la phase travaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau : Principaux enjeux lors de l'aménagement du site

Etape de construction	Principaux enjeux
Aménagement du site	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Excavations et dépôts provisoires de matériaux de construction.</li> <li>• Bruit et poussières pouvant impacter les activités autour.</li> <li>• Présence et circulation des véhicules et des engins.</li> <li>• Rejets liquides et solides.</li> <li>• Modification du paysage et de l'occupation du sol.</li> <li>• Emploi de la main d'œuvre locale et régionale.</li> <li>• Amélioration du revenu des habitants locaux par le fleurissement du commerce et les services.</li> <li>• Stimulation du secteur des matériaux : béton, granulats, plastique.</li> <li>• Stimulation du secteur du transport</li> </ul>

### b. Enjeux en phase exploitation :

Pendant la phase exploitation, les principaux enjeux peuvent être résumés comme suit :

Tableau : principaux enjeux environnementaux en phase exploitation

Activité	Impacts potentiels
Exploitation du projet	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Amélioration des prestations offertes par le port et augmentation de sa capacité.</li> <li>• Emploi de la main d'œuvre locale.</li> <li>• Gestion des eaux usées sanitaires et des déchets solides domestiques et assimilés.</li> <li>• Pollution atmosphérique causée principalement par les engins de transport.</li> </ul>

	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Augmentation du trafic routier et maritime</li> <li>• Pollution des sols, risques de lessivage et de contamination par les produits dangereux.</li> </ul>
--	--

Ci-dessous la matrice d'identification des impacts.

Tableau 27 : Matrice d'identification des impacts

Elément affecté	Travaux				Exploitation		
	Installation du chantier	Travaux de terrassement	Construction	Circulation	Présence et fonctionnement du terminal	Gestion des déchets solides et liquides	Entretien et réparation des engins
Milieu biophysique	Eau de mer		--	--		-	-
	Air-qualité		--	---	--	---	-
	Air-bruit	--	--	---	--	---	-
	Sol	-	-	-		-	
	Paysage	-	--			-	
Milieu socioéconomique	Développement économique					++	
	Hygiène et santé	-	-	-		--	--
	Population locale /emploi	++	+++	++	+++	++	+
	Sécurité du personnel		-	--	-	-	-
	Circulation routière	-	-	--	--	-	-
Légende	- : impact négatif mineur				+ : impact positif mineur		
	-- : impact négatif moyen				++ : impact positif moyen		
	--- : impact négatif majeur				+++ : impact positif majeur		

Chaque groupe d'impacts identifiés dans la matrice d'impact, est décrit ci-après.

### 2.3. Impacts positifs du projet

Les impacts positifs engendrés par le projet sont nombreux et se résument dans l'assouvissement de la demande du marché en termes de logistique de transport et d'infrastructure maritime. Ces éléments sont incontournables pour accompagner le développement économique du pays. La création de l'emploi demeure un autre impact positif qui n'est pas moindre.

Les travaux vont également activer les entreprises nationales spécialisées dans la fabrication des matériaux de construction, des études, etc. ainsi que les activités commerciales locales. Le projet de terminal à conteneurs sera pourvoyeur d'un nombre important d'emplois permanents et temporaires.

Cet impact positif sera accompagné par une amélioration des revenus et des conditions de

vie d'une partie de la population locale et avoisinante contribuant ainsi à sa sédentarisation.

## 2.4. Impacts négatifs du projet

Tenant compte, d'une part, des spécificités socioéconomiques et naturelles du périmètre de l'étude et d'autre part de la nature du projet, plusieurs impacts négatifs ont été identifiés et évalués. Ces impacts sont présentés ci-après pour chaque phase du projet et par élément du milieu environnant.

### 2.4.1. Impacts liés aux travaux de réalisation du projet :

#### a. Impact sur la qualité de l'air

Les travaux d'aménagement et de viabilisation du terminal à conteneurs TCE causeront une modification de la qualité de l'air dans le périmètre d'étude par:

- L'émission des gaz d'échappement des engins du chantier et des véhicules de transport des matériaux de construction. Ces émissions atmosphériques contiennent CO, NO<sub>x</sub>, SO<sub>2</sub>, le benzène, les hydrocarbures, les particules en suspension.
- L'émission de poussières émises par les travaux et par la circulation des engins dans les pistes des chantiers.
- L'émission des produits chimiques volatils contenus dans les solvants, colles...

En somme, l'impact des travaux sur la qualité de l'air est faible pour les raisons suivantes:

- La sensibilité est faible vu l'activité existante au niveau du port de Casablanca,
- L'intensité de l'impact est jugée moyenne tenant compte de la taille et la superficie du projet et des travaux qui seront exécutés. Aussi les vents dominants sont faibles et sont en provenance du nord-ouest et nord-est. Très partiellement les sites se trouvant de part et d'autres seront impactés.
- L'étendue de l'impact est locale pour une durée faible (période des travaux).

#### b. Impact des nuisances sonores :

Les travaux d'aménagement du terminal TCE sont sources de bruit et de vibrations. Ces derniers proviennent essentiellement du fonctionnement des engins, des machines lourdes et des travaux de terrassement (excavation, marteaux piqueurs,...) ce qui va influencer la santé des ouvriers.

L'impact des nuisances sonores liées aux travaux est évalué comme suit:

- La sensibilité est faible, vue la présence d'importantes activités sources de nuisances sonores. De plus, le site se trouve à l'intérieur du port, très éloignée des habitations.
- L'intensité de l'impact est jugée moyenne vu l'ampleur des travaux et le nombre modeste des engins et machines prévus pour la réalisation du projet.
- L'étendue est locale pour une durée moyenne.

La combinaison de ces facteurs, fait que l'importance de l'impact des nuisances sonores liées aux travaux de mise en place du terminal TCE est faible.

### c. Impact sur la circulation routière :

Les travaux des chantiers entraîneront inévitablement une augmentation de la circulation routière. Cette circulation est liée au transport des matériaux de construction, des déchets et des déblais vers la décharge ainsi que les déplacements des ouvriers. Cette situation peut entraîner une gêne supplémentaire de la circulation routière et potentiellement des accidents de la route.

L'impact des travaux sur la circulation routière est évalué comme suit:

- La sensibilité est moyenne compte tenu de l'importance des routes dans la région. Elles sont d'ailleurs très sollicitées et enregistrent déjà une saturation.
- L'intensité de l'impact est jugée moyenne car le nombre de véhicules de transport sera modeste vu l'ampleur des travaux.
- L'étendue est locale pour une durée moyenne.

On conclut donc que l'impact des travaux d'aménagement du TCE sur la circulation routière est moyen.

### d. Impact sur les sols :

Les travaux de construction du projet pourront engendrer des talus artificiels instables, ce qui crée un risque de mouvement de terre (glissement, affaissement...) et d'érosion.

Le sol risque également d'être contaminé, pendant les travaux, par les hydrocarbures déversés suite à la circulation des engins ainsi que par les différents types des déchets des chantiers.

L'impact des travaux sur le sol est mineur pour les raisons suivantes:

- Sensibilité faible : faible vulnérabilité du sol qui est majoritairement imperméabilisé. L'accès au site se fait par des voies goudronnées.
- Intensité faible: moyenne surface du projet, elle est d'environ 52Ha.
- Etendue locale pour une durée moyenne.

### e. Impact sur les eaux de mer :

Les travaux de construction nécessitent la présence et la circulation des engins dans le chantier, ce qui pourrait être à l'origine de déversement d'hydrocarbures (fuel, huiles) et des eaux usées issues du nettoyage et de la maintenance de la machinerie. Les travaux de construction peuvent engendrer aussi le déversement des produits chimiques tels que les peintures, solvants, vernis, bitume, asphalte ....

La présence et la manipulation de ces produits dans la zone des travaux, risquent en cas de mauvaise manœuvre ou d'accident, de s'infiltrer et de d'affecter davantage la qualité des eaux de mer.

Bien que nous ne disposons pas de résultats des campagnes d'analyse des eaux du port (si éventuellement ça existe) mais on peut présumer que ces eaux ne présentent pas une bonne qualité du fait qu'elles sont contaminées par les différentes activités existantes au niveau du port de Casablanca, y compris le port de pêche. Notons qu'en 2013, la campagne de mesures de la qualité des eaux de baignade au niveau de la région de Casablanca a révélé une mauvaise qualité au niveau de quatre plages et ce à cause du rejet direct des eaux usées unités industrielles présentes dans la Région.

L'impact des travaux sur les eaux de mer est évalué comme suit:

- La sensibilité des eaux de mer est moyenne.

- L'intensité de l'impact est faible vue la superficie du projet et la grandeur du projet.
- L'étendue est locale.
- La durée de l'impact est moyenne.

La combinaison de ces facteurs fait que l'importance de l'impact des travaux sur les eaux de mer est mineure et reste limitée dans le temps et dans l'espace.

#### 2.4.2. Impacts liés à l'exploitation du projet :

Les impacts découlant de cette phase du projet sont les plus durables. Ils sont dus à la présence de la nouvelle unité et à son fonctionnement.

Les impacts identifiés sont nombreux, seuls les plus significatifs sont présentés ci-après et évalués.

##### a. Impact sur la qualité de l'air

En phase exploitation, les étapes génératrices des émissions atmosphériques sont dues à la manipulation des conteneurs, leur chargement, déchargement et transport. D'après les estimations de Marsa Maroc, il est prévu entre 500 et 1000 camions par jour. En plus des émissions atmosphériques, l'exploitation du terminal sera accompagnée par des émissions de poussières et du bruit.

Notons que des activités industrielles et similaires sont présentes dans le port de Casablanca et sont aussi sources de nuisances atmosphériques.

L'importance de l'impact de la phase exploitation du projet sur la qualité de l'air est faible par la combinaison des facteurs suivants :

- La sensibilité de l'environnement est faible. D'autant plus que c'est un site à vocation industrielle
- L'intensité de l'impact est faible tenant compte du pouvoir épurateur de l'air, la nature des émissions qui n'est pas dangereuse et des activités industrielles très importante présentes dans le site.
- Etendue locale pour une durée longue.

##### b. Impact sur le sol

Le stockage des marchandises dans les conteneurs directement sur le sol ne peut en principe contaminer le sol.

Par ailleurs, les produits issus de l'entretien des engins de transport et de manutention peuvent, s'ils sont mal gérés, porter préjudice au sol (Pollution et contamination par infiltration ou ruissellement). Il s'agit particulièrement des huiles de vidange.

D'autre part, comme indiqué dans le descriptif du projet, l'assainissement liquide des eaux usées domestiques sera assuré par une fosse septique et les eaux pluviales seront collectées dans un réseau séparatif et rejeter dans la mer ; un mauvais fonctionnement de la fosse septique peut entraîner la contamination des sols. Notons que les rejets liquides sont uniquement de nature domestique, issues des sanitaires et que les volumes qui seront produits sont modestes. L'importance de l'impact de la phase exploitation du projet sur le sol est faible par la combinaison des facteurs suivants :

- La sensibilité de l'environnement est faible : sol dénudé, au sein du port et entouré par des activités industrielles.
- L'intensité de l'impact est faible tenant compte du mode de stockage des marchandises
- Etendue ponctuelle pour une durée longue.

### c. Impact sur les eaux de mer :

La qualité des eaux de mer peut être affectée par un éventuel déversement des produits polluants, produits dangereux, hydrocarbures, etc. qui peut être causé par :

- une mauvaise manipulation des équipements (pompes de stations d'avitaillement);
- des opérations de vidanges et d'avitaillement manuel ;
- le stockage inadéquat des produits toxiques ;
- des accidents éventuels.

Aussi, les pluies qui seront collectées via le réseau d'assainissement pour être rejetées en mer, peuvent entraînées avec elles, les matières se trouvant sur le sol : graisses, huiles, hydrocarbures, particules, micropolluants, etc. En cas de lessivage ou de ruissèlement des eaux de pluie, cet impact pourra être plus important.

Ces rejets peuvent être responsables des impacts de type :

- bactérien, du fait du dysfonctionnement d'un réseau d'eaux usées en amont, du ruissellement sur les zones imperméabilisées (parkings, urbanisation), de certaines populations animales présentes,
- chimiques : apport de micropolluants ou d'hydrocarbures en provenance de zones d'activités ou de stationnement automobile.

Par ailleurs, selon le dernier rapport sur la qualité des eaux réalisé conjointement par le ministère de l'Équipement et du Transport et le secrétariat d'Etat chargé de l'Eau et de l'Environnement, pour la saison estivale 2013, les plages de Petit Zenata, Nahla Ain Sebaâ, Nahla Sidi El Bernoussi et Chahdia sont impropres à la baignade. La plage d'Ain Sebâa se trouve à environ 4 km du port et celle de Sidi Bernoussi à environ 7 km.

L'impact de la phase exploitation sur la qualité des eaux de mer est jugé faible, vue que :

- La sensibilité est faible, compte tenu des activités déjà présentes dans le port et qui compromettent la qualité des eaux de mer.
- L'intensité de l'impact est jugée faible car il y a un faible risque de contamination du sol.
- L'étendue est locale pour une durée longue.

### d. Impact sur la circulation routière :

La phase exploitation sera accompagnée par une augmentation de la circulation routière, liée au transport des marchandises. Cette situation peut entraîner une gêne de la circulation routière au sein du port et des routes liant le port aux différentes destinations. Ceci peut éventuellement augmenter le risque d'accidents.

L'impact de l'exploitation sur la circulation routière est évalué comme suit:

- La sensibilité est moyenne compte tenu de l'importance des routes dans la région
- L'intensité de l'impact est jugée moyenne car il y a déjà beaucoup de trafic existant au sein du port et dans la région de Casablanca.
- L'étendue est locale pour une durée longue.

On conclut donc que l'impact de l'exploitation du terminal TCE sur la circulation routière est moyen.

#### **e. Impacts liés aux déchets du terminal TCE :**

Le terminal TCE produira les déchets suivants :

- Déchets domestiques et assimilés : liés à la présence des personnes sur site ;
- Déchets dangereux : produits de vidange, boues de curage de la fosse septique, matériels souillés, Emballages de produits toxiques (Bidons ; fûts) ;
- Déchets banales : papiers, cartons d'emballage, etc.

Une mauvaise gestion des déchets peut porter atteinte et contaminer le sol et/ou l'eau de mer. À titre d'exemple, 1 litre d'huile usagée peut couvrir une surface d'environ 1000m<sup>2</sup> d'eau et réduire l'oxygénation de la faune et de la flore.

Les impacts liés à une éventuelle mauvaise gestion des déchets sont d'importance faible :

- La sensibilité est moyenne
- L'intensité de l'impact est jugée faible, puisque Marsa Maroc engage des sociétés pour la collecte de tout type de déchets produits par l'activité.
- L'étendue est locale pour une durée longue.

#### **f. Impacts liés au stockage et au transport des matières dangereuses :**

Les matières dangereuses font partie des produits qui seront importés et exporter par Marsa Maroc. Une mauvaise manipulation ou gestion peut être source de danger pour les ouvriers et pour l'environnement.

Un produit dangereux peut être défini comme étant matière, élément, mélange, préparation ou déchet qui présente un danger du fait de ses propriétés chimiques, physiques ou toxicologiques. Le produit dangereux est capable de provoquer un ou plusieurs des effets suivants : intoxication, irritation, lésion, brûlure, incendie, explosion est considéré un produit dangereux. Il est à rappeler que Marsa Maroc répond aux exigences relatives au transport des matières dangereuses, qui obéit aux dispositions réglementaires du code IMDG (International Maritime Dangerous Goods). Ce code couvre des sujets tels que l'emballage, le trafic conteneur et le rangement, avec une référence particulière à la séparation des substances incompatibles.

Les matières dangereuses sont réparties en neuf classes selon la nature des risques :

- La classe 1 : Les matières et les objets explosibles
- La classe 2 : les gaz
- La classe 3 : les matières liquides inflammables

- La classe 4 : les matières solides inflammables
- La classe 5 : les matières comburante
- La classe 6 : les matières toxiques et infectieuses
- La classe 7 : les matières radioactives
- La classe 8 : les matières corrosives
- La classe 9 : les matières et les objets dangereux divers.

Marsa Maroc a une longue expérience, acquis durant des longues années d'exploitation dans le domaine de la sécurité. Des procédures sont développées et appliquées pour la gestion des produits dangereux qui seront adoptées au terminal TCE. Le TCE comme tout terminal sera aménagé de telle sorte à mettre la zone de stockage des produits dangereux la plus éloignée des zones à grandes activités, telle que les ateliers, le bâtiment administratif, la zone de visite douanière et le quai.

Les impacts qui peuvent être engendrés en cas d'accident ou de mauvaise manipulation des produits dangereux dépendent de la nature de ces derniers et du milieu touché. Il convient de signaler que le conteneur n'est généralement pas étanche, le déversement peut alors toucher différents milieux : le sol, l'air, les eaux de mer, la faune, la flore et la santé des personnes.

## **2.5. Mesures d'atténuation des impacts du projet :**

Cette partie détaille l'ensemble des mesures que l'initiateur du projet est tenu de prendre pour prévenir, atténuer, réparer ou compenser les conséquences dommageables du projet sur l'environnement humain et naturel.

En effet, les mesures préconisées se sont basées d'une part, sur l'analyse de l'état actuel de l'environnement naturel du site et de ses éléments vulnérables et d'autre part, sur l'analyse des impacts prévisibles des différentes composantes et phases de réalisation du projet sur ces éléments.

### **2.5.1. Mesures d'atténuation des nuisances de la phase chantier**

Les incidences du chantier peuvent être limitées voir supprimées en respectant les normes réglementaires en vigueur et en privilégiant certaines techniques de chantier. En effet, la prise en compte de l'environnement lors de la phase chantier d'un projet permet de réduire considérablement les nuisances. Les mesures relatives à l'organisation et à la conduite des travaux relèvent d'une grande importance, elles sont décrites ci-dessous :

#### **❖ Période et durée de travaux :**

En vue de limiter les impacts durant la phase chantier, il est préférable de réduire au maximum la durée de travaux. A cette fin, le maître d'ouvrage devra imposer des critères sélectifs pour le choix des entreprises capables de répondre à cet objectif. D'autre part, l'entrepreneur doit engager sa responsabilité en ce qui concerne l'organisation du chantier, notamment en matière de sécurité et d'environnement. Les principales actions en la matière se récapitulent comme suit :

- ✓ Elaborer un planning permettant de définir et de respecter la durée des travaux ;
- ✓ Respecter les règles de sécurité ;

- ✓ Associer les acteurs du territoire à toutes les étapes de l'élaboration du projet ;
- ✓ Favoriser les entreprises et la main d'œuvre locales ou régionales pour la réalisation des travaux.
- ✓ Garantir la sécurité du personnel et l'hygiène du chantier. Toutes les personnes travaillant dans l'emprise du chantier doivent utiliser de casques, gants et chaussures de sécurité ;
- ✓ Garantir la sécurité du public par l'utilisation de la clôture du chantier et l'interdiction d'y accéder ;
- ✓ Mettre des signes clairs et visibles de loin afin de marquer l'emplacement du chantier ;
- ✓ Prévenir au maximum les problèmes techniques engendrant l'arrêt du chantier ou son ralentissement afin d'éviter toutes les nuisances de la prolongation de la période des travaux. Ceci nécessite l'exigence de l'entreprise à fournir la liste des moyens humains et matériels pour s'assurer que leurs consistances répondent bien aux besoins des travaux surtout pour les opérations non conventionnelles ;
- ✓ Entreposer la machinerie sur les superficies définies essentielles pour les travaux.
- ✓ Utiliser des engins silencieux au maximum possible (compresseurs, groupes électrogènes, marteaux piqueurs, etc.) dans l'objectif de réduire le bruit ;
- ✓ Couvrir ou déposer derrière un abri les matériaux susceptibles d'être emportés par le vent.
- ✓ Veiller au bon fonctionnement de tous les engins du chantier afin d'éviter toute consommation excessive de carburants ou émissions intolérables de gaz et au même temps de réduire le bruit ;
- ✓ Entreposer les matériaux du chantier et des hydrocarbures à l'abri des intempéries ;
- ✓ Eviter d'entraver les pratiques courantes dans le port ;

#### ❖ **Protection des sols et des eaux de mer :**

Pour éviter la contamination des eaux de mer, des sols et sous sols certaines mesures sont à envisager à savoir :

- ✓ Prévoir un système de collecte des eaux usées et des eaux de lavage polluées du chantier
- ✓ Faire l'entretien et le lavage des engins dans les stations dédiées à ce genre de prestations
- ✓ Imperméabiliser les bacs de décantation des eaux de lavage et procéder à leur curage régulièrement
- ✓ Nettoyer systématiquement les zones de travail, ainsi que la chaussée en cas de salissures ou de dépôts
- ✓ Minimiser l'accumulation des déchets associés à la disposition des matériaux de construction ; les évacuer vers les lieux d'élimination prévus à cet effet
- ✓ Nettoyer les zones empruntées par les véhicules de transport et la machinerie afin d'y enlever toute accumulation de matériaux et autres débris ;

D'autres mesures relatives à la gestion, l'entreposage et le stockage des produits polluants sont à prendre aussi en considération. Elles se résument comme suit :

- ✓ Construire des merlons en terre d'une capacité de rétention suffisante autour des bacs de stockage de carburant, de lubrifiants et de bitumes pour contenir les fuites

- ✓ Séparer les hydrocarbures dans les réseaux de drainage associés aux installations de lavage, d'entretien et de remplissage en carburant des véhicules et des engins
- ✓ Aménager des aires destinées au stockage ou à la manipulation de produits dangereux, toxiques, inflammables, explosifs ou polluants afin permettre la récupération et l'évacuation des produits et/ou des terres éventuellement pollués
- ✓ Maintenir fermés et correctement identifiés ces produits
- ✓ Respecter les zones de stockage de ces produits
- ✓ Contrôler l'état des engins afin d'éviter les fuites et les déversements des huiles et des hydrocarbures
- ✓ Prévoir un (ou plusieurs si nécessaire) kit de dépollution (sac d'intervention d'urgence contenant plusieurs feuilles absorbantes).

#### ❖ **Qualité de l'air ambiant :**

Pour éviter les rejets dans l'air constitués par les gaz d'échappement causés par les engins participant au chantier (pelles, bulldozers, camions, etc.) et l'envol des poussières, il sera demandé à l'entreprise en charge des travaux de :

- ✓ Pratiquer un arrosage régulier des parcelles pouvant générer des poussières ainsi que les zones de terrassement du chantier
- ✓ Limiter les émissions de poussière provenant de la circulation du matériel, de la machinerie et des camions en utilisant des bâches
- ✓ Avoir recours à des brises vent pour réduire la dispersion des poussières
- ✓ Limiter la vitesse des véhicules à 40 km/h
- ✓ Respecter les normes d'émission des rejets atmosphériques par les véhicules de chantier
- ✓ Optimiser les transferts entre les bulldozers et les bennes de camions
- ✓ Procéder à un contrôle systématique de tous les engins à moteur Diesel
- ✓ Maintenir les engins et la machinerie en bon état de fonctionnement
- ✓ Vérifier l'état des moteurs dans le cas d'une location d'engins.

#### ❖ **Nuisances sonores**

Afin de minimiser les nuisances sonores, une programmation sera réalisée en concertation avec l'entreprise responsable des travaux et ses sous-traitants intervenant sur le chantier. L'objectif étant d'organiser et d'optimiser le temps des interventions les plus bruyantes. L'entreprise responsable des travaux doit tenir compte des obligations réglementaires (au moment des travaux) relatives au bruit et aux vibrations. Pour minimiser ces nuisances acoustiques, certaines dispositions seront prises:

- ✓ Utiliser un matériel répondant aux normes et règlements en vigueur, et maintenir les véhicules de transport et la machinerie en bon état de fonctionnement pour minimiser les émissions de bruit
- ✓ Définir des itinéraires de circulation pour les camions et engins bruyants,
- ✓ Réduire la durée de travaux au strict minimum possible et éviter les travaux pendant la nuit
- ✓ Equiper le personnel du chantier par des Casques anti-bruit

#### ❖ **Circulation et transport**

La phase travaux pourrait s'accompagner par une perturbation de la circulation routière au niveau du site et des routes menant vers le port de Casablanca.

Les dispositions à prendre en compte sont données comme suit :

- ✓ Mettre en place le balisage et les panneaux de signalisation temporaire de chantier avant de commencer les travaux.
- ✓ Adapter une signalisation au chantier afin d'assurer la sécurité du personnel et des usagers.
- ✓ Veiller à ce que la nature et la position des panneaux évoluent en fonction des risques et de l'avancement du chantier
- ✓ Maintenir une voie de circulation pour assurer le déplacement des véhicules
- ✓ Veiller à ce que les panneaux supportent les effets des conditions atmosphériques et de la circulation
- ✓ Remettre en état la voirie endommagée et ce dans les meilleurs délais.

### 2.5.2. Mesures d'atténuation dans la phase d'exploitation:

#### ❖ Qualité de l'air et bruits :

La qualité de l'air sera principalement impacter par le dégagement des émissions atmosphériques et le bruit. Les mesures d'atténuation à proposer sont :

- ✓ Contrôle régulier et périodique des engins et des camions de transport ;
- ✓ Utilisation des engins et camions bien entretenus et en bon état de fonctionnement ;
- ✓ L'optimisation des parcours des véhicules ;
- ✓ L'arrêt de moteurs des camions en cas de non fonctionnement.

Concernant les bruits, les actions à prévoir sont :

- ✓ Le contrôle des émissions de bruits produits par les équipements et les machines employées dans l'usine ;
- ✓ L'équipement des machines par des équipements nécessaires d'insonorisation ;
- ✓ Equipement du personnel par les Equipement de Protection Individuelle (EPI), notamment par des casques pour contrer les effets du bruit.

#### ❖ Emploi :

Favoriser l'embauche de main d'œuvre locale.

#### ❖ Sol et eaux de mer :

Afin de minimiser l'impact sur le sol, il est recommandé de faire :

- ✓ Un nettoyage régulier du sol pour le débarrasser de tout type de déchets
- ✓ Des contrôles périodiques de la fosse septique en respectant un programme de suivi et d'entretien ; et ce afin d'assurer son bon fonctionnement ;
- ✓ Des contrôles périodiques de la machinerie utilisée afin d'éviter tout éventuel fuites d'huiles ou de produits sur le sol ;
- ✓ Ecourter la durée de toute panne survenue ;

Pour les déchets solides, Marsa Maroc doit assurer leur bonne gestion et dans la mesure du possible encourager le tri sélectif des déchets et encourager leur réutilisation. Dans tous les cas, Marsa Maroc doit mettre tous les dispositifs nécessaires pour assurer le bon déroulement des prestations.

Par ailleurs, d'autres mesures de bonne conduite sont à engager, à savoir :

- ✓ Aménagement des collecteurs/décanteurs des eaux de ruissellement sur l'aire technique
- ✓ Information par affichage des règles de bonne conduite
- ✓ Sensibilisation des usagers
- ✓ Equipements de protection individuelle
- ✓ Mise en place (à proximité de l'aire technique) de dispositifs de collecte des déchets dangereux
- ✓ Mise en place de la signalétique
- ✓ Installation d'un débourbeur déshuileur

#### ❖ **Gestion des produits dangereux :**

En plus des mesures prises lors de la phase conception qui concernent la disposition de la zone de stockage des produits dangereux, faite de manière à être la plus éloignée des zones d'activités, des bâtiments administratifs, etc ; d'autres mesures sont à engager, à savoir :

- ✓ Information et sensibilisation sur les règles de bonne conduite (affichage)
- ✓ mise en place d'une procédure d'urgence
- ✓ Mise en place de la signalétique
- ✓ Inspection et contrôle quotidien
- ✓ Accès restreint

Il est à rappeler que Marsa Maroc suit les procédures IMDG concernant le transport des produits dangereux.

#### ❖ **Gestion des déchets induits par l'activité :**

Pour la gestion des déchets, il est important de signaler que Marsa Maroc établira des conventions avec des tiers pour la collecte des déchets et des huiles usées.

Par ailleurs, Marsa Maroc devra mettre en place certaines actions pour la gestion des huiles et des produits issus de l'activité d'entretien des engins du terminal TCE à savoir :

- ✓ Utilisation des récipients spécifiques pour la récupération de l'huile de vidange, tout en vérifiant leur étanchéité et leur bonne fermeture.
- ✓ Aménagements de rétention autour de la cuve/bac de récupération en cas de déversement.
- ✓ Emplacement des récipients de récupération et des bidons d'huile dans le bac de récupération.
- ✓ Equipements : coussinets, chiffons ou coussins absorbants, aspirateur d'huile.
- ✓ Faire le suivi des huiles évacuées : volume, destination, traitement, réutilisation, etc.
- ✓ Favoriser la société qui opte pour le recyclage des huiles usées. Il est à noter que les huiles usées peuvent être soit régénérées, soit incinérées dans des cimenteries.

Pour les déchets solides, il serait judicieux de :

- ✓ Faciliter la mise en œuvre du tri sélectif et la collecte des déchets.
- ✓ Concevoir et mettre en place un système de tri adapté aux types de déchets générés.
- ✓ Mettre en place de la signalétique adéquate.

## Conclusion

Le travail que nous avons effectué nous a permis de toucher trois volets importants du travail de l'ingénieur génie civil à savoir le dimensionnement des chaussées, les réseaux divers et l'étude d'impact environnementale.

Nous avons estimé le cout global du projet de l'équipement en voirie et réseaux divers du terminal EST à 165 154 893 Dhs.

D'après l'étude des chaussées que nous avons mené nous proposons les structures suivantes

- Zone de circulation du RTG et de stockage des conteneurs pleins : dalle en BCR d'épaisseur 67 cm.
- Zone de circulation des poids lourds et légers : couche de base en grave bitume d'épaisseur : 57cm.
- un renforcement moyennant un reprofilage des zones dégradées suivi par un tapis général de 6cm d'épaisseur d'enrobé bitumineux.

Concernant le réseau d'assainissement nous avons opté pour une solution qui intègre l'assainissement superficiel et l'assainissement enterré. Les diamètres des conduites d'assainissement utilisés sont compris entre 400 mm et 1000 mm tandis que ceux du réseau d'eau potable sont compris entre 100 mm et 200 mm.

L'impact du projet d'aménagement du terminal TCE pendant la phase chantier et la période d'exploitation sur les éléments de l'environnement a été jugé moyen à faible. Nous avons envisagé des mesures que l'initiateur du projet est tenu de prendre en compte pour prévenir, atténuer, réparer ou compenser les conséquences dommageables du projet sur l'environnement humain et naturel.

## Bibliographie

- [Réf.1] : Conception et dimensionnement des structures de chaussées-Guide technique. Edition 1994.
- [Réf.2] : Développement d'un catalogue de dimensionnement structural des chaussées pour la ville de Montréal. Sujet d'obtention de la maîtrise en génie de la construction par : TAREK AGAL, Ecole de Technologie Supérieure le 12 Août 2005.
- [Réf.3] : Le catalogue marocain des structures types de chaussées neuves.
- [Réf.4] : Manuel d'utilisation du logiciel ALIZÉ-LCPC version 1.3.
- [Réf.5] : GUIDE TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DES MATERIAUX REGIONAUX D'Île-de-France, Décembre 2003.
- [Réf.6] : Norme Française pour les dallages industriels (NF P 11-213-1) – Mars 2005 – DTU 13.3.
- [Réf.7] : Dimensionnement de fondations sous structure console - PFE spécialité Génie Civil – INSA Strasbourg – Juin 2008.
- [Réf.8] : les joints de chaussées rigides – Guide pour la construction et la réfection des joints de pistes en dalles de béton, Octobre 1989.
- [Réf.9] : Calfeutrement des joints dans les TP – Généralités par Philippe COGNARD, Expert auprès des tribunaux Ancien Directeur Marketing de la société ATO FINDLEY – Techniques de l'Ingénieur.
- [Réf.10] : Documentation technique – CIMBETON, Centre d'information sur le ciment et ses applications, Décembre 2002.
- [Réf.11] : Fiche technique **Sikaflex®-Tank N, édition 1,2012.**
- [Réf.12] : Conception, formulation et mise en œuvre d'un Béton Compacté au Rouleau (BCR) comme revêtement des chaussées, application au tronçon Diamniadio-Mbour, sujet de fin d'étude, Diawoye ND1AYE & Aboubakry SALL, 2006/2007.
- [Réf.13] : Cours Assainissement, Prof ASMLAL – EHTP, 2010
- [Réf.14] : Logiciel de modélisation filaire des écoulements à surface libre -GUIDE METHODOLOGIQUE page 12).
- [Réf.15] : Aide au choix des matériaux pour les canalisations d'assainissement routier-SETRA, note d'information.
- [Réf.16] : EXTRAIT DES SPÉCIFICATIONS DU RÉFÉRENTIEL DE CERTIFICATION Normes NF EN 1916:2003 (P 16-345-1) et NF P 16-345-2:2003).
- [Réf.17] : Conception d'un réseau collectif, Chapitre 3 – Page : 64
- [Réf.18] : Le fascicule 70 version 2003 et les cas de pose particulier.pdf
- [Réf.19] : RéFEA : Réseau francophone sur l'eau et l'assainissement
- [Réf.20] : Catalogue des tuyaux d'adduction, Société St. Gobin (PAM) – Ed. 2006
- [Réf. 21] : Cours AEP, GHOUZLANE, EHTP - 2010



