REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DR. YAHIA FARES DE MEDEA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du Diplôme de Master
Filière : Génie Civil
Spécialité : Géotechnique

THÈME

Etude et dimensionnement d'une ligne ferroviaire M'sila Boughazoul de PK 270+100 au PK289+400

Année Universitaire : 2020 /2021

Préparé et présenté par :

-Mr. BOUCHERIT Achour

-Mr. BOUDOUANI Karim

encadré par:

-Dr. menaa lazazi

REMERCIEMENTS

Avant tout propos, je tiens à exprimer toute ma gratitude à l'ensemble des personnes qui ont contribué à l'aboutissement de cette thèse de master.

Je tiens à remercier les membres de mon jury pour le temps et l'intérêt qu'ils ont consacrés à ce travail il m'est agréable d'adresser un remerciement particulier à l'égard de mon promoteur M. le Dr. MENAA LAZAZI

pour avoir assuré l'encadrement scientifique de ce mémoire. Je dois reconnaître qu'il m'a bien orienté dans la recherche bibliographique, prodigué de précieuses orientations et conseils.

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble de enseignements et administratifs du département de Génie Civil de l'université de YAHIA FARES MEDEA .

Enfin je dédie ce travail à mon père et à ma mère. Je le dédie aussi mes frères.

Une dédicace particulière est réservée pour tous ceux qui m'ont encouragé

BOUDOUANI KARIM

REMERCIEMENTS

A l’occasion de fin d’étude je voudrais adresser mes remerciement à tous ce qui m’ont donné un coup de main a lords que je dédie se travail à la chère mère BOUZID FATMA que dieu prolonge sa vie, au père BOUCHERIT MOHAMED que dieu ait pitié de lui à la femme MEBARKI YAFYA aux enfants MOETACIM BELLAH .MAAMOUNE . MOHAMEDE MADJD .FOUZI DJOUD. RAHAF au encadrer aux frères a tous les amis.

Je tiens à remercier les membres de mon jury pour le temps et l’intérêt qu’ils ont consacré à

ce travail il m’est agréable d’adresser un remerciement particulier à l’égard de mon promoteur M. le Dr. MENAA LAZAZI

Boucherit Achour

Résumé

Les transports ferroviaires et routiers, aussi bien pour les voyageurs que pour les marchandises, se sont beaucoup développés avec comme conséquence un trafic qui devient beaucoup plus rapide et plus sur. Les études théoriques et expérimentales montrent que la vibration induite par le trafic ferroviaire provoque des effets considérables sur le locomotif lui-même, sur la voie et l'infrastructure, et aussi, sur l'environnement dans la zone proche.

D'une façon générale le présent travail est basée sur le dimensionnement de la structure ferroviaire en suite la modélisation numérique par la méthode des éléments finis du sol et de la structure sous différentes sollicitations (statique) pour déterminer les relations entre contraintes et déformations. Les résultats trouvés nous permettent de dire que le dimensionnement de la structure par les recommandations de l'UIC concorde avec l'analyse numérique par éléments finis, qui est acceptable et reste dans le domaine des déformations admissibles.

Le ballast est une couche drainante constitué de gravie Ø ≥ 20m sur laquelle reposent les traverses. Il permet d'affiner la géométrie de la voie, par exemple pour créer un dévers en courbe. Les véhicules étant guidés par les rails, ils ne peuvent pas changer de direction sans utiliser une installation particulière. La plupart du temps il s'agit d'un aiguillage, manœuvré soit à pied d'œuvre soit d'un poste d'aiguillages.

Mots clés : Ballast, Dimensionnement, Éléments finis, Structure ferroviaire

ملخص :

تطور النقل بالسكك الحديدية والنقل البري ،سواء للمسافرين أو للبضائع ، إلى حد كبير ، مما أدى إلى زيادةسرعة حركة المرور وجعلها أكثر أمانًا وسرعة. تظهر الدراسات النظرية والتجريبية أن الاهتزازات الناجمة عن حركة القطارات تسبب تأثيرات كبيرة على السيارة نفسها ، وعلى المسار والبنية التحتية ، وكذلك على البيئة في المنطقة القريبة.

بشكل عام ، يستند العمل الحالي على تحديد أبعاد البنية التحتية للسكك الحديدية بإتباع إرشادات المنظمة العالمية للسكك الحديدية ومحاكاتها بالنمذجة العددية المستمرة من خلال طريقة العناصر المنتهية و ذلك للتربة والهيكل تحت الذبذبات المختلفة (الساكنة) لتحديد العلاقة بين الإجهاد والتشوهات . وتتيح لنا النتائج التي توصلنا إليها القول بأن أبعاد البنية تتوافق مع التحليل العددي بالعناصر المحدود ، وهو مقبول ويظل في مجال التشوهات المقبولة.

كلمات البحث: البحص , الابعاد ، طريقة العناصر المحدود ، هيكل السكك الحديدية.

Abstract

Railway transport, both for travelers and for goods, has developed considerably, with the result that traffic is becoming much safer and faster. Theoretical and experimental studies show that the vibration induced by rail traffic causes considerable effects on the vehicle itself, on the track and the infrastructure, and also on the environment in the near area.

In a general way, the present work is based on the design of the railway structure and numerical modeling by the finite elements method of the soil and the structure under different solicitations (static) to determine the relations between stresses and deformations. The results found allow us to say that the design of the structure by the UIC recommendations agree with numerical analysis, which are acceptable and remains in the field of admissible deformations.

Keywords : Ballast, Design, Finite Element method, Railway Structure.

SOMMAIRE

Introduction générale…..1

Chapitre 1:: Généralités sur les voies ferrées

I.1 Introduction…….3

I.2 Généralitéssurlavoieferréeballastée…….3

I.2.1.Historique……3

I.2.2 L'importance de transport ferroviaire……5

I.2.3 Avantages du transport ferroviaire……6

I.2.4 Inconvénients du transport ferroviaire……6

I.2.5 Le Rôle des Transports dans le Développement économique……6

I.2.6 Coûts des Chemins de Fer et Coût des Alternatives……7

I.2.7 Avantages d'Environnement……9

I.2.8 Qu'est-ce que la Réforme des Chemins de Fer ? Pourquoi Réformer ?.....9

I.2.9 Que Peut-on Attendre d'un Processus de Réforme ?.....10

I.2.10Combien de Temps Prennent les Réformes ?.....11

I.2.11.Le développement des chemins de fer en Algérie……12

I.2.11.1 LE RESEAU FERRE……15

I.2.11.2 .La SNTF…….17

I.3 .La voie……17

I.4. Lesconstituants dela voie……18

I.4.1. Le Rail……18

I.4.2 .Les système d'attache et la semelle…….…….....……19

I.4.3 .Les traverses……...……20

I.4.4 Les couches d'assise…….. ……..……..22

I.4.5 La plate-forme……..24

I.4.6 Assainissement……..……24

I.5.Différents types des voies ferrées……...…..…….……24

I.6 Les efforts exercés sur la voie……..……..25

1.7 La fonction de distribution de la charge…….…….……27

1.7.1 La force d'interaction roue-rail…….……28

I .8 Problèmes rencontrés sur les voies ferrées…….29

I .8.1 Problématique des rails…….29

I .8.1.1. L'usure…….29

I.8.1.2 Le renversement , le bris et le déplacement….……...…30

I .8.2. Type des tassements des voies ferrées……..……..…..31

I .9 Techniques des constructions des voies ferrées……..…….……32

I .9.1. 1ère étape :Les terrassements…….32

I .9.2 . 2ème étape :Les ouvrages d'art……..32

I .9.3. 3ème étape :Les protections acoustiques et visuelles……..…..……..32

I .9.4. 4ème étape:Les équipements ferroviaires…….…..…….…..32

I .9.5. Mode de construction d'une voie ferrée……...…….…….……33

I.9.5.1.Le bourrage…….……...……33

I .10.Modélisation dynamique des voies ferrées……...……..…….……..34

I .10.1. Modélisation des constituants de voie ferrée……..……..……34

I .10.2.Lois de comportement……..……..……..…35

I.11.Conclusion……...…….……36

CHAPITRE II ÉTUE GEOLOGIQUE HYDROGEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II. 1 Introduction…….……..37

II.2 La situation géographique du tracé……...……37

II.3Aperçu géologique……..……..…….....……38

II.3.1.Domaine paléogéographique……..…….….38

II.3.2.Domaine interne…….……..….39

II.3.3.Domaine externe :……...…….…..40

II.4.La Litho stratigraphie……..42

II.4.1.Trias……42

II.4.2.Jurassique……...…42

II.4 .3.Crétacé……..43

II.4 .4.Tertiaire……..……..44

II.5.Quaternaire……46

II.5.1 Cartographie géologique de tracé…….47

II. 5.2. L'hydrogéologie……..……50

II. 5.3.Structure de l'aquifère……...……...……..50

II. 5.4 La nappe phréatique……...……51

II. 5.5. La nappe profonde……..……...……51

II. 6.Reconnaissance géotechnique……...……..……..52

II. 6.1.Puits de reconnaissance……..……52

II. 6.2. Organisation de la campagne et des essais……53

II.6.3. Travaux in-situ(essais)……54

II.6.4. Travaux de laboratoire……..……54

II.7.Nature et caractéristiques des sols rencontrés…….……..55

II.7.1.Formations du Quaternaire……..……55

II.7.2 Sondages carottées……..……..55

II.7.3 Les essais in situ…….……61

II .7.4.Essais SPT (standard pénétration test)……...……61

II.7.5.Essai de pénétration dynamique super-lourd (PDSL)……..……..61

II.7 .6.Essais de pénétration statique (CPT)……..……63

II.8. Les essais au laboratoire…….…….65

II.8 .1.Identificationaulaboratoire……65

II.8.2. Essais physiques…….65

II.8.3. Analyse granulométrique……..65

II.8.4.la teneur en eau……...……..67

II.8 .5.Les limites d'ATTERBERG……...……67

II.8 .6. Essaie Bleude méthylène(VBS)……..68

II.8 Essais Proctor et CBR ……...…….69

II .8.1.Essais mécaniques…...……..…….……..70

II .8.2.Essais de compression simple……..……70

II.8.Essais de cisaillement:……....70

II .8.1.Essai œnométrique:…….……71

II.9 La sismicité……...72

II 10 Les méthodes de classification……..74

II 10.1. La classification LPC (La boratoire des Ponts et chaussées)……..…….74

II 10.2. Les systèmes de classification unifiée des sols(USCS)…….……..…..77

II 10.3.Lesystèmedeclassificationdessolsdel'AASHTO……..…….…..82

II 10.4. Classification des sols selon GTR……..88

II 10.5. Paramètres retenu pour la classification des sols…….……..89

II 10.6. Tableau de classification des sols……...……92

II 10.7. Classification de la portance de la plate-forme……..94

II 10.8. Classe de qualité des sols……...……...…….94

II 10.9.Nature géotechnique du sol……...……94

II 11. Conditions hydrogéologiques et hydrologiques……...……..97

II 12. Conclusion……...…….97

Chapitre III Dimensionnement de la structure ferroviaire

III.1.Introduction……...……..99

III.2. Dimensionnement d'une voie ferroviaire……...…….99

III .3.Classe de portance de la plate-forme……..…….99

III. 3.1. Types des plates-formes……...……100

III .3.2.Sensibilité au gel des sols……...…….101

III .3.3.Détermination de l'épaisseur de la couche de ballast et sous-couche (sous ballast).102

III .3.4.Détermination par méthodes analytiques…….102

III .3.4.1.Détermination des épaisseurs par méthodes graphique…….…….106

III .4.Calcul de la contrainte transmise dans le sol…….……..108

III .4.1.Modèle de charge……...……108

III .4.2. Facteur de sécurité globaux……...……..109

III .4.3. Combinaison de charge……...…….109

III .4.4.Surcharges dues aux freinages…….…….110

III.4.5.Coefficient de majoration dynamique ….....110

III .5 Conclusion……...……..111

CHAPITRE IV ETUDE ET MODELISATION DE LA VOIE FERREE

IV.1 Introduction ……...113

IV.2 Présentation du logiciel « Praxis »……...…….113

IV.2.1 Programme Entrées (MODULE INPUT) ……...….114

IV.2.2 Programme Calcul (MODULE CALCULATIONS)……...114

IV.2.3 Sorties du programme (MODULE OUTPUT)……115

IV.3Les lois de comportement de sol du code-plaxis :……..…….116

IV.3.1 Le modèle élastique linéaire (EL)……..116

IV.3.2 Le modèle de Mohr-Coulomb (MCM)…… …….116

IV.3.3 Modèle de durcissement par écrouissage isotropique «HardeningSoilmodel»(HSM).117

IV.3.4 Le modèle des sols doux ou « Soft Soil Creep Model » (SSCM)……..…..121

IV.4 Description du modèle géométrique de la voie……..121

IV.5 Modélisation……..122

IV.5.2. Présentation des données…….…….123

IV.5.3. Géométrie du modèle……...……..124

IV.5.4. Caractéristique des matériaux…….124

IV.5.5 Les conditions aux limites…….…..126

IV.5.6. Génération du maillage……...……..127

IV.5.7 .Les conditions initiales…….127

IV 6 simulation……...…129

IV.7 Résultats de la simulation…….…….130

a. **Cas d'une charge statique……..……132**

b. **Cas d'une charge mobile……132**

IV. 8.Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants……...…….….137

IV. 9. Discussion des résultats……..……...…139

V. 10. Conclusion…….……..……140

Conclusion générale et recommandations…….....141

Acronyms et notations

Acronyms

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
CPT	Cône Pénétration Test.
DRG	dureté globale.
GTR	Recommandation pour les Terrassements Routiers.
GI	Indice de groupe.
LPC	Laboratoire des Ponts et chaussées.
OPM	l'optimum Proctor modifié.
PDSL	Pénétromètre Dynamique Super Lourd.
PGI	L'indice de groupe partiel.
QSi	Qualité sols.
S.N.C.F	Société National Chemin de Fer.
SPT	Standard Pénétration Test.
USCS	Le système de classification unifiée des sols.
U.I.C	Union International de Chemin de fer.
VBS	valeur de Bleu de méthylène.

γ : poids volumique

Eref : Module de Young

υ : Coefficient de poisson

Cref : Cohésion

C : la cohésion (effective) ;

Φ : l'angle de frottement effectif (en degré °) ;

Ψ : l'angle de dilatance (en degré °).

E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial (en KN/m2) ;

E_{oed}^{ref} : Module tangent dans un essai oedométrique (en KN/m^2;

m : puissance (environ 0,5 pour les sables par JANBU en 1963).

➢ Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut = 3)

v_{ur}: Coefficient de Poisson en décharge-recharge (par défaut = 0,2) ;

p^{ref}: Contrainte de référence (par défaut =100) ;

k_0^{nc}: Consolidation (par défaut = 1 sin φ) ;

R_f: Coefficient à la rupture (par défaut) ;

$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut en KN/m^2;

$C_{increment}$: CF.modèle de Mohr-coulomb (par défaut en KN/m^2 ;

Notations

A_p	argile peu plastique.
A_t	très plastique.
Cu	Coefficient d'uniformité.
C_C	Coefficient de courbure.
c	la cohésion.
Hz	Hertz.
I_P	Indice de plasticité.
Ic	Indice de consistance.

Ld	la largeur de la plate-forme.
Ms	masse des grains solides.
Mw	masse d'eau.
Tv	tonnage journalier voyageur, exprimé en tonnes brutes remorquées.
Tm	tonnage journalier marchandises, exprimées en tonnes brutes remorquées.
Tt	tonnage journalier des engins de traction, exprimé en tonnes.
T'f2	trafic fictif journalier.
V	volume de sol.
W_P	Limite de plasticité.
W_L	Limite de liquidité.
W	La teneur en eau.
W_{OPN}	Optimum Proctor normale.
W_{OPM}	Optimum Proctor modifié.
ρ	La masse volumique sèche.
γdmax	poids spécifique sec.
σ_c	La résistance à la compression uniaxiale (σ_c).
σ_n	contrainte normale.
τ	la contrainte de cisaillement.
ϕ	l'angle de frottement interne.
T	la force de cisaillement.
$\Phi 1$	Les efforts de flexion.
$\Phi 2$	Les efforts tranchants.

Introduction générale

Ces dernières années, les transports ferroviaires et routiers, aussi bien pour les voyageurs que pour les marchandises, se sont beaucoup développés avec comme conséquence un trafic qui devient beaucoup plus rapide et plus sûr. Beaucoup de recherches ont été réalisées afin d'améliorer la vitesse des trains avec des voies qui sont dimensionnées pour pouvoir supporter des vitesses de wagons qui sont de plus en plus élevées, surtout dans les pays développés : le TGV en France, le Shinkansen au Japon, l'ICE en Allemand, l'X2000 en Suède, le Pendolino en Italie, le Thalys et l'Eurostar, etc. En France, le réseau de TGV de la SNCF permet des trains qui peuvent aller jusqu' à la vitesse de 300 km/h en régime commercial et de 500 km/h en essai.

Les études théoriques et expérimentales montrent que la vibration induite par le trafic ferroviaire provoque des effets considérables sur le wagon lui-même, sur la voie et l'infrastructure, et aussi, sur l'environnement dans la zone voisine. La dynamique de structures soumises au mouvement des wagons peut développer différents types de problèmes : le problème d'interaction dynamique wagon - structure, le problème dynamique des voies et de l'infrastructure en interaction avec le sol, le problème de propagation d'ondes dû au passage des véhicules et son influence sur les bâtiments, etc.

Dans ce contexte, le problème de transport se ramène a considérer et le comportement statique, statique avec majoration et dynamique d'une structure ferroviaire dans une certaine direction soumise à des charges mobiles pour différentes valeurs qui se déplaçant à une vitesse constante en utilisant des traverses en bois, ou en béton précontraint (monobloc),

Pour arriver aux objectifs visés, notre travail est désigné comme suit :

Le premier chapitre donne une synthèse bibliographique sur les structures ferroviaires décrivant les différents éléments constituants de la voie considères comme un assemblage d'éléments d'élasticité variable qui transmettent à la plate-forme, elle-même déformable, la charge dynamique des roues des véhicules.

Le deuxième chapitre a pour but de présenter le site à étudier à savoir la situation géographique, la géologie, l'hydrogéologie et les essais géotechniques réalisés essais en laboratoire et in situ.

Le troisième chapitre est consacré aux calculs et au dimensionnement de la couche d'assise et de la couche de forme de la structure, donc à l'élaboration du modèle numérique dit de référence par la méthode des éléments finis en utilisant le code de calcul PLAXIS 8.2.

Un dernier chapitre (4^{em}) est destiné au l'interprétation et à la discussion des résultats.

Finalement, une conclusion générale est présentée avec les recommandations sur les futures études possibles à partir de ces démarches en tenant en compte les solutions de renforcements qui peuvent être proposées pour augmenter la stabilité de l'infrastructure.

I.1 Introduction

Les systèmes ferroviaires nécessitent une infrastructure particulière appelée voie ferrée. Les wagons sont guidés par une ou plusieurs files de rails fixés sur des traverses au moyen, de tirefonds. Le ballast est une couche drainante constitué de gravie Ø ≥ 20m sur laquelle reposent les traverses. Il permet d'affiner la géométrie de la voie, par exemple pour créer un dévers en courbe. Les véhicules étant guidés par les rails, ils ne peuvent pas changer de direction sans utiliser une installation particulière. La plupart du temps il s'agit d'un aiguillage, manœuvré soit à pied d'œuvre soit d'un poste d'aiguillages.

L'objectif de ce chapitre est d'identifier la voie ferrée et définir ses déférents composants et présenter l'importance de la voie ferrée dans le domaine de transport et les différents problèmes qui touchent les voies ferrées et les méthodes de modélisation.

I.2 Généralités sur la voie ferrée ballastée

I.2.1 Historique

L'un des premiers exemples de chemin guidé est celui du Diolkos, un système permettant aux bateaux de franchir l'isthme de Corinthe en Grèce, construit aux VI^{e} siècle avant J.-C. Des chariots poussés par des esclaves et par des bêtes de somme circulaient dans des blocs de pierre entaillés. Ce « chemin de fer » primitif a fonctionné approximativement jusqu'en l'an 900. Les premiers wagons tractés par des chevaux sont apparus en Grèce et dans l'Empire romain aux alentours de l'an 1, utilisant eux aussi une voie constituée de pierres de taille.

La réapparition des transports guidés a eu lieu en Europe aux alentours de 1550, pour des voies minières. Celles-ci utilisaient des rails de bois. La première voie ferrée a été établie au Royaume-Uni au début du XVII^{e} siècle, principalement pour le transport du charbon d'une mine à un canal, d'où il pouvait être chargé sur des barges. On trouve des traces de ce genre de chemins de fer à Broseley dans le Shropshire. Les rails étaient constitués de bois nu, les roues étaient munies de boudins, comme sur les véhicules ferroviaires actuels. En 1768, la compagnie Coalbrookdale eut l'idée de remplacer ses rails en bois par des rails en fonte moulée, pour limiter l'usure de la voie et transporter de plus lourdes charges.



Photo I.1 : wagon sur un rail en bois**.**

Les rails de fer sont apparus au début du XVIII[e] siècle. L'ingénieur WilliamJessop conçut des rails prévus pour être utilisés avec des roues sans boudin : ils constituaient une sorte de cornière. Ces rails devaient être utilisés pour un projet dans le secteur de Lough borough, Leicestershire en 1789. En 1790 il était de ceux qui fondèrent une aciérie à Butterley, Derbyshire pour produire des rails (entre autres). Le premier chemin de fer ouvert au public a été le Surrey Iron Railway, ouvert en 1802 par Jessop. Les convois étaient tractés par des chevaux.

Le premier réseau vût le jour en Europe continentale dans la région de Saint- Étienne, en France, entre 1827 (Louis-Antoine Beaunier) et 1830 (Marc Seguin). La première ligne de chemin de fer exploitée par le secteur public de l'Europe continentale fut mise en service le 5 mai 1835 entre Bruxelles-Allée verte et Malines.

En Europe et en Amérique du Nord, la période de plus grand développement du chemin de fer va de 1848 à 1914. Après la première guerre mondiale, le chemin de fer continue à se développer, notamment les lignes secondaires à voie étroite, mais il est fortement concurrencé, sur les courtes distances, par l'automobile et le camion.

Après la seconde guerre mondiale arrive la concurrence de l'avion sur les longues distances ; les lignes secondaires disparaissent.



Photo I.2 : train du transport de charbon.

I.2.2 L'importance de transport ferroviaire

Le chemin de fer joue toujours un rôle clé dans le développement économique de la plupart des pays, en conservant un rôle dominant dans le transport des marchandises et des voyageurs à faible coût. Par sa capacité à transporter de lourdes charges et de longues espacement et à une vitesse claire, dépasse de beaucoup d'autres moyens, avec la vitesse de certains trains de 210 km / h. Il souligne également l'importance du rail par l'impact direct sur la répartition de la population et la création de grandes communautés urbaines par les réseaux ferroviaires dont le trafic et noter également que dans de nombreuses villes industrielles européennes qui ont grandi et prospéré par la présence du chemin de fer. Les chemins de fer sont considérés comme le principal moyen de transport sur lequel les États comptent beaucoup pour atteindre leurs objectifs économiques, sociaux, politiques et militaires, et de nombreux pays construisent et modernisent les chemins de fer dans les unités mobiles modernes.

En plus le chemin de fer est considéré comme un facteur d'endémicité industriel où en soulignant son importance dans les deux phases de la production et de la distribution, où le transfert des matières premières et l'élément des biens de travail et intermédiaires, ainsi que le transfert de la production vers des zones de stockage et les possibilités de consommation sont des facteurs disponibles.

I.2.3 Avantages du transport ferroviaire

Le transport ferroviaire est l'un des moyens de transport les plus importants en termes de coût, de temps et de fiabilité. En outre, à mesure que le nombre de wagons augmente, le volume de fret transporté et le nombre de passagers augmentent. Cela augmente la capacité de charge. En d'autres termes, une route transporte plus de marchandises qu'un transport aérien et coûte moins cher.

D'un autre côté, le transport ferroviaire est l'une des méthodes de transport les moins polluantes pour l'environnement. De plus, il offre un transport plus abordable en général pour les charges lourdes et élevées. Comme il n'y a pas de problème de circulation, le temps d'attente peut être considéré comme minimum. Vous pouvez également obtenir des informations sur le délai de livraison de votre produit en raison des horaires de vol fixes.

Si vous transportez des marchandises lourdes et que vous n'avez pas de limite de temps, ce serait le moyen de transport le plus logique s'il existe une voie ferrée au point de livraison et à destination. L'importance de la voie ferrée est très importante, notamment dans le transport de minéraux tels que le charbon, attribué à la source souterraine.

I.2.4 Inconvénients du transport ferroviaire*

Le principal inconvénient du transport ferroviaire est l'insuffisance des infrastructures. Cependant, les livraisons limitées augmentent le désavantage. Surtout quand on considère qu'il n'y a pas de chemins de fer dans beaucoup de provinces de notre pays, le problème s'aggrave. En dehors de cela, on ne peut pas dire que cela présente trop d'inconvénients.

I.2.5 Le Rôle des Transports dans le Développement économique

Les transports efficaces sont un composant critique du développement économique, au niveau national aussi bien que mondial. La disponibilité des transports affecte les patrons de développement mondial, et peut stimuler ou entraver la croissance économique au sein des nations individuellement. Les investissements en transports rassemblent les facteurs de production en un

réseau de relations entre producteurs et consommateurs pour créer une division plus efficace de la production, démultiplier l'avantage comparatif géographique, et fournir les moyens d'élargir les économies d'échelle et de gamme. La contribution des transports au développement économique inclut :

Effets de réseau : relier davantage de sites augmente exponentiellement la

- Valeur et l'efficacité des transports, Améliorations de la performance – réduire le coût et le temps de transport
- Pour les passagers et le fret existants augmente la contribution des transports à la croissance économique ; Fiabilité – améliore la performance temporelle et réduit les pertes et
- dommages, réduisant ainsi la « traîne » économique,

Taille du marché – l'accès à de plus grands marchés contribue aux économies

- D'échelle en termes de production, de distribution et de consommation, augmentant par là la croissance économique, Productivité – les transports augmentent la productivité grâce à l'accès à une
- Base d'intrants plus vaste et plus variée, tels que matières premières, pièces détachées, énergie et main d'œuvre, et à de plus larges marchés pour des produits finis plus diversifiés.

Les transports affectent le développement économique depuis le début de la civilisation humaine. Le développement économique a toujours été centré sur la confluence de systèmes de transport – les premières villes s'établirent dans les baies et ports naturels, et sur les rivières et lacs où le transport était disponible. Les Romains construisirent des routes pour unifier et permettre l'accès à leur lointain empire. Les caractéristiques géographiques telles que la proximité de la mer ou de voies d'eau, de plaines, de montagnes et l'emplacement des oasis définirent les premiers systèmes de transport (par exemple, la Route de la Soie s'est développée d'oasis en oasis, de ville en ville, où il n'y avait pas de voies d'eau ou de routes fiables). La révolution industrielle a généré de nouvelles demandes de transport, pour de plus grands volumes de charbon, de minerai de fer, et autres matériaux, ce qui a amené la construction de canaux amplifiant les transports fluviaux et le développement des premiers chemins de fer.

I.2.6 Coûts des Chemins de Fer et Coût des Alternatives

Les chemins de fer sont un moyen de transport efficace, qui concentre les gens et les marchandises et les transportent sur une route fixe, en utilisant une machine motrice et de multiples voitures et wagons de marchandises. Le transport ferroviaire est généralement plus économique en

carburant que le transport routier. Aux Etats-Unis, le fret ferroviaire est en moyenne 63 % plus économique en carburant que le transport routier. Les chemins de fer utilisent une technologie unique, possédant un coefficient de friction très réduit, et fondée sur des rails et des roues en acier. Les forces les plus importantes à surmonter, en dehors du poids des marchandises transportées, sont la résistance au roulement et la traînée aérodynamique à mesure que la vitesse augmente. Après le transport fluvial, le transport ferroviaire est le moyen le plus efficace pour déplacer de grands volumes de marchandises ou de passagers. La navigation fluviale, qui utilise des barges et un bateau-remorque, économise en moyenne 35 % plus de carburant que le fret ferroviaire, mais ce dernier, comparé au transport fluvial, est souvent moins tortueux et de ce fait souvent aussi économique en énergie.

En plus de l'économie d'énergie, le transport fluvial ou ferroviaire peut aussi concrétiser des économies d'échelles significatives, parce qu'un seul navire (barge) + remorque) ou un seul train (locomotive+wagons ou voitures) peut transporter de nombreuses tonnes de marchandises ou de passagers en une seule fois, ce qui rend son exploitation hautement efficace lorsqu'il y a assez de volume pour utiliser la capacité disponible.

Les chemins de fer sont idéaux pour transporter de grands volumes de marchandises en vrac ou de passagers. Les coûts du transport ferroviaire pour les matériaux en vrac sont généralement assez bas, typiquement moins de 0.03 USD per tonne-kilomètre ; le transport de passagers est également peu coûteux, typiquement moins de 0.10 USD par passager-kilomètre. Sur les réseaux relativement denses orientés vers le fret, le transport ferroviaire peut en moyenne coûter moins de 0.02 USD par TKM, et le transport ferroviaire de passagers peut coûter beaucoup moins de 0.10 USD par passager-kilomètre, selon la manière dont les transports sont subventionnés et la densité de passagers.

Les variations des prix proviennent des choix politiques des gouvernements, de l'efficacité de la gestion, des caractéristiques de conception, et des différences en volumes, structures de coût, environnement concurrentiel, mélanges de marchandises, géographie, longueur de parcours, entre autres nombreux facteurs

Les deux Figures ci-dessous montrent les coûts moyens pour passagers et fret pour un échantillon de chemins de fer dans monde8.

Puisque les chemins de fer bien gérés peuvent fournir un moyen peu coûteux de transporter de grands volumes de fret et de passagers, les faibles coûts des transports améliorent les positions concurrentielles des expéditeurs et des économies tout entières. De nombreuses marchandises sont échangées à des prix de marché mondial, et les coûts du transport sortent des bénéfices du

producteur. De ce fait, des coûts de transport faibles peuvent aider les producteurs marginaux à être plus compétitifs et donnent aux producteurs compétitifs un avantage indéniable. La conteneurisation des marchandises a augmenté l'efficacité des réseaux de transport en réduisant les coûts et le coefficient de frottement entre les modes de transport, élargissant de ce fait la valeur du transport ferroviaire au-delà des marchandises en vrac, pour inclure également les produits manufacturés

I.2.7 Avantages d'Environnement Et d'Utilisation des Sols

Les chemins de fer modernes sont une alternative de transport « verte » lorsque leur infrastructure et leurs trains sont fortement utilisés. En général, ils économisent plus d'énergie9, ont des impacts environnementaux substantiellement moindres10 sur l'eau et l'air, et leur construction revient moins cher que celle d'autres modes de transport. Ils offrent souvent aussi des avantages significatifs de protection de l'environnement, d'utilisation des sols, et d'investissement en capital ; ils économisent généralement plus d'énergie que le transport routier, et sont beaucoup moins nocifs pour l'environnement parce que leurs émissions par unité de trafic (passager/kilomètre ou tonne/kilomètre) sont inférieures à celles de presque tous les autres modes. Beaucoup des chemins de fer du monde sont électrifiés, ce qui réduit les émissions associées au transport ferroviaire, selon la source d'énergie utilisée pour produire l'électricité.

De plus, les chemins de fer ont généralement des exigences d'emprise de terrain beaucoup plus petites que celles des autoroutes de transport. Même si les lignes

Ferroviaires de fret nécessitent en général des pentes plus faibles et des virages plus doux que le transport routier, ce qui complique les circuits de voies ferrées en terrain montagneux, les chemins de fer ont habituellement une empreinte environnementale et d'utilisation des sols beaucoup plus petite que le transport routier, et demandent souvent substantiellement moins d'investissement par kilomètre que les transports routiers ou fluviaux, avec une capacité équivalente. L'emprise ferroviaire est par ailleurs moins nocive pour l'environnement d'une autre manière ; les voies ferrées sont poreuses, et ont un impact beaucoup moins grand que le transport routier sur l'écoulement des eaux et les voies d'eau avoisinantes. Les chemins de fer gérés de manière inefficace et les voies ferrées avec peu d'usage peuvent ne pas être aussi efficaces, d'un point de vue environnemental ou économique. Dans le cas du fret, les chemins de fer avec des charges à l'essieu très légères peuvent économiser moins d'énergie que le transport routier, parce que les wagons de fret pèsent typiquement beaucoup plus que les véhicules pour autoroutes. Les trains à grande vitesse ayant de faibles facteurs de charge peuvent même être moins efficaces que des voitures ou des avions. Les avantages en termes d'environnement et d'efficacité dépendent d'un

système de chemins de fer efficacement conçu et géré. Naturellement, ceci est vrai aussi pour d'autres modes de transport.

I.2.8 Qu'est-ce que la Réforme des Chemins de Fer ? Pourquoi Réformer ?

« Réforme des chemins de fer » signifie tout changement significatif dans la politique du gouvernement, la stratégie d'investissement ou la structure de gestion, visant à améliorer la performance du système ferroviaire. Les chemins de fer sont des institutions complexes possédant de multiples instruments de mesure de la performance – coûts, tarifs de transport, niveaux de services et besoins d'investissement, entre autres facteurs. Dans le passé, la plupart des parties intéressées ont recherché des améliorations de l'industrie permettant de réduire les subventions gouvernementales, d'introduire la concurrence, d'améliorer la capacité et la fiabilité, et d'augmenter la réponse aux besoins des usagers pour élargir la base de clients.

Définir les buts et objectifs de la réforme est une première étape cruciale pour définir et développer un programme de réforme, qui établira les paramètres de performance nécessitant un changement. Par exemple, alléger le fardeau de l'Etat dans le remplacement des avoirs publics du secteur ferroviaire, parce que le gouvernement a beaucoup d'autres obligations concurrentes. Typiquement, les buts de la réforme des chemins de fer comprennent :

Réduire les dépenses et les responsabilités du gouvernement associées à la

- Fourniture des services de chemins de fer, Améliorer la performance financière et la viabilité des chemins de fer,
- Attirer le capital privé dans le secteur ferroviaire pour alléger les besoins
- En investissements de la part du gouvernement, Eliminer les contraintes à la croissance économique dues à la capacité des
- Transports, La Réforme des Chemins de Fer : Manuel pour l'Amélioration de la Performance du Secteur Ferroviaire 1. Introd.

Amplifier la réponse aux clients et améliorer les services, y compris à travers des

- Gains d'efficacité, de manière à pouvoir réduire les frais de transport, Adopter des critères pour accroître la concurrence, permettre l'accès à
- L'infrastructure stratégique nationale, ou introduire de nouvelles lois et régulations sur les transports ferroviaires, Dans ses premières étapes, la réforme exige un ensemble de buts clairs et
- Priorisés spécifiant les résultats désirés. Ces buts sont cruciaux pour déterminer le type de réforme approprié et sa mise en œuvre.

I.2.9 Que Peut-on Attendre d'un Processus de Réforme ?

Les résultats de la réforme sont aussi variés que ses buts et méthodes. La réforme au Canada et la vente des chemins de fer nationaux canadiens (CN, Canadian National) a rapporté au gouvernement plus de 2.0 milliards de USD à travers une première offre publique de souscription (OPI), et a eu pour résultat un secteur hautement concurrentiel et à faible coût. Les tarifs ont baissé et les services se sont améliorés. L'exploitation de CN se classe maintenant entre les meilleures au niveau mondial en termes de performance financière de chemins de fer. CN a réduit ses coûts et amélioré ses services, et les investissements dans le secteur ferroviaire dans le pays ont augmenté de manière spectaculaire. Au Royaume-Uni, le succès de la réforme a été largement discuté, mais les résultats comprennent une formidable augmentation de la concurrence entre les fournisseurs de services ferroviaires, des augmentations significatives des investissements dans le secteur, et des gains substantiels en parts de marchés de fret et de passagers.

En Amérique Latine et en Afrique, le premier objectif des réformes a été de ramener à la vie des chemins de fer moribonds, tout en réduisant les besoins de subventions gouvernementales. Dans la plupart des cas, les réformes ont revitalisé des parties importantes des réseaux, et réduit de manière substantielle les subventions du gouvernement et les besoins en investissement.

I.2.10Combien de Temps Prennent les Réformes ?

L'investissement en temps est substantiel, mais les bénéfices le sont aussi. L'étape la plus critique de la réforme des chemins de fer est celle où les autorités responsables tombent d'accord que quelque chose doit être fait et font enfin le premier pas pour démarrer le processus.

La réforme est un effort sur plusieurs années ; selon le nombre et la complexité de ses buts et objectifs, elle peut prendre de cinq à dix ans. Souvent, le premier ensemble de réformes est suivi par une période d'ajustement, puis par d'autres réformes, habituellement moins spectaculaires, pour raffiner les résultats. Par exemple, les réformes du secteur ferroviaire de l'UE sont maintenant en cours depuis deux décennies, et la plupart des parties prenantes s'attendent à ce que ce

Efforts continuent indéfiniment, à mesure que le processus est déployé dans de nombreux pays européens.

Il faut en général des mois et parfois même plusieurs années pour arriver à un accord sur les buts et objectifs de la réforme. Souvent, une étude de stratégie est nécessaire pour considérer les alternatives de réforme et leurs implications, et prioriser leurs objectifs. Des consultations publiques devraient être intégrées dans cette étude. Lorsqu'un accord est atteint, les gouvernements doivent habituellement passer une législation, et peuvent avoir à créer de nouvelles institutions de supervision régulatrice – ce qui requiert du temps pour les équiper et trouver leur personnel. Parallèlement, les réseaux ferrés eux-mêmes doivent être audités et leur valeur établie, leur structure

doit être conçue et mise en œuvre, leurs employés comptés et les qualifications de ces derniers évaluées. Chacun de ces éléments peut prendre un an ou plus, et même pour une réforme simple du type concession, il faut plusieurs années pour aller de la reconnaissance du fait que la réforme est nécessaire à la conclusion de l'octroi de la concession.

Les chemins de fer, et en particulier les publics, sont des institutions puissantes : ils sont typiquement le plus grand employeur du pays et ont généralement une longue histoire de vie institutionnelle. Etant donné leur taille et leur importance, les chemins de fer ont un poids politique considérable, ce qui est un facteur important à prendre en compte dans la conception des efforts de réforme. Parce que les chemins de fer sont si puissants, les efforts de réforme réussis sont souvent précipités par une urgence de rallier une volonté politique suffisante pour surmonter les inévitables difficultés impliquées. Plus les chemins de fer sont grands – en termes de personnel, de recettes ou de leur part des budgets de l'Etat, plus profonde sera la situation de crise pour trouver l'appui politique suffisant pour soutenir les efforts de réforme. Certains aspects préliminaires du processus de réforme peuvent être achevés avant que la crise soit imminente, mais la mise en œuvre d'une réforme significative du secteur nécessitera des efforts importants et soutenus de la part d'entités gouvernementales responsables. Une crise peut aiguiser la résolution et l'attention de ces dernières.

L'expérience internationale en matière de réformes a démontré qu'une stratégie complète de communication est essentielle. Plus les cibles de la réforme sont larges et puissantes, plus l'effort de communication doit être profond. La plupart des réformateurs ayant connu le succès ont embauché des agences professionnelles de communication, pour concevoir et diffuser un programme sophistiqué de communication et d'information pour consulter le public, les employés, les expéditeurs et d'autres parties prenantes sur leurs craintes, leur expliquer la nécessité de la réforme et les avantages qui en résulteront, et pour maintenir les parties prenantes au courant des progrès.

Le plus long réseaux les États-Unis (293564 km),la Chine (134456km) ,la Russie (85626 km) ,l'Algérie est classe 45 (ém) dans le monde (4 576km)

I.2.11.Le développement des chemins de fer en Algérie



Le développement des chemins de fer en Algérie fut l'œuvre de Napoléon III vivement encouragé par son demi-frère le duc de MORNY. Celui-ci fort intéressé, à tous les sens du terme, par ce nouveau mode de transport fut entre autres postes, Président de l'éphémère Compagnie du Grand-Central et Vice-président de la Compagnie du chemin de fer d'Orléans (Le Paris-Orléans).

Le décret impérial du 8 avril 1857 prévoyait la construction :

--d'une ligne principale parallèle à la côte de Constantine à Alger et Oran par ou près

Aumale, Sétif, Blidah, Orléansville et Sainte-Barbe-du-Tlélat, soit 881 kilomètres.

-de lignes partant de la ligne principale et aboutissant aux principaux ports :

Philippeville à Constantine, 87 kilomètres

Bougie à Sétif, 110 kilomètres

Bône à Constantine, 202 kilomètres

Ténès à Orléansville, 58 kilomètres

Oran à Tlemcen par Sainte-Barbe-du-Tlélat et Sidi-Bel-Abbés, 120 kilomètres

Arzew et Mostaganem à Relizane. 68 kilomètres

Ce plan de développement, le premier des trois qui se succéderont, correspondait sensiblement au projet présenté dès 1833 par Emile PEREIRE soutenu par ses amis saint-simoniens, et financièrement par la famille ROTSCHELD. Pour des raisons économiques et politiques ce projet était alors resté sans suite.

Emile PEREIRE et son frère Isaac jouèrent directement et indirectement un rôle important dans le développement des chemins de fer tant en métropole qu'en Algérie.

Selon le plan Napoléon III, trois (03) tronçons de lignes devaient être construits en priorité d'une part, pour permettre l'exploitation des ressources naturelles des régions concernées et d'autre part, pour consolider la présence française en Algérie, il s'agissait des tronçons :

Alger-Blida, Philippeville

-Constantine, Oran

- Saint-Denis-du-Sig

La construction et l'exploitation de ces trois tronçons furent concédées à une société anonyme créée pour la circonstance : la Compagnie des chemins de fer algériens dont le siège était à Paris, 66, rue de la Chaussée d'Antin. Une partie des actions de cette société était acquise par des sociétés, banques et particuliers fortunés ; une autre partie était mise en vente publique. Cette concession avait été accordée par des lois du 20 juin et du 11 juillet 1860. Notons que pour répondre à l'impatience de l'opinion publique algérienne, NAPOLEON III avait fait entreprendre, par l'armée et dès 1858, la construction de l'infrastructure et des ouvrages d'art entre Alger et Boufarik. La première séance du conseil d'administration de la Compagnie des chemins de fer algériens se tint le 23 août 1860. On y procède à la nomination de son président (M Ferdinand BARROT) et la première décision opérationnelle fut prise : l'envoi à Alger d'une locomotive à vapeur qui devait figurer dans les cérémonies données à l'occasion du voyage projeté en Algérie par Napoléon III.

A titre anecdotique, cette locomotive fournie par la Compagnie du PLM, arrivera à Alger en septembre 1860. Endommagée, elle ne pourra pas être mise en service. L'Entrepreneur Général des travaux de la Compagnie des chemins de fer algériens fut Sir MORTON-PERO, Baronnet, membre du parlement britannique, et par ailleurs gros actionnaire de la Compagnie car par contrat, il s'engageait à acquérir les actions qui mises en vente dans le public n'auraient pas trouvé d'acquéreurs. Or, il n'y eut pas beaucoup d'acheteurs puisque sur les 110 000 actions mises en vente, seulement 33 000 furent acquises.

Hélas, très rapidement, la Compagnie des CFA connut des gros problèmes financiers, à cause notamment d'une conjoncture économique difficile dans toute l'Europe. Dès octobre 1860, l'Ingénieur en chef de la Compagnie, Hippolyte MANTION, transfuge de la Compagnie du Nord dirigée alors par James de ROTSCHILD, proposait de réduire à 300 voire à 250 mètres les rayons des courbes alors que le cahier des charges imposait des rayons de 500 mètres au moins. Cette mesure en permettant à la voie de mieux épouser les reliefs du terrain, et notamment le tracé sinueux des vallées, supprimait ipso facto la construction de nombreux ouvrages d'art et permettait ainsi des économies substantielles, malgré l'allongement du kilométrage des lignes.

On peut dire, en résumant à peine, que ce principe sera retenu pour l'ensemble des voies ferrées d'Algérie ce qui donnera au réseau son relief tourmenté et nuira à la vitesse des circulations en raison notamment, sur certaines portions, des fortes déclivités imposées par le manque de tunnels.

Difficilement, entrant même en conflit avec l'Empereur, les administrateurs parvinrent au bout de la construction du tronçon d'Alger à Blida qui fut inauguré le 15 août 1862, en présence du Maréchal PELISSIER, duc de Malakoff, Gouverneur Général de l'Algérie, des généraux YSUF et LASERRE, du maire de Blida, Raoul de MONTAGNY et du journaliste parisien Théophile GAUTIER, décidément spécialiste de ce genre de manifestation car il avait déjà couvert l'inauguration de la ligne de Paris à Lille. Le banquet officiel se tint sous les oliviers du «Bois Sacré », jardin bien connu des blidéens.

La ligne fut réellement mise en service le 8 septembre 1862 pour les marchandises et 25 octobre 1862 pour les voyageurs.

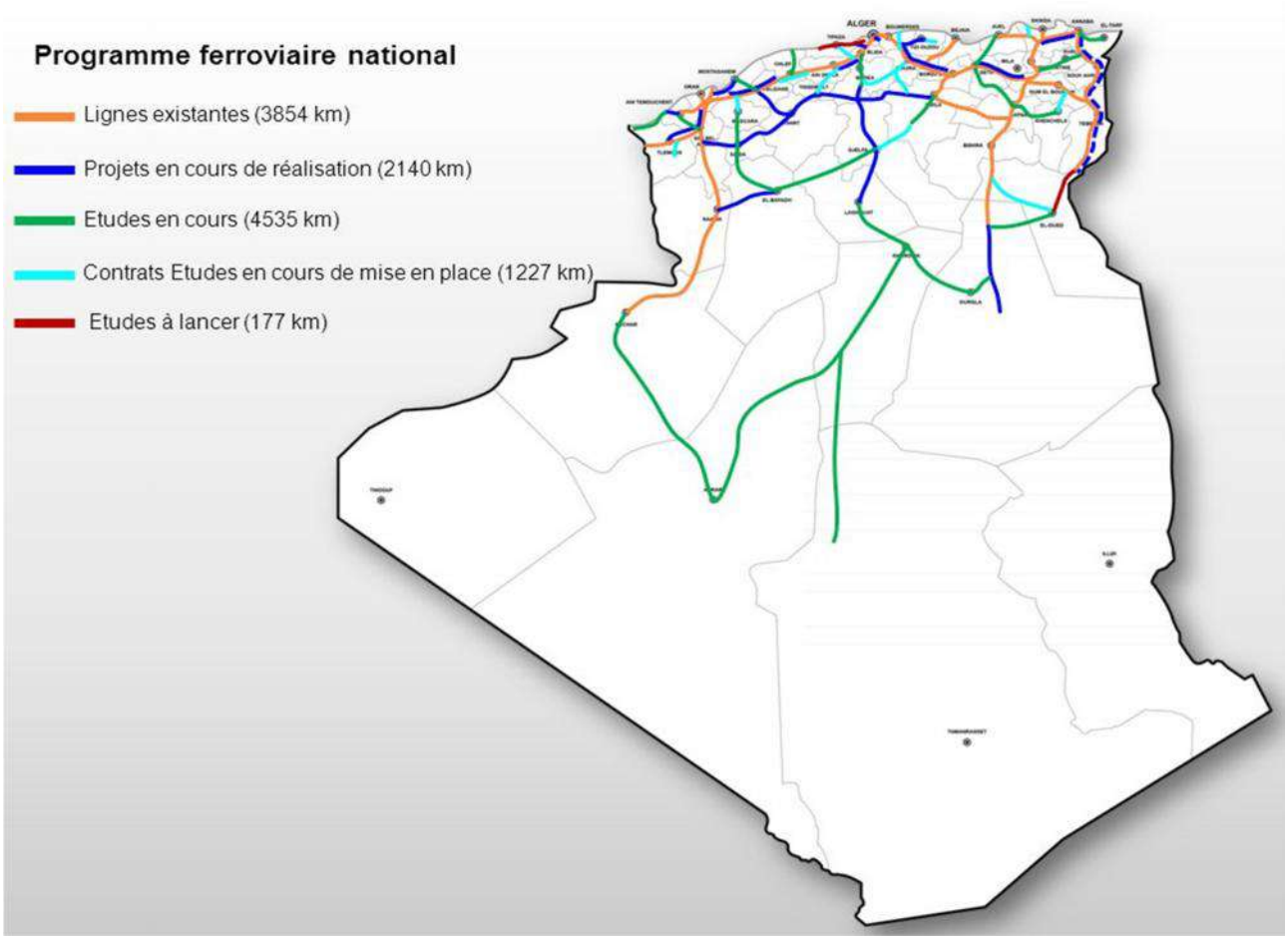
Les huit locomotives à vapeur affectées à cette liaison devaient assurer des vitesses commerciales de 20 à 45 kilomètres par heure. Elles reçurent évidemment chacune un nom de baptême : Sidi-Ferruch, L'Atlas, Le Sahel, La Mitidja, L'Harrach, La Chiffa, Le Bou-Roumi, Le Mazafran.

La Compagnie des chemins de fer Algériens ne survécut pas longtemps à cette mise en service. Une loi du 11 juin 1863 transférait à la Compagnie Paris-Lyon Méditerranée les tronçons des lignes précédemment concédées à la Compagnie des chemins de fer Algériens. Ce transfert avait été évoqué dès août 1861 par les ministères de la Guerre et des Travaux Publics, mais, l'un des directeurs de la Compagnie PLM, Paulin TALABOT, n'avait pas reçu favorablement cette proposition. La même loi accordait à la Compagnie PLM la concession du tronçon de Blida à Saint-Denis-du-Sig, donc finalement la totalité de la ligne Alger-Oran qui fut ouverte aux circulations par tronçons les 1er novembre 1868 (Relizane-Oran), 8 juillet 1869 (Blida-Bou-Medfa), 15 juin 1870 (Affreville-Relizane) et le 1er mai 1871 (Bou-Medfa-Affreville). Le tronçon Alger-Blida était déjà opérationnel La construction et l'exploitation de la ligne d'Alger à Constantine furent concédées à la Compagnie de L'Est Algérien par des lois et des décrets successifs des 15 décembre 1875 (Constantine à Sétif), 20 décembre 1877 (La Maison-Carrée à l'Alma), 3 décembre 1878 (l'Alma à Ménerville). Ces tronçons furent livrés aux circulations respectivement les 10 mai et 5 août 1879 et le 25 septembre 1881. Le chaînon manquant de Ménerville à Sétif ne sera concédé que plus tard. La ligne de Philippeville à Constantine sera ouverte le 1er septembre 1870. La ligne de Bougie à Sétif ne sera pas construite dans le cadre de ce premier plan. La liaison Bône-Constantine, retardée par la guerre de 1870, connut une réalisation particulière. Dans un premier temps, la concession du tronçon de Bône à Guelma fut accordée, par un décret du 7 mai 1874, à la Société de

Construction des Batignolles, société créée par Félix GOUÏN, parent par alliance des frères PEREIRE et ami en affaires des frères ROTSCHILD. Félix GOUÏN participa tant en France que dan

I.2.11.1 LE RESEAU FERRE

Le chemin de fer Algérien date de la seconde moitié du 19 siècle. Actuellement, la longueur totale du réseau ferré est de 4439,53 Km dont 3854 km de lignes exploitées, 449 km de lignes en double voie et 323,15 km de lignes électrifiées. Le réseau ferroviaire comporte trois ensembles schématisés sur la carte ci-après :



Les grandes évolutions du XXI^{e} siècle

En 2005, l'agence nationale d'études et de suivi de la réalisation des investissements ferroviaires (ANESRIF) est créée pour gérer un nouveau programme d'investissement public avec l'objectif de porter le réseau à 12 500 km en 2025.

En 2010, 315 km de nouvelles voies sont ouvertes (Bordj Bou Arreridj à M'Sila, Ain Touta à M'Sila, nouvelle ligne de Béchar), les lignes de banlieue d'Alger ont été électrifiées.

En 2015, sur un programme de 2 300 km de nouvelles lignes, 1 324 km sont en travaux dont la majeure partie concerne la partie ouest de la boucle des hauts plateaux.

Le 10 septembre 2018, la mise en service du système de télécommunication ferroviaire GSM-R pour la première fois en Afrique, ce système de télécommunication vise à sécuriser les communications sur un réseau autonome entre le centre installé à Alger et les trains ainsi qu'entre les trains et les opérateurs chargés de l'entretien du réseau.

I.2.11.2 La SNTF

- **Création de la SNTF**

Conformément aux textes de la création de la SNTF le 26/03/1976, l'entreprise est chargée d'exécuter par rail, les transports publics de voyageurs et de marchandises qui luis sont conés dans le cadre de l'organisation des transports terrestres

La SNTF, étant l'unique opérateur ferroviaire, elle détient le monopole en ce qui concerne l'exploitation du chemin de fer sur tout le territoire national. Son statut juridique est à 100% étatique sous la forme EPIC.

Par exploitation ferroviaire on entend-la gestion des infrastructures ferroviaires comportant la maintenance, le renouvellement et l'aménagement de ces infrastructures ferroviaires, la gestion des systèmes de régulation et de la sécurité de la circulation ferroviaire et la gestion



Photo I.3 : train du transport des voyageurs à grande vitesse.

I.3 La voie

La voie ferrée est un ensemble de différents éléments qui permet la circulation des trains et permet de transmettre et supporter les différents types de charges et les déférentes sollicitations transversales, longitudinales et verticales. Les efforts transversaux et verticaux entraînent des déformations irréversibles (tassement vertical et étalement horizontal) de la voie. Généralement dansle cas de lignes à grande vitesse sont constituées de deux voies parallèles permettant unevitesse commerciale de 300 km/h, et sont dites banalisées, car les circulations peuvent s'effectuer indifféremment dans les deux sens.

La voie est réalisée par des caractéristiques fixées et des règles normalisées définissant des exigences géométriques et mécaniques pour faire une voie de bonne qualité.

Dans le cas de ligne de grande vitesse l'écartement entre les deux files de rails est 1.435 m et standard. Sur laquelle une voie repose, la plateforme est la structure d'assise.Elle fait 14 m de large avec une emprise de 50 m environ. La plateforme est constituée de sol rapporté dans le cas d'un remblai ou de sol en place dans le cas d'un déblai. Sa qualité dépend de la nature géotechnique du sol et des conditions géologiques et hydrologiques locales.

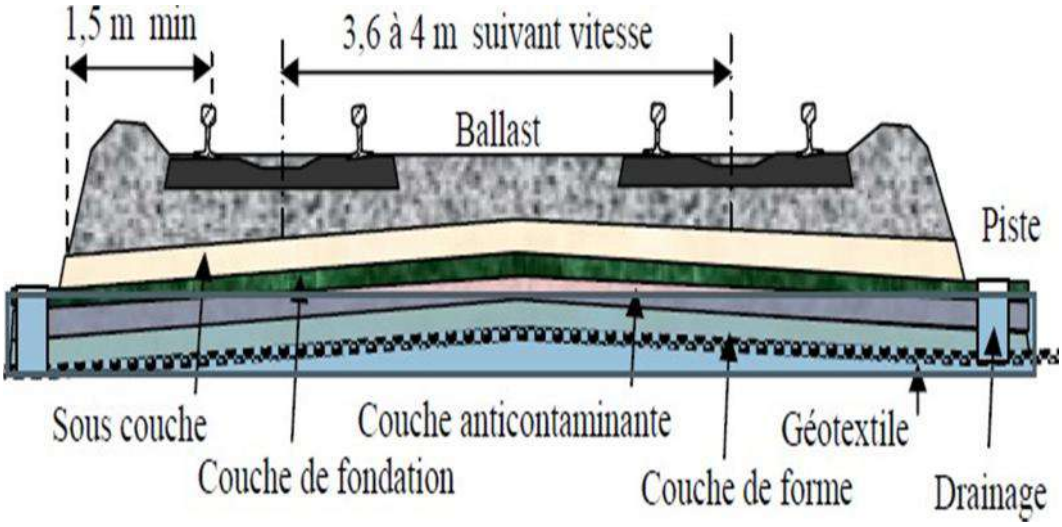


Figure I.1 : Coupe transversale les constituants d'une voie ferrée ballastée. **[20]**

I.4. Les constituants de la voie

I.4.1 Le Rail

C'est le premier élément en contact entre le véhicule et la voie. Leur fonction est de guider le train et d'assurer la transmission des charges ponctuelles aux traverses. Depuis l'existence des voies ferrée il y a plusieurs profil de rail ont été utilisés, mais il reste deux principaux profils qui sont le double champignon (rail symétrique) et le rail Vignole1 (rail à patin).

Les constituants suivants sont communs pour tous les profils qui possèdent dans la partie supérieure de rail le champignon qui supporte les contacts des roues, l'âme représente la partie médiane amincie, la partie inférieure est appelée le patin et les parties inclinées du champignon et du patin qui permettent le serrage des éclisses. Le champignon du profil à gorge, comporte en outre, l'équivalent d'un contre-rail qui permet la circulation en chaussée des boudins de roues.

La forme la plus adéquate pour supporter les efforts qui résulte à la circulation des roues et la flexion de rail à patin, le moment d'inertie de cette forme est élevée. L'épaisseur de l'âme est définir à partir de style à résister aux efforts tranchants.

Au- de hors de forme d'un rail et de sa nature, est son poids au mètre linéaire sont des caractéristiques principales, et ces paramètres est très important pour augmenter l'inertie verticale du rail. L'U.I.C a standardisé deux profils : 54 et 60 *kg* par mètre linéaire selon le tonnage du trafic.

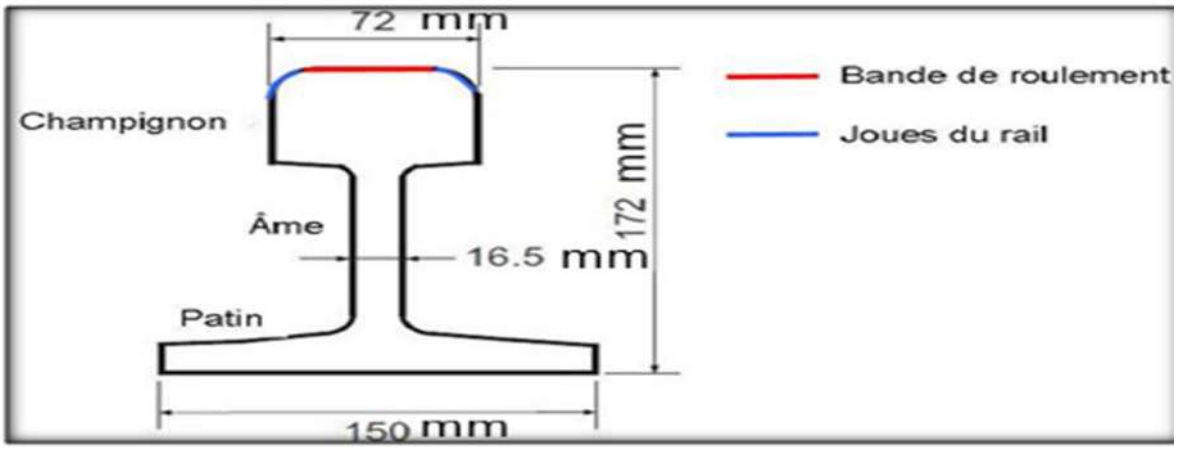


Figure I.2 : rail Vignole. **[20] [21]**

I.4.2 Le système d'attache et la semelle

Le rôle de l'attache est la transmission des charges entre les traverses et le rail. Le choix de type et la technique de réalisation de système d'attache est d'après le type des traverses a pour but principal de garantir la fixation entre le rail et les travers et diminuer l'intensité des efforts. L'attache élastique NABLA RNTN est la plus utilisée.

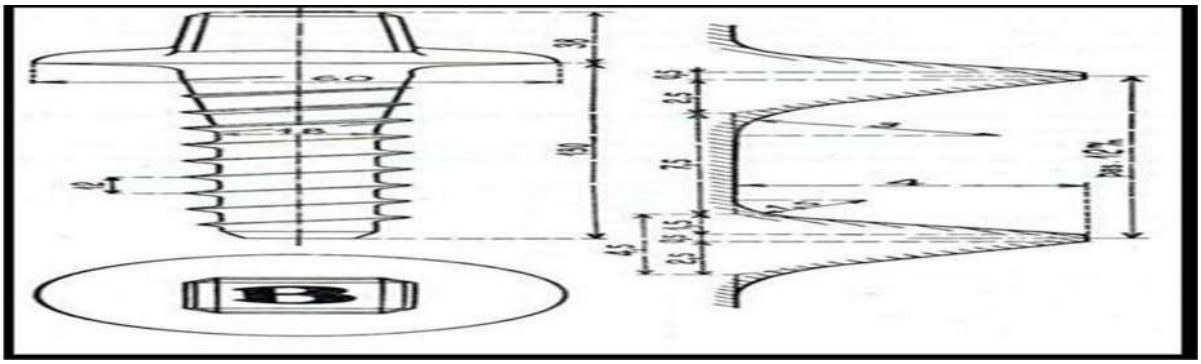


Figure I.3 : Tirefond. [22]

La semelle : est la parie entre le rail et traverse généralement en élastomère (9 *mm* d´épaisseur) a une capacité d'amortissement importante qui peut réduire considérablement les charges dynamiques exercées sur les traverses (surtout pour la partie en haute fréquence).



Figure I.4 : Attache type nabla. [23]

I.4.3 Les traverses

Les traverses utilisées premièrement étaient en bois puis modifier en métal suite à l'invention du béton armé pour des raisonnements de coût et de performances et de durée de vie et ont été rendues de plus en plus lourdes et stables.

Mais les traverses en béton armé disposent des faibles capacités d'amortissement et leurs poids sont élevés. Il y a deux types de traverses mono bloc et bi-blochet. Actuellement les traverses utilisées sont constituées de 2 blochets en béton armé (bi- blocs) reliés par une entretoise en acier qui travaille normalement en traction (figure I.5) d'autre part les traverses de type monobloc (VAX U41) actuellement mesurent 2. 415 m de long et pèsent 245 kg et la distance entre deux traverses est 0.6 m (figure I.6).

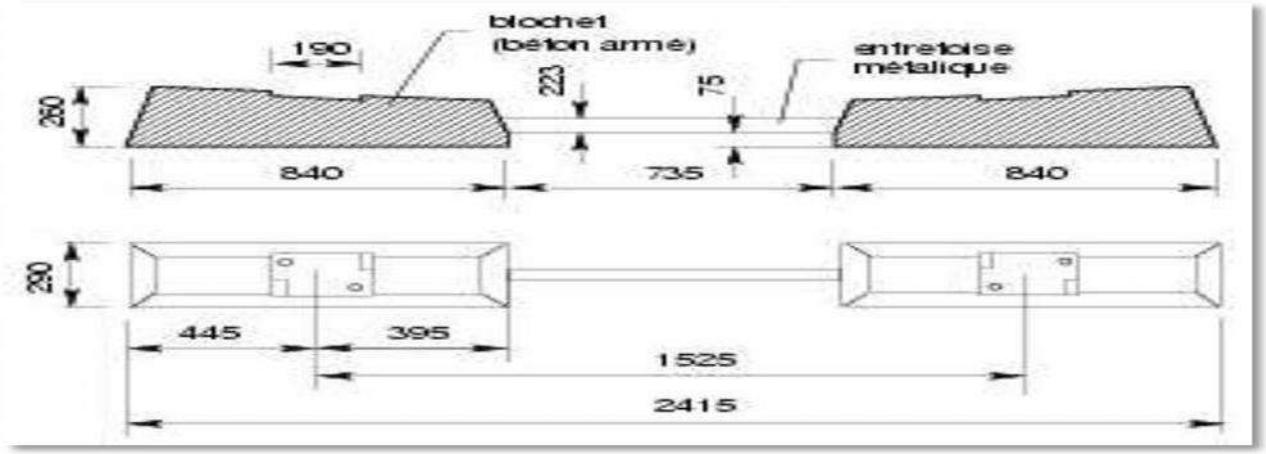


Figure I.5 : La traverse bi-blocs.

Malgré les faiblesses dans les deux types de traverse monobloc et bi-blochet maisse sont les plus utilisées dans les voies principales et aussi dans toutes les lignes à haute vitesse.

Les traverses de forme H se sont des nouvelles traverses utilisées dans la construction de certaines lignes. Ce développement est pour but principal de garantir une meilleure stabilité de la voie d'après l'augmentation dans la surface de contact avec le ballast.

Pour augmenter la résistance latérale et longitudinale de la voie aux déplacements, il doit submerger les traverses dans les couches de ballast. Sur les nouvelles lignes à fort trafic il y a une nouvelle innovation utilisée est constituée par les patins réducteurs d'attrition. Ces matelas en polymère ou caoutchouc, collés sous les traverses en béton, permettent d'augmenter la surface de contact avec le ballast et diminuer les efforts sur ses arêtes.

Leur utilisation sur les lignes à grande vitesse a montré une amélioration de la durée de vie du ballast, une meilleure absorption du bruit et des vibrations et une diminution des tassements locaux. Les traverses ont un grand rôle pour assurer la stabilité de la voie et garantissent la transmission des charges des rails au ballast; et une résistance mécanique suffisante dans les directions verticales et horizontales. Elles permettent aussi de maintenir l'écartement des deux files de rail et de garder l'inclinaison du rail.

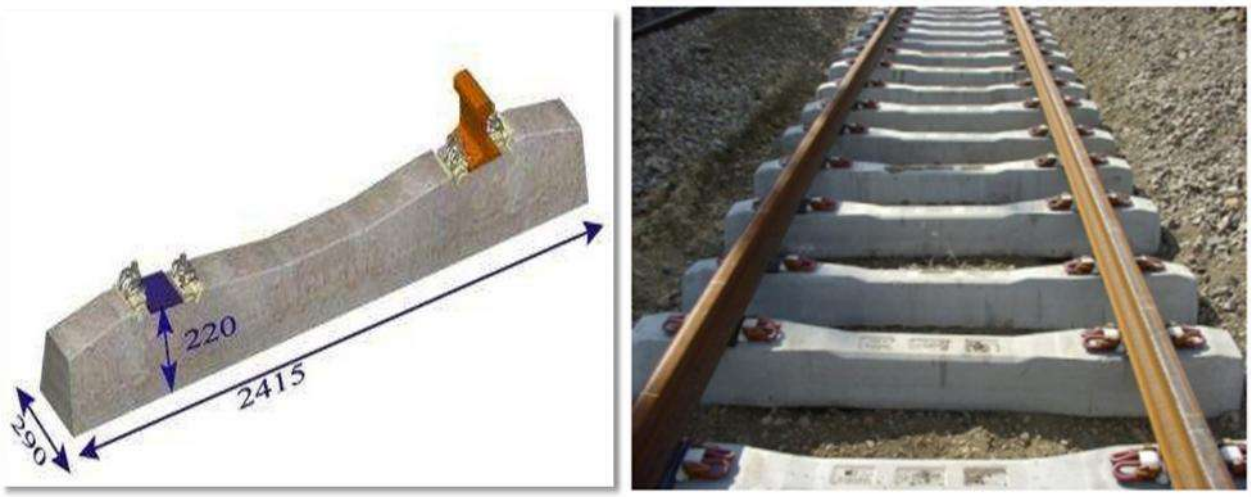


Figure I.6: Détail d'une traverse monobloc M450 en béton précontraint.

I.4.4 Les couches d'assise

Les couches d'assise sont constituées par le ballast et la sous-couche. (Figure I.7)

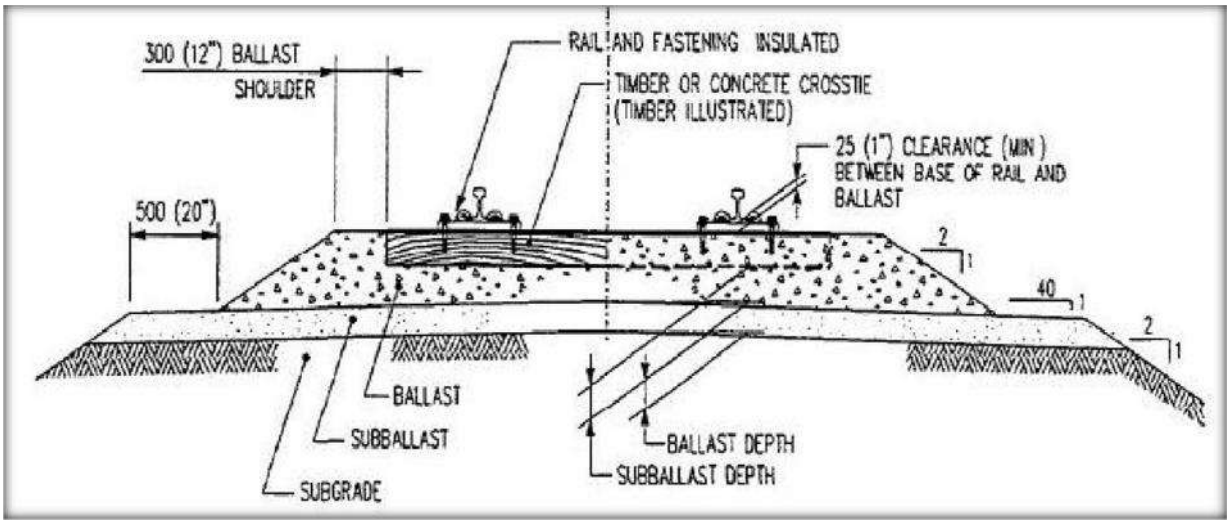


Figure I.7 : les éléments de la couche d'assise.

A. Le ballast

Le ballast est un matériau granulaire de diamètre variant entre 25 et 50 mm résultats du concassage de roches extraites dans des carrières de pierres dures (granit, diorite, rhyolite, porphyre, quartzite...) placées dans la partie supérieure des structures d'assises et entre les traverses.

La couche de ballast doit être compactée, lors de la mise en place de la voie, afin d'améliorer la stabilité du ballast, avec une épaisseur d'au moins 30 cm sous traverses pour répartir les charges à la fondation en disposition homogène.

La couche de ballast joue un grand rôle dans le système de la voie ballastée. Il aplusieurs fonctions qui sont détaillées comme suit :

- amortissement des vibrations mécanique et absorption de bruit.
- Transmettre les charges qui sont appliquées sur les travers vers la couche deplateforme et diminuer le tassement permanent de la voie.
- Faciliter le drainage des eaux pluviales dans les voies et diminuer lesproblèmes de gel.
- Permets la réalisation des travaux de maintenance (bourrage) et la mise en placede la voie facilement.

Pour obtenir un bon résultat et réalisés ces fonctions dépend des propriétés des particules et

surtout de leur granulométrie, forme (angularité), dureté et état de surface (texture, propreté). La norme européenne « NF EN 13450 » (Août 2003) est définie des critères granulométrie, la dureté, la forme et la propreté pour assurer un ballast de bonne qualité.

Granulométrie : actuellement sur les lignes ferroviaires françaises ils utilisent les fuseaux de spécification et de refus du ballast qui est indiqué sur la figure I.8. Le premier fuseau représente la spécification du ballast préconisée par la norme et les valeurs limites au-delà desquelles le ballast est refusé. Et le deuxième fuseau est établi suite à des contrôles de conformité à la norme « NF EN 13450 » **.**

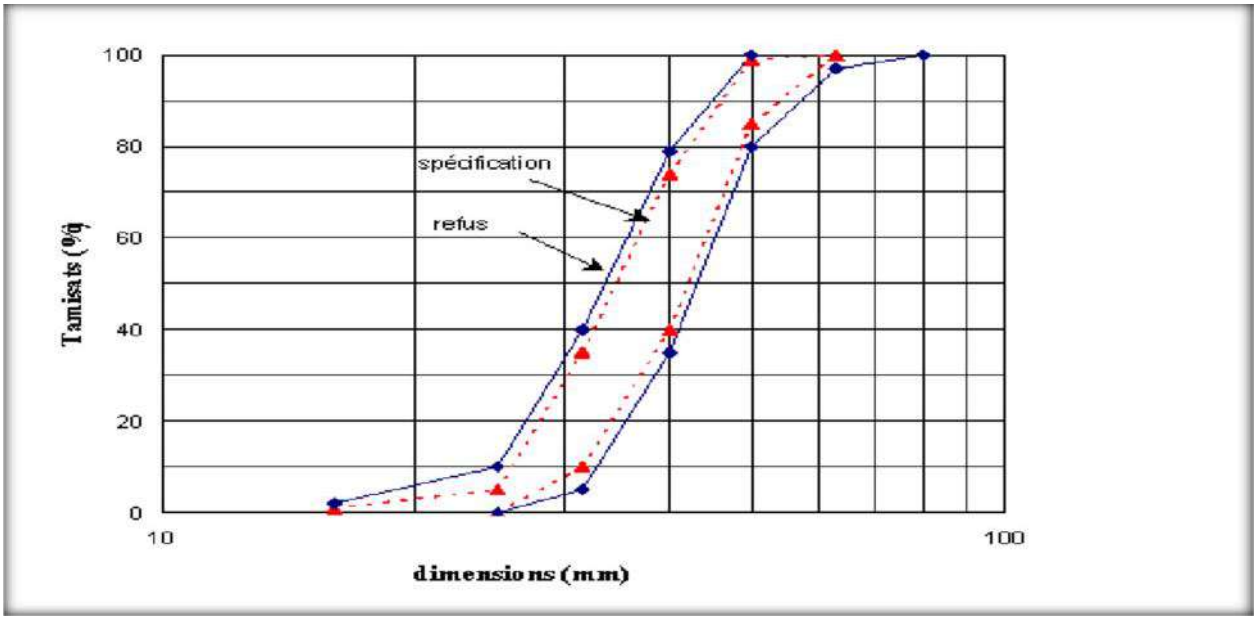


Figure I.8 : Le fuseau granulaire de ballast.

Dureté : la dureté est le coefficient de dureté globale (DRG), pour obtenir ce coefficientil y a deux essais en laboratoire développé :

- essai Devale : effectué à l'état humide, qui caractérise la résistance à l'attrition,
- essai Los Angeles : qui caractérise la fragilité aux chocs (ténacité).

Forme : la forme des grains est polyédrique et leurs arêtes sont vives. Des particules comme les aiguilles et les éléments plats ne doivent pas dépasser 92 mm. Pour éviter les grains aiguilles, la masse de ces grains doit être inférieure à 7% de la masse totale des grains passant au tamis de 50 *mm* à la production et 10 % à la réception. Et pour éviter les grains plats, la masse passante sur l'ensemble des grilles (l'ouverture dépend de la classe granulométrique *d=D mm*) ne doit pas dépasser 12 % de la masse totale à la production et 14 % à la réception.

L'homogénéité du ballast est définie par la proportion d'éléments friables ou altérés qui ne doit pas

dépasser 3 %.

Propreté : pour obtenir un ballast propre les grains de ballast doivent êtres filtrés du sable, de la terre, des poussières, des débris et des fines et la masse relative des élémentspassant au tamis de 1*;* 6 *mm* doit être inférieur à 0,5%.

B. La sous-couche

la sous-couche est constituée d'une couche de sous ballast engrave (0/31,5*mm*), et compactée à 100% de l'optimum Proctor modifié (OPM), elle joue un grand rôle dans l'amélioration de la portance de sol et la répartition des charges transmises ainsi que la protection de la partie supérieure de la plateforme contre l'érosion et le gel, dans le cas de mauvais sol on ajoute une couche de fondation composée en grave compactée à 95%de l'optimum Proctor, avec une épaisseur minimale de 15 cm , elle permet de protégerla plateforme contre l'action des engins pondant les travaux de construction de la voie. Et une couche anticontaminante en sable réalisé qui a pour but principal de protéger sous-couches supérieures de la remontée de particules fines de la plateforme. Il est possible d'ajouter une feuille géotextile ou géo membrane.

I.4.5 La plate-forme

La partie supérieure de l'ouvrage en terre qui supportant les couches d'assise appeler la plate-forme. Cet élément est caractérisé essentiellement par sa capacité de portance, son élasticité est relativement grande par rapport aux autres composants de la voie. À partir de la nature géotechnique de sol et les conditions hydrogéologiques et hydrologiques locales on définir la qualité de la plate-forme.

D'après les conditions énoncées ci-dessus, on distingue quatre classes de qualité *QSi* de sols :

- QS0 : sols "impropres" à la réalisation d'une plate-forme correcte, on procède à la substitution du matériau sur une certaine épaisseur.
- QS1 : sols "médiocres" mais acceptables (raideur comprise entre 12.5 et 25 MPa),
- QS2 : sols "moyens" (raideur entre 25 et 80 MPa),
- QS3 : "bons" sols (raideur au-delà de 80 MPa).

I.4.6 Assainissement

Ouvrage hydraulique destiné à recevoir les eaux de ruissellement provenant de la voie et du talus et les eaux de pluie.

I.5 Différents types des voies ferrées

Il existe plusieurs types des voies ferroviaires à savoir :

- **Métropolitain :** système ferroviaire électrique à fréquence élevée de rames et à grande capacité, le plus souvent souterrain ou aérien.

- **Transit :** système ferroviaire, à fréquence élevée de rames, destiné au transport public de masse.
- **National :** voie ferrée qui dessert l'ensemble du pays.
- **Historique :** voie ferrée qui n'est plus utilisée de nos jours, mais qui est préservée pour sa valeur historique.
- **Chemin de fer de montagne** : voie ferrée reliant des stations de montagne, où les virages en épingle et les boucles sont fréquents.
- **Récréatif :** voie ferrée située dans des parcs d'attractions, des expositions, des foires, etc.
- **Privé :** voie ferrée qui n'est pas utilisée pour le transport public, mais à des fins privées, par exemple pour l'extraction du charbon.

I.6 Les efforts exercés sur la voie

Il existe trois efforts dans les trois directions verticales, longitudinales et latérales exercées sur la voie dues à la circulation des véhicules et aux changements de température.

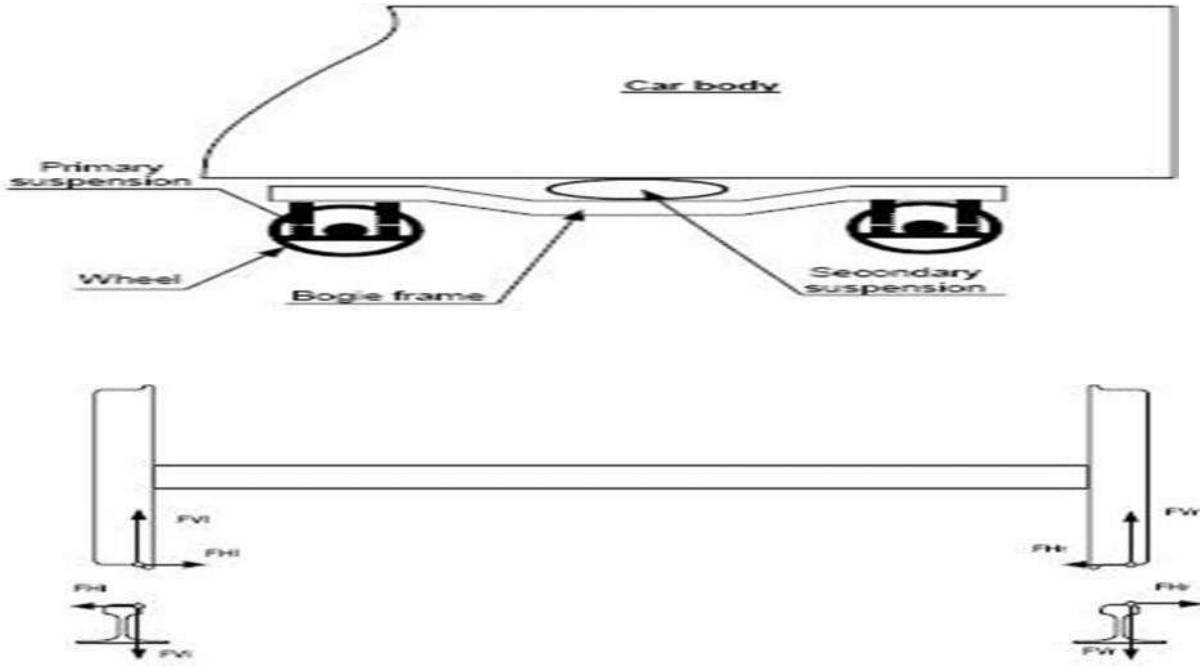


Figure I.9 : les efforts verticaux et horizontaux qui s'exercent sur la voie.

A. **Les efforts verticaux:** sont les charges statiques constituées par le poids propre des véhicules et les surcharges dynamiques qui résultent à l'interaction roue-rail et les caractéristiques de la voie, du véhicule, des conditions d'opération et des conditions environnementales. La charge statique est distribuée sur les essieux du véhicule. Selon les poids des rails et l'espacement des traverses, l'U.I.C a classé les voies en trois catégories :

A : 16 t par essieu

B : 18 t par essieu

C : 20 t par essieu

Les trois catégories sont elles-mêmes devisées chacune en trois sous-groupes d'indice 2, 3,4, indiqués par le rapport entre le poids total du véhicule et la longueur mesurée entre ses deux extrémités :

Sous catégorie 2 : 6; 4 t/m

Sous catégorie 3 : 7; 2 t/m

Sous catégorie 4 : 8 t/m

Les lignes de la S.N.C.F sont classées en catégorie C4.

La vitesse des véhicules et les défauts des roues et des rails sont les causes principales de la surcharge dynamique. On distingue deux types de défauts :

- **défauts locaux au contact roue-rail :** ces défauts sont constitués par l'existencede joints ou d'empreintes ou d'sinuosités sur la surface du rail ou bien de modifications de la forme des roues.
- **Défaut global de la voie :** représenté par le défaut vertical du profil de rail avec sa longueur. Ce type de défaut dû à des vibrations en basses fréquences.

b) Les efforts longitudinaux : les forces longitudinales sont parallèles aux rails. Les accélérations et les freinages la dilatation et la contraction thermiques des rails sont les paramètres qui produit ce type des sollicitations et sont peu importants et son influence sur certains ouvrages d'art à fixation directe est faible. Les efforts verticaux et transversaux, beaucoup plus importants, sont de natures différentes.

c) Efforts latéraux : les forces latérales parallèles à l'axe principal des traverses sont définies par les forces centrifuges, dues à l'existence d'un rail en courbe (les virages), etles forces d'origine thermique dues au blocage de la dilatation du rail (dans le cas des rails soudés). Ils sont de faibles importances par rapport aux efforts verticaux, mais la rigidité de ballast est très faible dans la direction latérale. Les points de contact entre les rails et les roues permettent de transmises les vibrations qui sont induites par lespassages des trains dans la voie.

Généralement la charge devisée en deux parties :

1. La première partie est reliée à la distribution de la charge d'essieux en passant un point fixe, et est donnée par ϕ(z- ct), où Ct est la vitesse du véhicule, z est la directionde mouvement et ϕ (z) représente la forme de distribution de la charge d'essieux. Cette partie est la source essentielle du spectre en basses fréquences.

2.La deuxième partie est générée par l'interaction roue-rail et est donnée par unefonction f(t). Elle est indépendante de la direction du mouvement.

Donc la forme générale de la charge mobile peut être exprimée par la formule :

$$P(x, z, t) = \delta(x)\phi(z - ct)f(t) \quad \text{.....(I.1)}$$

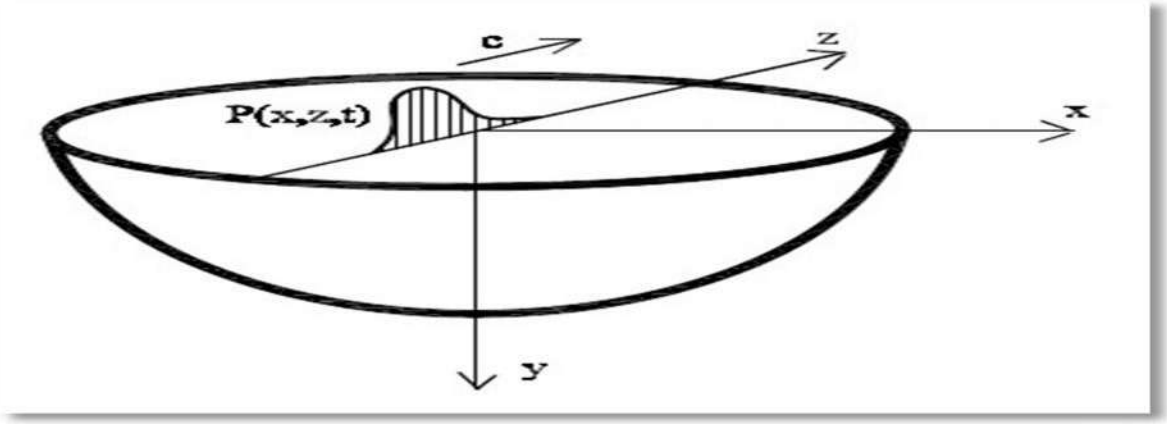


Figure 1.10 : Charge mobile sur un demi-espace.

1.7 La fonction de distribution de la charge

La fonction de distribution est déterminée selon les informations obtenues sur les charges de roues. Le cas d'une charge mobile ponctuelle est la plus utilisé dans la plupart des travaux de l'étude des vibrations d'une voie. La forme d'une fonction de Dirac : $\delta(z)$ est représentée ce cas.

En réalité, le lieu de contact roue-rail n'est pas un "point" mais une "surface". Donc une représentation plus précise peut être définie par une charge uniformément répartie :

$$\delta(z)=\begin{cases}\frac{1}{2a} & -a \le z \le a; \\ 0 & ailleurs\end{cases} \quad \text{.....(I.2)}$$

Avec : "a" est une constante qui est égale à la moitié de la largeur de la chargedistribuée.

En considérant que chaque ensemble de roues a la même fonction de distribution $q(z)$, la fonction

totale peut être écrite sous la forme :

$$\phi(z) = \sum_{n=0}^{N} [q(z - nL) + q(z - nL - a) + q(z - nL - a - b) + q(z - nL - 2a - b)]$$

…….. (I.3)

Avec :

(*N*) nombre fini de wagons de même longueur ***L***, chacun ayant deux bogies séparés par une distance ***b***, et chaque bogie contenant deux essieux séparés par une distance ***a***, une suite de charges mobiles doit être prise en compte.

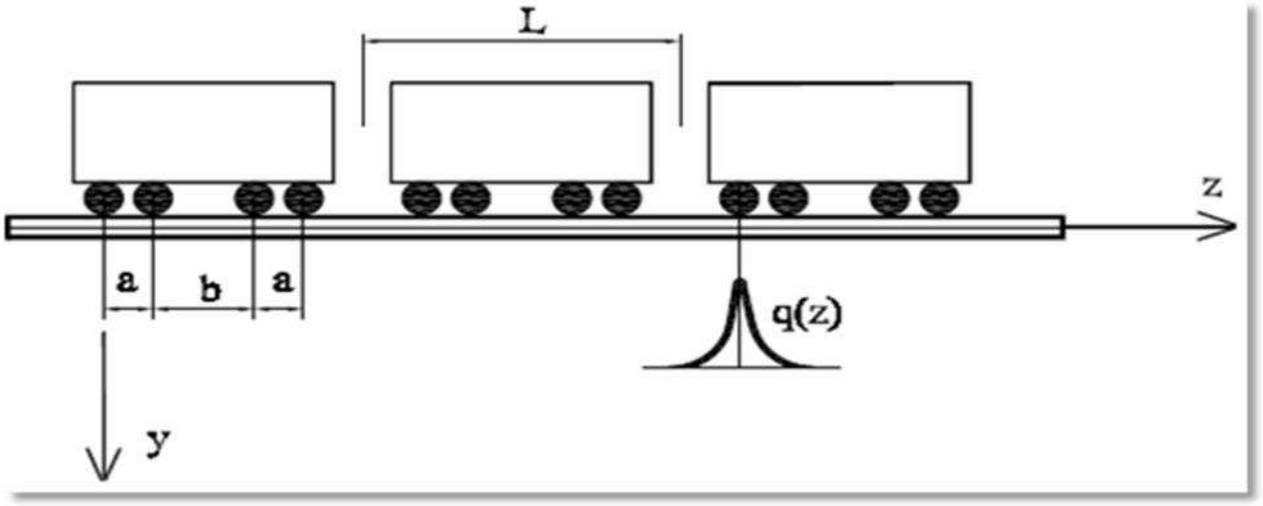


Figure I.11 : Chargement induit par une suite de roues.

1.7.1 La force d'interaction roue-rail

Généralement la force d'interaction roue-rail est affectée par la somme d'une partie dynamique de valeur qui variée en fonction de temps et d'une partie quasi-statique de valeur constante. La partie statique est définir par les poids des roues contrepartie la partie dynamique liée de défauts locaux au contact roue-rail et d'un défaut global de la voie. Cette partie est donnée par une fonction complexe en forme harmonique

$f(t) = e^{i\omega_0 t}$……..(I.4)

Avec :

Cette forme pour une valeur non nulle de ω_0 la charge mobile oscille avec une fréquence constante $f_0 = \mu_0 / 2\pi$ .Les intervalles de fréquences qui peuvent être induits par un train en mouvement sont

- masse suspendue : 0 - 20 Hz
- masse non suspendue : 0 - 125 Hz
- ondulation de la voie, soudage, roues plates : 0 -2000 Hz

Alaoui et Naciri ont proposé une formule analytique de la force verticale quasi-statiqueexercée par

le rail sur un blochet lors du passage d'un bogie :

$$F(t,Q,c) = \frac{QY}{2}[X^{\left(\frac{ct-a}{d}\right)^2} + X^{(\frac{ct-a-L}{d})^2}] \quad \text{(I.5)}$$

- Q est la charge par essieu (N),
- c est la vitesse du train (m/s^{-1}),
- t est le temps (s),
- d est la distance entre les traverses (d = 0,6 m),
- a est une distance critique (a =3 m qui est équivalent à 5d),
- X, Y sont des variables sans dimension comprises entre 0 et 1 qui dépend du module d'Young Es du sol.

Supposons que la charge est répartie uniformément sur les traverses dont la largeur est $2b$ = 2,415 m

La charge en espace à chaque instant t peut être représentée par :

$$\mathbf{F(z,x,t)= \frac{QY}{2b}\left[X^{(\frac{ct-z-a}{d})^2} + X^{(\frac{ct-z-a-l}{d})^2}\right]H(b-|x|)} \quad \textbf{(I.6)}$$

Où :

$H(b-|x|)$ est la fonction de Heaviside.

Cette formule montre que les forces ont la forme d'une lettre **M** en temps et en espace.

I .8 Problèmes rencontrés sur les voies ferrées

Nous allons poser la problématique selon les parties constituantes d'une voie comme subdivisée préalablement.

I .8.1 Problématique des rails

Nous pouvons citer quelques-unes dont : L'usure, le renversement, le bris, le déplacement, etc.

I .8.1.1 L'usure

L'usure est en fonction du trafic, c'est-à-dire du tonnage, du nombre et de la vitesse des trains.

A - Usure verticale : Les limites d'usure varient avec le profil du rail. Cependant, l'usure verticale n'est généralement pas la cause déterminante du retrait du rail de la voie. Pour une circulation journalière de 50.000 tonnes, l'usure normale en hauteur du bourrelet est de l'ordre de 0,5 mm à 0,6 mm par année, ce qui représente une usure annuelle de 0,10 mm à 0,12 mm par 10.000 tonnes de trafic journalier.

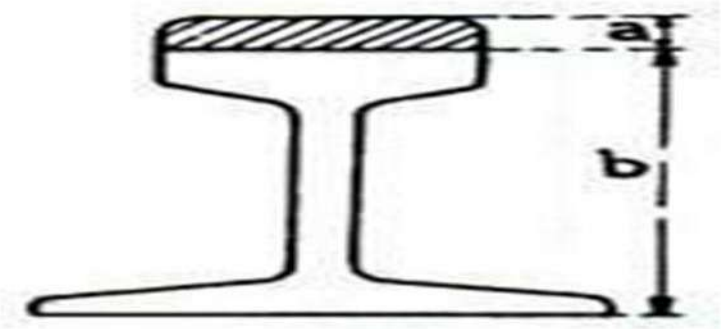


Figure I.12 : Manifestation de l'usure verticale.

B - Usure latérale : L'usure est également forte dans les courbes de petit rayon, mais en l'espèce, c'est surtout une usure latérale. C'est tantôt au rail extérieur, tantôt au rail intérieur que l'usure est la plus grande selon qu'il y a trop peu ou trop de dévers eu égard à la vitesse moyenne des trains. L'usure latérale se manifeste surtout sur le rail extérieur par suite du frottement du mentonnet des roues sur la face latérale intérieure du bourrelet du rail.

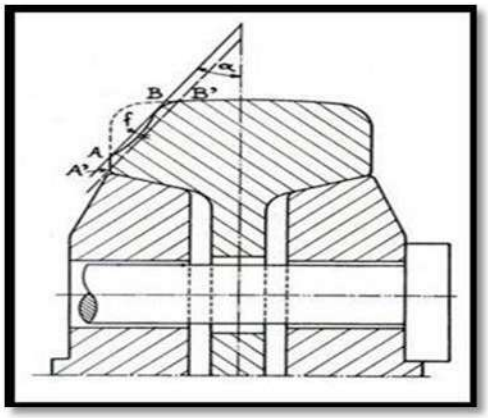


Figure I.13 : Manifestation de l'usure latérale.

I .8.1.2 Le renversement, le bris et le déplacement

causé par les efforts s'exerçant sur la voie, efforts verticaux, longitudinaux et transversaux figure I.14 et sont fonction du profil du rail, la nature du métal, la pose même du rail (verticale ou inclinée), le nombre d'appuis et leur surface, les modes d'attache aux traverses, la constitution des joints, etc.

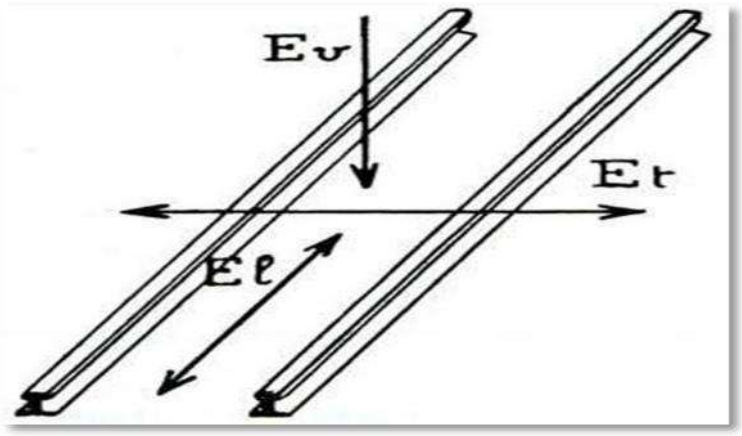


Figure I.14 : Les efforts s'exerçant sur la voie.

I. 8.2. Type des tassements des voies ferrées

Quand la voie ferrée est chargée par le poids du train, le ballast et les couches en dessous peuvent subir une déformation non élastique. Dès que la voie est déchargée, elle ne revient pas exactement à sa position initiale, mais a une position près de celle d'origine. Après plusieurs cycles de chargements dus aux passages des trains, les petites déformations non élastiques se seront accumulées dans les parties différentes de la voie qui vont avoir de nouvelles positions. Ce phénomène est appelé le tassement différentiel de la voie. Le tassement se produit donc par le chargement cyclique et sa sévérité dépend de la qualité et du comportement du ballast, du sous-ballast et de la plate-forme.

Le tassement de la voie apparaît en deux phases :

- Directement après le bourrage, c'est l'étape de densification du ballast et de positionnement de la voie par des passages de trains à forte charge. Le tassement est relativement rapide jusqu'à ce que le ballast devienne bien compacté ;
- La deuxième phase du tassement est plus lente que la première phase et la relation entre le tassement et le temps (nombre de cycles de chargement) est plusou moins linéaire.

Cette deuxième phase est la phase intéressante et le tassement peut être causé par plusieurs mécanismes de comportement du ballast et de la plate-forme :

- La continuation de la densification du ballast (après la première phase) du au réarrangement des grains produit sous le passage des trains ;
- La pénétration de sol entre les grains de ballast réduit la hauteur de la couche de ballast et par suite change la position de la voie ;

- La réduction du volume de ballast due à la détérioration des grains de ballast sousl'action de la charge mobile et des facteurs de l'environnement tels que le gel etla pluie. Les grains de ballast peuvent se diviser en deux ou plusieurs parties ce qui favorise la réduction de volume de la couche de ballast ;
- Les fortes contraintes qui se localisent aux points de contact entre les grains font changer la forme des grains, ils deviennent moins anguleux ce qui réduit le volume occupe par le ballast ;
- Le comportement non élastique après déchargement qui, à cause de glissements entre les grains de ballast sous chargement, fera que la déformation ne disparaitrapas totalement après déchargement ;
- La migration des grains de ballast qui se trouvent sous le blochet vers des régions moins chargées favorise l'enfoncement du blochet dans le ballast ;
- Les mouvements latéraux et/ou longitudinaux des traverses peuvent causer la sortie des grains de ballast situes sous la traverse et par suite faire enfoncer la traverse de plus en plus dans le ballast.

En bref, le tassement de la voie peut être produit par deux raisons essentielles : la densification du ballast et du sol par réarrangement des grains et le comportement non élastique du ballast et du sol.

I .9 Techniques des constructions des voies ferrées

Une fois le projet de ligne nouvelle déclaré d'utilité publique, l'entité responsable précisera le tracé et les conditions de réalisation de la ligne par des études détaillées permettant ensuite le démarrage des travaux. Ces deux phases (études détaillées et travaux) vont durer un temps bien déterminé.

Les quatre grandes étapes de la construction d'une ligne ferroviaire sont :

I .9.1. 1ère étape : Les terrassements

La nouvelle ligne ne peut épouser parfaitement le terrain naturel du fait des caractéristiques géométriques (relief, nature du sol…). La ligne se situera soit au niveau du terrain naturel, soit au-dessus (remblai), soit au-dessous (déblai).

I .9.2 . 2ème étape : Les ouvrages d'art

Différents ouvrages sont réalisés pour franchir des obstacles, éviter des zones protégées ou rétablir les voies de circulation : des ponts-rails ou ponts-routes pour rétablir les réseaux routiers, des viaducs pour franchir les vallées, des petits passages ou grande faune pour préserver la

circulation des animaux.

Ces ouvrages permettront de garantir la continuité des circulations et le respect de l'environnement naturel et humain.

I .9.3. 3ème étape : Les protections acoustiques et visuelles

Pour garantir la continuité paysagère, respecter les corridors écologiques et protéger les constructions situées à proximité de la ligne nouvelle, plusieurs dispositifs sont envisageables : les merlons, les écrans acoustiques, des rangées d'arbres…

Le choix dépend de la place disponible entre la ligne et les constructions à protéger.

I .9.4. 4ème étape : Les équipements ferroviaires

Les voies composées d'un ballast, des traverses et de rail sont ensuite posées, ainsi que tous les équipements d'alimentation électrique, de gestion du trafic (signalisation et mât GSM-R) et de protection de la ligne. Tous ces équipements participent à la sécurité des voyageurs. Les trains sont désormais prêts à circuler.

I .9.5. Mode de construction d'une voie ferrée

Voici de façon générale comment se fait la pose de la voie :

* Alignement des traverses ;
* Mise en place des rails et éclissage ;
* Mise en place des traverses et des tirefonds ;
* Dressage provisoire et relevage,
* Bourrage de la voie ;
* Dressage définitif de la voie ;
* Eclissage puis réglage du niveau du ballast.

Ceci est la méthode standardisée avec laquelle nous pouvons poser ou construire une voie ferrée, mais il est important de spécifier que cette méthode peut être modifiée en fonction des pays, cela dut à l'existence des multiples normes différentes qui y sont appliquées.

I.9.5.1 Le bourrage

Le bourrage, processus visant à créer un socle ou assiette aux traverses afin de consolider leur position et éliminer l'affaissement ou l'inclinaison. Le bourrage est plus intensif au point d'application de la charge, et diminue *40* à *50 cm* vers l'intérieur de la voie et à l'extérieur, au niveau de l'extrémité de la traverse.

La partie centrale de la traverse n'étant pas bourrée, mais plutôt garnie pour empêcher un quelconque débourrage des parties voisines sous l'action des charges roulantes. De plus, le bourrage

des pierrailles se fait à la pioche simultanément de tous les côtés, l'ouvrier procède au nivèlement de la voie tandis que le train lors de son passage bourrera cette dernière.



Photo I.4 : Opération de bourrage.

I .10.Modélisation dynamique des voies ferrées

L'étude du comportement dynamique d'une voie ferrée est toujours opérée selon deux approches parallèles :

1- l'expérience

2- la simulation.

pour la simulation numérique premièrement, il doit modéliser la structure puis l'excitation. À partir le problème auquel on s'intéresse, les constituants de la structure seront modélisé de façons plus ou moins détaillées, couplées avec les autres ou considérées indépendantes.

I .10.1. Modélisation des constituants de voie ferrée

La modélisation dynamique des voies ferrées (les composantes et les modèles proposés) est définie comme suit :

A- Le véhicule et le contact roue-rail : les composantes principales de véhicule sont lavoiture, les bogies et les essieux. Si on réaliser l'étude par rapport le confort des voyageurs, il faut modéliser le véhicule par des modèles complexes (modèle à six degrés de liberté, modèle à dix degrés de liberté) sinon on remplacer le véhicule par la charge exercée sur la voie au niveau du contact roue-rail. Deux approches sont proposées pour simuler le contact roue-rail :

le contact rigide.

le modèle d'Hertz (ressort non-linéaire d'Hertz).

B - La semelle : habituellement la semelle est modélisée par des éléments viscoélastiques. L'importance de la masse de la semelle peuvent être faible (négligée). On peut remplacer la semelle par des systèmes simples (ressort-amortisseur) dans le cas unidimensionnel. L'importance de sa capacité d'amortissement est très élevée pour diminuer considérablement les charges exercées sur les blochets surtout dans les parties en haute fréquence.

C - Le rail : la modélisation de rail est par poutre, qui permet de reconnaitre les modes de vibration en basses fréquences. D'après l'étude il y a deux types de poutre qui est indiquée comme suivant :

1. Modèle de poutre d'Euler-Bernoulli, les caractéristiques de ce modèle sont la section de la poutre est toujours droite et perpendiculaire à la fibre moyenne de la poutre et l'effet de cisaillement est négligé. Ce modèle est pour des fréquences inférieures à 500 *Hz*.

2. Modèle de poutre de Timoshenko dans ce modèle la section est droite, mais pas perpendiculaire à la fibre moyenne de la poutre et l'effet de cisaillement est pris en compte.

Par contre dans le cas tridimensionnel la modélisation de rail est par des éléments massifs afin d'éviter la difficulté au niveau du couplage entre un milieu solide et un milieu curviligne.

D - La traverse : dans la modélisation de cet élément la masse et la rigidité des blochets sont très importantes pour assurer la stabilité de la voie, dans le cas (1*D*) ou (2*D*), les blochets sont modélisés par des corps rigides soit par des masses ponctuelles. Dans le cas (3*D*) trois modèles sont présentés pour la traverse :

1. Poutre de Timoshenko.
2. Éléments massifs.
3. Deux corps rigides liés par une poutre

La fréquence 150 *Hz* est pour les traverses monobloc et il est la première fréquence propre, par contre sur les traverses bi-bloc la première fréquence propre est d'environ 500 *Hz*. **[1]**

D - Le ballast : la modélisation de ballast dans le cas (1D) par des systèmes simples (masse-ressort-amortisseur). Par contre, il est modélisé dans le cas (2D) et (3D) par un modèle discret, ou par un modèle continu.

E - Les sous-couches et le sol : généralement la modélisation de ces éléments est par des modèles continus non-linéaires mais à cause de la non-linéarité du ballast qui est plus important que celles des sous-couches et du sol, des modèles linéaires sont utilisés.

I .10.2. Lois de comportement

Élaborer un modèle de comportement pour un matériau consiste à construire une relation fonctionnelle permettant d'exprimer les efforts intérieurs, représentés par les contraintes, en

fonction des grandeurs cinématiques décrivant la déformation du milieu étudié.

L'écriture du modèle mathématique, exprimant la réponse du matériau à une sollicitation quelconque, est fondée sur l'analyse des résultats expérimentaux et sur la mise en évidence des mécanismes physiques. Toutefois, la forme mathématique de ces modèles ne peut être écrite de n'importe quelle façon. Il existe, d'une part, des restrictions liées, soit à des principes physiques universels (principe de causalité, principe d'action locale, principe de la thermodynamique), soit à des conditions d'invariance dans un changement de repère ou dans son mouvement (invariance tensorielle, indifférence matérielle, objectivité).

D'autre part, il est nécessaire d'apporter certaines restrictions afin de définir certains caractères particuliers de tel ou tel comportement, lié par exemple au respect des symétries particulières de la matière, à des liaisons internes éventuelles, etc .

Dans la suite on va présenter plusieurs lois qui décrivent le comportement d'un milieu granulaire dans les cas uni et tridimensionnel.

I .11 Conclusion

Au cours de ce chapitre nous avons entamé le sujet d'une manière générale (théorique) abordé plus ou moins les bases nécessaires concernant les voies ferréestelles que les éléments constituants la voie à s'avoir la couche d'assise et la plateforme inférieure et leurs modes de mise en œuvre, leurs paramètres caractéristiques et les problèmes liés à chaque paramètre et au dimensionnement.

Les problèmes les plus rencontres dans le domaine des voies ferrées (renversement, tassement différentiel, le contacte entre rail roue et la variation des épaisseurs de la structure) ne peuvent pas être lié à une seule cause et qui dépend de plusieurs paramètres (qualité de sol et matériaux, densité de trafic et vitesse de circulation), d'où il est nécessaire d'examinée chaque paramètre et de le prendre en considération lors de l'étude d'une structure ferroviaire.

CHAPITRE II ÉTUE GEOLOGIQUE HYDROGEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II. 1 Introduction

Ce chapitre a pour but principal de définir les unités et les formations géologiques, hydrogéologiques de la région d'étude de reconnaissance sur terrain , ainsi les résultats de prospection géotechnique et géophysique disponible (les essais in situ et les essais aux laboratoires) des terrains et de matériaux de construction (la zone d'emprunt), qui nous permet d'avoir une idée sur la classification des sols , les conditions hydrogéologiques et la profondeur de gèle dégèle rencontrées le long du tracé qui influent sur le dimensionnement de la voie.

II.2 La situation géographique du tracé

La wilaya de M'sila est située dans la partie Centre Est du pays, soit à 250 km au Sud-Est de la capitale Alger entre les latitudes Nord de 35º40' et les longitudes de 4º30'Est ; elle est limitrophe avec les wilayas de Bouira et Bordj Bou Arreridj au Nord, Batna à l'Est, Biskra au Sud-Est, Djelfa et Médéa à l'Ouest, S'étendant sur une superficie de 20 000 km^2 , elle comprend des aires géographiques variées : massif des Bibans et monts du Hodhna au Nord, dépression du chott El-Hodna au centre et l'Atlas saharien dans sa partie méridionale.



Figure II.1 : localisation de la wilaya de M'sila et la ligne ferroviaire.

II.3 Aperçu géologique

II.3.1 Domaine paléogéographique

La géologie du bassin du chott El hodna est assez complexe du fait de sa position au contact de l'Atlas tellien et l'Atlas saharien .selon Le Houérou et Claudin (1972) .la géologie d'El hodna figure II.4 se caractérise par :

- Les formations de quaternaire représentées par d'anciennes alluvions et des sédiments fins ;
- Les formations du tertiaire comprenant l'Eocène. L'Oligocène et le Miocène ; le premier est caractérisé par des grès rouges, des argiles variées, des calcaires et des conglomérats, des grés fins friables, des marnes rougeâtres et le dernier sont constitués d'une alternance de marnes gypseuse avec des grès et des calcaires.
- Le secondaire qui comporte le Trias. Le jurassique et le crétacé. Le Trias présente une lithologie composée de marnes gypseuses et de sels, le jurassique est formé par le calcaire cependant, le crétacé est dominé par les marnes et de grès avec intercalation de calcaire (Mame et al,2003) .

M'sila fait partie de la zone plissée de l'Atlas tellien ce dernier appartient aux zone externe de la chaine des maghrébines, qui résulte probablement de la convergence et la collision d'un élément de la marge sud-européenne avec la marge Nord-africaine.

Du Sud au Nord la chaine des maghrébines constituées par les nappes et les structures qui sont issues de ces trois domaines paléogéographiques suivant :

1. Domaine interne ;
2. Domaine des flysch ;
3. Domaine externe.

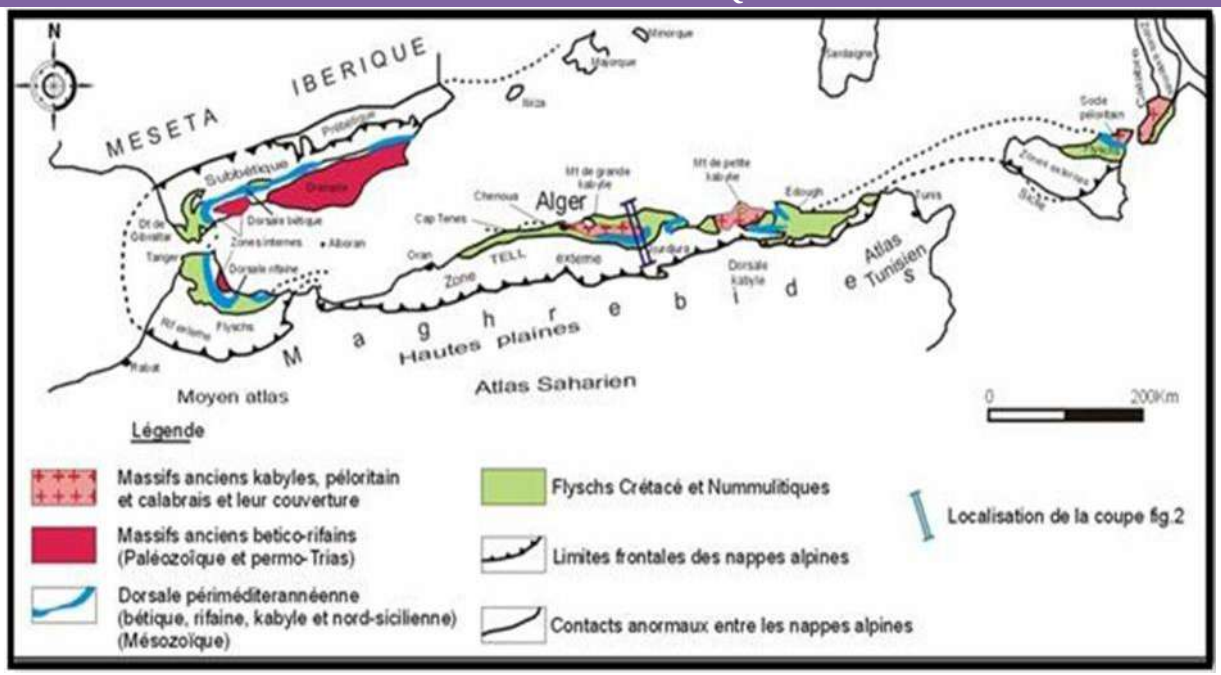


Figure II.2 : Les grands domaines d'origine alpine en méditerranée occidentale.

II. 3.2.Domaine interne

En Algérie, il s'agit du socle kabyle limité par la dorsale kabyle au Sud. Le socle kabyle regroupe l'affleurement d'un socle métamorphique caractérisé par des formations cambriennes (granulite, phyllade, gneiss ….) et une couverture sédimentaire du paléozoïque au tertiaire tandis que la dorsale kabyle représente une bande étroite de formations sédimentaires secondaires et tertiaires.

a) Socle kabyle :

Il comprend trois ensembles lithologiques :

- Un ensemble cristallophyllien inférieur, formé de gneiss à intercalations, parfois puissant, de marbre et d'amphibolites.
- Un ensemble cristallophyllien supérieur, comportant des schistes ou phyllades, des grés …..) .
- La couverture sédimentaire paléozoïque du socle cristallin, peu ou pas métamorphique, dont les séries comprennent des termes de l'ordovicien, du silurien, du dévonien, ainsi du carbonifère inférieur.

b) Domaine des flyschs :

La complexité structurale de la zone des flysch ainsi que la pauvreté de celle-cien fossiles, ils ont été longtemps mal connus J.*F.Raoult*(1969) distingue :

✓ Les flyschs mauritaniens :

C'est une seule série qui contient de bas en haut :

- Des radiolarites rouges du Malm avec un flysch argilo – gréseux d'âge crétacéinférieur.
- Des calcaires conglomératiques ou micro conglomératiques à bandes silicifiées

blanches d'âge Crétacé supérieur.

- Des formations conglomératiques et micro conglomératiques d'âge Yprésien.

✓ Les flyschs messaliens :

Flysch argilo-quartzitique d'âge Crétacé inferieur avec des phtanites du Cénomanien suivi par une alternance d'argiles et de micro-brèches du Crétacé supérieur (*Raoult J.F*. 1969)**.**

✓ La nappe numidienne :

Flysch gréseux Oligo-aquitanien, qui atteint le Burdigalien inférieur se dépose en discordance sur les premiers contacts tectoniques séparant les unités du domaine interne et la nappe du flysch mauritanien.

II. 3.3.Domaine externe

Le domaine externe représente la marge téthysienne du continent africain, on peut distinguer deux grands types de séries:

- ✓ **les séries telliennes ;**
- ✓ **les séries de l'avant pays ;**

a) Les séries telliennes :

Il s'agit de séries très épaisses à dominante marneuse d'âge jurassique à éocène lui-même subdivisé en trois grandes unités (*J.M.Vila 1980)* qui sont du nord vers le sud.

- Les unités ultras telliennes;

- Les unités telliennes sensu stricto ;

- Les unités péni-télliennes**.**

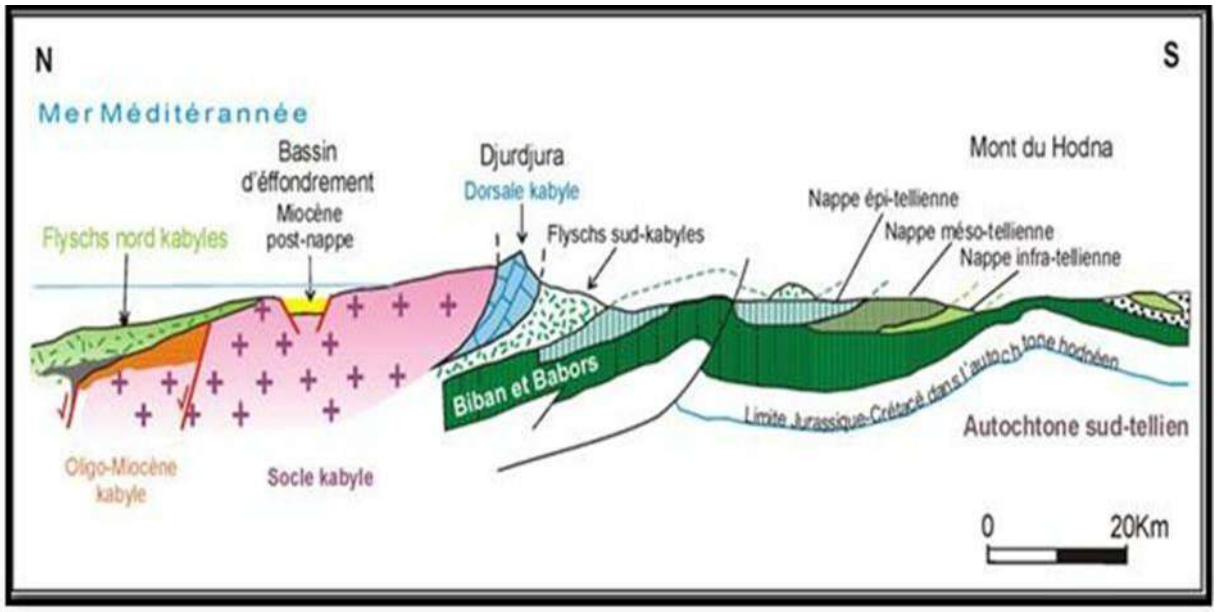


Figure II.3 : Les grands ensembles de l'édifice structural alpin de l'Algérie du Nordorientale**.**

b) La géologie locale :

Du point de vue structural, la région du Hodna est un vaste territoire intégrant les régions de la bordure Nord de l'Atlassaharien au Sud, les monts de Diss à l'Ouest, les Monts de Bellezma à l'Est et les monts du Hodna au Nord. Ce territoire couvre plusieurs ensembles morphologiques qui résultent d'une évolution géologique très complexe et d'une tectonique polyphasée.

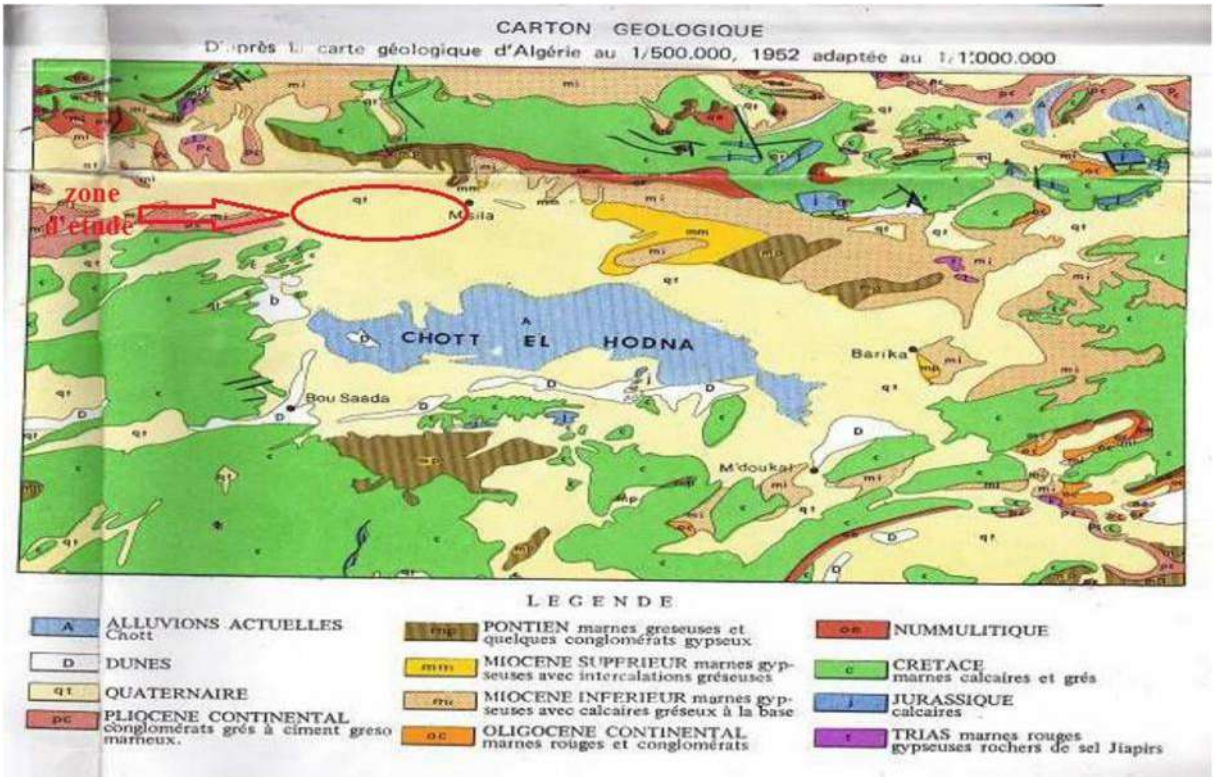


Figure II.4 : la géologie de la Hodna (le Houérou et Claudin, 1972). Echèle 1/500000.

II. 4.La Litho stratigraphie

Dans cette partie on présente les principales formations géologiques traversées par letracé

II. 4.1.Trias

Etant le plus ancien dans la région (Tell allochtone) il est limité en affleurement à l'extrême Nord-Ouest en petits blocs et structures diapiriques composé de marnes,argiles, gypses et dolomies. Le Trias apparaît toujours en contact anormal, très souvent lié à des accidents.

II. 4.2.Jurassique

Il est représenté par des marnes, calcaires plus ou moins argileux aux noyaux des; Meharga, El Zerga, El Korna et Tabag. Au Nord, dans le massif de Boutaleb, le massif du Jurassique du Djebel Soubella est représenté de la base au sommet parla succession suivante :

Le Lias inférieur correspond à des dolomies et des calcaires dolomitiques, avec uneépaisseur de 230 m.

- **Le Casixien** comprend des calcaires oolithiques, son épaisseur est de 50 m.
- **Le Domérien** est représenté par des calcaires compacts (épaisseur de 16 m).
- **Le Toarcien** est formé par des marnes grises avec des intercalions, parfois, decalcaires gris.
- **Dogger** est constitué par des calcaires compacts, des intercalations de marnes etcalcaires.
- **Le Malm** représente une épaisseur plus de 600 m de calcaires argileux, de marnocalcaires et de calcaires marneux.

En conclusion, le Jurassique est essentiellement carbonaté, avec une épaisseur de 2500m.

II. 4.3.Crétacé

Largement répandu dans la région du Hodna, il est constitué de deux grands ensembles de formations, dépassant les4000 m d'épaisseur, celles du Crétacé inférieur et celles du Crétacé supérieur. Il joue un rôle important dans l'hydrogéologie du bassin.

- **Le Crétacé inférieur :** il affleure largement dans les chaînes montagneuses qui entourent la cuvette du Hodna. Les faciès sont souvent monotones, des faciès marno

-gréseux ou argilo-gréseux alternant, sur de fortes épaisseurs, avec des formations carbonatées d'importance moindre.

- **Néocomien :** dans le massif de Bou-Taleb, renferme des marnes à débris de calcaires, des grés et des dolomies. Dans le Djebel Zireg à une épaisseur de 270 m.
- **Le Valanginien :** qui correspond à une succession de marnes grises et rouges, des grés à Ripples Marks et des calcaires grossiers gréseux ; sa puissance est de 250 m.
- **Le Hauterivien :** est constitué par des grés blancs qui sont suivis par une grosse barre de calcaires dolomitiques de 80 m et se termine par une alternance de calcaires, calcaires gréseux, des marnes et des grés. Son épaisseur est de l'ordre de 200 m.
- **Barrémien-Aptien :** dans le Djebel Bou-Taleb, il est représenté par des marnes grises avec une mince intercalation de calcaires. Une grande barre calcaire dolomitique correspond à l'Aptien inférieur. La partie supérieure est constituée par une alternance de calcaires à Rudistes, des calcaires à Huîtres et de marnes rouges, ila une épaisseur de l'ordre de 250 m.
- **Albien :** à l'extrémité occidentale des Monts du Hodna, il affleure largement au massif de

Mergueb, et aussi constitué par des formations argilo-gréseuses et des dolomies, d'une épaisseur de 370 m.

- **Le Crétacé supérieur :** il forme l'essentiel des affleurements mésozoïques dans les confins du Hodna et des régions voisines. Il est constitué principalement de marnes, de marno-calcaires, de calcaires et de dolomies. La puissance de ces formations est très importante.
- **Cénomanien :** transgressif surtout dans la partie orientale des monts du Hodna, il est représenté par des marnes noirâtres et verdâtres de 200 à 300 m et avec de minces lits calcaires surmontés soit de barres calcaires soit de marno-calcaires noduleux d'une dizaine de mètres d'épaisseur. Dans l'Atlas Saharien, la région d'Ain- Rich montre un cénomanien constitué de marnes, de calcaires argileux, debancs de gypse massifs, ainsi des passages argileux, dolomitiques ou calcaires.Cet ensemble atteint une épaisseur maximale au Nord d' Ain-Rich, environ de 600 m au Djebel Fernane.
- **Turonien :** au Sud, dans le Djebel Grouz, son épaisseur atteint 626 m. Au Nord, on a une diminution de la puissance de cette série. A l'Est du bassin du Hodna, dans l'anticlinal du Djebel M'tlili, le Turonien est représenté par : des masses de calcaire compact avec de rares intercalations marneuses, son épaisseur est de 400 m.
- **Sénonien :** à l'extrémité occidentale des Monts du Hodna, le Conacien et le Santonia sont formés à la base par des marnes vertes gypseuses.
- **Le Campanien :** est constitué de marnes gypseuses avec des intercalations rares de calcaires argileux, aves des Lumachelles et son épaisseur est de 600 m. Les formations du Crétacé ont une perméabilité moyenne due à la présence souvent des marnes et des gypses. De ce fait, la circulation des eaux dans les fissures est plus importante qu'à travers les pores.

II. 4.4.Tertiaire

Le Tertiaire continental repose en discordance sur les formations du Crétacé inférieur et moyen. Il est constitué par le remaniement d'un matériel détritique du Crétacé résultant du : démantèlement du relief de l'Atlas Saharien par le phénomène d'érosion. Ces formations continentales du Tertiaire se rencontrent à l'Est et au Nord.

De Bou-Saâda, ainsi qu'à l'Ouest du Chott. Cet ensemble renferme des conglomérats,des galets, des sables, des grés et des passés marneux.

Vers l'Est du Djebel Meharga jusqu'au Djebel Aurès en passant de M'doukal, on rencontre les dépôts transgressifs du Miocène marin (Burdigalien). Le Tertiaire marin est donc absent dans l'Atlas Saharien à l'Ouest et au sud du Chott ElHodna, il est présent qu'à l'Atlas Oriental, en présentant ces termes suivants :

- **Le Paléogène :** les formations paléogènes sont limitées dans le bassin du Hodna, aux régions septentrionales, les principaux affleurements plongent en direction du sud. La puissance de ces formations dépasse les 800 m, avec un maximum de 1000 m à M'sila.

Surmontant les calcaires et les marnes du Maëstrichtien, le Paléogène débute par des marnes gypseuses, noires, du Danien, surmontées par une série alternée de marnes et de calcaires parfois argileux, puis une série d'argiles vertes et de lits gypseux irréguliers, le tout appartenant à l'Éocène.

Une formation continentale rouge, constituée d'une alternance d'argiles, de sables et de grès de l'Oligocène, termine les séries paléogènes.

Des terrains argilo-marno-gréseux, d'âge Eocène et Oligocène, se trouvent emballés dans le Miocène du bassin du Hodna et tout au long de la bordure sud-tellienne. Ces formations appartiennent, selon M. Kieken (1975), aux nappes de charriage sud- telliennes.

- **Le Néogène :** les terrains néogènes, d'une épaisseur considérable (> 3500 m), occupent une grande superficie de la cuvette hodnéene dont, les principaux affleurements se localisent dans les piémonts et les plaines. Ces formations marines ou laguno-lacustres discordantes, débutent par une série jaunâtre à verdâtre du Miocène I, constitué de minces bancs calcaires sableux, surmontée par des marnes gréso-calcaires qui se terminent par une alternance de marnes sableuse, de grès calcareux et de calcaires sableux.

Une puissante série transgressive, marneuse ou marno-gréseuse du Miocène II,surmonte le Miocène 1er cycle.On note ici la présence de nappes de charriage inter stratifiées au sein de cette formation.

- **Le Miocène :** II est surmonté par un ensemble néogène post-nappes appartenant au Miocène III : il s'agit d'une formation essentiellement argilo-gréseuse, surmontée en concordance par une épaisse série conglomératique alternant avec des grès et des marnes sableuses et gypseuses.

Cette litho stratigraphie se termine souvent par le Quaternaire qui est très développé dans le bassin du Hodna.

II.5.Quaternaire

- **Quaternaire ancien :** ce niveau comporte des conglomérats à gros blocs, des horizons à galets et feuillets d'encroûtement calcaire rouge-orange.
- **Quaternaire moyen:** est représenté par des gros bancs de calcaires et des galets emballés dans une matrice de croûte calcaire gréseuse, des conglomérats et des argiles à débits prismatiques.
- **Quaternaire récent :** au niveau de Chott El Hodna, il est constitué par des limons de couleur grise avec des cristaux de gypse, par contre dans les dunes on trouve des sables fins, des argiles et du gypse.
- **Quaternaire actuel :** Il est constitué par des terrasses d'oueds et de zones d'épandages d'inondations constituées par des limons blanchâtres à rougeâtres et des niveaux graveleux fins avec des zones argileuses couvertes par de la terrevégétale.

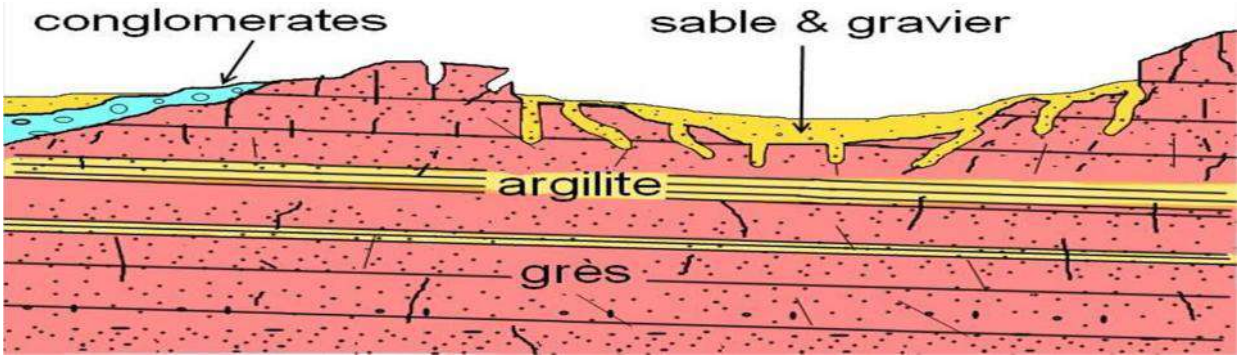


Fig. II.6: Profil symbolique détaillé : Alternance du grès et d´argilite couvris par des sédiments quaternaire ;

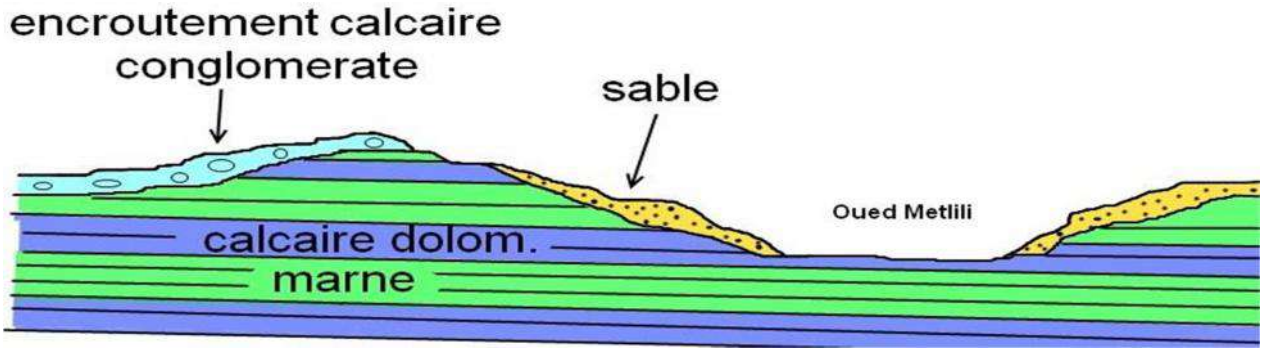


Fig. II.7: Affleurement est un fleuve temporaire et montre un "fenêtre géologique"

II.5.1 Cartographie géologique de tracé

Du point de vue géomorphologique le tracé du lot 3 est complètement sur des zones plates. Il traverse à partir du début du lot (PK 270+100) et jusqu'à la fin du tracé (PK 289+400) des formations de vallée et d'épandage de crues.

Les formations affleurantes et sub affleurantes reconnues par puits et sondages sont essentiellement constitués par :

- le produit de sédimentation d'alluvions fines, limoneuses ou argileuses légèrement encroutées dans les zones voisines des monticules pliocènes conglomératiques. Des inclusions gypseuses sont fréquentes dans ces sols.
- d'alluvions plus ou moins grossières de terrasses anciennes et actuelles constituées de lits graveleux avec des intercalations de limons. Les inclusions calcaires et gypseuses sont aussi présentes dans ces alluvions.

La totalité du tracé du lot 3 se trouve sur la zone d'alimentation du chott El Hodna. Les inondations sont quasi annuelles et charrient des sédiments fins à peu graveleux.

Nous présentons ci-après deux cartes géologiques :

- une carte des affleurements le long du tracé du lot 3. Cette carte est déduite d'observations directes sur le terrain et de l'examen des logs des puits réalisés tout au long du tracé.
- Une carte géologique de M'sila au 1/50 000 sur laquelle il est reporté le tracé. Il n'existe pas d'autres cartes géologiques au 1/50 000 à l'ouest de cette carte qui prendrait en charge le tracé (Figure II.6).
- la seule carte existante est la carte géologique au 1/500 000.

Les affleurements rencontrés le long du lot 3 sont (Figure 2.7 et Figure 2.8) :

- Du PK 270+100 au PK 279+430 ce sont des argiles brunes à inclusions gypseuses et des niveaux graveleux de terrasses. Zone d'épandage actuel avec des sols moyennement portants (Qt3).
- Du PK 279+ 430 au PK 289+400 des limons argileux peu graveleux, sols moyennement portants (Qt1).

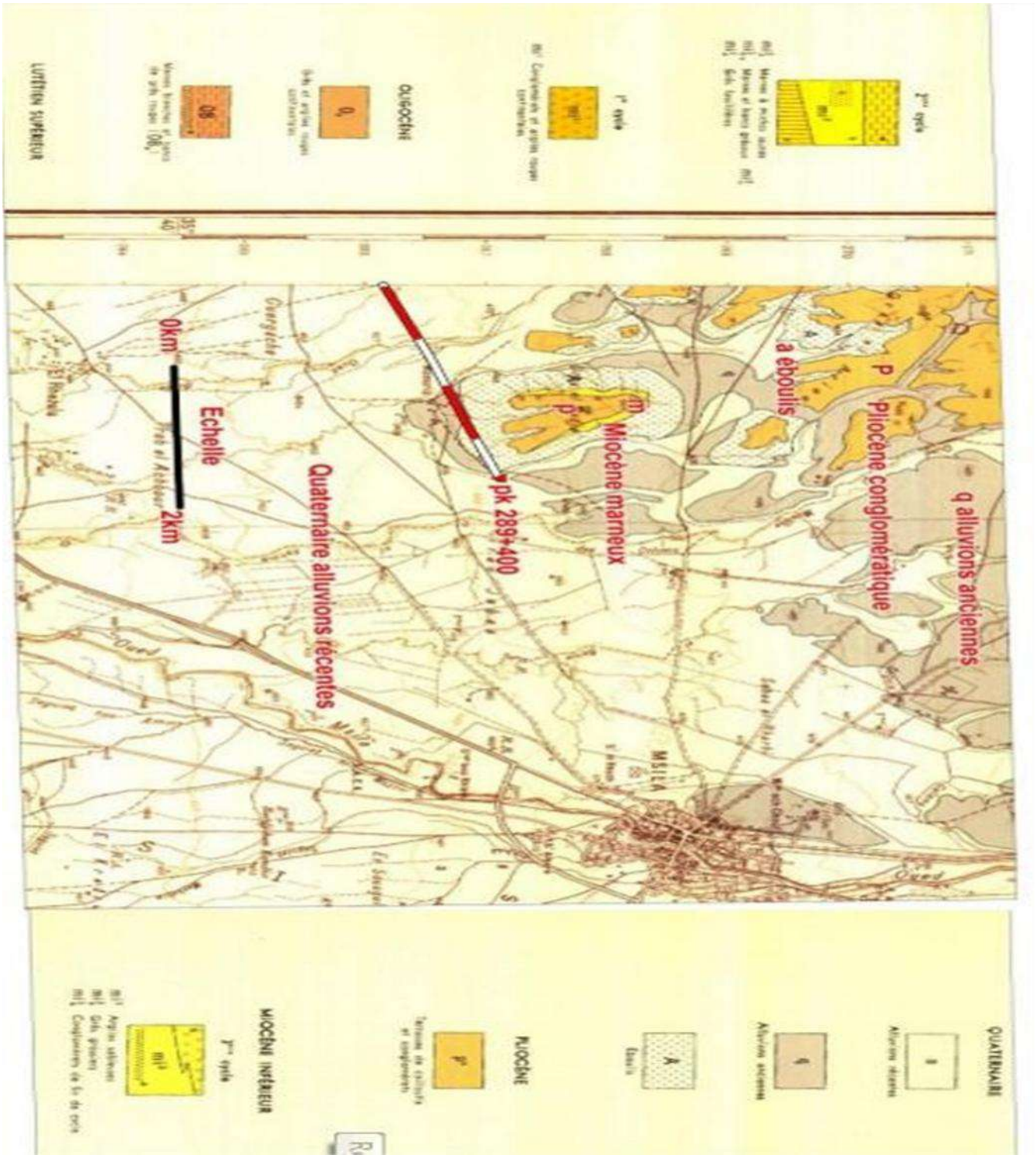


Figure II.6 : Extrait de la carte géologique de M'sila (1/50000) avec le tracé.

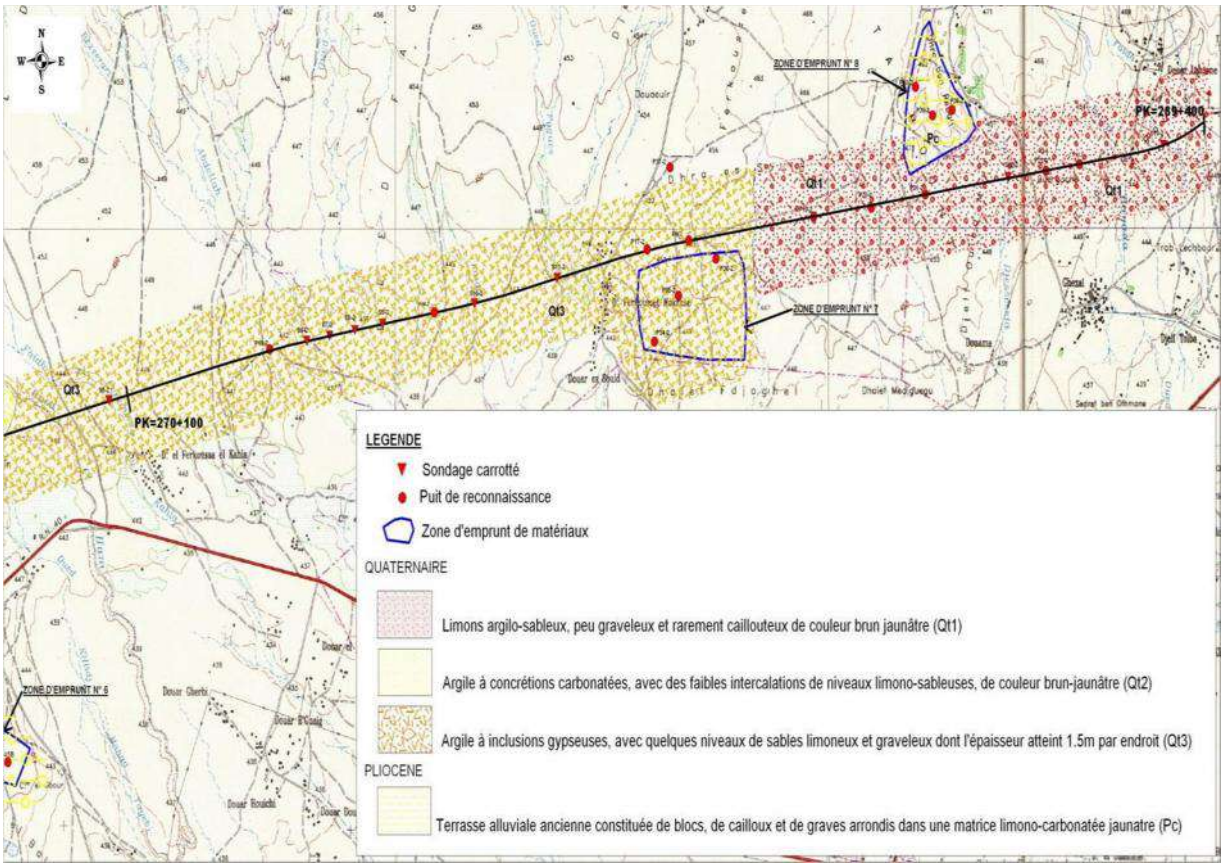


Figure II.7 : Carte géologique des affleurements le long du tracé et gites d'emprunt lelong du tracé du lot 3.

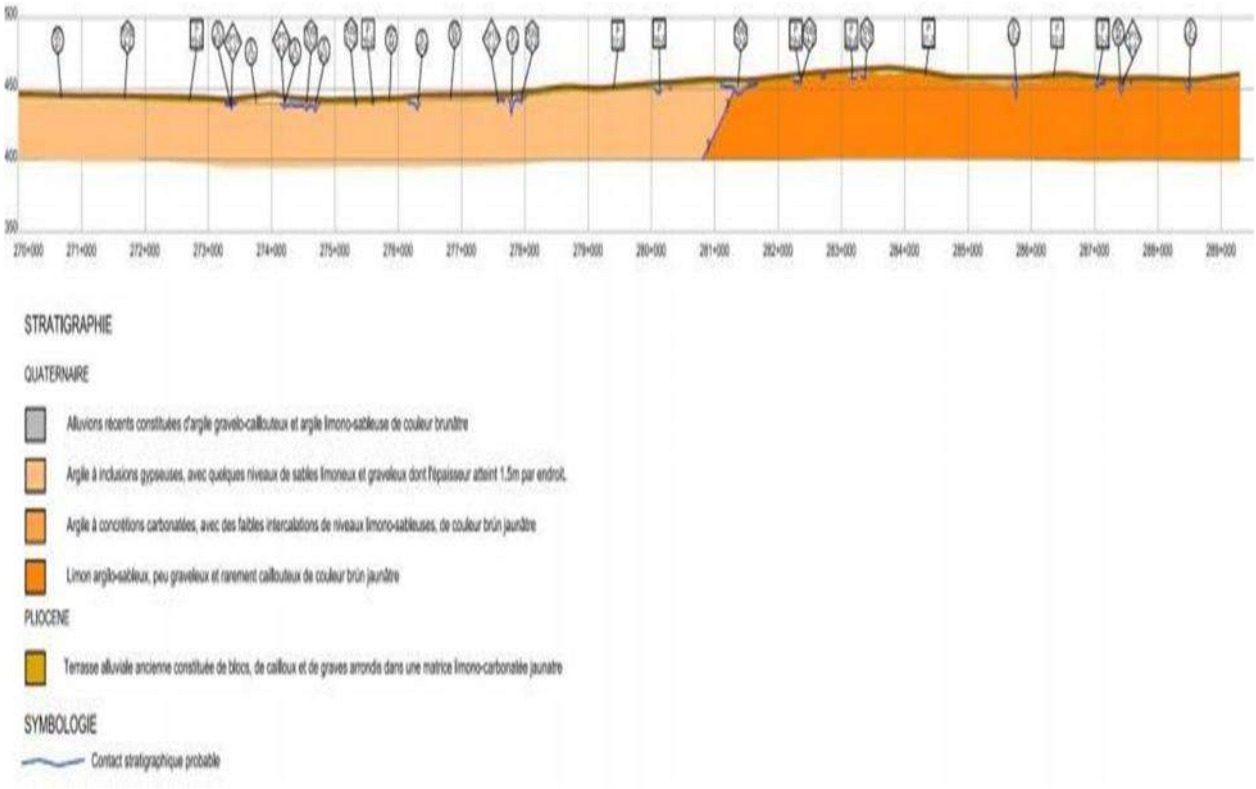


Figure II.8 : Profil en long géologique du tracé du Lot 3.

II. 5.2. L'hydrogéologie

Le site, d'une façon générale, de faibles ressources hydrogéologiques, normalement associées aux formations sédimentaires datées du Quaternaire continental (Qt), du Pliocène (Pc) et du Miocène (Mi).

Les aquifères sous-superficiels associés aux dépôts de terrasse et les alluvions sont, en raison de leur nature essentiellement argileuse et, par conséquent, de leur faible perméabilité et productivité, peu importants. Il faut également signaler que la nature argileuse de ces sédiments réduit l'infiltration de l'eau et facilite sa vidange superficielle, conditionnant évidemment la circulation souterraine.

En termes généraux, ces dépôts constituent, du point de vue hydrogéologique, des aquifères superficiels ayant un niveau phréatique sujet aux variations saisonnières et se situent entre la surface du terrain et le contact terrain meuble/substrat, en fonction de la précipitation.

En ce qui concerne les formations du Pliocène (Pc) et Miocène (Mi), de nature essentiellement gréseuse et calcaire, se prévoit que seulement existant à des profondeurs considérables. Cependant, ces formations ont différents comportements par rapport au passage de l'eau, selon leur degré d'altération et de fracturation, et ont une perméabilité primaire (intrinsèque au matériau rocheux) et secondaire (vers les fractures et les fissures existantes).

Les lithologies rapportées présentent fondamentalement des caractéristiques de perméabilité secondaire. La circulation de l'eau s'effectue à travers les fractures et les fissures existantes et est d'autant plus importante que plus grand ce sera l'ouverture des fractures et combien moindre l'espacement entre elles. Dans les zones où les fractures sont remplies,le flux est interrompu. Dans ce cas, les fractures deviennent des barrières imperméables,perdant leur caractère de "conduites" préférentielles de la circulation de l'eau.

La région étudiée fait partie de la plaine du Hodna connue par l'importance de ses dimensions, par sa structure en cuvette et par le potentiel que représente une ceinture montagneuse parfois bien arrosée tels que les Monts du Hodna au Nord.

Elle constitue de ce fait, un ensemble aquifère caractérisé par un excellent réservoir d'eau souterraine renfermant des nappes de bonne qualité artésiennes au centre du bassin, reconnu par forages depuis des siècles.

II. 5.3.Structure de l'aquifère

Malgré sa complexité lithologique, l'aquifère est constitué par des niveaux plus ou moins

perméables formés d'argiles et de marnes plus ou moins sableuses, des niveaux à grés, de sables, de galets et de conglomérats.

Mais compte tenu de la répartition de ces niveaux, on peut considérer l' aquifère comme étant bicouches avec deux niveaux perméables séparés par un ensemble semi perméable formé par une alternance de marnes et d'argiles plus ou moins sableuses et graveleuses avec des passés d'alluvions grossières.

II. 5.4 .La nappe phréatique

L'aquifère de la nappe phréatique est constitué dans sa majeure partie par les formations lenticulaires des alluvions quaternaires. L'épaisseur et les caractéristiques morphologiques et - granulométriques de ces alluvions diffèrent d'une zone à l'autre.

La nature de l'aquifère quaternaire varie fortement du Nord vers le Sud. Au Nord de M'Sila, le réservoir est constitué de gros galets du Salétien emballés dans les limons marno-gypseux de l'Amirien qui présente une faible épaisseur.

La partie centrale correspond au cône de déjection de 10 à 20 m d'épaisseur et riche en conglomérats mal consolidés attribués au Soltanien. Vers le Sud, le matériau devient de plus en plus fin et se réduit à un limon argilo-sableux, avec de rares intercalations de graviers.

II. 5.5. La nappe profonde

Le réservoir de la nappe captive s'étend sur l'ensemble de la plaine de M'sila. Ilest défini :

Au nord : par des conglomérats du Mio-Pliocène, qui affleurent d'Ouest en Est et qui forment une surface structurale correspondant à la limite septentrionale. La limite orientale est représentée par la retombée Nord de l'anticlinal du Chott El Hammam où les conglomérats affleurent selon une direction Nord-Est Sud-Ouest.

D'après les sondages électriques, les conglomérats ont une épaisseur qui atteint 250 à 300 m ; leur granulométrie diminue et ils deviennent plus marneux. Ce sont les marnes Miocènes sous-jacentes qui constituent le mur de l'aquifère, son alimentation est assuréepar :

- L'infiltration des eaux de précipitations dans les affleurements de ces aquifères ;
- L'apport par drainante à partir de la nappe phréatique et les autres systèmes aquifères avec

lesquels la nappe profonde a des relations hydrauliques souterraines.

Au Sud : par l'axe anticlinal qui est reconnu en surface par la géophysique, il caractérise la remontée du substratum.

Les conglomérats, sables, graviers, galets et grés du Mio-Pliocène représentent l'aquifère principal de la nappe profonde. Cette nappe est atteinte par forage à 110m.



Photo II.1: Forage d'eau à 6k m au nord du PK 269 qui capte la nappe à 110 m deprofondeur.

II.6 Reconnaissance géotechnique

La campagne de prospection a inclus l'exécution des essais in situ au pénétromètre dynamique super lourd, des puits de reconnaissance avec prélèvement d'échantillons remaniés, des sondages carottés, des essais de pénétration statique(CPT) et des essais SPT. Des essais de laboratoire sur des échantillons remaniés et intacts ont été aussi réalisés.

II.6.1 Puits de reconnaissance

Dans la section d'étude, 9 puits de reconnaissance ont été effectués le long du tracé, et 7 puits de reconnaissance, dans les zones potentielles d'emprunt. Les puits de reconnaissance ont été faits

dans les remblais aux profondeurs comprises entre 2,3 et 3,0m.Dans le tableau II.1 on présente les résultats obtenus dans les puits de reconnaissance.

Tableau II.1 : Aperçu des résultats des puits de reconnaissance.

Puits	Localisa-tion PK	Prof.de collecte de l'échantillon (m)	Profond. Max.(m)	Niveau d'eau (m)	Formaion géologique	Prof.(m)	Nature Lithologique
P 15-2	272+800	1,6-2,2	3,0	-	Qt3	0,0-0,3	Terre végétale
						0,3-3,0	Argile à inclusions gypseuse à faible intercalations limono-sableuses
P 16-2	275+704	1,5-1,9	3,0	-	A et Qt3	0,0-0,4	Terre végétale
						0,4-3,0	Argile à inclusions gypseuse
P 17-2	279+500	0,7-1,5	3,0	-	Qt3	0,0-0,3	Terre végétale
						0,3-2,7	Limon sableux à dépôts gypseux
						2,7-3,0	Argiles à inclusions gypseuses
P 18 -2	280+235	1,0-2,0	3,0	-	A et Qt3	0,0-0,3	Terre végétale
						0,3-2,3	Argile à peu limoneuse à dépôts gypseux
						2,3-3,0	Sable fin à moyen peu graveleux
P 19-2	282+462	2,2-2,6	3,0	-	A et	0,0-0,3	Terre végétale
						0,3-1,1	Argile limoneuse, peu gravelo-caillouteuse
P 20-2	283+271	1,2-1,5	3,0	-	A et Qt1	0,0-0,2	Terre végétale
		2,2-2,6				0,2-1,6	Argile limono-sableuse
						2,6-3,0	Sable moyen, graveleux, peu caillouteux
P 21-2	284+425	1,9-2,7	3,0	-	Qt1	0,0-0,3	Terre végétale
						0,3-3,0	Sable moyen à grossier, gravelo-caillouteux
P 22-2	286+425	2,4-2,8	3,0	-	Qt1	0,0-0,3	Terre végétale
						0,3-3,0	Argile peu sableuse
P 23-2	287+137	1,6-2,4	3,0	-	A	0,0-3,0	Argile à quelque concrétion gypseuse

Remarque :

Résultats des puits de reconnaissance sur les zones d'emprunt voir Tableau annexe A.

II.6.2. Organisation de la campagne et des essais

Les essais complémentaire prévu pour la phase d'exécution sont: 22 Forages avec des essais SPT; 27 Puits de reconnaissance; 09 essais de pénétration dynamique poussés jusqu'au refus, 04 sondages pressiométriques, et 02 profils sismiques.

II.6.3. Travaux in-situ(essais)

La campagne d'investigation in-situ du lot 05 (PK 82+000 au PK 96+000), a consistait à l'exécution de 14 pelles mécaniques, 03 pénétration dynamique poussés jusqu'au refus, 03 sondage pressiometrique de 15m de profondeur, et 11 sondages carottés avec la réalisation des essais SPT.

Le détail de cette campagne (coupes de sondages réalisés et résultats des essais de laboratoire) est répertorié en Annexe 9.2.

II.6.4. Travaux de laboratoire

Des échantillons issus des sondages carottés, ainsi que des échantillons remaniés prélevés dans les puits de reconnaissances, ont fait l'objet d'analyse en laboratoire, consistant à l'exécution des essais suivants :

Essais d'identification :

Analyses granulométriques.
Limites d'Atterberg.
Analyse chimique.
Indice de consistance.

Essais physiques :

Mesures de la teneur en eau.
Mesure de la masse volumique.

Essais de portance et de compactage :

Essai Proctor.
Essai C.B.R imbibé à 4 jours.

Essais mécaniques :

Essais de cisaillement pour déterminer les cohésions et angles de frottement correspondants.
Essai de compressibilité à l'oedomètre pour déterminer la pression de consolidation (P'c), le coefficient de compressibilité (Cc), et l'indice de gonflement (Cg).
Résistance à la compression simple.

II.7. Nature et caractéristiques des sols rencontrés

L'analyse des forages et puits de reconnaissance a permis l'établissement des coupes géologiques montrant la lithologie des terrains traversés en profondeurs ainsi que leurs épaisseurs, ce qui nous permet de reconnaître la nature du sol support.
Selon la nature géologique des terrains traversés sur le Lot 05 « PK 82+000 au PK 96+0000 », le tracé du projet ferroviaire est caractérisé par une succession de dépôts détritiques répartis d'une façon irrégulière et parfois entrecroisés.
Du point de vue géologique, le tracé est occupé par des terrains sédimentaires. Les résultats des essais in situ montre que les principales formations rencontrées sont représentées par :
Recouvrement superficiel constitué de dépôts sabo-graveleux ou sable éolien;
Des sables fin limoneux rougeâtres consolidés à très consolidés par endroit ;
Des formations de calcaire ocre à blanchâtre très durs affleurant en surface comme encroutement de calcaires ;Des grès, des argiles et des argilites indurées.

II.7.1.Formations du Quaternaire

Le Quaternaire se constitue de

a. encroûtement alluvions (« conglomérat ») (q1-2)
b. encroûtement calcaire (q3-4)
c. Alluvions/Colluvions récentes (q5-6)
d. Accumulations sableuses (q7-8)
e. Terre végétale

Les résultats des essais de laboratoire effectués sur les échantillons prélevés de ces puits de reconnaissance ci-après ont révélés ce qui suit :

II.7.2 Sondages carottées

La majorité des sondages carottés exécutés ont été accompagnés par la réalisation d'essais de pénétration du type SPT (Standard Pénétration Test). Au long de tous les sondages réalisés dans la phase d'exécution, ils ont déterminé le pourcentage de récupération.

Dans le Lot 3 compris entre le pk 270+100 et le pk 289+394, les sondages ont été réalisés aux lieux des moyens/grands remblais, afin de définir le profil géologique et d'étudier les conditions

d'assise.

L'exécution des sondages a permis le prélèvement d'échantillons intacts pour des essais ultérieurs au laboratoire (d'identification et de caractérisation géomécanique).

Le Tableau II.2 : Donne l'ensemble de résultats obtenus dans les sondages carottés. Les respectifs logs individuels sont disponibles en annexe A

Annexe A-1. Aperçu des résultats des puits de reconnaissance des zones d'emprunt.

P 34-2	Zone d'emprunt n°7	1,8-2,0	3.0	-	Qt3	0,0-3,0	Argile à inclusions gypseuse par endroit
P 35-2	Zone d'emprunt n°7	1,3-1,6 2,4-2,7	3.0	-	Qt3	0,0-1,6	Argile à inclusions gypseuse
						1,6-3,0	Sable fin, consolidé par endroit
P 36-2	Zone d'emprunt n°7	1,9-2,1	3.0	-	Qt3	0,0-0,7	Argile gravelo-sableuse
						0,7-2,5	Sable moyen, graveleux entre 2,2 et 2,5
						2,5-3,0	Argile à inclusions gypseuses par endroit
P 37-2	Zone d'emprunt n°7	1,1-1,4	3.0	-	Qt3	0,0-3,0	Argile à inclusions gypseuse par endroit
P 38-2	Zone d'emprunt n°8	1,7-2,0	2.5	-	Pc	0,0-2,5	Sable gravelo-caillouteux à quelques blocs, à quelques dépôts de gypse
						L'avancement est empêché par la présence de gros éléments	
P 39-2	Zone d'emprunt n°8	1,9-2,2	2.6	-	Pc	0,0-0,7	Argile sablo-limono-graveleuse
						0,7-2,6	Sable graveleux, à dépôts gupseux, peu caillouteux
						L'avancement est empêché par la présence de gros éléments	
P 40-2	Zone d'emprunt n°8	1,8-2,2	2.3	-	Pc	0,0-2,3	Sable gravelo-caillouteux, à dépôts de gypse
						L'avancement est empêché par la présence de gros éléments	

Annexe A-2:Les respectifs logs individuels des sondages .





18/09/2011

Dossier: 11-GEO-2011 Site : M'Sila-Boughezoul

Forage : S 6-2

Client : COBA
Type : SONDAGE CAROTTE
Etude : Nouvelle Ligne Ferroviaire M'Sila - Boughazoul sur 151 Km
Z:
X: 619056
Y: 3946446
Date début : 18/09/2011
Date fin : 18/09/2011
Profondeur : 20,05 m
Remarque :
Niveau d'eau: 4,70 m
Echelle : 1 / 60
Page: 1 / 2

Description lithologique	RQD (%)	Ech. carottés	Carottage (%)	OUTIL	TUBAGE	Profondeur (m)	N0	N1	N2
Sable fin, limoneux, peu argileux, de couleur blanchâtre.			79	0.0		1.4	14	18	24
Sable fin limono-carbonaté, à concrétions gypseuses, ferme, de couleur brunâtre.			67						
Sable fin, limoneux,à concrétions gypseuses, dure parfois grésifié.			65			3.0	6	10	10
		g PVC	76						
Argile carbonaté, à concrétions gypseuses et quelques traces d'oxydation, présentant des taches grisâtres, ferme à très ferme, de couleur brunâtre.			88			4.8	4	6	9
			93	101					
		g PVC	75						
		g PVC							
			96			6.8	4	6	8
			100						
Sable fin, limoneux, peu argileux, ferme, de couleur brunâtre, lache entre 9,00-9,12m et 10,4-11,1m			98			8.3	4	5	8
		g PVC	79						
		g PVC							
			73	10.6		10.4	6	7	10

N (coups) 0 20 40 60 80 100

Observation :
Page : -1-
Pages : 1 / 2
Date d'impression : lundi 10 octobre 2011 10/10/2011

Le Tableau II.2 : Aperçu des résultats des sondages carottés.

Sond. N°	Localisation Pk	Formation géologique	Profond. Max(m)	Nive au d'eau	Nature Géologique		Prof.(m) N_{spt}(n^0phase)coups	Prof.(m)=taux de récupération(%)
S6-2	273+456	A etQt3	20,1	4,7	0,0-1,35	Sable fin limoneux	1,5m N_{spt}(1+2)= 42 3,0-12,2m:12 N_{spt}(1+2)≤20 14,0-19,6:22≤ N_{spt}((1+2)≤32	65%≤0.0-3.4m≤ 79% 70%≤3,4-20,1≤ 100%
					1,35-3,65	Sable fin limono-carbonaté, à concrétions gypseuse, ferme		
					3,65-7,35	Argile carbonate, à concrétions gypseuse, ferme à très ferme		
					7,35-11,35	Sable fin limoneux, peu argileux,Ferme		
					11,35-14,7	Sable moyen à grossier, peu gravelo-limoneux		
					14,7-16,9	Sable ferme, limoneux,peu argileux		
					16,9-20,1	Argile carbonatée		
				Ebou	0,0-0,35	Terre végétale	1,5-8,6m :13≤ N_{spt}(1+2)≤26	55%≤0,0-8,6m≤ 100%
					0,35-2,15	Argile limono-carbonatée,peu sableuse		

S7-2	273+ 860	Qt3	13,7	lement	2,15-4,3	Sableuse fin limoneux, avec des concrétions gypseuse	10,6-13,3 : N_{spt}(1+2) ≥60	57%≤ 8,6-13,7m≤71%
					4,3-5,0	Argile carbonatée		
					5,0-6,05	Sable fin limoneux		
					6,05-8,5	Argile carbonatée		
					8,5-9,6	Sable fin,limoneux,peu argilo-graveleux		
					9,6-13,7	Sable moyen à grossier peu limoneux, à quelques graviers		
S8-2	274+ 302	A etQt3	20,1	5,1	0,0-0,3	Terre végétale	1,6-19,6m :18 N_{spt}(1+2)≤33	58%≤0,0-3,5≤100% 63% ≤3,5-5,3m :67% 82%≤5,3-13,9m≤100% 13,9-14,3m=49% 67 % ≤14,3-20,1m ≤100%
					0,03-3,1	Argile limono-sableuse, avec des concrétions gypseuse		
					3,1-11,5	Sable fin limoneux		

Les résultats des analyses chimiques du sol au niveau des sondages carottés ci-dessus n'ont révélé aucun élément agressif nuisible pour le béton en infrastructure, dont la classification

d'agressivité est de type A0 (selon le fascicule « bétons classification des environnements agressifs » (FD P 18-011, 1992)) comme suit :

Symbole classe d'agressivité A0 : Environnement non agressif

Niveau de protection : 1

Pas de mesures particulières. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques.

Symbole classe d'agressivité A2 : Environnement moyennement agressif,

Niveau de protection : 2

Adaptation de la composition et de la mise en œuvre aux conditions du milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment, E/C, cure, adjuvants)

N.B : les chlorures : dans les bétons non armés, s'ils sont en forte quantité peuvent être légèrement agressifs pour le ciment durci par l'influence qu'ils exercent sur la solubilité de ses constituants. Dans les bétons armés et précontraints, le chlore est capable de détruire la protection alcaline des armatures et de provoquer leur corrosion.

Interprétation générale des résultats des essais :

L'investigation in-situ par sondages carottés et puits de reconnaissance a mis en évidence, un sol formé par des croûtes de calcaires qui repose sur des dalles de calcaire souvent blanchâtres très dure avec du sable fin jaunâtre carbonaté renfermant parfois des grés calcaires d'ordre centimétrique dans le tous est recouvert par une couche de terre végétal de 0.15 à 1.10m.

Ces calcaires qui sont des formations rocheuses sont crayeux et tuffacés en surface dont la partie sommitale s'apparente beaucoup à la croûte dure des encroûtements calcaires.

Le tracé traverse dans plusieurs tronçons les sable limoneux légèrement argileux et/ou les limons finement sableux carbonaté ocre à rougeâtre avec des fragments de grés ocre à blanchâtres et jaunâtres en profondeur.

Le tronçon situé au, traverse les argiles et argilites rougeâtres à verdâtres qui reposent en profondeur sur les des limons finement sableux carbonaté ocre à jaunâtre légèrement argileux.

Une couche alluvionnaire formée par des graviers, galet et des blocs est rencontrée au (PU-OB-06-16).

L'exploitation des résultats des essais in situ (SPT, plessimètre et PDL) révèle un sol résistant de

très forte densité. Quant aux essais de laboratoire, les résultats montrent en général, la prédominance de sol grenu avec des passages de sol fin par endroit.
En corrélant les essais de pénétration dynamique au puits de reconnaissance et des sondages carottés, il s'avère que l'encroûtement calcaire est à l'origine du refus.
Toutes les valeurs de résistance de pointe Rd enregistrées pour les 03 PDL, présentent de très bonne résistance dont la résistance à la pénétration augmente linéairement dès le démarrage de l'essai et ce jusqu'au refus enregistré à 2.96m, attestant ainsi un sol résistant à partir de la surface d'où les valeurs de la résistance à la pénétration sont assez élevées dépassant les 150 bars et 200bars à partir de 1.00 mètres de profondeur.
Nous pouvons conclure que l'encroûtement calcaire est à l'origine du refus, celui ci est présent donc sur au moins 2.00m à ce niveau.

II.7.3 Les essais in situ

II .7.4.Essais SPT (standard pénétration test).

Au cours des forages ont été effectués des essais de pénétration dynamique SPT (Standard Pénétration Test). Les essais SPT-Terzaghi consistent à l'enfoncement, à travers des coups donnés par un pylône avec poids et hauteur de chute normalisée, d'une pointe normalisée liée à un échantillonneur spécial. Cet essai a deux phases: la première pour une pénétration de 15 cm et la deuxième pour une pénétration de 30 cm. A la fin de chaque phase, on enregistre le nombre de coups nécessaire à la pénétration; l'essai setermine après la conclusion de la 2ème phase ou lorsque le nombre de coups atteint 60 et, dans ce cas, on fait l'enregistrement de la pénétration obtenue. Les résultats d'essais SPT ont permis la caractérisation géotechnique des formations incohérentes sableuses quant à la compacité (Tableau II.3) et de formations cohérentes argileuses et marneuses quant à la consistance (Tableau II.4).

Tableau II.3 : Compacité des sables. SETIRAIL, SIDEM, SETOR.

N_{SPT}	**compacité**
0-4	Très peu compact
4-10	Peu compact
10-30	Moyennement compact

30-50	Compact
>50	Très compact

Tableau II.4 : Consistance des argiles. SETIRAIL, SIDEM, SETOR.

N_{SpT}	**consistance**	**Résistance à compression simple (KN/m^2)**
< 2	Très molle	< 25
2-4	Molle	25-50
4-8	Consistance moyenne	50-100
8-15	Consistance	100-200
15-30	Très consistance	200-400
> 30	Dure	> 400

II.7 .5.Essai de pénétration dynamique super-lourd (PDSL)

Les essais au pénétromètre dynamique super lourd (PDSL) ont été réalisés dans les zones des remblais et des ouvrages d'art hydrauliques plus importants. Leurs résultats ont fourni des informations sur l'épaisseur des dépôts de couverture affleurant et des matériaux de l'horizon d'altération et sur les caractéristiques de résistance à la

pénétration des matériaux, permettant d'évaluer les conditions d'assise des remblais et des ouvrages. Les essais de pénétration dynamique ont été poussés jusqu'au refus.

La résistance à la rupture du sol sous la pointe du pénétromètre dynamique de pointe est donnée par la « Formule des Hollandais » qui est issue de considérations énergétiques :

- Qd : résistance de pointe (Pa)
- M : poids de la masse frappante (kg)
- H : hauteur de chute (m)
- g : accélération terrestre (m/s2)
- CT : poids de la masse frappée (enclume + tiges, en kg)
- S : section droite de la pointe (m2)

- Nd10 : nombre de coups pour un enfoncement de 10
- Δh : enfoncement de 10 cm de la pointe (m)

Tableau II.5 : Aperçu des résultats des PDSL.

N° d'essais PDSL9-2	Localisation (PK)	objet	Formations géologiques	Profond maximale d'essai (m)	Niveau d'eau (m)	Résultats PDSL	
						Prof. (m)	Résistance de pointe - Rp(bars)
PDSL9-2	271+775	Remblais	Qt3	5,00	-	0,0 – 1,8	88 – 192
						1,8 – 5,0	96 – 364
PDSL10-2	274+650	Remblais	A et Qt3	14,70	-	0,0 – 3,6	51 – 171
						3,6 – 8,5	29 – 114
						8,5 – 13,2	54 – 150
						13,2 – 14,7	126 – 237
PDSL11-2	275+426	Remblais	A et Qt3	11,50	-	0,0 – 1,2	90 – 204
						1,2 – 2,4	108 – 126
						2,4 – 4,2	57 – 144
						4,2 – 6,3	36 – 87
						6,3 – 7,2	60 – 90
						7,2 – 11,5	102 – 258

Les résultats sont affichés dans le diagramme figure II.9 :

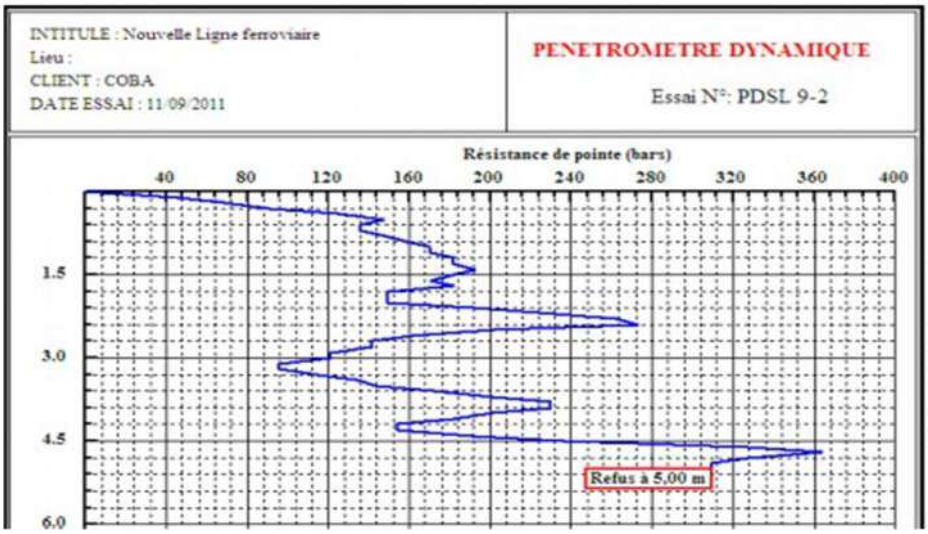




Figure II.9 : résultat d'essai (PDSL) nº 9. SETIRAIL, SIDEM, SETOR.

II.7 .6.Essais de pénétration statique (CPT)

Dans la présente phase d'étude ont été exécutés 2 essais de pénétration statique (CPT3-2 et CPT4-2). Il faut signaler qu'à la date d'élaboration du présent rapport les essais CPT5-2 et CPT6-2 n'étaient pas encore disponibles.

Grâce à un enregistrement continu vertical, ces essais ont eu le but de caractériser, du point de vue de la résistance, les terrains présents dans les zones à matériaux meubles, afin d'évaluer la capacité de ces sols pour la fondation des remblais.

L'essai de pénétration statique consiste à foncer dans le sol, à vitesse lente et constante, un train de tiges muni d'un cône en partie inférieur et à mesurer, de manière continue, la résistance de pénétration du cône, ainsi que l'effort total de pénétration et l'effort de frottement sur un mâchon de frottement situé immédiatement au-dessus du cône.

Le tableau II.6 donne l'ensemble de résultats obtenus dans les essais CPT, notamment, la résistance de pointe (Qc) et le frottement latéral unitaire local (fs), et le respectif l'interprétation. Les graphiques individuels sont disponibles en annexe A.

Tableau II.6 : les résultats de l'essai CPT3-2.

N° d'essais CPT	ocalisati on (Pk)	objet	Formations géologiques	Profond maxime d'essai (m)	ésultats des essaisCPT			Nature lithologique (fonction des valeurs deQc et fs) (G.Sanglerat, 1972)
					Prof.(m)	Résistance le pointe- R (bars)	Résistance térale-fs ars)	
					0,0-2,6	60-150	>3	s avec une matrice desable argileux
					2,6-4,0	30-60	1-3	Argiles ou argiles limoneuses consistantes
					4,0-4,4	10-30	0,8-2,0	Argiles moyennes a raides
					4,4-4,8		0,4-0,8	Argiles et argiles limoneuses
					4,8-5,6		0,8-2,0	Argiles moyennes a raides
					5,6-6,2	30-60	1-3	Argiles ou argiles limoneuses raides
					6,2-6,4	10-30	<0,1	Graviers peu compactes

CPT3-2	273+462	Remblais	A et Qt3	9.8	6,4-6,8		0,4-0,8	Argiles et argiles limoneuses
					6,8-7,4		<1	les et sables limoneux moyennes a dense
					7,4-8,0	30-60	1-3	Argiles ou argiles limoneuses consistantes
					8,0-8,4	60-150	1-3	Sables ou mélange de sables, limons et argiles
					8,4-9,8		>3	Graviers avec une matrice de sable argileux

Les résultats sont affichés dans le diagramme figure II.10 :

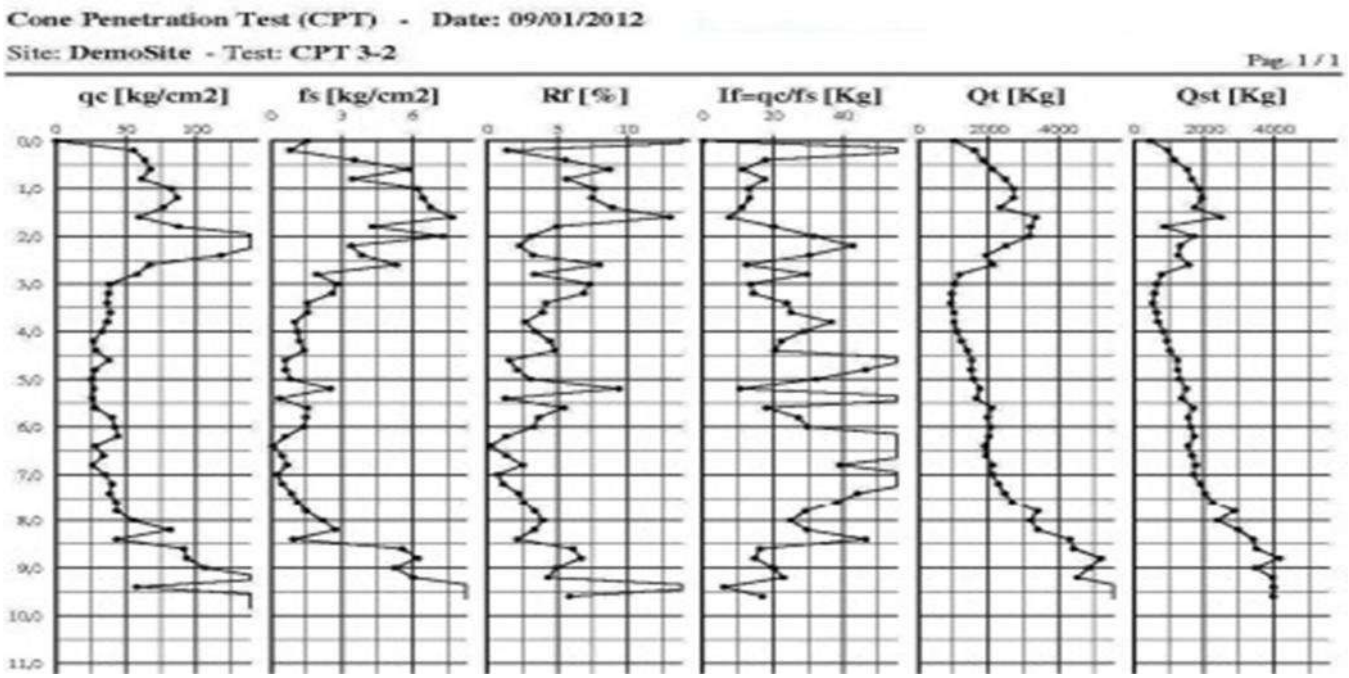


Figure II.10 : résultats d'un essai (CPT) nº3.

II.8 Les essais au laboratoire

Dans le but de caractériser les sols des formations existantes le long du tracé, plusieurs essais de laboratoire ont été réalisés sur des échantillons prélevés dans les

puits de reconnaissance (échantillons remaniés) et les sondages (échantillons intacts). L'analyse en laboratoire comprend aussi les essais sur échantillons prélevés dans les puits de reconnaissance

situés pour l'étude des gites d'emprunt.

Basé sur la classification visuelle des échantillons en chaque puits, une sélection des échantillons considérés représentatifs des sols occurrents fut établie, sur lesquels les essais d'identification et de classification géotechniques suivants ont été effectués.

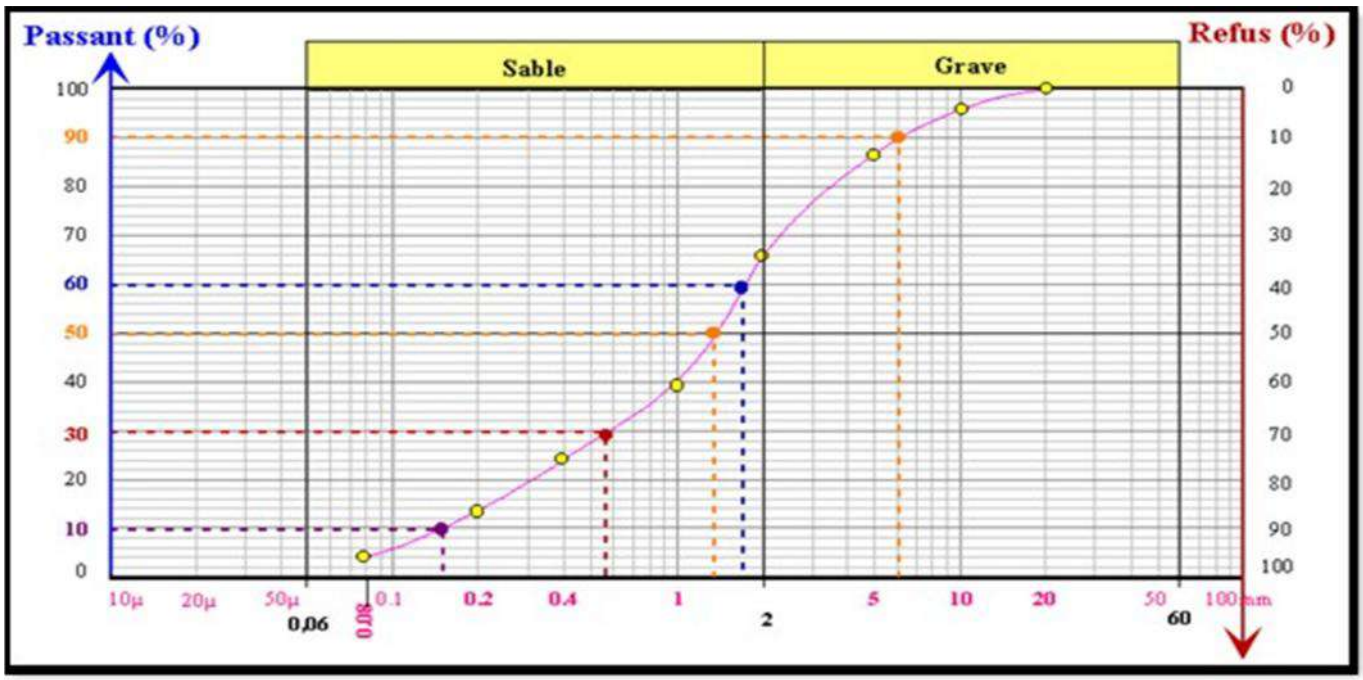
II.8 .1.Identification au laboratoire

II .8.2Essais physiques

II.8 .3.Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue :

- Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80 mm,
- Par sédimentation pour les grains plus fins. L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse deb chute de billes sphériques dans l'eau.



- La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

Figure II.11 : exemple d'une courbe granulométrique**.**

- **Coefficient d'uniformité et coefficient de courbure d'une courbe granulométrique :**

La forme de la courbe granulométrique permet de préciser le degré d'étalement de la granulométrie ou encore son uniformité ; cette uniformité est exprimée par le Coefficient d'uniformité ou coefficient d'hazan « Cu »défini par le rapport :

$$Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \text{(II.2)}$$

Ce coefficient est donc immédiatement calculé à partir de la courbe granulométrique.

- si Cu < 2 la granulométrie est uniforme (ou serrée),
- si Cu > 2 la granulométrie est étalée (ou variée).

On définit également le coefficient de courbure :

$$C_C = \frac{(d_{30})^2}{d_{10}.d_{60}} \quad \text{(II.3)}$$

II.8.4.la teneur en eau

C'est le rapport de la masse de l'eau évaporée lors de l'étuvage (**Mw**) surla masse des grains solides (**Ms**) exprimée en pourcentage :

$$W = \frac{Mw}{Ms} * 100 \quad \text{(II.4)}$$

II.8 .5.Les limites d'ATTERBERG

Limites d'ATTERBERG (limite de liquidité et limite de plasticité) teneur en eaupondérale correspondant à des états particuliers d'un sol.

W_L – Limite de liquidité : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.

W_P – Limite de plasticité : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entreles états plastique et solide.

I_P – Indice de plasticité : différence entre les limites de liquidité et de plasticité ; cet indice définit l'étendue du domaine plastique :

$I_P = W_L - W_P$ ..... (II.5)

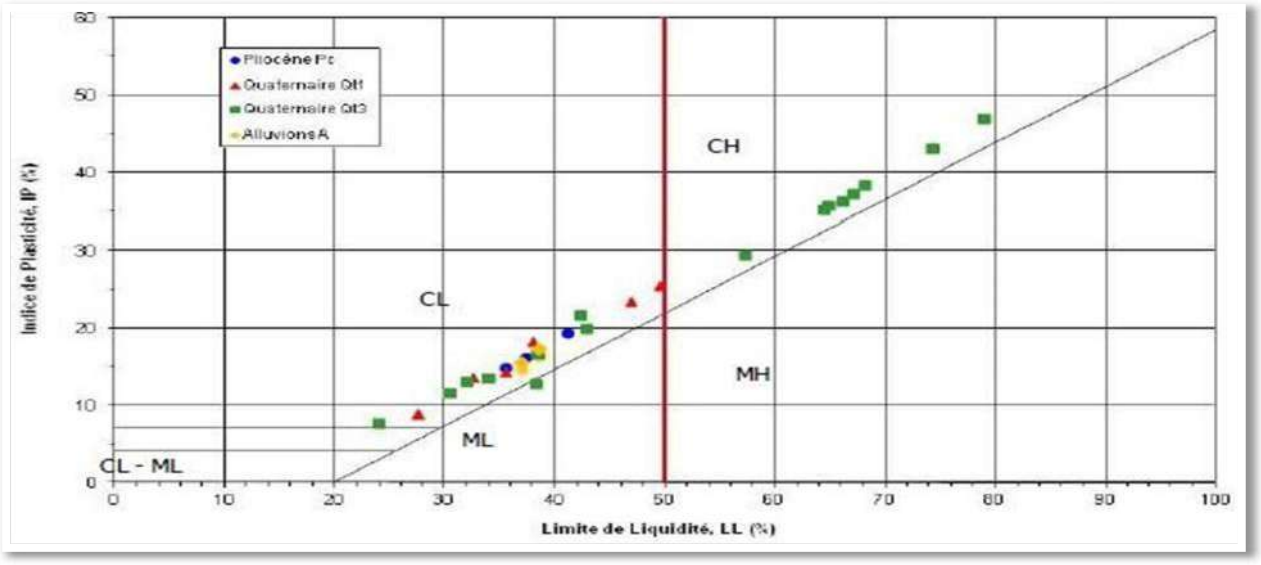


Figure II.12 : Carte de plasticité de la fraction fine des échantillons.

Le tableau suivant présente la classification selon les indices de plasticités

Tableau II.7 : Classification du sol selon l'indice Ip.

Indice de plasticité Ip	**Etat-du sol**
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
>40	Très plastique

Ic- Indice de consistance : rapporte définit par la formule suivante :

$$Ic = \frac{WL - W}{Ip} \quad \text{.....(II.6)}$$

II.7.8.1.1.a. Les masses volumiques :

- **La masse volumique du sol naturel :**

La masse globale des trois phases du sol par unité de volume du sol (**t /m^3**).

$$\rho = \frac{M}{V} \quad \text{(II.7)}$$

La masse volumique sèche :

La masse des particules du sol (**phase solide seule**) par unité de volume de sol (**t/m^3**).

$$\rho = \frac{Ms}{V} \quad \text{(II.8)}$$

II.8 .5.Essai de Bleu de méthylène (VBS)

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50 mm du sol.

La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol.

Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleude méthylène et en contrôlant l'adsorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre.

II.8 .5.Essais Proctor et CBR

Plusieurs échantillons ont été prélevés dans les zones de transition déblai/remblai et dans les potentielles zones d'emprunt de manière à reconnaître les conditions de compactage des matériaux à réutiliser ainsi que l'indice portant du massif pour l'assise de la voie ferroviaire.

Le Tableau II.8 et la Figure II.13 présente une synthèse des résultats des essais Proctor réalisés.

De l'analyse des résultats des essais Proctor (modifié), on vérifie que les valeurs maximales du poids spécifique sec (γdmáx) sont comprises entre 1,95 et 2,22 T/m³ et, pour les teneurs en eau optimale (W_{OPM}), varient entre 5,2 et 8,0%. Par rapport aux essais Proctor Normal, on vérifie que les valeurs maximales du poids spécifique sec (γdmáx) sont comprises entre 1,72et 1,96 T/m³ et, pour les teneurs en eau optimale (W_{OPM}), varient entre 9,3 et 18,8%. Les valeurs obtenues dans les essais de CBR sont comprises entre 1,9% et 2,2%.

Il faut signaler que la généralité des échantillons présente une teneur en eau très réduite en relation avec la teneur en eau optimale. Cette situation conduira, pendant la réalisation des travaux, à la nécessité d'humidification des sols, pour assurer de bonnes conditions de compactage et de mise en place des matériaux.

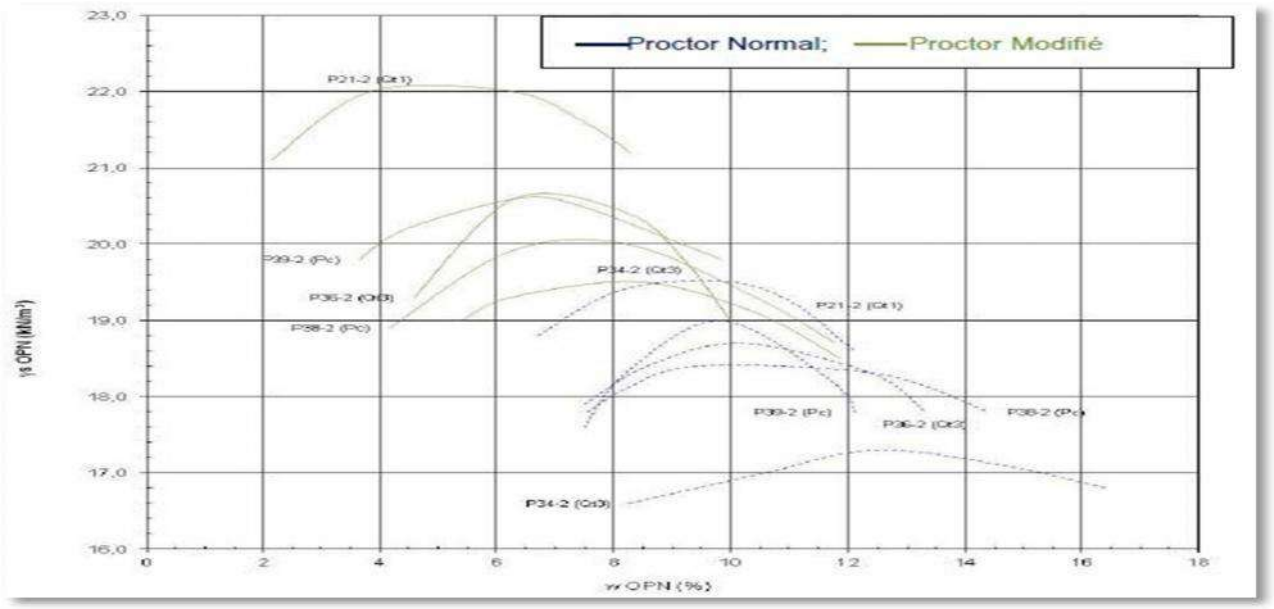


Figure II.13 : Diagramme W_{OPN} versus γ_{SOPN} des essais Proctor normal et modifié.

Tableau II.8 : Aperçu des résultats des essais physiques au laboratoire.

Puits N°	Localisation pk	Prof. échant. (m)	D_{max} (mm)	Analyse granulométrie (%passant)						Limites d'Aterberg)		Wn (%)	IC (%)	VBS (g/100)	ES (%)
				3/4* (%19,0mm)	#10 (%<2,0mm	#40 (0,42<0,42mm)	#200 (%<0,74mm)	%20m	%<2m	LL %	Ip (%)				
P15-2	272+800	1,6-2,2	10	100	97	83	63	55	32	43	20	8	1,8	2300	EC
P16-2	275+704	1,5-1,9	10	100	100	98	97	92	76	79	47	17	1,3	6,330	EC

II.8 .6.Essais mécaniques :

II .8.7.Essais de compression simple :

L'essai s'effectue sur une éprouvette cylindrique à section transversale circulaire. Un effort de

compression croissant est appliqué dans l'axe de l'éprouvette, jusqu'à la rupture de cette dernière.

La résistance à la compression uniaxiale ($\pm_c$) est exprimée par le rapport entre la force appliquée lors de la rupture de l'éprouvette et l'aire de sa section transversale :

$$\sigma_c = \frac{Fmax}{A} \quad \text{.....(II.9)}$$

II.8 .8.Essais de cisaillement :

C'est un essai économique, rapide et simple. L'échantillon est placé dans la boite à cisaillement celle-ci est divisée en deux parties séparées par un plan horizontal.

Une partie est fixe, l'autre est mobile dans le plan horizontal. Une charge normale constante **P** est appliquée sur l'échantillon. Au cours de l'essai, on mesure la force de cisaillement **T** de même que le déplacement horizontal **δ** et vertical **ΔH**. On peut alors calculer la contrainte normale $\sigma_n = P/A$ et la contrainte de cisaillement **τ=T/A**, **A** étant l'aire de l'échantillon. Cet essai permet la détermination des caractéristiques de résistance des sols : l'angle de frottement interne **ϕ** et la cohésion **c**. Au début de l'essai, lorsque la force normale **P** est appliquée seule, le plan horizontal est un plan principal. Dès qu'on applique la force tangentielle **T**, ce plan cesse d'être principal.



Figure II.14 : appareil de cisaillement automatique.

II.8 .9.Essai œnométrique :

L'essai oedométrique a pour but d'étudier la consolidation d'échantillon des sols intacts représentatifs de milieu ou remaniés soumis à des charges verticales drainées dans cette direction et

frettés latéralement c'est-à-dire dont les déformations horizontales sont empêchées. Il permet de suivre la consolidation au cours du temps et de déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges. On trace la courbe oedométrique avec :

- L'indice des vides en ordonnées ; échelle arithmétique.
- Les pressions appliquées en abscisse : échelle logarithmique on notera deux états de consolidation.
- Compressibilité (par la courbe de chargement).
- Tendance au gonflement (par la courbe de déchargement).



Figure II.15 : l'appareil de l'oedomètre.

Les résultats des essais physiques et mécaniques au laboratoire sur annexe A.

II.9 La sismicité

Le Nord de l'Algérie est associé à une forte activité sismique, liée aux mouvements de collision aux frontières de deux plaques lithosphériques, africaine et eurasiatique. Le rapprochement nord-sud des deux masses continentales se fait d'une manière continue depuis près de 80 millions d'années. Au niveau du méridien d'Alger,la vitesse de rapprochement est de1 cm/an.

Du point de vue sismique, l'Algérie est divisée en 3 régions:

- L'Atlas tellien: fortement sismique;
- L'Atlas saharien: moyennement sismique;
- Le Sahara: peu sismique.

La limite du domaine actif de l'Algérie (Atlas tellien et Atlas saharien) est marquée auNord par le

talus continental et au Sud par l'accident sud atlasique.

Le document technique réglementaire D.T.R. concernant les règles parasismiques algériennes RPOA 2008, élaboré par le CTTP et le CGS (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique), divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante (Figure II.16) soit:

Tableau II.9 : les déférentes classes de sismicité.

Zone	0	I	IIa	IIb	III
Sismicité	Négligeable	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à- vis des objectifs fixés par la collectivité.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPOA 2008 doit être classé dans l'un des trois groupes définis ci-après :

- **Groupe 1** Ouvrages d'importance stratégique ;
- **Groupe 2** Ouvrages de grande importance ;
- **Groupe 3** Ouvrages d'importance moyenne.

Les sites ont également fait l'objet d'une classification en fonction de leur nature géologique et des propriétés mécaniques des sols qui les constituent; ainsi, on distingue les catégories suivantes:

Catégorie S1: (site rocheux), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement,

VS > 800m/s ;

Catégorie S2: (site ferme), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, VS >400m/s à partir de 10 m de profondeur ;

Catégorie S3: (site meuble), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde decisaillement,

VS > 200m/s à partir de 20 m de profondeur ;

Catégorie S4: (site très meuble), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, VS < 200m/s dans les 20 premiers mètres.

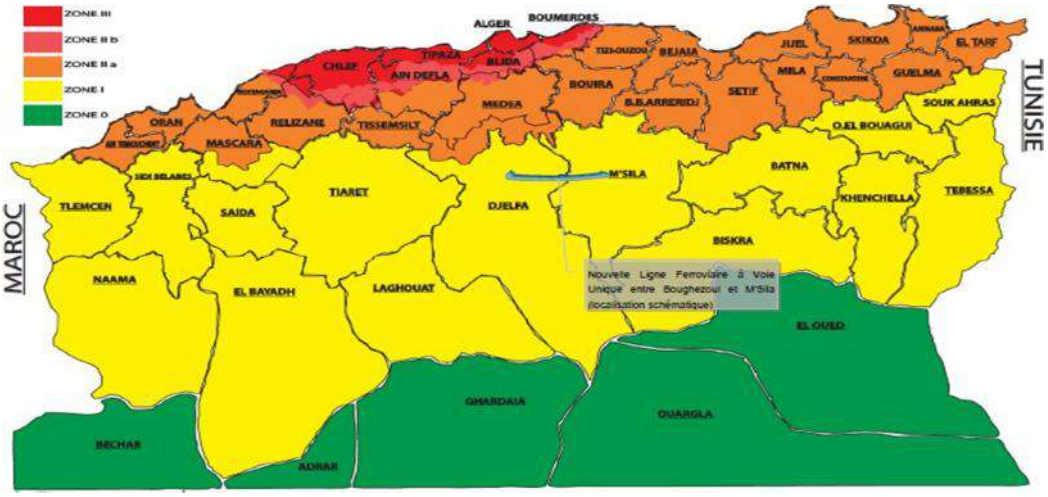


Figure II.16 : Carte de zonage sismique d'Algérie (RPOA 2008).

La valeur du coefficient d'accélération – A – est déterminée conformément à la relation suivante entre le groupe d'encadrement de l'ouvrage et la zone sismique correspondante.

Tableau II.10 : Coefficient d'accélération (A)

Groupe	**ZONE**			
	I	IIA	IIB	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

II. 10. Les méthodes de classification

II .10.1. La classification LPC (Laboratoire des Ponts et chaussées)

La classification géotechnique des sols appelée couramment « classification LPC » est utilisée pour caractériser les différentes variétés de sols que nous rencontrons dans nos diverses campagnes de reconnaissances géotechniques. À la base, elle mettait en exergue trois types de sols, à savoir : les sols grenus (sable et graves), les sols fins (argiles, limons et sols

organiques) puis les sols très organiques. Cette classification a vu le jour et a été décrite par SCHON (1965) et complété par PERRIN (1974) suite à son manque d'information sur les sols très organiques.

Dans cette classification, la nomenclature est fonction des essais d'identificationréalisés pour la détermination des caractéristiques de base qu'elle met en jeu (la courbegranulométrique, les limites d'ATTERBERG, la teneur en matière organique, le degré de saturation du sol). Ci-dessous le tableau III.1 récapitulatif de la classification LPC :

Tableau II.11: classification LPC des sols en laboratoire **(Jean-Pierre MAGNAN).**

Définitions			**Symbole LPC (USCS)**	**Conditions**	**Appellations**
Graves	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de5 % d'éléments < 0,08 mm	Gb (GW)	$C_U=D_{60}/D_{10}>4$ et $1<C_Z=(D_{30})^2/D_{10}D_{60}<3$	Grave propre bien gradué
			Gm(GP)	Une des conditions de Gb n'est pas satisfaite	Grave propre mal gradué
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	GL (GM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A (figureIII.1)	Grave limoneux
			GA (GC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A (figure III.1)	Grave argileux
sable	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ontun diamètre < 2 mm	moins de5 % d'éléments < 0,08 mm	Sb (SW)	$C_U=D_{60}/D_{10}>6$ et $1<C_Z=(D_{30})^2/D_{10}D_{60}<3$	Sable propre bien gradué
			Sm(SP)	Une des conditions de Sb n'est pas satisfaite	Sable propre mal gradué
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	SL (SM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A (figure III.1)	Sable limoneux
			SA (SC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A (figure III.1)	Sable argileux
Lorsque la teneur en particules fines (< 0,08 mm) est comprise entre 5 et 12 %, on utilise un double symbole. Par exemple : Sb-SL.					

Tableau II .12: résultats de classification.

Sond nº	Localisation PK	Prof(m)	Granulométrie passants(%)				Limites d'atterberg		Wn(%)	VBS (g/100g)	Classe
			3/4'' (%<19,0 mm)	**#10 (%<2,0 mm)**	**#40 (%<0,42 mm)**	**#200 (%<0,074 mm)**	**LL (%)**	**IP (%)**			
06	273+456	5,55-5,85	100	100	99	98	57.2	29.41	-	5.9	SA
		9,73-10,02	100	100	98	87	42.25	21.66	-	5.0	SA
09	274+791	2,0-2,3	100	98	90	74	38.48	17.31	-	5.8	SA
		10,19-10,58	100	100	99	100	74.19	43.01	-	8.1	SA
10	276+412	4,76 - 5,0	100	99.52	98	97.1	67	37	-	7.7	SA
		10,62 -11,0	100	100	99	97	65	36	-	7.4	SA
11	277+890	5,0-5,36	100	99.74	96	61	37	16	21.56	3.5	SA
		5,9-6,36	-	-	-	-	-	-	11.27	-	SA
		8,3-8,7	100	97	96	86	68.03	38.22	-	7.3	SA
13	288+595	4,4-4,65	-	-	-	-	-	-	10.02	-	SA
		6,24-6,6	100	99.46	97	84	49.51	25.49	-	5.5	SA

Les résultats de la classification des sols fins et donnée dans le diagramme suivant :

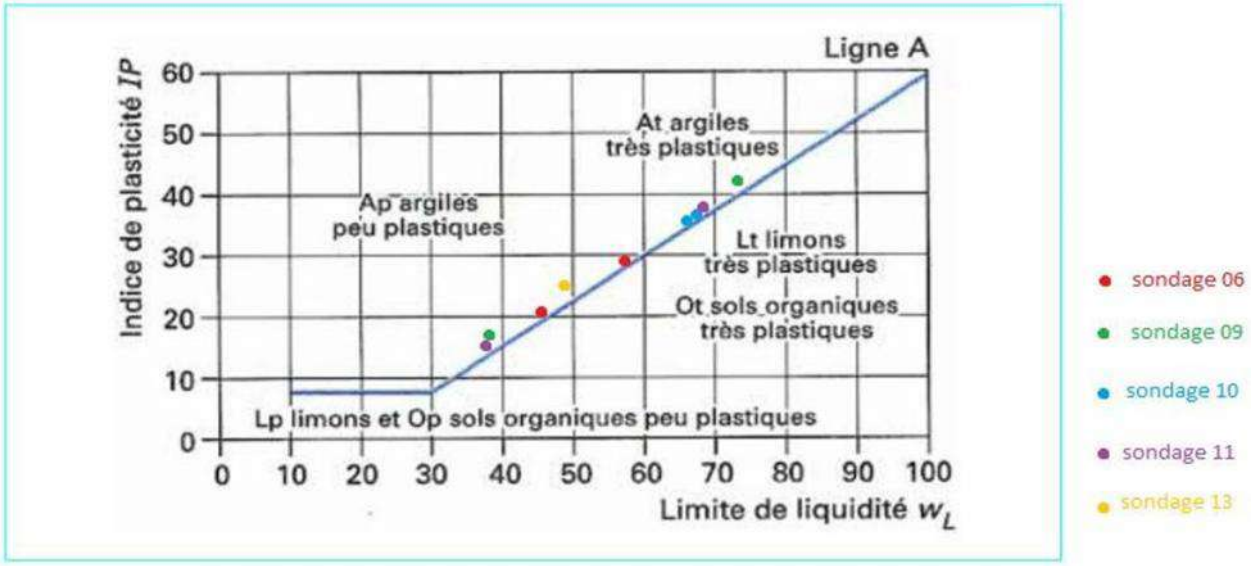


Figure II.17: la position de plasticité des sondages sur l'abaque de CASAGRANDE.

Nous avons pour le tamis 0.08 mm un tamisât de 61 à 99% ce qui signifie que nous sommes en présence d'un sol fin. De plus avec une limite de liquidité supérieure à 37% pour les sols se situant de 0 à 5,00m et 42% pour les sols se situant de 5,00 à 10,00 m, avec en plus l'indice de plasticité $\mathbf{I_P}$ entre 16 et 43,01de ce faite, selonl'abaque de CASAGRANDE nous avons des argile peu à très plastiques « A_p et A_t » le long du tracé

II.10.2. Le système de classification unifiée des sols (USCS)

Le système de classification unifiée des sols a été conçu par A.CASAGRANDE (1948) pour faciliter la construction de pistes d'atterrissage pendant la Seconde Guerre mondiale. En 1952, le U.S. Corps of Engineers entreprit d'en faire un système applicable aux fondations et aux autres types de construction (U.S. Army Engineer Waerways Experiment station, 1960). Le principe de base du système USCS consiste à classer les sols à grains grossiers suivant leur granulométrie et les sols à grains fins suivant leur comportement plastique.

En résumé, les sols dont les « fines » n'influencent pas le comportement, comme c'est le cas avec les sables et les graviers, sont classifiés suivant la grosseur des grains ; quant aux silts et aux argiles, ils sont classifiés d'après leur plasticité. Par conséquent, pour effectuer la classification complète d'un sol à l'aide du système USCS, il suffit de procéder à une analyse granulométrique ou à un essai de limites d'ATTERBERG.

Les quatre grandes divisions du système USCS sont indiquées au tableau III.3. Ony trouve les sols à grains grossiers, les sols à grains fins, les sols organiques et les tourbes. Leur classification s'effectue à partir de la portion des grains inférieurs à 75 mm ; la proportion de particules plus grosses est notée dans les journaux de forage. On nomme blocs erratiques les particules dont le diamètre est supérieur à 300 mm, et cailloux, les particules dont le diamètre varie entre 75 et 300 mm. Comme on peut le constater au tableau III.3, les limites indiquées ont été arbitrairement subdivisées pour les rendre plus pratiques. Ainsi, dans le cas des sols à grains grossiers, plus de 50 % des grains en poids traversent le tamis nº 200. Les sols fortement organiques et les tourbes sont identifiables visuellement.

Les lettres utilisées comme symboles au tableau III.3 ont été reprises pour désigner les groupes du tableau annexe B. On a subdivisé les sols à grains grossiers en graviers et sols graveleux (G) et en sables et sols sableux (S). Les graviers ont le plus fort pourcentage de particules grossières recueillies sur les tamis nº4 (4,75 mm de diamètre); les sables, un pourcentage plus élevé de particules passant e tamis nº4. Les graviers (G) et les sables (S) sont à leur tour subdivisés en quatre sous-groupes (GW et SW ; GP et SP ; GM et SM ; GC et SC), suivant la granulométrie de ces sols et la nature des particules fines qu'ils renferment. Les sols bien étalés (W) contiennent des particules d'une gamme étendue de grosseurs tandis que les sols mal étalés (P) contiennent des particules de grosseurs uniformes. On peut déterminer les degrés d'étalement d'un sol graveleux ou sableux en traçant sa courbe granulométrique et en calculant son coefficient d'uniformité, C_u, et son coefficient de courbure, C_c.On a défini ces coefficients comme suit :

$$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.1)}$$

$$c_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10})(D_{60})} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.2)}$$

Où

D_{60} : Diamètre des grains correspondant à 60 % de passant.D_{30} : Diamètre des grains correspondant à 30 % de passant.

D_{10}:Diamètre des grains correspondant à 10 % de passant en poids (ou en masse).

Au tableau annexe B sont indiqués les critères granulométriques dont on s'est servi pour définir les sols graveleux et sableux. Les sols des groupes GW et SW sontdes sols graveleux et sableux bien étalés dont moins de 5 % des particules passent le tamis nº 200. Les sols des groupes GP et SP sont des graviers et des sables mal étalés etcontenant peu ou pas de particules fines.

Tableau II.13 : définitions des grosseurs de particules, des échelles de grandeur et dessymboles employés dans le système USCS.

Fraction de sol ou composante	Symbole	Limites granulométrique
Blocs erratiqueCailloux	Aucun	Plus de 300 mm
Sols à grains grossiers Gravier	Aucun	De 75 mm à 300 mm
GrossierFin Sable	GS	De 75 mm à 4,75 mm (tamis nº 4) De 75 mm à 19 mm
GrossierMoyen Fin		De 19 mm à 4,75 mm (tamis nº 4)
Sols à grains fins Particules fines Silts		De 4,75 mm à (tamis nº 4) à 0,075 mm(tamis nº 200)
Argiles		De 4,75 mm (tamis nº 4) à 2,0 mm (tamis nº 10)
	MCO	De 2,0 mm (tamis nº 40) à 0,425 mm
Sols organiques	Pt	(tamis nº 40)
Tourbes		De 0,425 mm (tamis nº 40) à 0,075 mm (tamis nº 200)
		Moins de 0,075 mm (tamis nº 200)
		(sans dimension spécifique- utiliser leslimites d'Atterberg)
		(sans dimension spécifique- utiliser leslimites d'Atterberg)
		(sans dimension spécifique)
		(sans dimension spécifique)
Symboles d'étalement Bien étalé, W Peu étalé, P		Symboles des limites de liquiditéElevée, H Faible, L

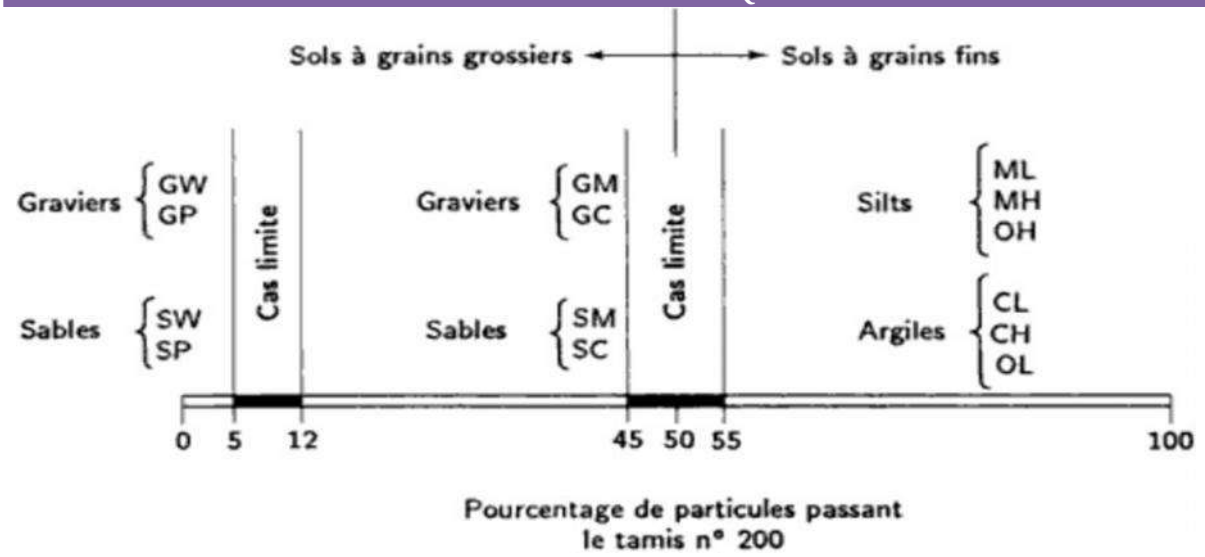


Figure III.18 : Guide servant à la classification des sols considérés comme des caslimites. (D'après Howard, 1977.)

Les sols à grains dont plus de 50 % des particules passent le tamis nº 200 sont subdivisés, suivant leur limite de liquidité et leur indice de plasticité, en silts [M, du suédois *mo* (sable très fin) ou *mjala* (silt)] et en argile (C, de l'anglais *clay*). Cette fraction comprend également les sols organiques (O) et les tourbes (Pt, de l'anglais *peat*), bien qu'on n'ait pas précisé la grosseur des grains au tableau III.3. Les sols à grains fins sont classés parmi les silts si leur limite de liquidité et leur indice de plasticité st situent au-dessous de la ligne A de l'abaque de plasticité

de CASAGRANDE figure III19.

Les sols à grains fins sont classés parmi les argiles si les valeurs de w_L et de I_p se situent au-dessus de la ligne A. En règle générale, on peut dire que la ligne A séparé, d'une part, les matériaux dont le comportement se rapproche de celui des argiles des autres matériaux dont le comportement se rapproche de celui des silts et, d'autre part, les matériaux plasticité. On a prévu une autre subdivision pour les silts, les argiles et les sols organiques, basée sur les limites de liquidité faible (L, de l'anglais *low*) et élevée (H,de l'anglais *high).* La ligne de démarcation entre la limite de liquidité faible et limite de liquidité élevée a été fixée arbitrairement à 50.

À la figure annexe B on trouvera aussi les définitions caractéristiques des sols à grains fins. L'utilisation de cette figure, des colonnes 4 et 5 du tableau annexe B facilitera l'identification visuelle des sols et leur classification. On remarquera que, à la figure annexe B certains sols caractéristiques sont situés dans une même région sur l'abaque w_l - I_p ; cela est dû au fait que ces sols ont souvent le même comportement géotechnique. C'est pour cette raison que l'abaque de CASAGRANDE est tellement utile pour la classification des sols. Pour illustrer ce fait, CASAGRANDE (1948) à examiner le comportement de sols à la même limite de liquidité pour des indices de plasticité plus élevés ; il a comparé ce comportement avec celui de sols de même indice de plasticité, mais à des limites de liquidité plus élevées. Il a obtenu les résultats suivants :

Tableau II.14: comportement de sols selon la limite de liquidité et l'indice deplasticité.

caractéristiques	Comportement de sols avec w_L constant et Ip croissant	Comportement de sols avec Ip constant et w_L croissant
Résistance à sec	Accrue	Réduit
Ténacité	Accrue	Réduit
Perméabilité	Accrue	Accrue
Compressibilité	Stable	Accrue
Taux de variation de volume	Réduit	-

La ténacité près de la limite de plasticité et la résistance du matériau à sec sont des caractéristiques utiles pour classification visuelle des sols ;

Tableau II.15: résultats de classification

Sond nº	Localisation PK	Prof(m)	Granulométrie passants(%)				Limites d'atterberg		Wn(%)	VBS (g/100g)	Classe
			3/4'' (%<19,0 mm)	**#10 (%<2,0 mm)**	**#40 (%<0,42 mm)**	**#200 (%<0,074 mm)**	**LL (%)**	**IP (%)**			
06	273+456	5,55-5,85	100	100	99	98	57.2	29.41	-	5.9	CH
		9,73-10,02	100	100	98	87	42.25	21.66	-	5.0	CL
09	274+791	2,0-2,3	100	98	90	74	38.48	17.31	-	5.8	CL
		10,19-10,58	100	100	99	100	74.19	43.01	-	8.1	CH
10	276+412	4,76 - 5,0	100	99.52	98	97.1	67	37	-	7.7	CH
		10,62 - 11,0	100	100	99	97	65	36	-	7.4	CH
11	277+890	5,0-5,36	100	99.74	96	61	37	16	21.56	3.5	CL

		5,9-6,36	-	-	-	-	-	-	11.27	-	-
		8,3-8,7	100	97	96	86	68.03	38.22	-	7.3	CH
13	288+595	4,4-4,65	-	-	-	-	-	-	10.02		-
		6,24-6,6	100	99.46	97	84	49.51	25.49	-	5.5	CL

Les résultats de la classification des sols fins et donnés dans le diagramme suivant :

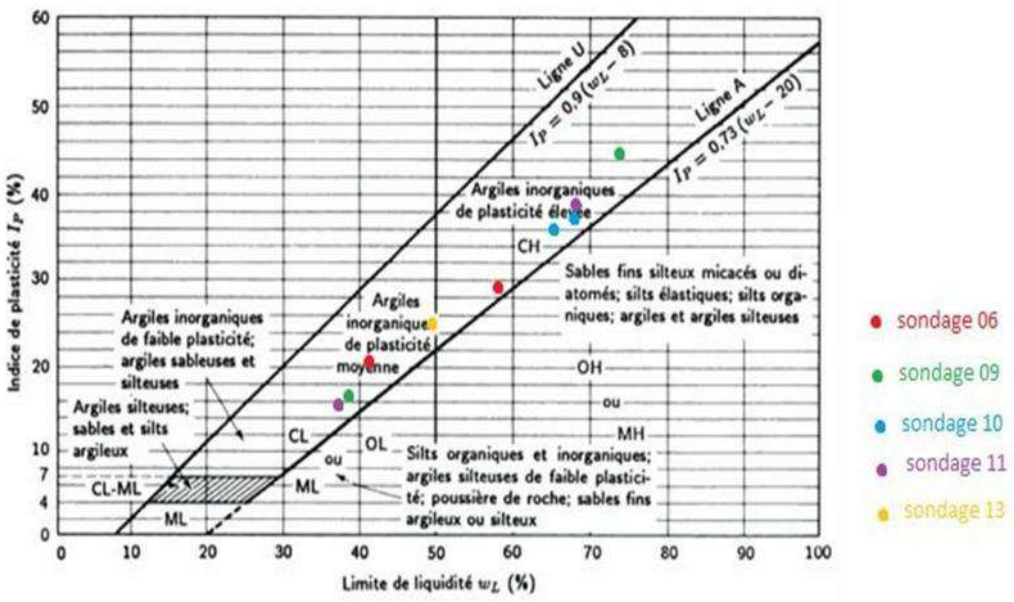


Figure II.19 : Abaque de plasticité de Casagrande, pour différents sondages.

D'après le tableau III.5 et selon la classification USCS et l'abaque de CASAGRANDE la classe de sol est CL (argile inorganique de plasticité moyenne) et CH (argile inorganique de plasticité élevée).

II .10.3. Le système de classification des sols de l'AASHTO

À la fin des années 20, le U.S. bureau of public Ronds (aujourd'hui appelé Fédéral Administrati.3on) a été l'instigateur d'un vaste programme de recherche sur l'utilisation des sols dans la construction de routes secondaires qu'on appelait « routes menant de la ferme au marché ». Hogentogler et Terzaghi (1929) ont mis au point le système de classification des chemins publics à partir des résultats de cette recherche. À l'origine, ce système était basé sur les caractéristiques de stabilité des sols utilisés comme surfaces de roulement ou comme additifs dans un mince pavage asphaltique. Plusieurs modifications y ont été apportées depuis 1929 et la version finale obtenue en 1945 correspond plus ou moins au système actuel de l'AASHTO (1978).

On a considérablement étendu le champ d'application du système original ; l'AASHTO

stipule que le système trouve des applications dans la détermination de la qualité des sols utilisés dans les matériaux d'infrastructure, de sous-fondation et de fondation. Dans la pratique du génie, il faut bien se rappeler l'objectif premier de ce système. On peut, à ce sujet, consulter l'ouvrage de CASAGRANDE (1948).

Le tableau III.6 indique les fractions de sol reconnues par AASHTO. Bien que les blocs doivent être exclus des échantillons à classifier, il faut néanmoins en noter le pourcentage relatif. Les particules fines sont silteuses si la valeur d'IP est inférieure à10, et argileuses si elle est supérieure à 10.

Tableau II.16 : définition du gravier, du sable, du silt et de l'argile selon le système de l'AASHTO.

Fraction de sol	Échelle de grandeur
Blocs Gravier	Plus de 75 mm
Sable grossier Sable fin	De 75 mm à 2,0 mm (tamis nº10)
Siltet/ou argile	De 2,0 mm (tamis nº10) à 0,425 mm (tamis nº40)
	De 0,425 mm (tamis n º40) à 0,075 mm (tamis nº 200)
	Moins de 0,075 mm (tamis nº 200)

Dans le système de classification de l'AASHTO, on trouve huit groupes de sol (A-1 à A-8) et quelques sous-groupes. À l'intérieur de chaque sous-groupe, les sols sontévalués suivant un indice de groupe calculé à partir d'une formule empirique. Les seuls essais qu'il est nécessaire d'effectuer sont l'analyse granulométrique et les essais de limites de consistance. On trouvera, au tableau III.7, la classification de l'AASHTO utilisée de nos jours.

Les matériaux granulaires sont classés dans les catégories A-1 à A-3. Ceux de la catégorie A-1 sont bien étalés alors que ceux de la catégorie A-3 sont des sables propres et à granulométrie uniforme. Quant à ceux de la catégorie A-2, ils contiennent un pourcentage significatif de particules fines (jusqu'à 35 % de particules passant le tamis nº 200). Dans les catégories A-4 à A-7, on trouve des silts et des argiles : leur classification repose sur les limites d'ATTERBERG. Les zones contenant les valeurs de ω_L et I_p propres à chacun des groupes A-4 à A7 et des sous-groupes de A-2 sont indiquées à la figure III.6. On classe généralement les sols fortement organiques (les tourbes, par exemple) dans le groupe A-8. Comme dans le système USCS, les sols A-8 sont classés d'après un examen visuel.

On utilise l'indice de groupe pour classer un sol à l'intérieur d'un groupe. On base cette valeur sur le comportement d'un sol donné dans une application particulière, par exemple, le comportement d'une couche de sous-fondation de pavage. On peut déterminer cet indice à l'aide de la formule empirique indiquée en haut de la figure III.4 ou en utilisant directement l'abaque.

Il est facile de classifier les sols en servant du système de l'AASHTO. À partir des données de laboratoire, il suffit de remplir le tableau III.7 de gauche à droite et de procéder ensuite par élimination successive pour déterminer le groupe qui convient. Le premier groupe que l'on rencontre à partir de la gauche du tableau et qui a toutes les caractéristiques d l'un des groupes reconnus par l'AASHTO est le bon. La classification d'un sol n'est complète, cependant, que lorsqu'elle comprend l'indice de groupe (donné à l'unité prés, entre parenthèses, après le symbole AASHTO). Voici quelques exemples : A-2-6(3), A-4(5), A-6(12), A7-5-(17). Le tableau III.7 peut aider à la classifier les sols d'après le système de l'AASHTO.

Tableau II.17 : classification des sols et des agrégats

Classification générale	Matériaux granulaires (Moins de 35 % de grains de 0.075 mm)							Matériaux silteux et argileux (plus de 35 % de particules de moins de 0.075mm)			
Classification par groupes	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Analyse granulométrique ; % de passant 2,00 mm (tamis n° 10) 0,425 mm (tamis n° 40) 0,075 mm (tamis n° 200)	50 max 30 max 15 max	- 50 max 25 max	- 51 min 10 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 36 min	- - 36 min	- - 36 min	- - 36 min
Caractéristiques de la fraction de Moins de 0,425 mm (tamis n° 40) Indice de plasticité	- 6 max		- NP	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min	40 max 10 max	41 min 10 max	40max 11 min	41 min 11 min
Types courants de matériaux de base	Fragments de pierre, gravier et sable		Sable fin	Sable et gravier silteux ou argileux				Sols silteux		Sols argileux	
Evaluation des matériaux comme	Excellent à bon							Passable à pauvre			

sous-couche		

Indice de groupe (GI)= (F-35)[0,2+0,005(ω_L- 40)]+0,01(F-15)(I_P – 10),

Où :

F= % de particules de moins de 0,075 mm,ω_L = limite de liquidité

I_P = indice de plasticité.

Pour les sous-groupes A-2-6 et A-2-7 , l'indice de groupe partiel (PGI) est déterminé à partir de la valeur de ω_L seulement.

Lorsque les indices de groupes partiels combinés sont négatifs, l'indice de groupedevrait être 0.

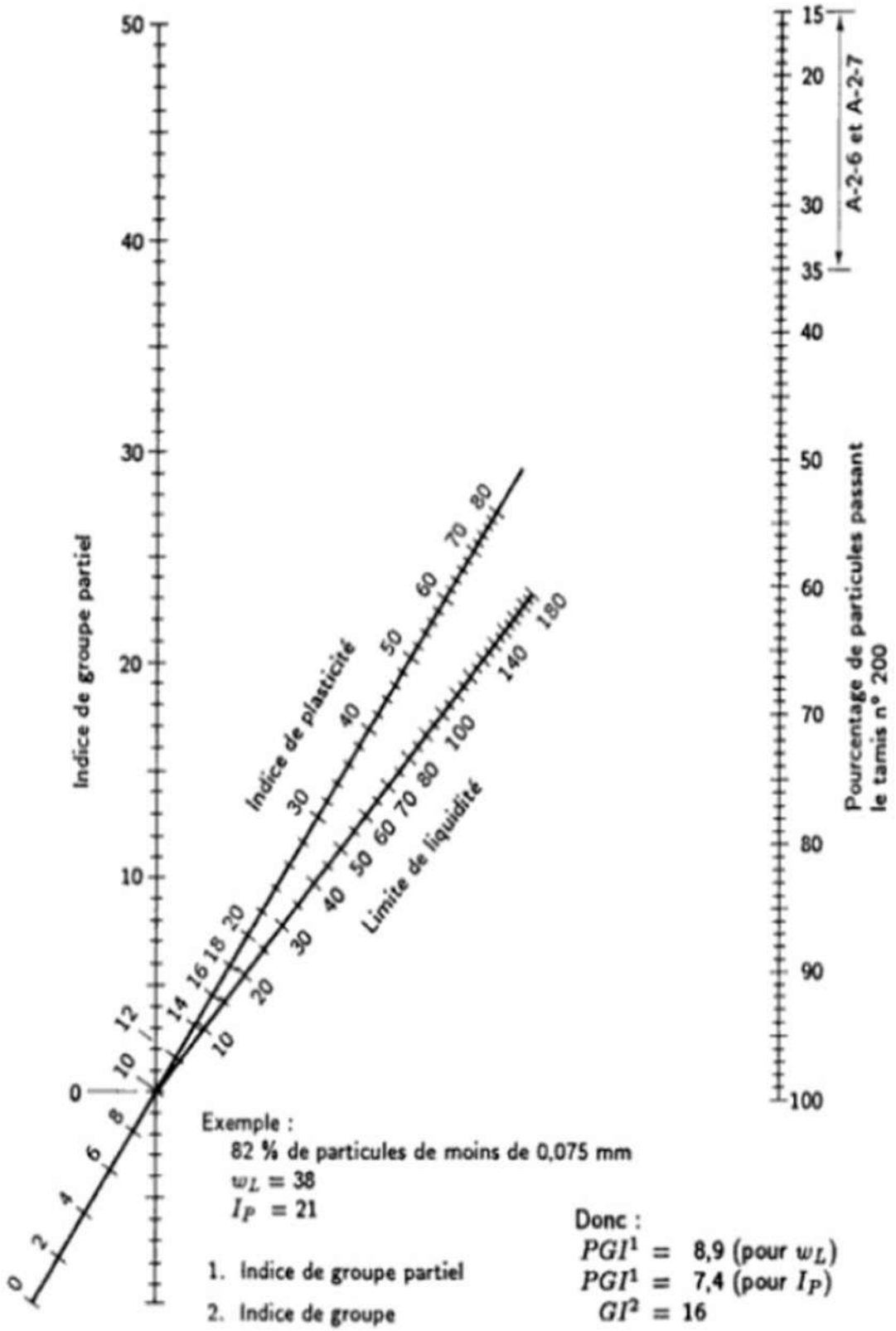


Figure II.21 : Abaque des indices de groupes. D'après l'AASHTO, 1978.)© *Amerrican of state Hig way and transporation officials*, 1978

Tableau II.17 : résultats de classification

Sond nº	Localisation PK	Prof(m)	Granulométrie passants(%)				Limites d'atterberg		Wn(%)	VBS (g/100g)	Classe
			3/4'' (%<19,0 mm)	**#10 (%<2,0 mm)**	**#40 (%<0,42 mm)**	**#200 (%<0,074 mm)**	**LL (%)**	**IP (%)**			
06	273+456	5,55-5,85	100	100	99	98	57.2	29.41	-	5.9	A-7-6
		9,73-10,02	100	100	98	87	42.25	21.66	-	5.0	A-7-6
09	274+791	2,0-2,3	100	98	90	74	38.48	17.31	-	5.8	A-6
		10,19-10,58	100	100	99	100	74.19	43.01	-	8.1	A-7-5
10	276+412	4,76 - 5,0	100	99.52	98	97.1	67	37	-	7.7	A-7-6
		10,62 - 11,0	100	100	99	97	65	36	-	7.4	A-7-6
11	277+890	5,0-5,36	100	99.74	96	61	37	16	21.56	3.5	A-6
		5,9-6,36	-	-	-	-	-	-	11.27	-	-
		8,3-8,7	100	97	96	86	68.03	38.22	-	7.3	A-7-6

13	288+595	4,4-4,65	-	-	-	-	-	-	10.02		-
		6,24-6,6	100	99.46	97	84	49.51	25.49	-	5.5	A-7-6

Les résultats sont regroupés dans la figure suivante :

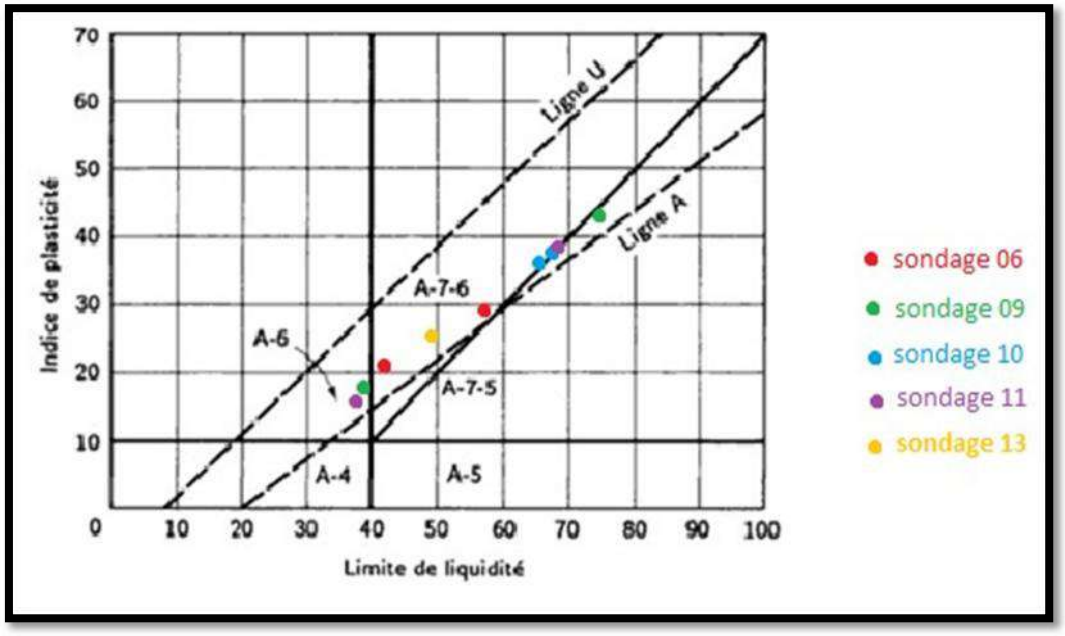


Figure II.22 : définition des limites d'Atterberg applicables aux sous-groupes A-4, A-5,A-6, et A-7. Il est à noter que les lignes Aet U de l'abaque de Cassagrande ont été superposées sur la figure. (D'après Liu, 1970, et Al-Hussaini, 1977.)

- D'après le tableau III.7 de classification des sols et des agrégats de méthode de classification AASHTO et selon les résultats des essais en laboratoire notre sol à classe de « A-6 et A-7-5 et A-7-6 » sont des sols argileux.

II .10.4. Classification des sols selon GTR

Les sols sont des matériaux naturels, constitués de grains pouvant se sépare aisément par simple trituration ou éventuellement sous l'action d'un courant d'eau ces grains peuvent être de dimensions très variables : des argiles aux blocs les sols sont de nature et d'origine géologique diverse : alluvions, matériaux meubles sédimentaires, dépôts glaciaires, sols résiduels. Les sols résiduels sont formés sur place par un processus d'altération physicochimique des roches (exemple : arènes granitiques, latérites….)

Les sols ayant une teneur en matière organique supérieure à 3 % sont classés à part en classe F avec les sous-produits industriels

II.10.5. Paramètres retenu pour la classification des sols

Les paramètres retenus se rangent en trois catégories :

- Paramètres de nature;
- paramètres de comportement mécanique,
- paramètre d'état.

Ils sont toujours déterminés sur la fraction 0/50 mm qui est la fraction susceptible d'être identifiée par les essais de laboratoire usuels.

a) Paramètres de nature

Ils se rapportent à des caractéristiques intrinsèques, c'est-à-dire qui ne varient pas ou peu, ni dans le temps ni au cours des différentes manipulations que subit le sol au cours de sa mise en œuvre.

Les paramètres retenus sont :

- La granularité ;
- L'indice de plasticité,
- La valeur au bleu de méthylène (sur la fraction 0/50mm).

❖ La granularité :

✓ **Le D_{max} :** Dimension maximale des plus gros éléments contenus sans l sol. **Seuil retenu : 50mm.** Cette valeur permet de distinguer les sols fins, sableuxet graveleux (≤**50 mm**), des sols grossiers.

✓ **Tamisat à 80 µm (ou %de fins)** : ce paramètre permet de distinguer les sols richesen fines des sols sableux et graveleux.

Seuils retenus :

∗ **35 % :**au-delà de 35 % de tamis à 80 µ, les sols ont un comportementassimilable à celui de leur fraction fine.

∗ **12 % :** c'est le seuil conventionnel permettant d'établir une distinctionentre les matériaux sableux et graveleux pauvres ou riches en fines.

✓ **Tamisât à 2 mm :** permet la distinction entre les sols à tendance sableuse et les sols à tendance graveleuse.

❖ **L'indice de plasticité Ip :** ce paramètre caractérisé l'argilosité des sols.

Seuils retenus :

∗ **12 :** limite supérieure des sols faiblement argileux**.**

∗ **25 :** limite supérieure des sols moyennement argileux.

∗ **40 :** limite entre sols argileux et très argileux.

❖ **La valeur de bleu de méthylène VBS :**

Il s'agit d'un autre paramètre permettant de caractériser l'argilosité (ou la propreté) du sol On détermine la VBS (valeur de bleu du sol) à partir de l'essai au bleu de méthylène à la tache sur une fraction 0/2 mm.

La valeur trouvée est rapportée à la fraction 0/50 mm par une règle de proportionnalité.

Seuils retenus :

- **0,1 :** seuil en dessous duquel on peut considérer que le sol est insensible à l'eau.

Ce critère doit cependant être complété par la vérification du tamisât à 80 µm qui doitêtre ≤ 12 %.

- **0,2 :** seuil au-dessus duquel apparait à coup sûr la sensibilité à l'eau.
- **1,5 :** seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux.
- **2,5 :** seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.
- **6 :** seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.
- **8 :** seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

b) Paramètres de comportement mécanique :

L'introduction dans la classification de ces paramètres résulte du fait que des sols de nature comparable peuvent se comporter de manière relativement différente sous l'action des sollicitations subies au cours de leur mise en œuvre.

Les paramètres de comportement mécanique à prendre en compte dans la classification des sols sont la valeur LOS ANGELES L_A et la valeur MICRO DEVAL en présence d'eau M_{DE} ,ou la valeur de friabilité des sables F_S pour sols sableux.

Seuil retenu :

- **45** pour les valeurs L_A et $M_{DE.}$
- **60** pour les valeurs $F_{S.}$

c) Paramètres d'états :

Il s'agit des paramètres qui ne sont pas propres au sol, mais foncions de l'environnement dans lequel il se trouve.

Pour les sols meubles sensibles à l'eau, le seul paramètre d'état considéré dans la classification est l'état hydrique : son importance est capitale vis-à-vis de tous lesproblèmes de remblai et de couche de couche de forme.

c.1 Différents états hydriques considérés :

L'état très humide (th) : état d'humide très élevé ne permettant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économique normales.

L'état humide (h) : état d'humidité très élevé autorisant toutefois la réutilisation du sol en prenant

des dispositions particulières (aération, traitement, etc…) estimées comme normales dans le contexte technico-commercial actuel.

L'état d'humidité moyenne (m) : État d'humidité optimale (minimum deContraintes pour la mise en œuvre).

L'état sec (s) : État d'humidité faible, mais autorisant encore la mise en œuvre enprenant des dispositions particulières (arrosage, sur compactage, etc…) estimées

comme normales dans le contexte technico-économique actuel.

L'état très sec (ts) : État d'humidité très faible n'autorisant plus la réutilisation du soldans des conditions technico-économiques normales.

c.2 Paramètres utilisé pour caractériser l'état hydrique :

On peut utiliser l'un ou l'autre des trois paramètres suivants :

* La position de la teneur en eau naturelle ($GƆ_n$) de la fraction 0/20 du sol par rapport à L'optimum Proctor normal ($GƆ_{opn}$) exprimée par le rapport :

$$\frac{Wn}{Wopn}$$

* La position de la teneur en eau naturelle ($GƆ_n$) par rapport aux limites d'Atterberg ($GƆ_l$) et ($GƆ_p$) qui sont exprimées par l'indice de consistance (I_c) :

$$Ic = \frac{Wl - Wn}{Wl - Wp}$$

* L'indice portant immédiat (IPI) qui exprime la valeur du poinçonnement CBR mesurée sans surcharge ni immersion sur une éprouvette de sol compacté à l'énergie Proctor Normal.

Seuils retenus : Ils sont détaillés dans les tableaux de la classification des sols figurant au paragraphe suivant.

II 10.6. Tableau de classification des sols

Les tableaux ci-après, extraits de la norme NF P 11-30, définissent la classification des sols répartis entre 4 classes :

Classe A : sols fins,

Classe B : sols sableux et graveleux avec fines,

Classe C : sols comportant des fines et des gros éléments,

Classe D : sols insensible à l'eau.

Tableau II.22 : classification de sol fin.

Classe **A**

Tableau 1 - ***Classification des sols fins***

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état
Dmax ≤ 50 mm et Tamisat à 80 µm > 35%	A Sols fins	VBS ≤ 2,5 (*) ou $I_p \leq 12$	A_1 Limons peu plastiques, loess, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	IPI (*) ≤ 3 ou $w_n \geq 1{,}25\ w_{OPN}$	A_1 th
				3 < IPI (*) ≤ 8 ou $1{,}10 \leq w_n < 1{,}25\ w_{OPN}$	A_1 h
				8 < IPI ≤ 25 ou $0{,}9\ w_{OPN} \leq w_n < 1{,}1\ w_{OPN}$	A_1 m
				$0{,}7\ w_{OPN} \leq w_n < 0{,}9\ w_{OPN}$	A_1 s
				$w_n < 0{,}7\ w_{OPN}$	A_1 ts
		$12 < I_p \leq 25$ (*) ou $2{,}5 < VBS \leq 6$	A_2 Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	IPI (*) ≤ 2 ou I_c (*) ≤ 0,9 ou $w_n \geq 1{,}3\ w_{OPN}$	A_2 th
				2 < IPI (*) ≤ 5 ou $0{,}9 \leq I_c$ (*) < 1,05 ou $1{,}1\ w_{OPN} \leq w_n < 1{,}3\ w_{OPN}$	A_2 h
				5 < IPI ≤ 15 ou $1{,}05 < I_c \leq 1{,}2$ ou $0{,}9\ w_{OPN} \leq w_n < 1{,}1\ w_{OPN}$	A_2 m
				$1{,}2 < I_c \leq 1{,}4$ ou $0{,}7\ w_{OPN} \leq w_n < 0{,}9\ w_{OPN}$	A_2 s
				$I_c > 1{,}3$ ou $w_n < 0{,}7\ w_{OPN}$	A_2 ts
		$25 < I_p \leq 40$ (*) ou $6 < VBS \leq 8$	A_3 Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques...	IPI (*) ≤ 1 ou I_c (*) ≤ 0,8 ou $w_n \geq 1{,}4\ w_{OPN}$	A_3 th
				1 < IPI (*) ≤ 3 ou $0{,}8 \leq I_c$ (*) < 1 ou $1{,}2\ w_{OPN} \leq w_n < 1{,}4\ w_{OPN}$	A_3 h
				3 < IPI ≤ 10 ou $1 < I_c \leq 1{,}15$ ou $0{,}9\ w_{OPN} \leq w_n < 1{,}2\ w_{OPN}$	A_3 m
				$1{,}15 < I_c \leq 1{,}3$ ou $0{,}7\ w_{OPN} \leq w_n < 0{,}9\ w_{OPN}$	A_3 s
				$I_c > 1{,}3$ ou $w_n < 0{,}7\ w_{OPN}$	A_3 ts
		$I_p > 40$ (*) ou VBS > 8	A_4 Argiles et argiles marneuses, très plastiques...	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique	A_4 th
					A_4 h
					A_4 m
					A_4 s

Tableau II.23 : résultats de la classification des sols par le guide GTR ;

Sond nº	Localisation PK	Prof(m)	Granulométrie passants(%)				Limites d'atterberg		Wn (%)	VBS (g/100g)	Classe
			3/4'' (%<19,0 mm)	**#10 (%<2,0 mm)**	**#40 (%<0,42 mm)**	**#200 (%<0,074 mm)**	**LL(%)**	**IP (%)**			
06	273+456	5,55-5,85	100	100	99	98	57.2	29.41	-	5.9	A3
		9,73-10,02	100	100	98	87	42.25	21.66	-	5.0	A2
09	274+791	2,0-2,3	100	98	90	74	38.48	17.31	-	5.8	A2
		10,19-10,58	100	100	99	100	74.19	43.01	-	8.1	A4
10	276+412	4,76 - 5,0	100	99.52	98	97.1	67	37	-	7.7	A3
		10,62 -11,0	100	100	99	97	65	36	-	7.4	A3
11	277+890	5,0-5,36	100	99.74	96	61	37	16	21.56	3.5	A2
		5,9-6,36	-	-	-	-	-	-	11.27	-	-
		8,3-8,7	100	97	96	86	68.03	38.22	-	7.3	A3
13	288+595	4,4-4,65	-	-	-	-	-	-	10.02	-	-
		6,24-6,6	100	99.46	97	84	49.51	25.49	-	5.5	A2

D‘après le tableau de résultats des essais en laboratoire nous remarquons que le tamisât de 80 µm est supérieurs 35 % et l’indice de plasticité entre 17,31 et 43,01 avec une valeur de bleu méthylène varié entre 3,5 et 7,1 et selon la classification GTR la classe des sols de la zone d’étude est :

- A2 « sable fin argileuse, limon, argile et marne peu plastiques arène » ;
- A3 « argile et argiles marneuses, limons très plastiques »
- A4 «argiles et argiles marneuses très plastiques ».

II .10.7.Classification de la portance de la plate-forme

Pour classer les plates-formes, il convient :

- tout d’abord d’apprécier la classe de qualité de chaque sol composant la plate-forme
- puis d’apprécier la classe de portance de la plate-forme complète à savoir, la couche de forme et sol sous-jacent

II .10.8. Classe de qualité des sols

La qualité d’un sol dépend des deux paramètres ci-après :

- La nature géotechnique du sol, et donc de l’identification géotechnique préalablement réalisée et présentée ;
- Les conditions hydrogéologiques et hydrologiques locales, ce qui influence grandement la portance des sols.

II .10.9.Nature géotechnique du sol

On distingue, selon les conditions présentées dans la classification ci-dessous, si la qualité est bonne ou mauvaise et selon les modalités du tableau (III.11) ; les classes de qualité QSi de sols sont données ci-après :

- QSO : Sols "impropres" à la réalisation d'une plate-forme correcte et nécessitant certaines mesures confortatives (substitution du matériau sur une certaine épaisseur, traitement aux liants, utilisation de. géotextiles, renforcement par pieux, etc.). Pour cette raison, ces sols ne sont pas mentionnés ici lors du dimensionnement descouches d'assise et des couches de forme.
- QS1 : Sols "médiocres" acceptables tels quels, dont on doit toujours se préoccuper du bon drainage. Ces sols peuvent, éventuellement, être transformés en sols de meilleure qualité par un traitement approprié (traitement aux liants, par exemple).
- QS2 : Sols "moyens".
- QS3 : "Bons" sols.

Tableau II.23 : Classes de qualité des sols

Classification des sols (Identification géotechnique)	Classe de qualité des sols
0.1 Sols organiques 0.2 Sols fins (comportant plus de 15 % de fines (1)) foisonnés, humides et donc non compactables 0.3 Sols thixotropes (2) (quick-clay par exemple) 0.4 Sols comportant des matériaux solubles (sel gemme ou gypse) 0.5 Sols comportant des matériaux polluants (déchets industriels, par exemple) 0.6 Sols mixtes "minéraux organiques" (2).	QS0
1.1 Sols comportant plus de 40 % de fines (1) (sauf sols 0.2) 1.2 Roches très évolutives Par exemple : - Craies de ρ_d < 1,7 t/m^3 et de friabilité forte - Marnes - Schistes altérés	QS1
1.3 Sols comportant de 15 à 40 % de fines (1) (sauf sols 0.2) 1.4 Roches évolutives Par exemple : - Craies de ρ_d < 1,7 t/m^3 et de friabilité faible - Schistes non altérés 1.5 Roches tendres Par exemple : Si microdeval en présence d'eau (MDE) > 40 et Los Angeles (LA) > 40	QS1 (3)
Classification des sols (Identification géotechnique)	**Classe de qualité des sols**
2.1 Sols comportant de 5 à 15 % de fines (1) 2.2 Sols comportant moins de 5 % de fines (1) mais uniformes ($C_U \leq 6$) 2.3 Roches moyennement dures Par exemple : Si 25 < MDE ≤ 40 et 30 < LA ≤ 40	QS2 (2)
3.1 Sols comportant moins de 5 % de fines (1) 3.2 Roches dures Par exemple : Si MDE ≤ 25 et LA ≤ 30	QS3

Tableau II.24: Définition de la classe de qualité des sols à partir de la classificationdes sols de la norme NF P 11 300.

Classification de la norme NF P 11 300			CLASSE DE QUALITE DES SOLS (voir figure 5)			
Classe	Désignation	sous-classe	QS 0	QS 1	QS 2	QS 3
A	*Sols fins*	A1	A1h	A1m & A1e	A1e B.C.Hydro saison sèche	
		A2	A2h	A2m & A2e	A2e B.C.Hydro saison sèche	
		A3	A3h	A3m & A3e		
		A4	A4h	A4m & A4e (1)		
B	*Sols sableux et graveleux avec fines*	B1				
		B2	B2h	B2m	B2e B.C. Hydro.	
		B3				Propre et bien gradué Dureté élevée
		B4	B4h	B4m	B4e	Propre et bien gradué Dureté élevée
		B5	B5h	B5m	B5e	
		B6	B6h	B6m	B6e B.C. Hydro.	
C	*Sols comportant des fines et du gros éléments*	C1	La classe de qualité est celle de la fraction 0/50			
		C2	fraction 0/50 de classe de qualité QS0 $w \geq 1{,}25\ w_{OPN}$	fraction 0/50 de classe de qualité QS0 $w < 1{,}25\ w_{OPN}$	fraction 0/50 de classe de qualité QS1	Propre et bien gradué Dureté élevée
D	*Sols insensibles à l'eau*	D1			Assurer la traficabilité Planche d'essai	
		D2		Dureté faible	Dureté moyenne	Propre et bien gradué Dureté élevée
		D3		Dureté faible	Dureté moyenne	Propre et bien gradué Dureté élevée

Tableau II.25 : classe de sol support selon UIC.

Sond n°	classe
06	QS1
09	QS1
10	QS1
11	QS1
13	QS1

Remarque :

D'après le tableau III.13 le sol est classé dans la catégorie QS1 « sol médiocre », car dans son ensemble il contient plus de 40% de fines.

II .11. Conditions hydrogéologiques et hydrologiques

En général, on dit que les conditions hydrologiques et hydrogéologiques sont mauvaises entre le pk 270+100 et pk 276+300 (zone inondable) .et a partir le pk 276+300 jusqu'à pk 279+400 sont bonnes lorsqu'elles respectent les conditions qui suivent :

- La couche du sol considéré est hors des toute nappe naturelle ;
- La plate-forme n'est pas le siège de percolation naturelle nocive transversal, longitudinal ou vertical ;
- Les eaux de pluie sont évacuées correctement de la plate-forme et les dispositifs longitudinaux ou transversaux de drainage sont en bon état de fonctionnement.

Tout en précisant que si l'une de ces conditions n'est pas remplie, les conditions hydrologiques et seront considérées comme mauvaises.

II.12.Conclusion

À la base des visites et missions de reconnaissance sur terrain ainsi les résultats de reconnaissance géotechnique on a conclue que :

- ✓ la croute terrestre constituée par des formations Quaternaire. Ce dernier est constitué par des terrasses d'Oueds et de zones d'épandages d'inondations constituées par des limons blanchâtres

à rougeâtres et des niveaux graveleux fins avec des zones argileuses couvertes par de la terre végétale.

✓ La structure de l'aquifère peut être donc schématisée de la manière suivante :

- Une nappe phréatique (superficielle) exploitée en grande partie par les puits domestiques, constituée essentiellement par des argiles sableuses et des galets ;
- Un niveau à dominance d'argiles et de marnes plus ou moins sableux et graveleux ;
- Une nappe captive (profonde) reconnue par des forages profonds. Cette dernière est en charge au Nord et devient artésienne au Sud de la plaine (autour du Chott) où elle est constituée par des sables, des graviers, des galets et des conglomérats.

✓ Un problème d'inondation due à l'écoulement des eaux dans l'Oued de L'hamentre le (PK 270+100) et (PK 276+000) doit être pris en considération lors du dimensionnement de la structure.

III.1.Introduction

La classification des sols et des matériaux consiste à l'identification, grâce à des mesures quantitatives de reconnaissance géotechnique, et à lui donné un nom afin de le rattacher à un groupe de sols de caractéristiques semblables. Le présent chapitre et consacré au dimensionnement de la structure ferroviaire qui dépend de plusieurs paramètres tels que la classification des sols, la vérification de la profondeur du gèle et dégèle ainsi les conditions hydrogéologiques et le calcul du trafic.

III.2. Dimensionnement d'une voie ferroviaire

Pour dimensionner une structure ferroviaire, il n'existe pas de méthode proprement dite, c'est beaucoup plus une approche basée sur l'expérience et les ressources locales en termes de matériaux. En d'autres termes, pour parvenir à la réalisation de ce type de structure, on se réfère aux documentations et aux guides qui ont été réalisés à la base des travaux réalisés au fil du temps, mais aussi se conformer aux réalités que nous imposent les sols en place.

Plusieurs pays adoptent des réglementations différentes, voilà pourquoi il a été élaboré la réglementation de « l'Union Internationale de Chemin de fer (U.I.C) ». Cette réglementation vise à spécifier quelques paramètres de bases dont nous avons besoin pour aspirer à dimensionner ce genre de structure.

Trois paramètres fondamentaux sont à considérer :

- Le classement géotechnique des sols supports ;
- La profondeur de la pénétration du gel dans le sol ;
- Les conditions hydrauliques de la plate-forme, c'est-à-dire la position de lanappe phréatique dans le terrain par rapport à la cote du projet.

À ces paramètres essentiellement physiques, il faut associer les hypothèses de trafic, tel que la charge par essieu, tonnage annuel, ainsi que les conditions d'entretien de l'assise.

III .3. Classe de portance de la plate-forme

La portance d'une plate-forme dépend de deux conditions suivantes:

- De la qualité de sol constituant le corps de remblai ou du sol en place en fond dedéblai ;
- De la qualité et de l'épaisseur de la couche de forme (lorsque cette dernière existe).

On peut distinguer, selon les paramètres indiqués précédemment les trois classes desportances de plates-formes suivantes :

P1 : plate-forme médiocreP2 : plate-forme moyenneP3 : plate-forme bonne

Les divers réseaux disposent des méthodes différentes pour effectuer ce classement. Une de ces

méthodes est donnée dans le tableau III.14.

Tableau III.14 : Détermination de la classe de portance de la plateforme.

Classe de qualité du sol	**Classe de portance Envisagée pour la plate-forme**	**Couche de forme à mettre en œuvre pour obtenir cette classe de portance**	
		Qualité	**Epaisseur Minimale :''enmètres) (voir figure III.7)**
QS1	**P1**	**QS1**	**-**
	P2	**QS2**	**0,50**
	P2	**QS3**	**0,35**
	P3	**QS3**	**0,50**
QS2	**P2**	**QS2**	**-**
	P3	**QS3**	**0,35**
QS3	**P3**	**QS3**	**-**

Avec la catégorie de notre sol support QS1 il n'est pas possible de réaliser la couche de forme avec les matériaux constituant le sol support, car il médiocre du point de vue géotechnique donc nous sommes obligé de, soit de le traité (à la chaux, bitume, etc.), donc il passera de QS1 «sol médiocre » a QS2 « sol moyen » a classe de portance P2 avec une épaisseur minimale : .e_f=0,50m

III. 3.1. Types des plates-formes

Pour la détermination du type de plateforme, donc la totalité des couches quicomposera la structure on va se référé au tableau III.14

Étant donné que notre sol support QS1 est de mauvaise qualité, on adopte la plate-forme PF1 compte tenu des caractéristiques hydrauliques défavorables de la région.

La figure ci-dessous présente les types des plates-formes

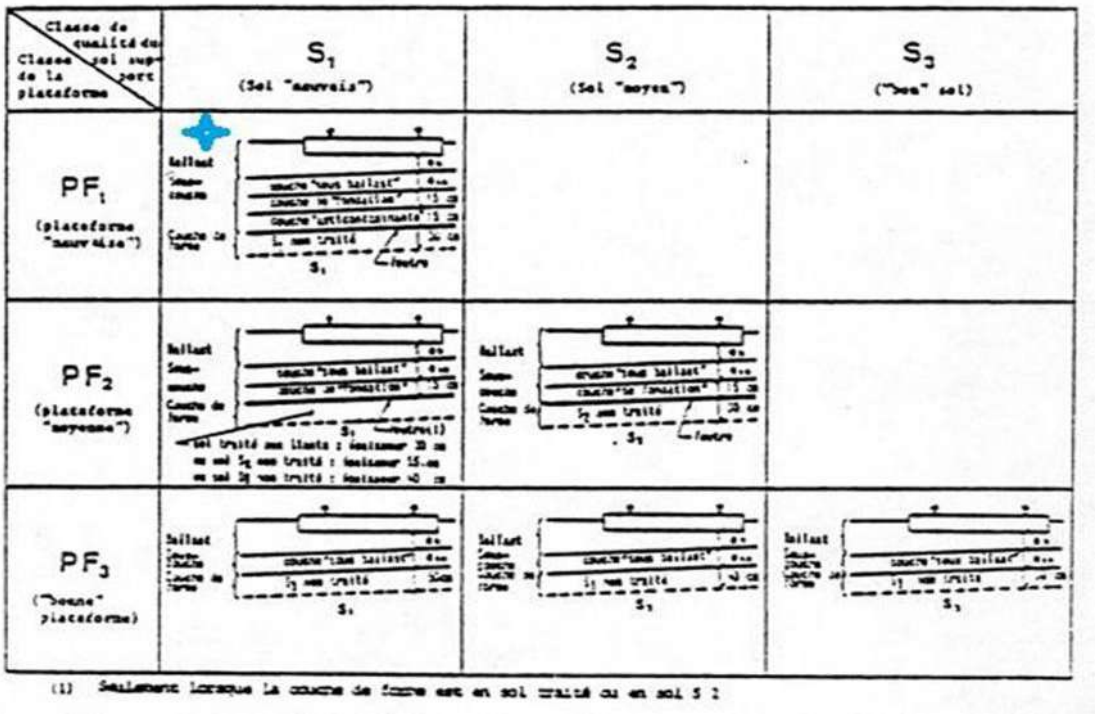


Figure III.6 : Type des plates-formes de la SNCF.

III .3.2. Sensibilité au gel des sols

On peut diviser les sols en trois classes, selon leur degré de sensibilité au gel, à savoir :

- ✓ Sols insensibles au gel ; on considère un sol insensible au gel, lorsque le gel et le dégel face à ce dernier n'occasionnent pas de déformations inacceptables du nivellement de la voie.
- ✓ Sols sensibles au gel ;
- ✓ Sols très sensibles au gel.

On considère un sol sensible ou très sensible au gel, sol pour lequel la formation de lentilles de glaces, observée sous certaines conditions de teneur eau et de la température, est la cause de désordres inacceptables des nivellements longitudinaux et transversaux de la voie.

Pour les classes granulaires élémentaires, la sensibilité au gel s'apprécie au moyen du tableau ci-dessous :

Tableau III.15 : Sensibilité au gel des diverses classes granulaires de sols.

Classe de sensibilité au gel	**Classe granulaire de sols**
Insensible au gel	GravierSable
Sensible au gel	Argile
Très sensible au gel	Limon

Remarque :

Le sol support est constitué des argiles, par conséquent il est sensible au gel ; mais du point de vue climatologique le problème de gel et dégel ne peut avoir lieu dans notre structure compte tenu des températures moyennes pendant les périodes d'hiver.

III .3.3.Détermination de l'épaisseur de la couche de ballast et sous-couche (sous ballast)

Pour la détermination de l'épaisseur de couche de ballast est de sous ballast, nous allons travailler avec deux méthodes, qui sont : la méthode analytique et graphique pour avoir une meilleure appréciation des résultats.

III .3.4.Détermination par méthodes analytiques

L'épaisseur des couches de ballast et sous-couches, les deux réunis sont déterminé par la formule suivante :

e = E + a + b + c + d + f + g

D'où :

E = 0,7 m pour les plates-formes de classe de portance P1.a = -0,05 ou a = -0,10

b = 0,13 pour les traverses en béton de longueur L (avec L=2,24m) ;c = 0 pour un dimensionnement normal ;

d = +0,05 lorsque la charge maximale d'essieu des véhicules remorqués ne dépasse pas225 KN ;

f = +0,05 pour les plates-formes de classe de portance P2;

Pour a = - 0,05 ; e = 0,88Pour a= - 0,10 ; e= 0,83

Calcul moyen : e = 0,85 m



Figure III.7 : Calcul de l'épaisseur minimale "e" des couches d'assise.

III .3.4.1.Détermination des épaisseurs par méthodes graphique

La détermination des épaisseurs de la couche de ballast et sous ballast se fait par un diagramme discontinu, dans les différents cas des traverses en bois et des traverses en béton (mono bloc ou bi bloc), directement au trafic fictif journalier T'f2 et la charge maximale des essieux remorqués.

$T'f_2 = S \times Tf1 = S\ (T_v + K_m \times T_m - K_t \times T_t)$

D'où :

Tv = tonnage journalier voyageur, exprimé en tonnes brutes remorquées.

Tm = tonnage journalier marchandises, exprimées en tonnes brutes remorquées. Tt = tonnage journalier des engins de traction, exprimé en tonnes.

Km = 1,15(ou 1,30 pour trafic prépondérant d'essieux de 20t).Kt = 1,40

S = 1 pour ligne sans trafics voyageurs ;

1,10 pour ligne dont le trafic voyageur comporte des trains circulant a une vitesse <120 Km/h ;

1,20 pour ligne dont le trafic voyageur comporte des trains circulant à une vitesse >120 Km/h et tout plus égale à 140 Km/h ;

1,25 pour ligne dont le trafic voyageur comporte des trains circulant à une vitesse > 140 Km/h. Les résultats obtenus sont les suivants : T'f2=150000t/jours. (Cette valeur est de la ligne TENIA-Boumerdes).

Sur le diagramme de détermination de couche de ballast et sous ballast les étoiles en bleu représentants les points d'intersections entre la projection de la charge maximale par essieu et le trafic fictif journalier. Le diagramme est donné dans lafigure III.8 :

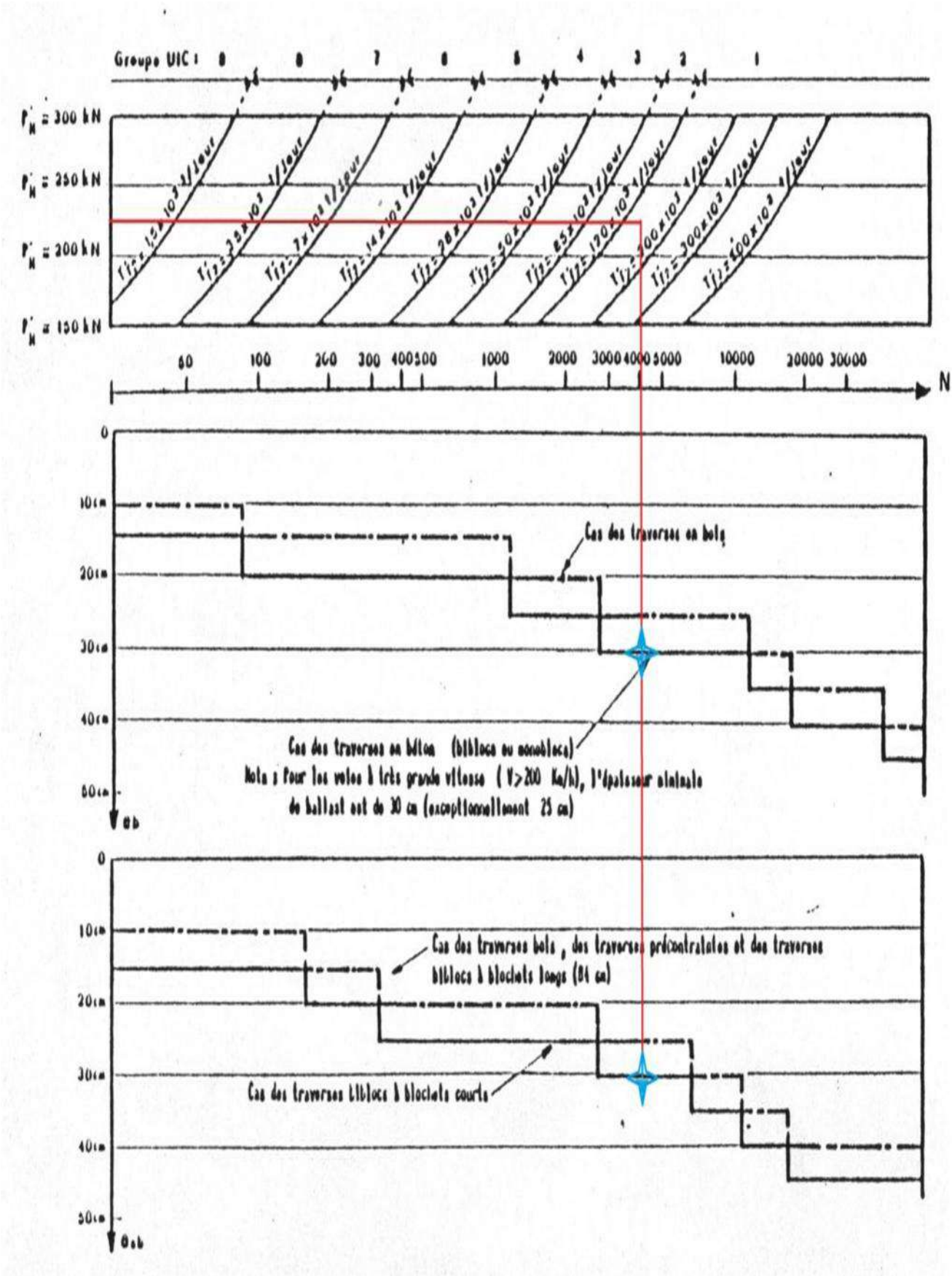


Figure III.8 : Diagramme de détermination de l'épaisseur de la couche deballast et de sous ballast**. [19]**

Tableau III.16 : regroupant les épaisseurs des couches

Epaisseur des couches en fonction du type de sol au long de la ligne						
Classe	**U.I.C**	**Ballast (cm)**	**Sous ballast (cm)**	**Couche de fondation (cm)**	**Couche anticontaminant (cm)**	**Couchede forme (cm)**
Sol support (cm)	**Couche de forme (cm)**					
S1	S2	30	25	15	15	50

III .4. Calcul de la contrainte transmise dans le sol

III .4.1. Modèle de charge

Poids propre du sol

Dans les calculs les poids propre du sol du terrain adjacent ont été respectés.

Charge vive

Comme charges équivalentes pour la charge vive (trafic ferroviaire) une charge de bloc de 52.08 kN/m² et une charge vive (trafic du site) de 12.37 kN/m² sont appliqués.

La charge du trafic ferroviaire résulte d´après EN 1991-2:2012, modèle de charge (Fig.III.9) – participation statique des effets du trafic comme suit :

Avec une largeur d´attaque de la charge de 3m cela se correspond avec une charge surfacique de.

La charge surfacique est appliqué 0.7m sous l´arête supérieure des rails.

La figure suivante montre le modèle de charge:

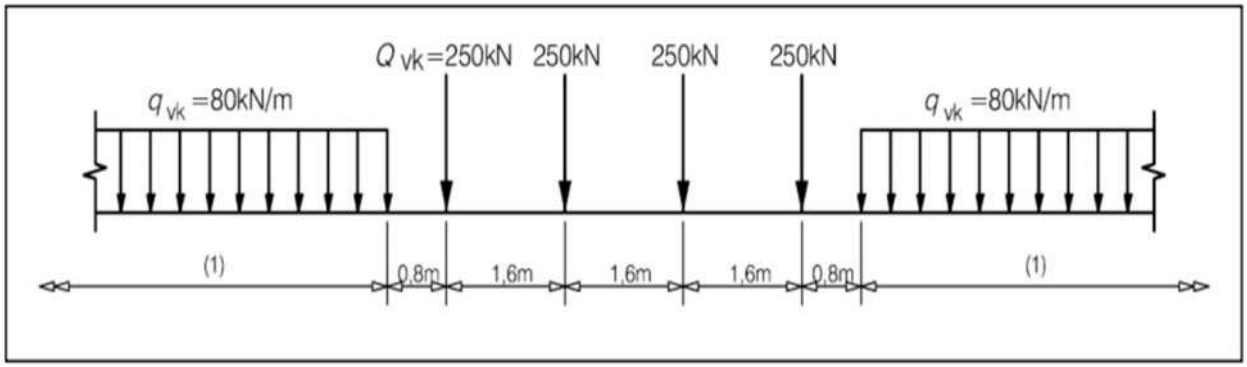


Fig. **III.9**: Modèle de charge linéaire (2016_11_10_EXE-1-0-00-30-R-8101-RapportGeotechnique_Lot5)

Charge et surcharge d'exploitation

Concernant la charge et la surcharge d'exploitation L'UIC considère le schéma de charge tel que :

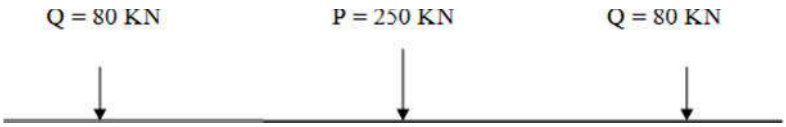


Figure III.10 : Charges ponctuelles.

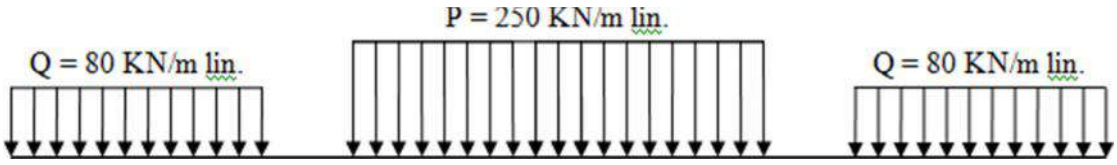


Figure III.11 : Charges uniformément réparties.

Sismicité

Conforme à chapitre 2.2.3 le coefficient d´accélération est A=0.15 (RPOA2008). Les coefficients d´accélération kv et kh sont

- kh= 0.5 x A = 0.5 x 0.15 = 0.075
- kv = 0.5 x kh = 0.5 x 0.075 = +/-0.0375Etude d'exécution

III .4.2. Facteur de sécurité globaux

Les facteurs de sécurité globaux, à prendre en considération selon le référentiel technique sont les suivants :

- F ≥ 1.5 pour la stabilité à long terme,
- F ≥ 1.3 pour la stabilité à court terme,
- F ≥ 1.0 pour l'analyse en conditions sismiques.

III .4.3. Combinaison de charge

Les combinaisons de charge suivantes ont été analysées.

Tableau 17 : Combinaison de charge ;

Nr.	Combinaison de charge :	Facteur de sécurité demandé F:
LC1	Poids propre+ Charge vive	≥ 1.5
LC2	Poids propre+ Charge vive + sismicité	≥ 1.0

III .4.4. Surcharges dues aux freinages

Ces efforts sont supposés agir au niveau de la traverse suivant la direction des rails. Ilssont fixés à 1/7 du poids des charges portées.

III.4.5.Coefficient de majoration dynamique

$$\Phi 1 = \frac{2.16}{\sqrt{ld-0.2}} + 0.73 \qquad (III.3)$$

$$\Phi 2 = \frac{1.44}{\sqrt{ld-0.2}} + 0.82 \qquad (III.4)$$

1,00 $\leq \emptyset_2 \leq$2,0
D'où : ld est la largeur de la plate-forme (**Figure III.11)**
Pour une ligne a une seule voie ld = 3,6 m.
➢ Les efforts de flexion **F** :
F = P * F1
F= 77 * 1,9.
F= 146,3 KN
Où :
P : charge ponctuelle.
F1 : Coefficient de majoration dynamique
➢ Les efforts tranchants
F = P * F2
F= 77 * 1,6.
F= 123,2 KN

Où :

P : charge ponctuelle

L portée en mètres

Limite supérieure de la flèche δs

4 m ≤ L ≤ 20 m

$\delta s = 0.049L^2$ mm

20 m ≤ L ≤ 100 m

$\delta s = 0.564L^{1.184}$ mm

Limite inférieure de la flèche δi

4 m ≤ L ≤ 25 m

$\delta i = 0.035L^{1.50}$ mm

L > 25 m

Pas de limite inférieure

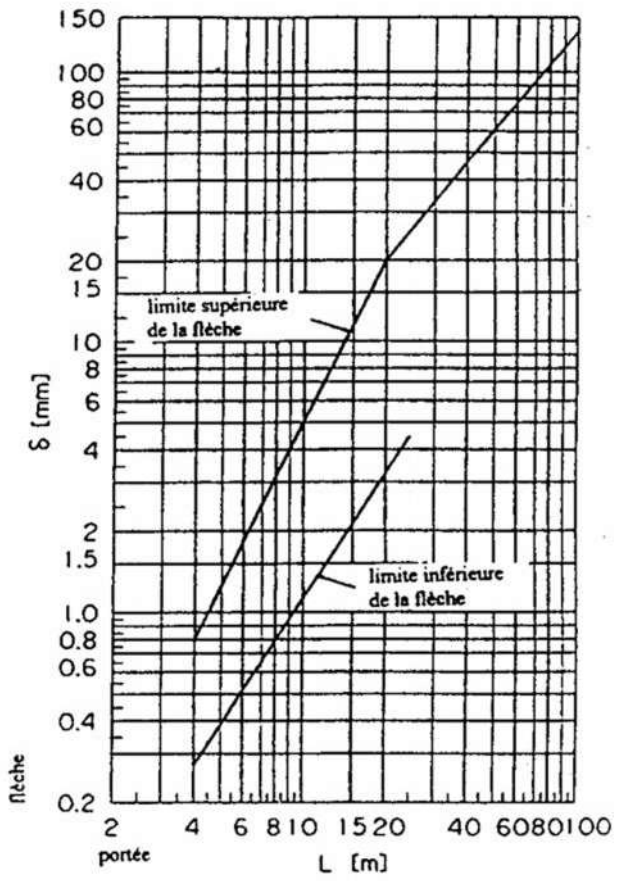


Figure III.12.limites de la fléché sous poids permanent

III .5 Conclusion

Les sols sont classés selon de quatre classifications géotechnique à savoir la classification LCP, USCS, GTR et AAHTO dans le but de prendre en compteplusieurs paramètres dont certains qui diffèrent dans chaque classification.

- La classification LPC nous montre que le sol est une argile peu plastique à très plastique « A_p et A_t »
- La classification USCS et l'abaque de CASAGRANDE la classe de sol est CL (argile inorganique de plasticité moyenne) et CH (argile inorganique de plasticité élevée)
- Tandis que selon la classification GTR la classe des sols de la zone d'étude est A2« sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes » ; A3« argile et argiles marneuses, limons très plastiques » A4 «argiles et argiles marneuses très plastique ».et enfin la classification AASHTO et selon les résultats des essais en laboratoire le sol est classé de « A-6 et A-7-5 et A-7-6 » qui sont des sols argileux.

Le dimensionnement a été réalisé en deux parties, dont la première consiste à déterminer l'existence ou la non-existence de la couche de forme et son épaisseur si ce dernier existe, en fonction de la qualité du sol support qui QS1 mauvais et on a obtenu une plateforme mauvaise qui nécessite une couche de forme de 0,5 m d'épaisseur et unecouche anticontaminante de 15 cm avec une couche de fondation de 15 cm plus

La seconde partie consiste a déterminé l'épaisseur de la couche de ballast et dela couche de sous ballast, pour cette partie nous avons utilisé deux méthodes à savoir la méthode analytique et graphique. La méthode analytique nous a donné une épaisseur totale de 0,85 m, dont 0,3 m pour la couche de ballast, 0, 25 m pour la couche de sous ballast.

IV.1 Introduction

Le monde de la construction est soumis à de nombreux problèmes souvent liés à la difficulté ou à la diversité des sols se trouvant sur le site de construction. C'est ainsique pour pallier à ce type d'obstacle et pour simplifier les risques d'erreurs, il a été élaboré des méthodes de calcul dit analytique et numérique. Comme nous l'avons dit, il existe deux méthodes de calcul, qui fonctionne avec des systèmes différents. Nous avons la méthode numérique qui utilise des calculs en éléments finis.

La méthode des éléments finis utilise les intégrales mathématiques au lieu des équations différentielles pour générer un système d'équations algébriques qui permettra la continuité dans les limites des éléments.

Après la détermination des épaisseurs et le dimensionnement des couches de la structure, il est indispensable de réaliser une modélisation numérique qui facilite la validation des résultats et de justifier les déformations engendrées lors de passage du train en appliquant plusieurs valeurs de fréquences.

IV.2 Présentation du logiciel « Plaxis ».

Dès 1975, des travaux ont été élaborés dans le but d'appliquer la méthode des éléments finis aux problèmes de mécanique des sols. Les travaux de développement du Critical State Program (CRISP) commencent à l'Université de Cambridge, en Grande-Bretagne.

Ces travaux ont étaient publiés en 1986 (Britto et Gunn), depuis, des approches similaires ont étaient utilisées par d'autres équipes de recherche pour développer des programmes informatiques basés sur la méthode des éléments finis. L'un des plus modernes est le logiciel « PLAXIS » qui, est un logiciel spécialement développé pour l'analyse des problèmes de mécanique des sols et des roches (Brinkgreve et Vermeer).

Mais qu'est-ce que PLAXIS ? : c'est un concept qui a vu le jour en 1987 à l'Université Technique de Deft, en Hollande, à l'initiative « du Dutch Département of Public Works and Water Management ». L'idée initiale été de développé un simple code en éléments finis pour l'analyse des problèmes géotechniques des sols argileux. Plus tard, le PLAXIS était développé pour permettre

l'analyse de presque tous les problèmes de géotechnique. Ces analyses peuvent permettre d'introduire des modèles sophistiqués pour la modélisation du comportement du sol, utilisant les vrais paramètres du sol, dans l'objectif est de déterminer les forces, les déplacements et les contraintes Relativement à d'autres programmes d'éléments finis, le PLAXIS était développé spécialement pour l'analyse des déformations et stabilité dans les problèmes

géotechniques. La simple procédure d'introduction des données permet le développement rapide de modèle d'éléments finis très complexe. Pour réaliser des analyses numériques en utilisant le PLAXIS, l'utilisateur doit créer un modèle d'éléments finis et de spécifier les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux limites. Le calcul est automatique et est basé sur une robuste procédure numérique.

Le plan général du programme PLAXIS est présenté dans l'organigramme de la figure IV.1 ci-dessous où une brève description de ce programme est sera présentée.

L'interface du programme PLAXIS utilise principalement quatre sous-programmes : (PLAXIS-Input, PLAXIS-Calculation, PLAXIS-Output and PLAXIS-Curves).

IV.2.1 Programme Entrées (MODULE INPUT)

- **Données géométriques**

- Dimensions des couches de matériaux ;

- Structures : poutre, interfaces, ancrages, géotextile, tunnels, etc…

- Modèles de comportement des matériaux : linéaire élastique, Mohr-Colomb avec plasticité associée ou non, Cam-Clay, élastoplastique type hyperbolique, etc…

- Sollicitations : la charge appliquée peut être concentrée (nodale) ou uniformément répartie ou imposée sous la forme de déplacements,

- Conditions aux limites : en déplacement vertical, horizontal ou rotation.

- Maillage automatique : peut-être généré globalement ou localement. On dispose d'éléments triangulaires à 6 et à 15 nœuds. Le maillage de la structure modélisée nécessite des contours fermés.

IV.2.2 Programme Calcul (MODULE CALCULATIONS)

- On peut sélectionner des nœuds du maillage pour lesquels on trace les courbes charge/déplacement ou contrainte/déformation.

- Le calcul peut être fait en plusieurs phases. Pour chaque phase on définit si le calcul est de type consolidation, élastoplastique, etc… dans le cas élastoplastique, il est plus commode de faire les calculs en plusieurs étapes (phases). Le chargement total est alors automatiquement décomposé en plusieurs incréments et pour chaque incrément de chargement il est possible spécifié le nombre maximal d'itérations.

- Pendant l'analyse des déformations, il est nécessaire de contrôler l'amplitude de tout type de sollicitation (effort ou déplacement). En général, les sollicitations sont contrôlées à l'aide d'un système de multiplicateurs. Les chargements à appliquer

sont calculés à partir du fichier INPUT en affectant des multiplicateurs à ces chargements.

IV.2.3 Sorties du programme (MODULE OUTPUT)

Les résultats sont donnés sous forme de tableau, coupes, courbes…

- Les déformations, les déformées ;
- Les déplacements : vertical et horizontal ;
- Les contraintes : effectives, cisaillement, totales, les points plastiques, les moments fléchissant, etc…

IV.2.4 Programme de Curves

le sous-programme de tracé (courbe) sert à la construction des courbes de chargement déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

Les performances et exactitudes des résultats produits par le PLAXIS ont étaient validées par des analyses des problèmes avec solutions analytiques connues. Des prédictions ont étaient faites avec des analyses de structures à échelles réelles dotées de capteurs divers, pour estimer l'exactitude des résultats numériques donnés par le Code PLAXIS.

La plupart des analyses de projets et d'études comparatives relatives aux performances et aux exactitudes des résultats du PLAXIS sont régulièrement publiées dans le bulletin du PLAXIS, et dans la colonne de Vermeer. On plus les performances du PLAXIS à étaient aussi comparés à d'autres programmes géotechniques commerciaux dont la solution est basée sur la méthode des éléments finis, comme GEO - FEM programme et Z– Soil.

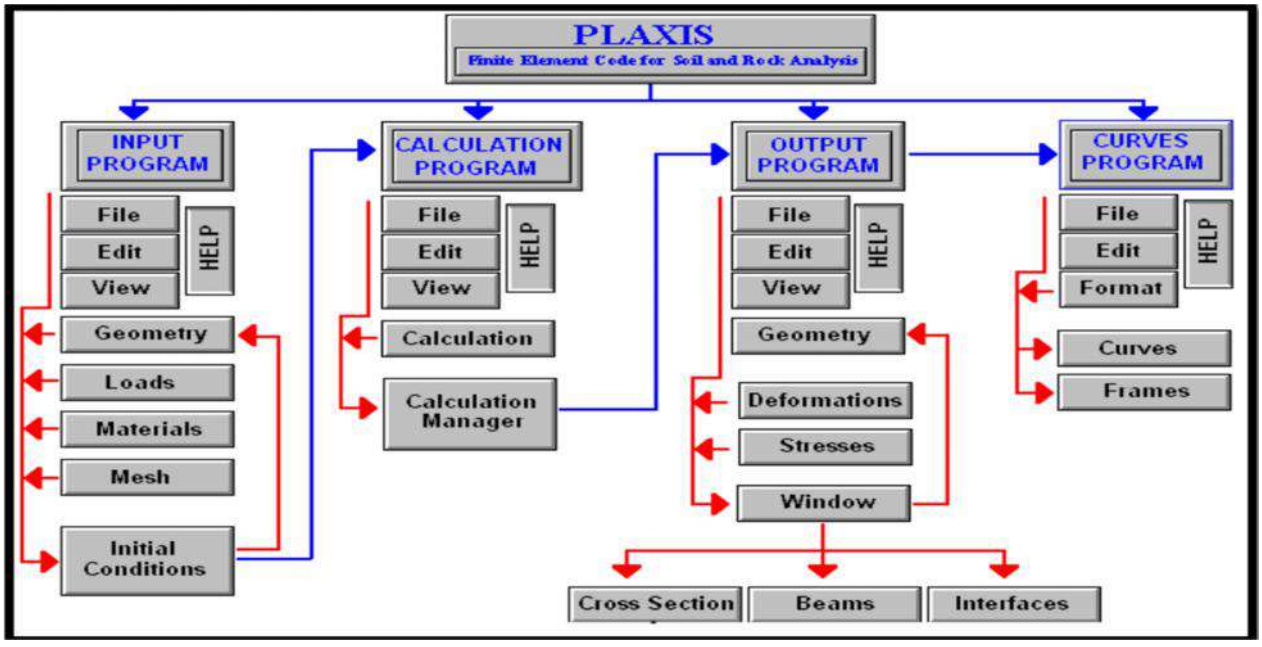


Figure IV.1: Organigramme du Code-PLAXIS .

IV.3 Les lois de comportement de sol du code-plaxis :

Le Code-PLAXIS version 8.2 utilisée dans la présente investigation contiens plusieurs modèles constitutifs de sols, à savoir :

- Le modèle élastique linéaire (EL) ;
- Le modèle de Mohr-Coulomb (MCM) ;
- Le modèle de durcissement par écrouissage isotropique « Hardening-Soil model » (HSM) ;
- Le modèle des sols doux « Soft-Soil-Creep model » (SSCM) ;
- Le modèle « Hardening Soil Small Stiffness model» (HSSSM).

IV.3.1 Le modèle élastique linéaire (EL)

Le comportement mécanique des sols peut être modélisé à différents niveaux d'exactitudes. La loi de HOOK, par exemple s'avère être la plus simple relation contrainte-déformation disponible. Cette loi considère le matériau comme étant linéaire, isotrope et élastique. Le comportement des matériaux dans ce modèle est caractérisé par le module de Young « E » et le coefficient de Poisson « ν ».

IV. 3.2 Le modèle de Mohr-Coulomb (MCM)

Le modèle Mohr-Coulomb ou modèle élastoplastique est un modèle constitutif de sol. Il met en jeux scinques paramètres caractéristiques du sol, à savoir le module de Young « E », le coefficient de Poisson « ν » qui représentent l'élasticité du sol, l'angle de frottement interne « φ », la cohésion « C » qui représente la plasticité du sol et en fin la dilatance du sol « ψ ». En général, le modèle Mohr-Coulomb est considéré comme un modèle de première approximation du comportement du sol. De plus, il est recommandé pour les problèmes d'analyses primaires de géotechnique.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par **:$\tau = \tan \varphi + C$**

Où nous avons et **τ** qui représentent respectivement les contraintes normale et de cisaillement ; **C** et **φ** qui représentent respectivement la cohésion et l'ange de frottement interne du matériau.

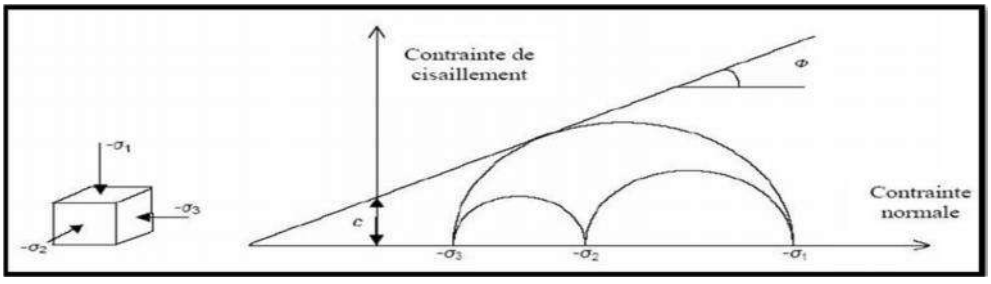


Figure IV.2 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb, quant à lui, se représente en trois dimensions en supposant que la contrainte intermédiaire n'intervient pas.
La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice figure IV.3 sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

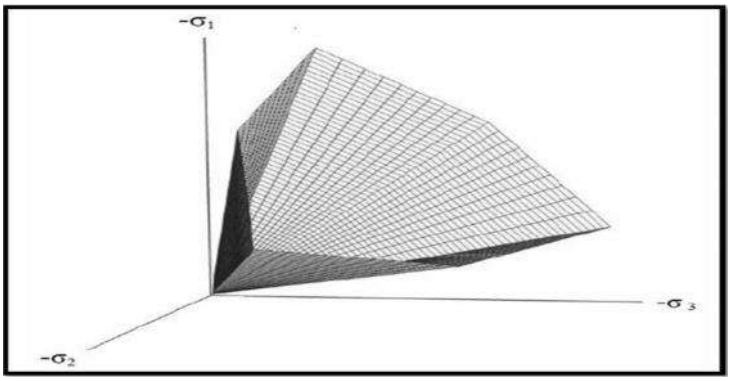


Figure IV.3 : Pyramide de Mohr-Coulomb.

IV.3.3 Modèle de durcissement par écrouissage isotropique « HardeningSoil model » (HSM)

Le modèle de durcissement par écrouissage isotropique est un modèle beaucoup plus développé que celui de Mohr-Coulomb. Les états limites de contraintes sont présentés par l'angle de frottement « φ », la cohésion « C » et la dilatance « ψ ». La rigidité du sol est quantifiée plus précisément par l'utilisation de trois différents paramètres de rigidité, à savoir : la rigidité de chargement triaxiale « E50 », la rigidité de déchargement triaxiale « Eur » et la rigidité de chargement œnométrique « Eœd ».Par rapport au modèle de Mohr-Coulomb, ce modèle prend en considération la dépendance aux contraintes, du module de rigidité, ce qui signifie que les rigidités augmentent avec la pression. En d'autres termes, c'est une amélioration du modèle de Mohr-Coulomb sur divers points, car il considère :

- L'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente ; de plus, les courbes oedométrique tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites :
- L'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente ; le module E50 n'est pas réaliste, car il y a une courbure des courbes effort-déformation avantd'atteindre la plasticité ;
- La différence entre une charge et une décharge ;
- La dilatance qui n'est pas illimitée ;

On assimile souvent ce modèle à une dérivé du modèle hyperbolique de Duncan Chang car il reprend, en les améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

- Courbes effort-déformation :

Une idée fondamentale pour la formulation du *HSM* est le rapport hyperbolique entre la contrainte

verticale « ε_1» et l'effort déviatorique « **q** »dans le chargement à trois axes primaires. Ici les essais triaxial drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par : Valeur asymptotique de la résistance au cisaillement q_a , tel que :

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \qquad \text{(IV.1)}$$

Le paramètre R_f est similaire à celui introduit par Duncan.

Module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule qui suit :

$$q_f = (c\,cot\varphi - \sigma'_3)\frac{2sin\varphi}{1-sin\varphi} et\ q_a = \frac{q_f}{R_f} \qquad \text{(IV.2)}$$

Pour le cas d'une décharge, nous avons :

$$E_{50} = E_{50}^{ref}\left(\frac{ccot\varphi-\sigma'_3}{c\,cot\varphi+p^{ref}}\right)^m avec\ p^{ref} = 100\left(\frac{kN}{m^2}\right) \qquad \text{(IV.3)}$$

m : Puissance (environ 0,58 pour les sables, 0,5 pour les silts d'après JANBU et **0,5<m<1,0** par rapport à Von Soos).

La figure qui suit nous présente ces définitions :

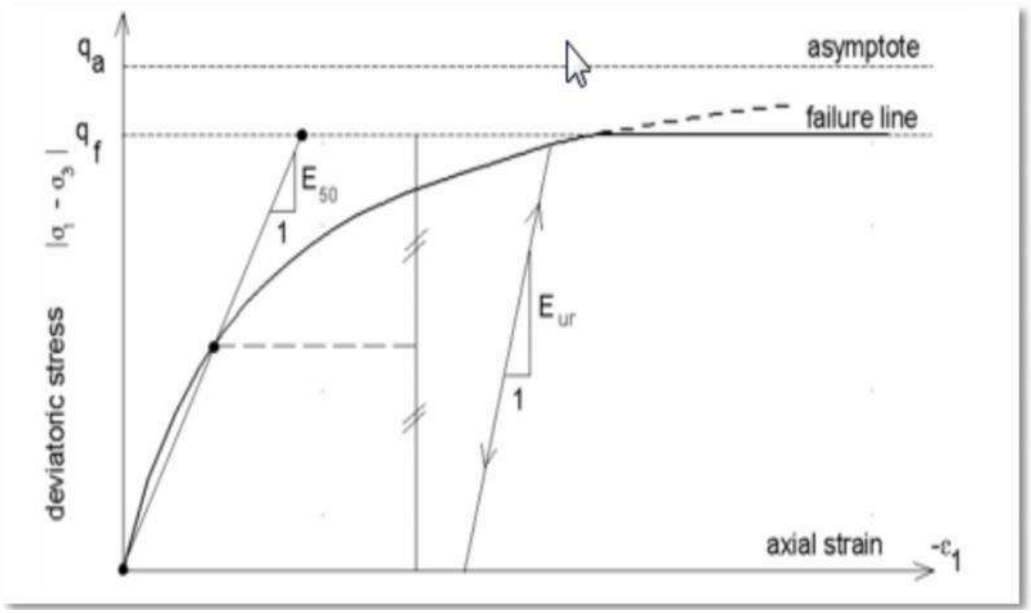


Figure IV.4 : Représentation du Hardening Soil Model.

Pour le cas d'une surface de charge, nous avons, et ce, en fonction de l'écrouissage, dans un plan q-p la forme des surfaces de charge comme présentée sur la figure cidessous :

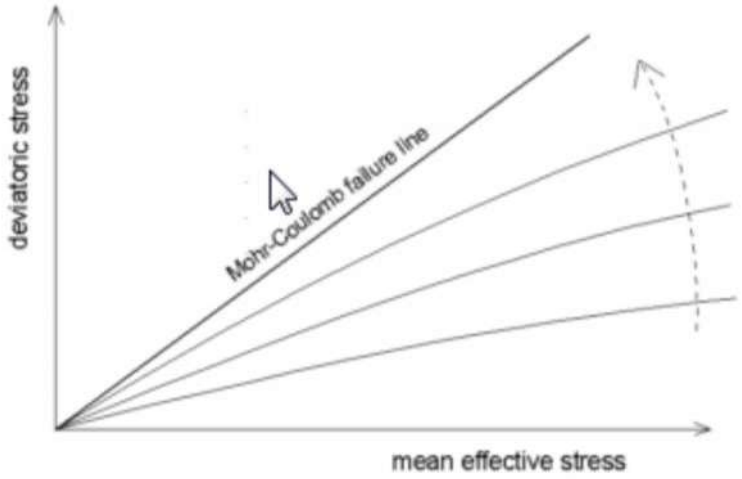


Figure IV.5 : Forme des surfaces de charge du HSM.

De ce faite, nous pouvons constater que le HSM utilise non seulement les paramètres de Mohr-Coulomb mais aussi d'autres, ce qui lui confère une meilleure précision que bien des modèles.

Pour plus de précision, nous vous présentons ces différents paramètres :

➢ Paramètres de Mohr-Coulomb :

C : la cohésion (effective) ;

Φ : l'angle de frottement effectif (en degré °) ;

Ψ : l'angle de dilatance (en degré °).

➢ Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial (en KN/m2) ;

E_{oed}^{ref}: Module tangent dans un essai oedométrique (en KN/m^2;

m : puissance (environ 0,5 pour les sables par JANBU en 1963).

➢ Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut = 3)

ν_{ur}: Coefficient de Poisson en décharge-recharge (par défaut = 0,2) ;

p^{ref}: Contrainte de référence (par défaut =100) ;

k_0^{nc}: Consolidation (par défaut = 1 sin φ) ;

R_f: Coefficient à la rupture (par défaut) ;

$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut en KN/m^2;

$C_{increment}$: CF.modèle de Mohr-coulomb (par défaut en KN/m^2 ;

La définition du module oedométrique tangent et de la dilatance (éventuellement tronquée) est donnée sur les figures ci-dessous :

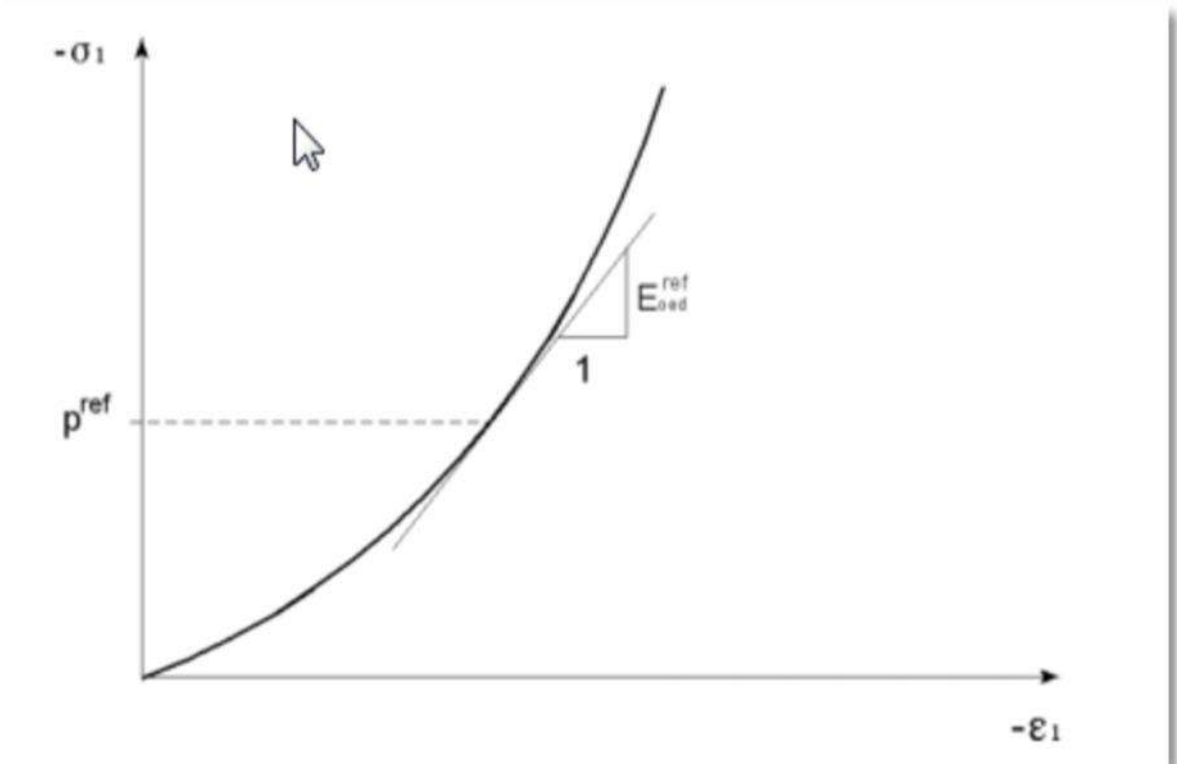


Figure IV.6 : Définition du module oedométrique tangent.

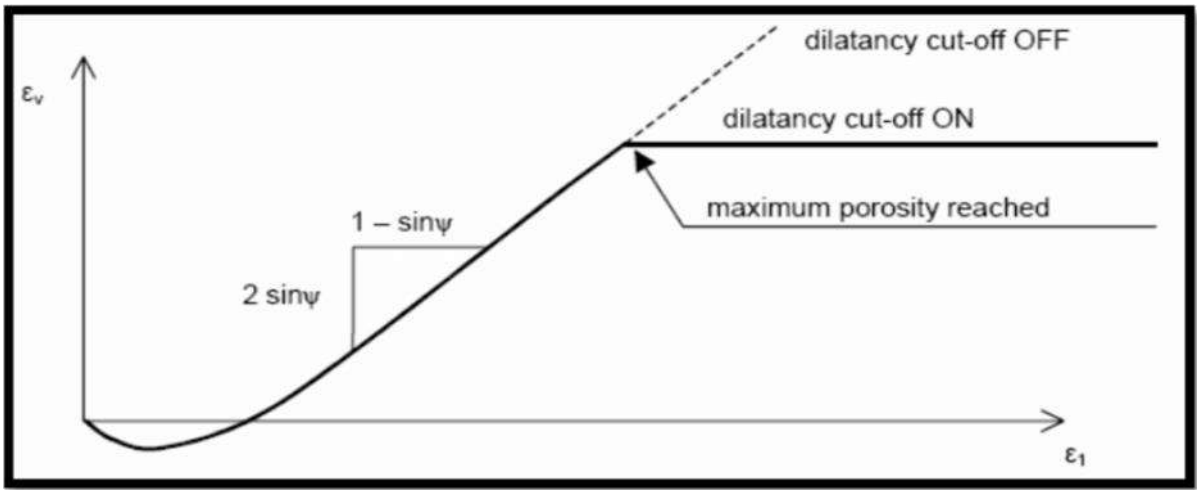


Figure IV.7 : Définition de l'angle de dilatance.

Pour le cas des sols non cohérent (pulvérulent), la figure ci-dessous nous présente la surface de rupture qui y est assimilée.

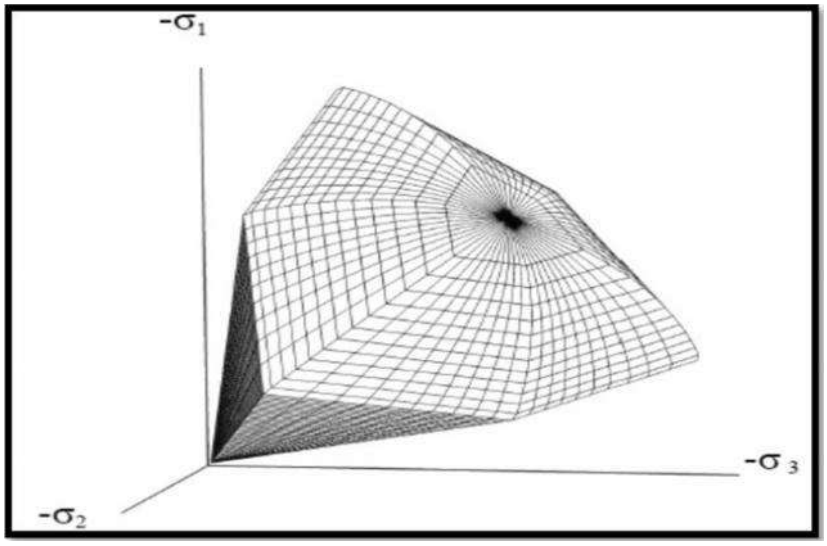


Figure IV.8 : Surface de rupture pour le HSM, cas de sols pulvérulent.

IV.3.4 Le modèle des sols doux ou « Soft Soil Creep Model » (SSCM)

Le modèle SSCM, peut s'appliquer pour tous les sols sans prendre l'effet de la viscosité en compte, c'est-à-dire que le fluage et la relaxation des contraintes. Les sols en général, ont un fluage et une compression initiale qui est suivit, dans la plupart des cas, d'une certaine quantité de compression secondaire. Cette compression est influente dans les sols doux tels que les argiles normalement consolidées, les vases et les tourbes.

IV. 4 Description du modèle géométrique de la voie

Nous proposons, ici, de restituer le principe suivi par « Sauvage » illustré sur, représentant les différents éléments constituant le corps de la structure de la voie.
Le rail est schématisé comme une poutre de rigidité en flexion et reposant sur les traverses (dans notre cas en béton précontraint) qui à leurs tours reposent sur des ballasts, sous-ballast, couche de fondation, couche de forme et enfin sur le sol support formé exclusivement d'argiles peu plastiques et très plastiques

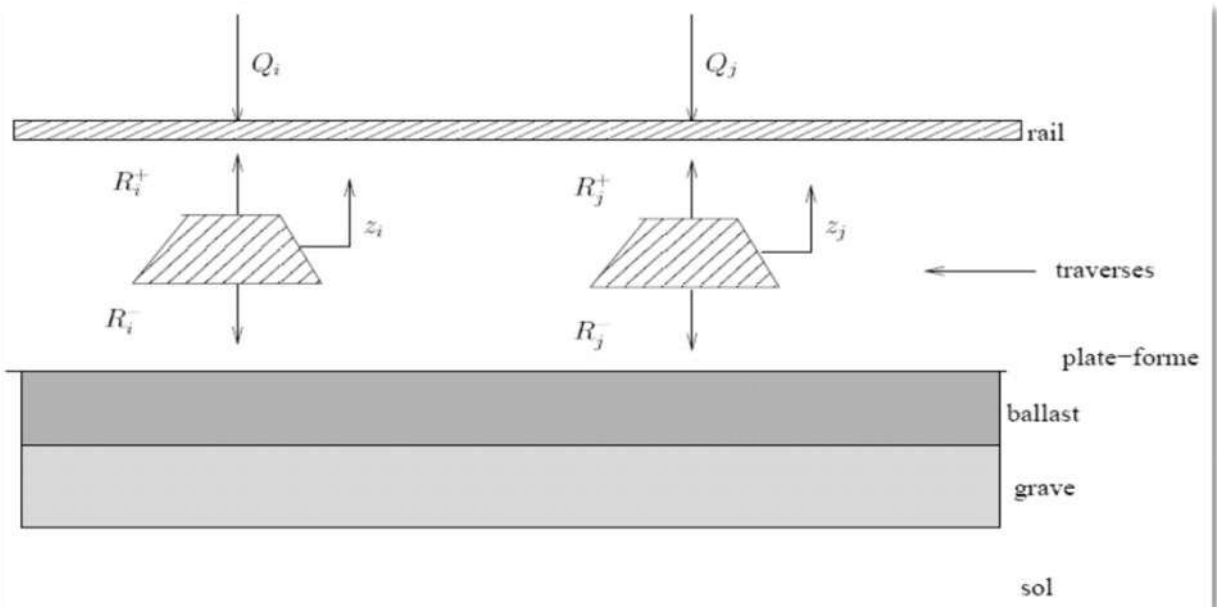


Figure IV. 9 : Modèle de « Sauvage (1993) ».

IV. 5 Modélisation

IV.5.1 Modèle de Winkler

La modélisation de la voie ferrée est la plus simple que l'on puisse imaginer. On en trouve une description dans les ouvrages classiques tels que celui de Timoshenko (1990). Elle consiste à schématiser le rail comme une poutre élastique de rigidité en flexion EI, reposant sur appui élastique continu de raideur uniforme Kv appelée ''module de voie'', modélisant l'action de cette dernière sur rail (figure IV.9), et définie comme suit:

P(x) = - Kvz(x)

Où : z, désigne la flèche du rail au point x, égale à l'opposé du tassement de la voie, et p(x) la densité linéique d'effort exercée par la voie sur le rail.

L'équation (4.1) combinée à l'équation d'équilibre de la poutre :

$$\frac{d^2M}{Dx^2}(x) - p(x) = 0 \qquad \text{(IV.5)}$$

M(x) : moment fléchissant), ainsi qu'à loi de comportement moment courbure :

$$M(x) = EI\frac{d^2z}{d^2x} \qquad \text{(IV.6)}$$

Conduit à l'équation différentielle suivante donnant la déflexion du rail :

$$\frac{d^4z}{dx^4} + \left(\frac{kv}{EI}\right) Z = 0 \qquad \text{(IV.7)}$$

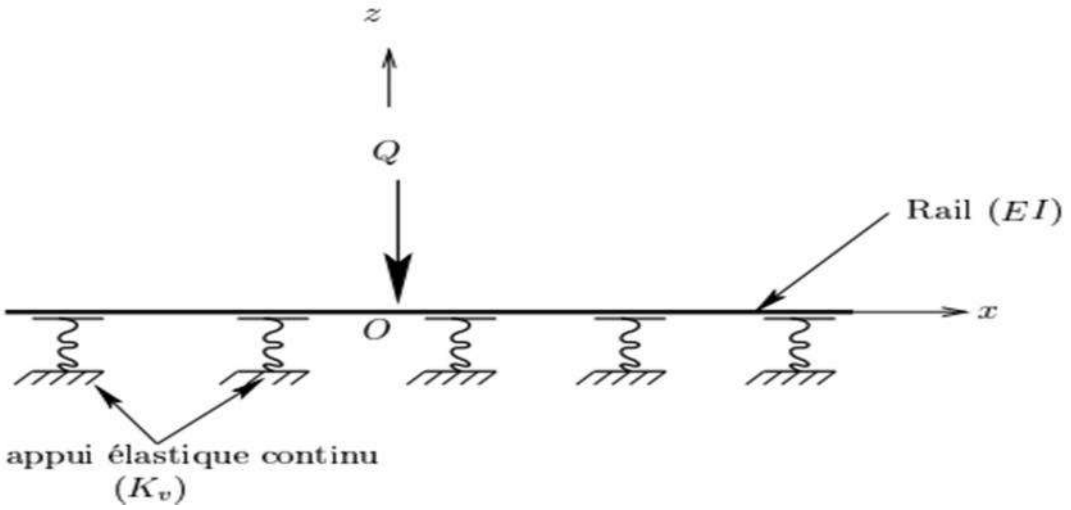


Figure IV10 : Modèle de Winkler.

La solution de cette équation, pour une charge concentrée Q appliquée en x=0 est la suivante :

$$z=(-\frac{Q}{8a^3EI})\exp(ax)\,(\cos(ax)-\sin(ax))si\ x<0 \qquad \text{(IV.8)}$$

$$z=(-\frac{Q}{8a^3EI})\exp(-ax)\,(\cos(ax)+\sin(ax))si\ x>0 \qquad \text{(IV.9)}$$

Où :

$$a=(\frac{K_v}{4EI}))^{1/4}$$

a , la dimension de l'inverse d'une longueur.

La courbe de déflexion est alors composée de deux sinusoïdes amorties symétriques par rapport à l'axe vertical (Oz) coïncidant avec la charge appliquée Q. le tassement au droit du point d'application de la charge ponctuelle, vaut en particulier

$$\delta=-z(x=0)=\frac{Q}{8a^3EI} \qquad \text{(IV.10)}$$

IV.5.2. Présentation des données

Une étude bidimensionnelle (déformation plane) de la voie ferrée et de ses sous-couches a été élaborée et suite à cela, nous avons abouti à trois possibilités d'étude de notre structure, à savoir :

- Le cas statique, avec une coupe transversale et longitudinale de la structure ; transversale et longitudinale.
- Le cas statique avec un coefficient de majoration qui tient en compte l'effet des

forces de stationnement et de freinage avec une coupe transversale et longitudinale.

Notre modèle consiste à une structure multicouche, couche de ballast, sous ballast couche de fondation couche anticontaminante et couche de forme reposant sur le sol support. D'autre part, le rail est reposant sur les traverses qui reposent sur la couche de ballast

IV.5.3. Géométrie du modèle

Le modèle géométrie définir par un état de déformation plane à 15 nœuds et constitué par les déférentes couches de sol avec les traverses et le rail sous une charge ponctuel. Il est représenté sur la figure IV.11 La couche d'assise et la sous-couche sont constituées par les différents matériaux suivants :

- Une couche supérieure de ballast de 25/50, d'une épaisseur de 30 cm.
- Une sous-couche de grave (sous-ballast) de 0,31/5 mm, d'une épaisseur de 25 cm.
-Une couche de fondation d'argile sableuse d'une épaisseur de 15 cm.
- Une couche anti-contaminant d'argile sableuse d'une épaisseur de 15 cm.
-Une couche de forme d'argile sableuse, d'une épaisseur de 50 cm.

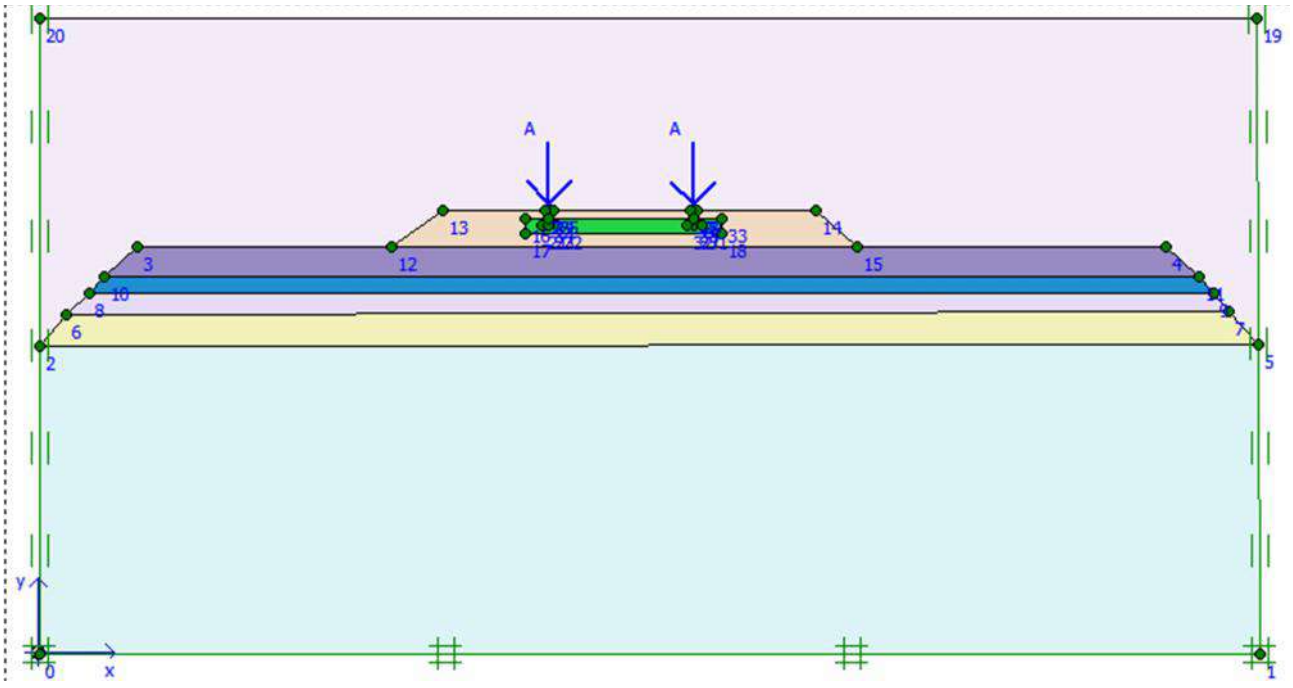


Figure IV.11: le modèle géométrique

IV.5.4. Caractéristique des matériaux

Les matériaux qui composent notre modèle sont détaillés aux tableaux. Ces matériaux obéis à des lois de comportement déférentes, car c'est à partir de cela que tous les calculs seront développés.

On considère que :

➢ Le rail est une structure rigide en acier avec une loi de comportement linéaire élastique.

Tableau IV.1: les caractéristiques de rail.

Identification	Material Type	EA (KN/m)	EI (KNm^2/m)	MP	NP
Rail	Elastique	4800,00	1,54.10	1,0.10	1,0.10

➢ Les traverses, matériaux en béton précontraint ou en bois, étudié par la loi de comportement linéaire élastique ;

➢ On choisir la loi de (comportement Hardening Soil Model) pour les couches de ballast, sous ballast, couche de fondation , anticontaminante et couche de forme.

Tableau IV.2 : les caractéristiquesdes couches d'assise.

Identification	Material modèle	Type	γd (KN/m^3)	γh (KN/m^3)	E_{50}^{ref} (KN/m^2)	E_{ur}^{ref} (KN/m^2)	**Cref**(KN/m^2)	ϕ (°)
Ballast	Hardening soil model	Drained	18,0	18,0	1,50E+05	4,50E+05	0,100	49,0
Sous ballast	Hardening soil model	Drained	20,0	20,0	1,200E+05	3,60E+05	1,0	44,0
Couche de Fondation	Hardening soil model	Drained	20,5	22	3,833E+05	2,65E+05	25	29
Couche anticontaminante	Hardening soil model	Drained	20,5	22	3,833E+05	2,65E+05	25	29
Couche deforme	Hardening soil model	Drained	20,5	22	3,833E+05	2,65E+05	25	29

➢ Le sol support se compose de deux types sol, à savoir, l'argile peu plastique et l'argile très plastique on a sélectionné la loi de comportement Mohr Colomb .

Tableau IV.3 : les caractéristiques de couche de sol support.

Identification	Loi de comportement	Type	γd (KN/m^3)	γh (kN/m^3)	Eref (KN/m^3)	υ	Cref (KN/m^2)	ϕ (°)
Sol support (Argile)	Mohr Coulomb	Undrained	20,00	21,00	2000	0,30	22,00	16,33

➢ On a deviné le vide sur le modèle qui représente l'air entre le rail et le ballast avec une loi de comportement linéaire élastique

Tableau IV.4 : les caractéristiques des traverses et de vide.

Identification	Loi de comportement	Type	γd (kN/m^3)	γh (kKN/m^3)	Kx (m/j)	Ky (m/jr)	Eref (KN/m^2)	υ
Traverse en béton précontraint	Linéaire élastique	Non poreux	25,0	25,0	0,00	0,00	5,0. 10^4	0,25
Traverse en bois	Linéaire élastique	Non poreux	4,9	4,9	0,00	0,00	1,6 .10^7	0,42
Vide	Linéaire élastique	Non poreux	0,10	0,10	0,00	0,00	0,10	0,20

D'où :

γ : poids volumique ;K : Perméabilité

Eref : Module de Young ;Eoed : Module œnométrique

υ : Coefficient de poisson ;K0: Coefficient de repos des terres

Cref : Cohésion ;φ : Angle de frottement interne.

IV.5.5 Les conditions aux limites

On choisit les conditions aux limites par défaut, c'est-à-dire les déplacements horizontaux sont bloqués dans les côtés du système et les déplacements verticaux sont libérés, tandis les déplacements de la base sont entièrement bloqués.

Les conditions aux limites pour les charges statiques sont représentées dans la figure suivante :

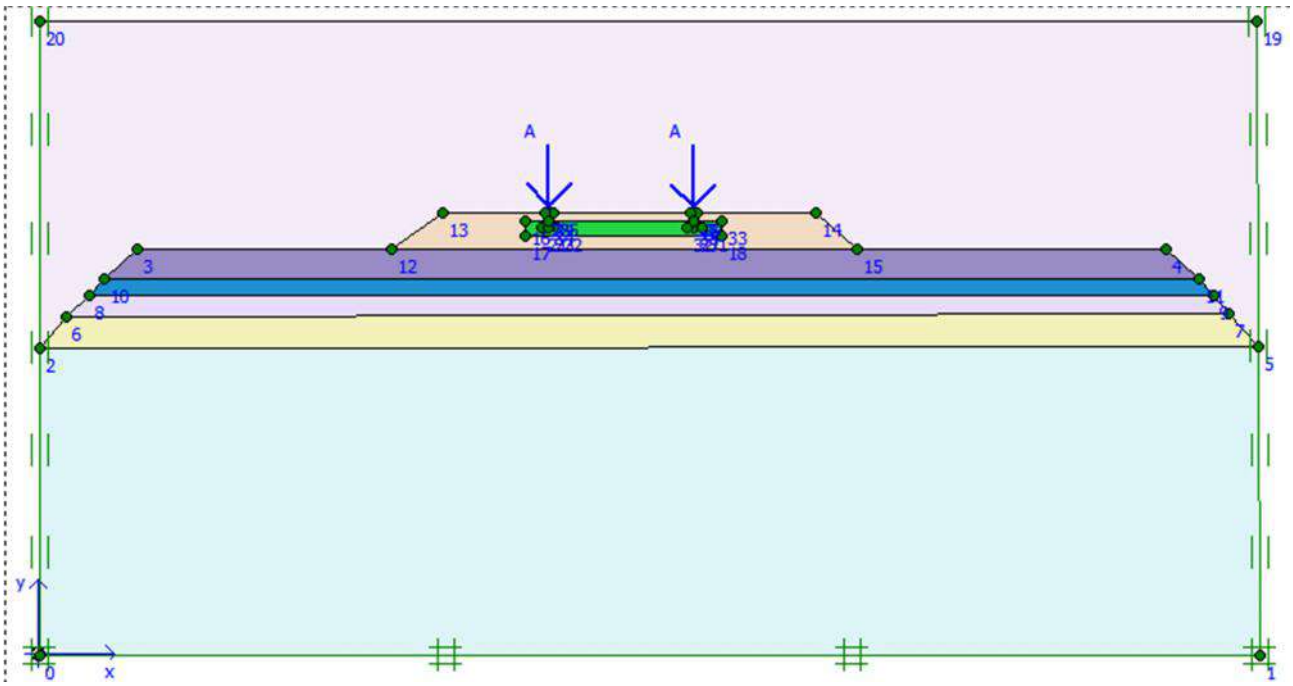


Figure IV.12 : la géométrie d'une coupe transversale avec une charge statique.

IV.5.6. Génération du maillage

Le modèle de référence se fait part des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de (841) éléments et le nombre des nœuds est de (7041) nœuds, On utiliser un maillage global (*global Coarseness*).

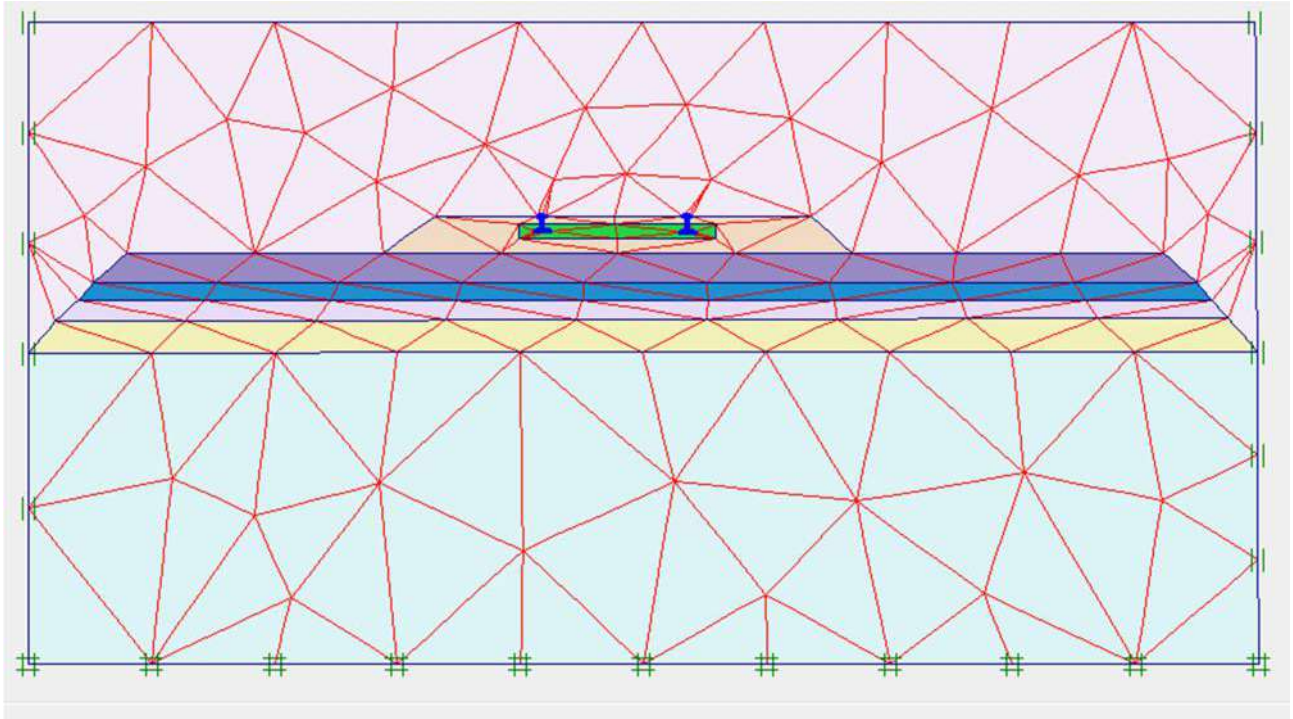


Figure IV.13: Le Maillage d'une coupe transversale.

IV.5.7 .Les conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

a- Conditions hydrauliques

L'étude de cette modèle a été réalisée.

1. Cas de sol support sec

2. Cas de sol support saturée (zone inondable)

b- Contraintes initiales

Généralement le calcul de contrainte initiale selon la génération des valeurs de K0 état de poussé de terre aux repos. Ses valeurs sont générées automatiquement par le logiciel d'après la formule de Jacky .On garde le poids du sol à 1KN, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

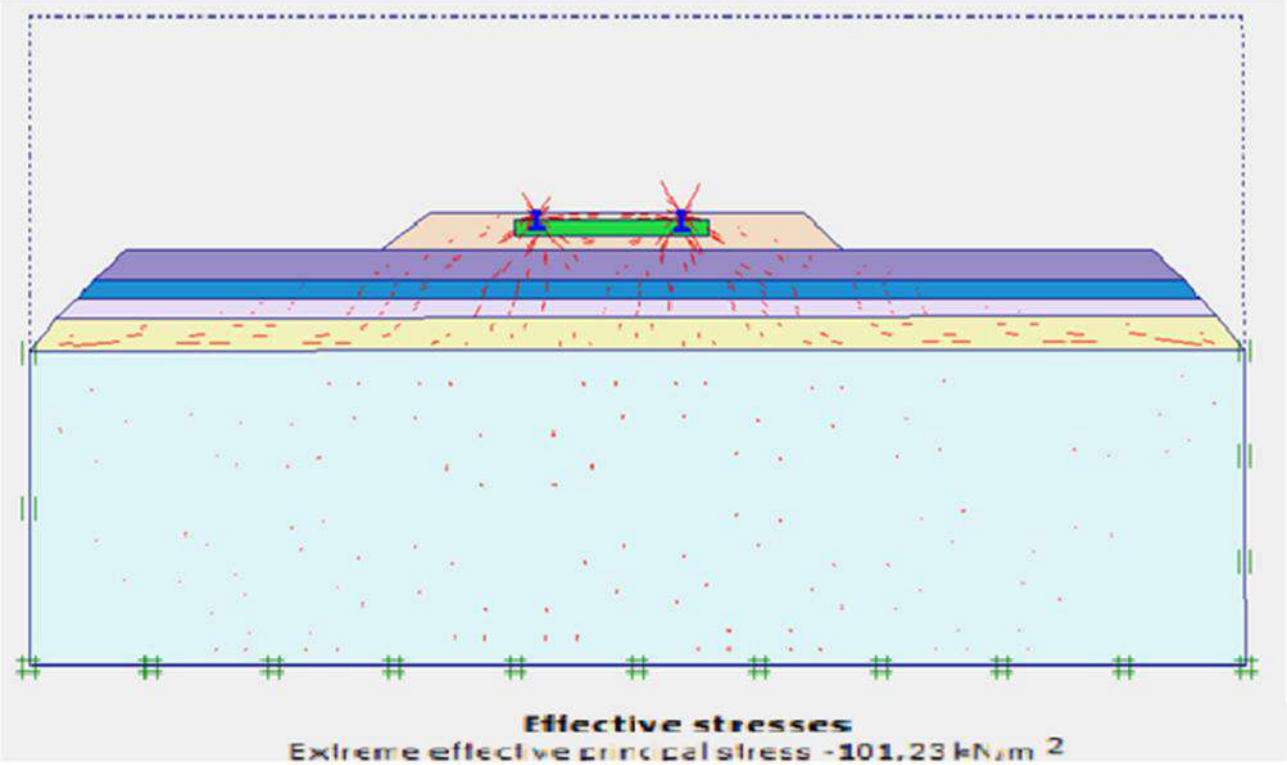


Figure IV.14 : la distribution des contraintes totale (-101,23 KN,m2).

IV. 6 simulation

a- Cas où les charges sont de types statiques ; charges
statiques avec coefficient de majoration.

L'étude est réalisée sur les deux coupes (profil en long, profil en travers), avec une deux types de travers (travers en béton précontrainte, travers en bois) l'analyse de calcul et l'interprétation des résultats comme suivants :

➢**Phase 0 :** initiation des contraintes (procédure K0) ; on détermine les contraintes

effectives ;

➢**Phase 1 :** l'activation de couche de forme plus une couche de fondations ;

➢**Phase 2 :** l'activation de couche anti contaminante et la couche de fondation

➢**Phase 3 :**l'activation de couche de sous ballast et de ballast ;

➢**Phase 4 :** la mise en place des traverses ;

➢**Phase 5 :** la pose du rail ; l'activation du vide entre les traverses, le rail et le ballast et l'activation du système des charges sur le rail.;

IV. 7 Résultats de la-simulation

a. Cas d'une charge statique

Nous débuterons par les déformations de maillage, les déformations des éléments structuraux tels que la courbe de déplacement, la courbe de cisaillement, la courbe du moment tout en imageant les résultats obtenus.

➢Pour la coupe transversale pour des traverses en béton précontraint :

La déformation montre que la structure, face à une charge statique de *77 KN* (soit 225 *KN* par essieux), reste intacte, car la structure c'est déplacé que -39,94.$10^{-3}m$. Donc, on peut très bien constater que nous sommes dans la marge de déplacement admissible de l'U.I.C qui est de 6 cm. Pour le cas des déformations verticales, et ce, pour la même coupe, ce qui suit :

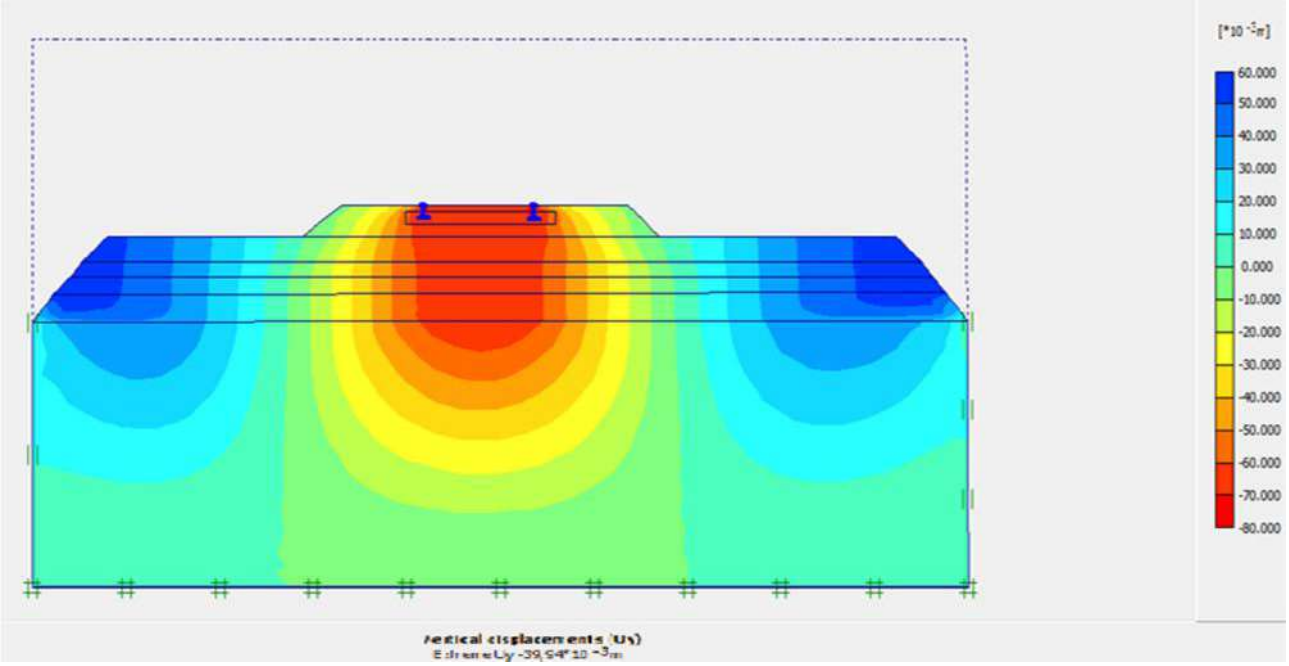


Figure IV.15: résultats de déplacement vertical (cas traverse en béton précontraint).

➢Pour la coupe transversale pour des traverses en bois : Nous remarquons que la charge émise par les essieux sur la voie est bien répartie sur la structure puis se dissipe jusqu'au niveau du sol support. De plus, à partir de cette image, nous constatons que les déplacements verticaux sont de **39,94.** $\mathbf{10^{-3}}$ m . Donc nous nous retrouvons toujours dans la marge de la norme utilisée.

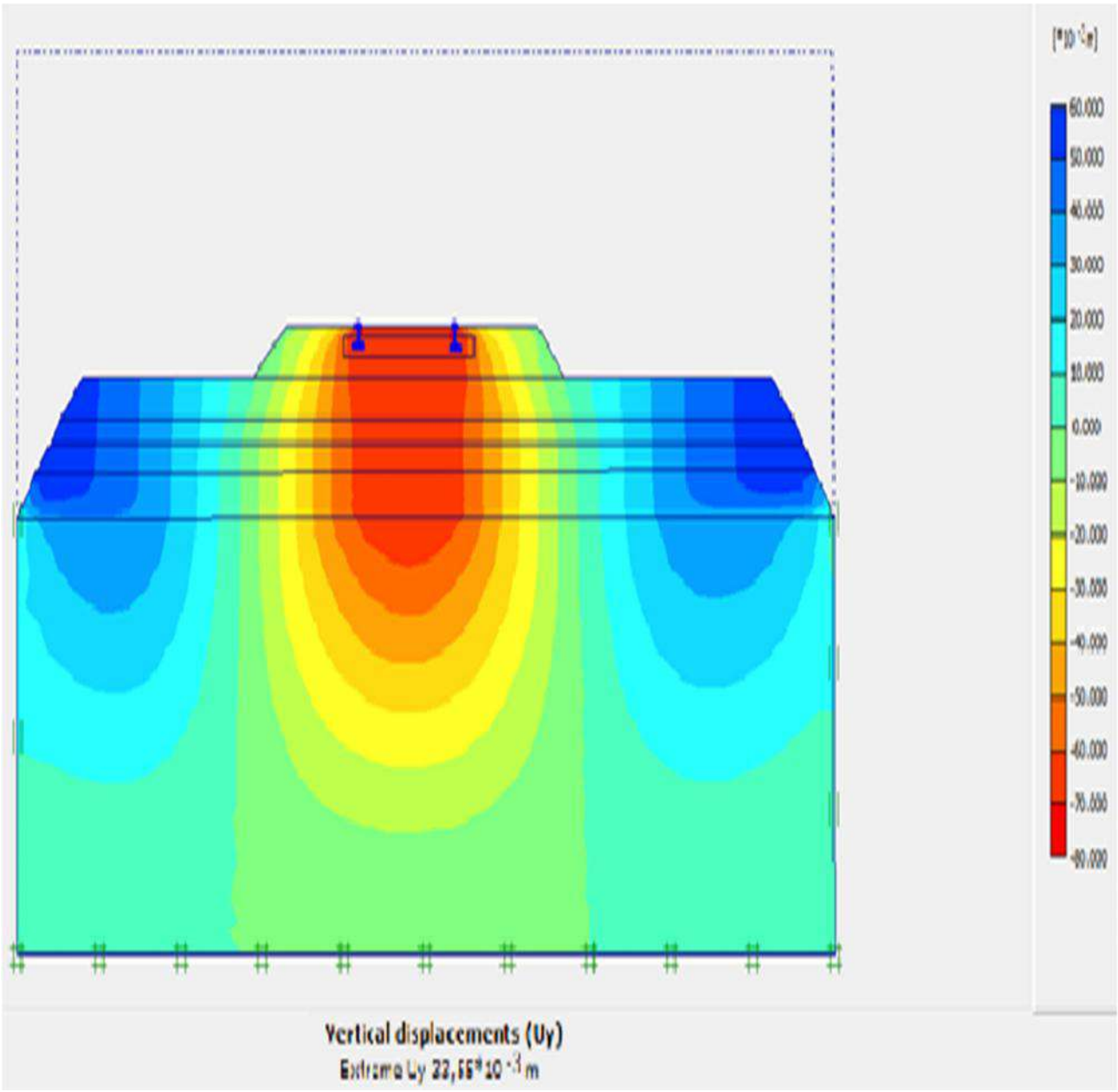


Figure IV.16: résultats de déformation verticale coupe transversale (cas traverse en bois).

Les résultats de calculs statistiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : résultats des calculs statiques.

	Coupe transversale
Type de travers	**Déplacement vertical(m)**
Béton précontraint	**39,94.** $\frac{cer}{10^{-3}}$
Bois	**33,55.** $\frac{10^{-3}}{10^{-3}}$

➢Pour la coupe transversale pour des traverses en béton précontraint : Nous constatons que les déplacements verticaux sont de . Donc nous nous retrouvons toujours dans la marge des déformations admissibles de la norme utilisée UIC.

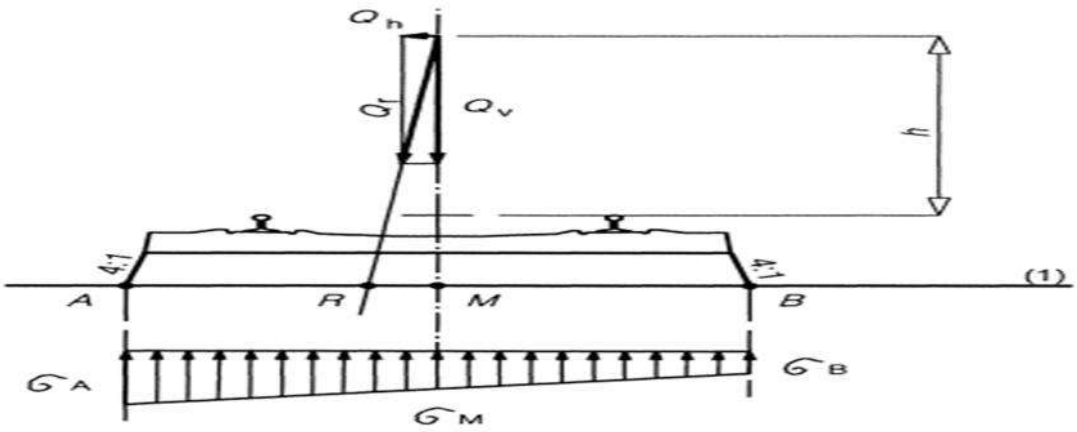
➢Pour la coupe transversale pour des traverses en bois **:** Nous constatons que les déplacements verticaux sont de. Donc nous nous retrouvons toujours dans la marge de la norme utilisée

➢Pour la coupe transversale pour des traverses en béton précontraint : Nous constatons que les déplacements verticaux sont de . Donc, nous nous ne retenons pas cette valeur puisqu'elle a dépassé le déplacement admissible Uy = 6 cm . Les résultats de calcul sont comme suit :

➢Pour la coupe transversale pour des traverses en bois : Nous constatons que les déplacements verticaux sont de . Donc, nous nous ne retenons pas cette valeur puisqu'elle a dépassé le déplacement admissible = 6 cm .

b. Cas d'une charge mobile

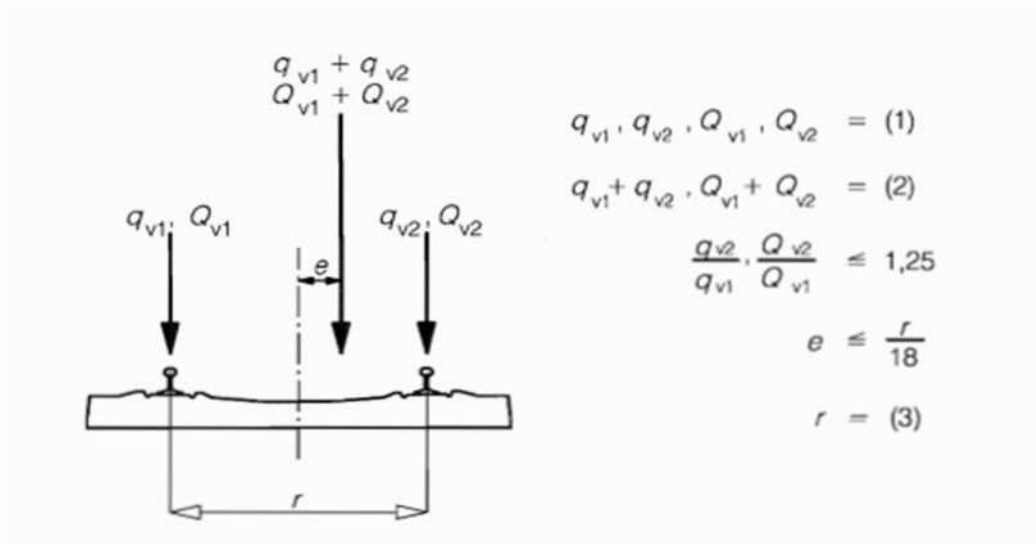
On va considérer, dans ce cas, une charge transmise par ½ essieu (Q = 125KN) mais mobile le long de notre rail, considéré comme une poutre (métallique) reposant sur des appuis élastiques à travers les traverses (Figure **IV.20**). Les calculs pour la détermination des cas défavorables (Mmax et Qmax) seront menées à l'aide du logiciel « Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2014››, afin de pouvoir valider les dimensions de la raille et le calcul des contraintes et des déformations de la base.



clé

(1) plane de référence

Figure IV .17- Répartition transversale des actions des traverses et du ballast, voie sans dévers (effet d'excentricité des charges verticales non représenté)



Clé

(1) charge uniformément reparte et charges ponctuelles sur chaque rail selon le cas

(2) LM71(et SW /0 si nécessaire)

(3) distance transversal entre les charges de roue

Figure IV .18 - Excentricité des charges verticales

Calcule Q_{max} par essieu (Q_2)

dans **Tableau A.2 - Modèle de charge E4**

- ✓ On a $Q_{max} = 250\ kN$; q_2 = 25t/2=12.5t et $Q_2 = 12.5 * 1.25 = 15.625t$ par essieu
  - Calcule la contrainte par essieu σ_2

  On a les épaisseurs de traverse monobloc M450 en béton précontraint



Figure IV.19: Détail d'une traverse monobloc M450 en béton précontraint

- ✓ Calcule la surface de traverse

  A= 0.29*2.415=0.70035 m^2

- ✓ En calcule demi surface de traverse monobloc M450 en béton précontraint à côté de rail

  A/2= 0.350175 m^2

  Donc

  σ_2=Q_2/ (A/2)

  σ_2=15.625 /(A/2)= 15.625 /0.350175=44.620546 t/m^2

$Q_1 = 12.5 * 0.75 = 9.375t$

B/2=A/2= 0.350175 m^2

σ_1=9.375/0.350175=26.7723812t /m^2

Donc $\sigma_1 \ll \sigma_2$ cv

l'épaisseur de la forme de structure :

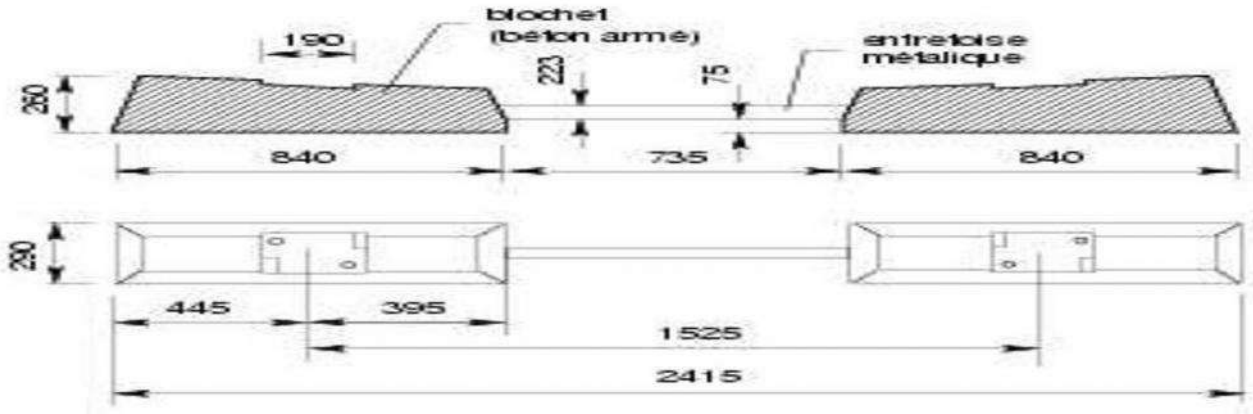
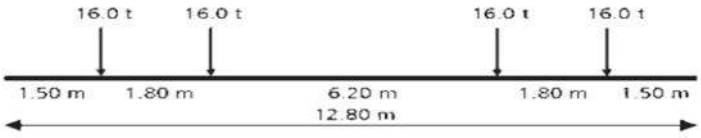
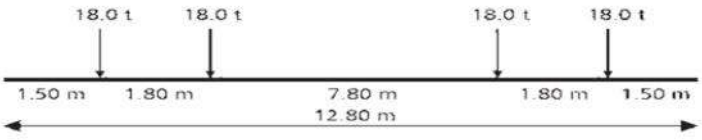
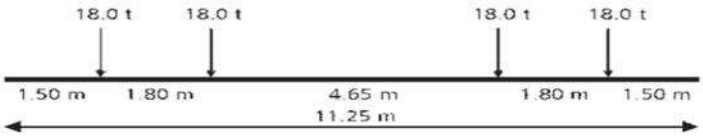
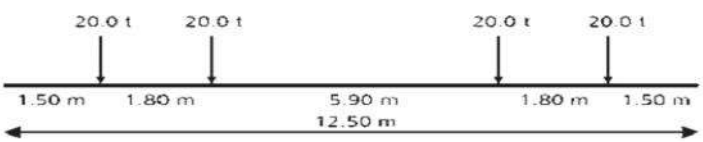
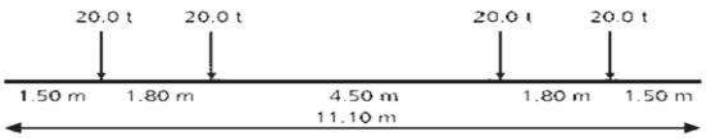
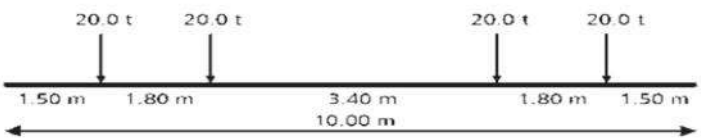
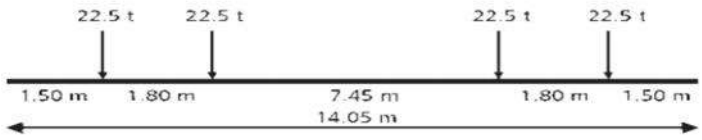
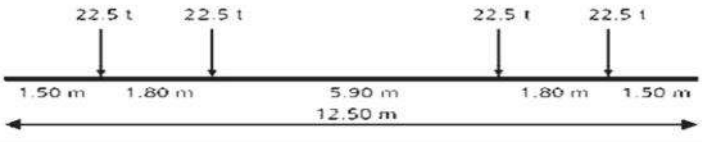


Figure IV.20: La traverse bi-blocs.

Dans cette image en trouve r = 1.525m donc :

e = $\leq \frac{1.525}{18} = 0.084722m$

Wagon de référence	Masse par essieu	Masse li-néaire	Caractéristiques géométriques
A	16 t	5,0 t/m	
B1	18 t	5,0 t/m	
B2	18 t	6,4 t/m	
C2	20 t	6,4 t/m	
C3	20 t	7,2 t/m	
C4	20 t	8,0 t/m	
D2	22,5 t	6,4 t/m	
D3	22,5 t	7,2 t/m	

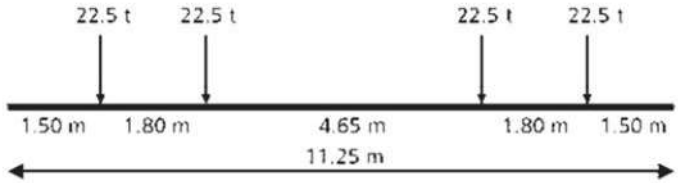
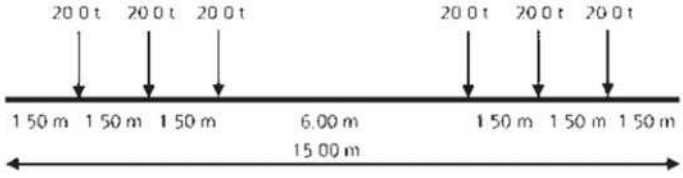
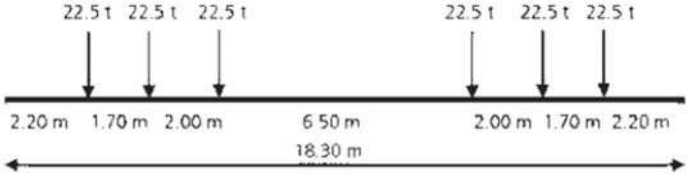
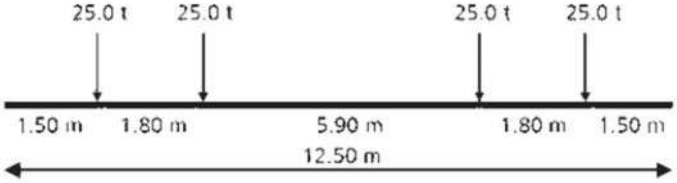
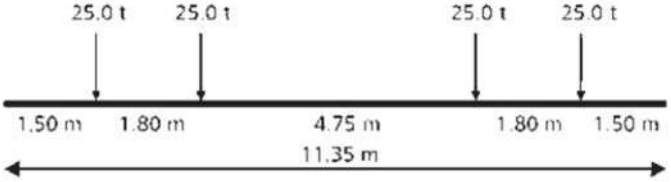
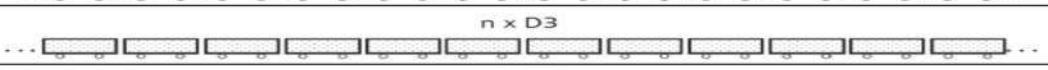
D4	22,5 t	8,0 t/m	
xL-a	20 t	8,0 t/m	
xL-b	22,5 t	7,4 t/m	
E4	25 t	8,0 t/m	
E5	25 t	8,8 t/m	

Tableau A.2 - Modèle de charge
représentant les catégories de ligne pour tous les véhicules

Catégorie de ligne	Disposition de wagons de référence n... nombre infini
A	
B1	
B2	
C2	
C3	
C4	
D2	
D3	
D4	

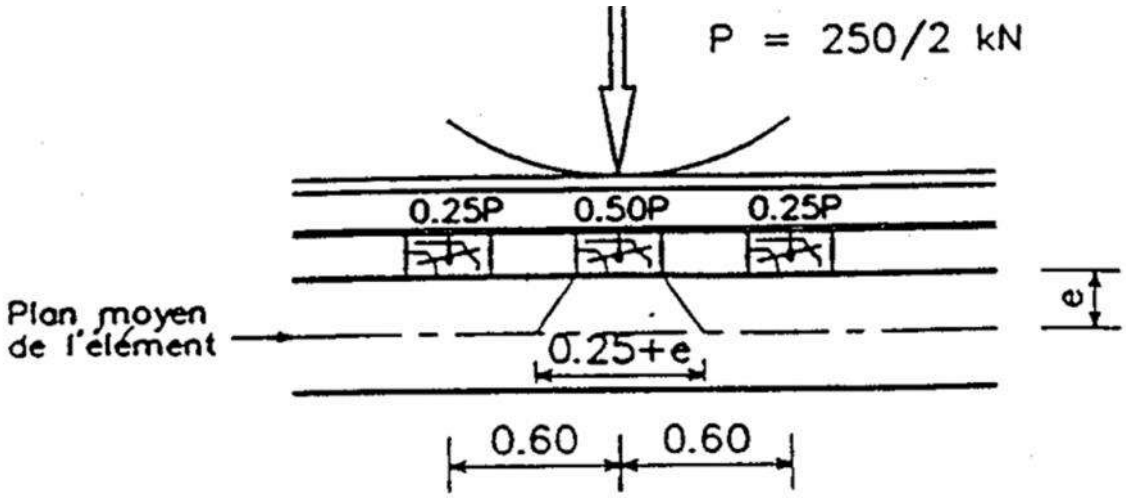


Figure IV.21 limites de la flèche sous poids permanent

- **Résultats de calcul (Diagrammes de M et Q).**

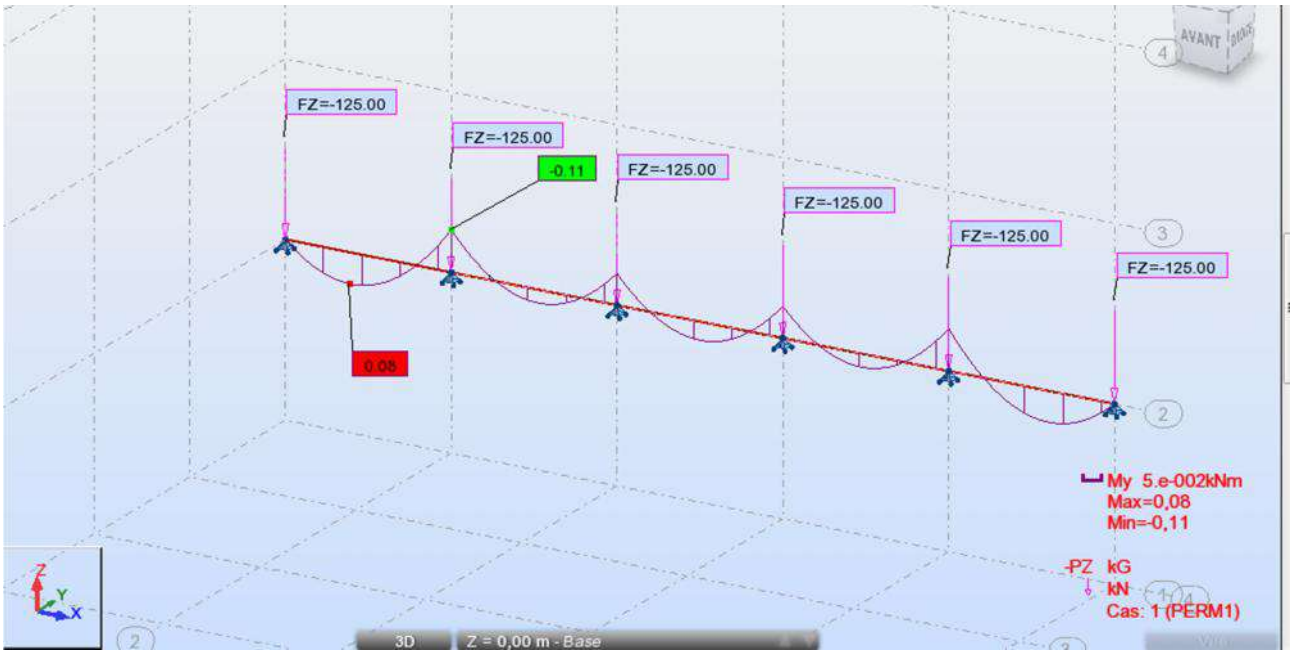


Figure IV.22 : variation du moment fléchissant

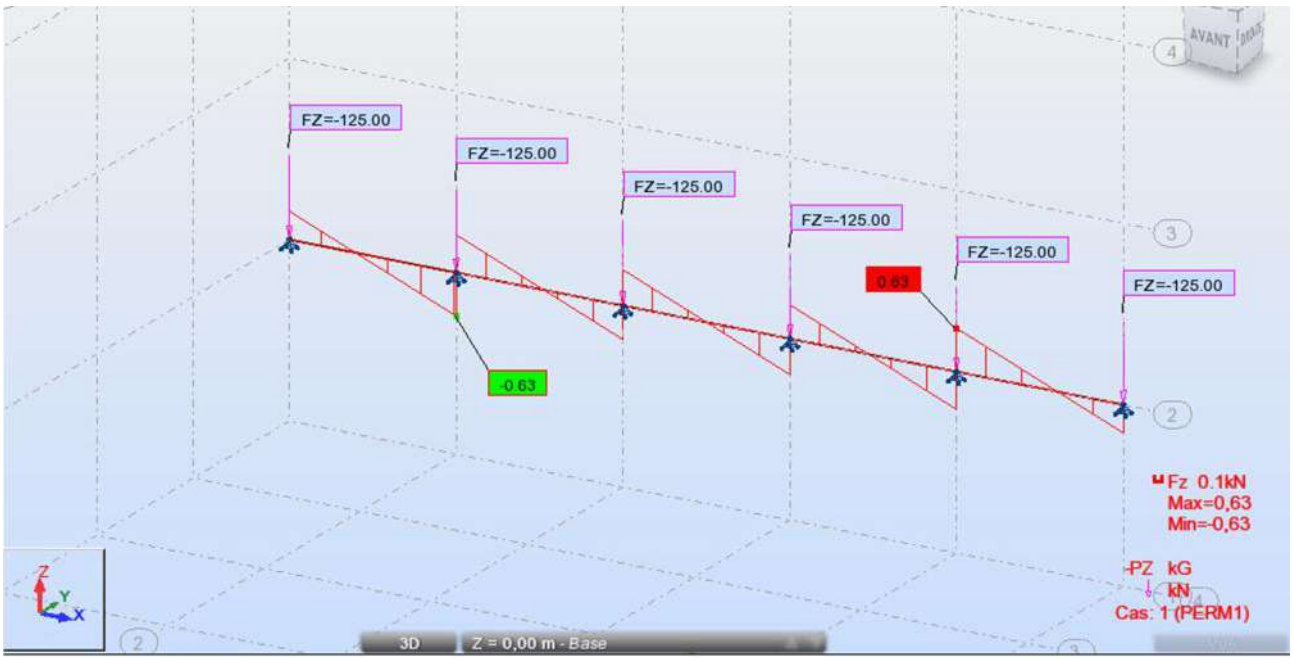


Figure IV.23 : variation de l'effort tranchant

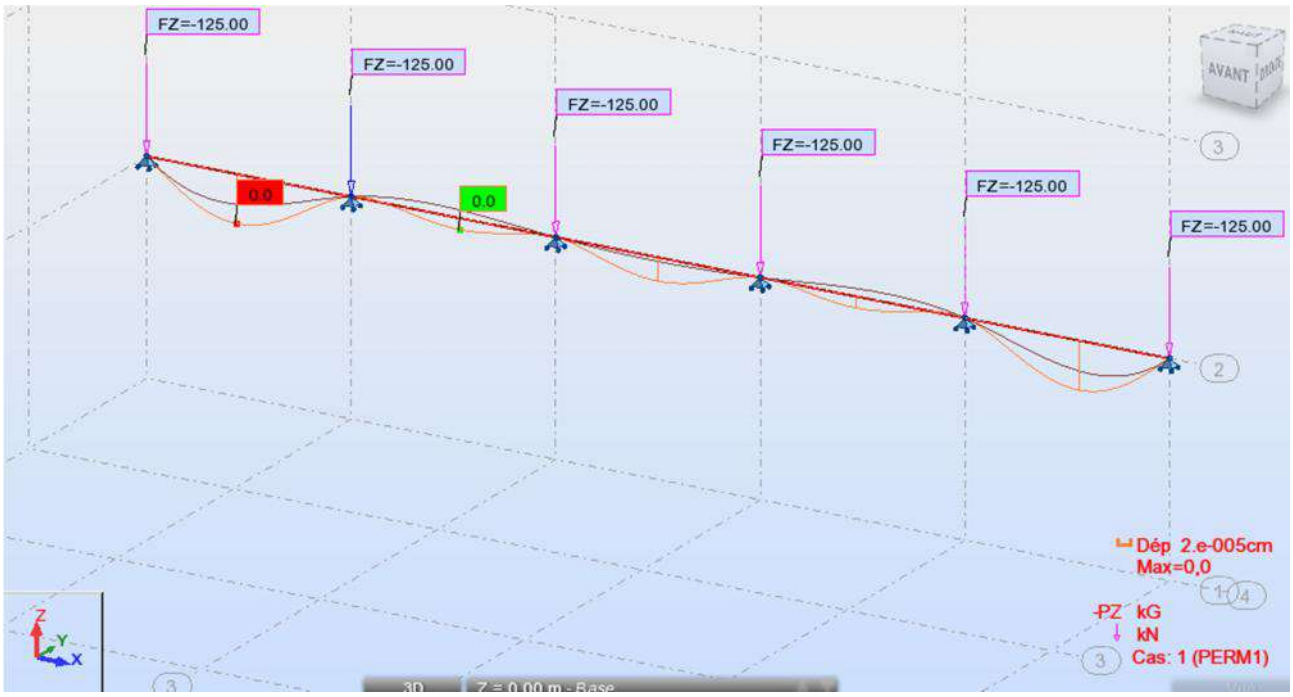


Figure IV.24 variation Déformation

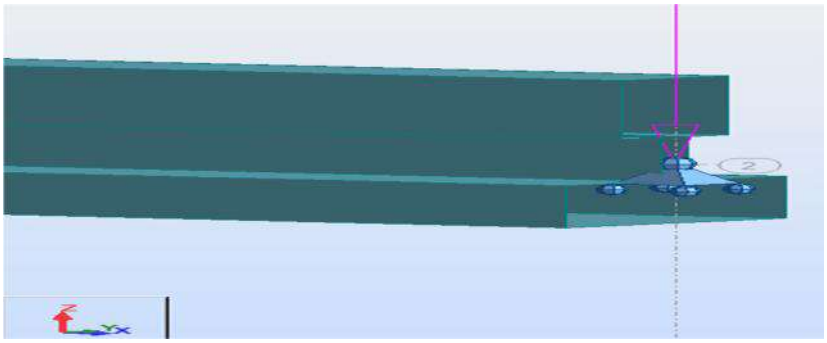


Figure IV.25 Structure de rail dans logiciel « Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2014››,

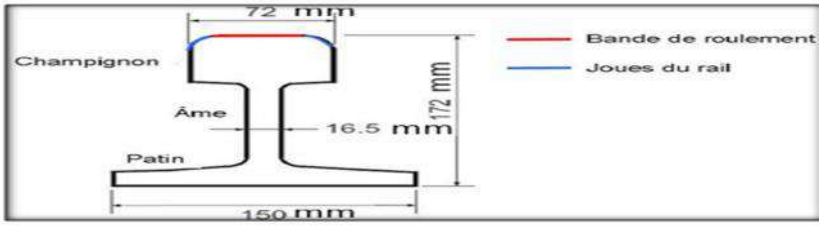


Figure IV.26 Structure de rail

- **Vérification des dimensions du rail**

$$I_x = \frac{bh^3}{12} - \left(\frac{be}{12} * \frac{(h-2t)^3}{12}\right) = \frac{0.150*0.172^3}{12} - \left(\frac{0.15-0.0165}{12} * \frac{(0.172-2*0.07)^3}{12}\right) = 6.36 * 10^{-5} - (0.011125 * 2.73066 * 10^{-6}) = 6.35696 * 10^{-5} m^2$$

$$W = \frac{I_x}{v} = \frac{6.35696*10^{-5}}{\frac{h}{2}} = \frac{6.35696*10^{-5}}{\frac{0.172}{2}} = 7.3918*10^{-4} m^3$$

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} \leq \sigma_E \quad , W = \frac{I_x}{v} = \frac{6.35696*10^{-5}}{\frac{h}{2}} = \frac{6.35696*10^{-5}}{\frac{0.172}{2}} = 7.3918*10^{-4} m^3$$

$$\sigma_{max} = \frac{0.08}{7.3918*10^{-4}} = 108.2280\ kN/m^2 \quad \square\ \sigma_e = 900 \square 10^3\ KN/m^2$$

donc cv

Calcul de contraint de cissaiment

$$\tau = \frac{F}{S} = \frac{0.63}{0.013398} = 47.0219 kN/m^2$$

$$\tau_{adm} = 0.4\ \sigma_e = 0.4 \square 900 \square 10^3 = 360 \square 10^3 kN/m^2$$ donc cv

IV. 9. Discussion des résultats

Les simulations effectuées dans ce chapitre à l'aide de code de calcul en élément finis sur les modèles numériques transversal, nous montres les points suivants :

- Dans le cas d'une charge statique sur un modèle transversal les résultats sont de l'ordre de **33,55**. $\mathbf{10^{-3}}$ **(**m) pour les traverses en bois et de précontraint qui montrent que les déplacements verticaux sont acceptables**. 39,94.**$\mathbf{10^{-3}}$ **(m)** pour travers en béton, se référant à la norme UIC où les valeurs enregistrées se trouvent dans l'intervalle admissible 3 cm à 6 cm des valeurs des déplacements verticaux.

- Pour le cas de la charge mobile, on a enregistré les cas les plus défavorables de (Q_{max} et M_{max}) aux milieux des deux appuis, Ces valeurs nous ont permis de valider le dimensionnement standard des rails métalliques

- suite aux valeurs trouvées de moment fléchissant et effort tranchant, la vérification de contrainte normale et la contrainte de cisaillements par rapport aux contraintes admissibles, on remarque que le profilé de rail a largement vérifié. En ce qui concerne les déformations du profilé rail aucune déformation n'est enregistrée est cela due principalement au rapprochement des appuis fabriqué de béton précontraint qui est de 60 cm.

IV. 10. Conclusion

Dans le résultat obtenu il ya aucune risque de cissaiement et de déformation dans le rail.

Suite aux opérations de calcul effectué en utilisant des programmes de calcul (Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2014 et PLAXIS), ainsi que les vérifications nécessaire réalisé on peut conclure que

nos résultats de cette étude sont acceptable.

Conclusion générale et recommandations

A la lumière de ce présent travail, nous pouvons conclure les points suivants : Les problèmes les plus rencontres dans le domaine des voies ferrées (renversement, tassement différentiel, le contacte entre rail roue et la variation des épaisseurs de la structure) ne peuvent pas être lié à une seule cause et qui dépend de plusieurs paramètres (qualité de sol et matériaux, densité de trafic et vitesse de circulation), d'où il est nécessaire d'examinée chaque paramètre et de le prendre en considération lors de l'étude d'une structure ferroviaire.

À la base des visites et missions de reconnaissance sur terrain ainsi les résultats de reconnaissance géotechnique on a conclu que :

- ✓ lors du dimensionnement de la structure.

Les sols sont classées en fonction de quatre classifications géotechniques à savoir la classification LCP, USCS, GTR et AAHTO dans le but de prendre en compte plusieurs paramètres dont certains qui diffèrent dans chaque classification, d'où on a trouvé presque les mêmes classes.

Le dimensionnement a été réalisé en deux parties, dont la première consiste à déterminer l'existence ou la non-existence de la couche de forme et son épaisseur si ce dernier existe, en fonction de la qualité du sol support qui SQ_1 mauvais et on a obtenu une plateforme mauvaise qui nécessite une couche de forme de 0,5 m d'épaisseur et une couche anticontaminante de 15 cm avec une couche de fondation de 15 cm plus 0,3 m pour la couche de ballast, 0, 25 m pour la couche de sous ballast.

Suite à la modélisation réalisée nous pouvons conclure que le modèle numérique, proposé de la structure dimensionnée, a donné des résultats très réalistes qui montrent le bon choix des conditions telles que, les conditions géométriques (les épaisseurs); aux limites standard et absorbantes, les lois de comportements utilisées pour le rail, les matériaux des traverses, les conditions hydrauliques et de chargements statiques ;

Finalement, nous recommandons les points suivants :

- Respecter les épaisseurs des couches trouvées pondant la construction de la voie on utilisant des matériaux de bonne qualité sans oublier qu'il ne faut pas que la structure soit exposé a un trafic excessif qui accélère le cycle de fatigue dans le ballast qui augmente le tassement dans la structure.

- La protection des sous-couches de la structure par les ouvrages d'assainissements et de drainage d'une façon a protégé la structure et le sol support contre l'inondation qui en résulte des déplacements qui cause des dommages considérables.

- La mise en œuvre d'autres modèles numériques qui prennent en considération d'autres types de matériaux d'autres épaisseurs pour les couches de la structure d'une façon a déterminées les épaisseurs minimales de la structure pour minimiser le cout de la structure (optimisation).

- suivant les résultats obtenus de l'ors de la modélisation sur plaxis ou a trouvées que, sont acceptable par rapport aux exigences inferieur a déplacement admisible 6cm

- Dans le cas d'une charge statique sur un modèle et sous les charges indiquer par les vibration transversal les résultats sont de l'ordre de **33,55.** 10^{-3} **(**m) pour les traverses en bois et de précontraint qui montrent que les déplacements verticaux sont acceptables **39,94.** 10^{-3}**)**Jusqu'a à pour travers en béton, se référant à la norme UIC

où les valeurs enregistrées se trouvent dans l'intervalle admissible 3 cm à 6 cm des valeurs des déplacements verticales.

-Dans le cas d'une charge mobile le moment fléchissant maximum est déterminé sous le chargement UIC71 avec une valeur de **0.08 KN . m** et l'effort tranchants est déterminer sous SW/0 avec une valeur de **0.63 KN**.

Références bibliographique

- [1] Projet : NOUVEL LE LIGNE FERROVIAIRE A VOIE UNIQUE DJELFA / LAGHOUAT (110 KM)

Titre :ETUDES D'EXECUTION LOT 5 Dossier 201 – réalisation de la campagne d'investigation géotechniques complémentaires RAPPORT TECHNIQUE : GEOTECHNIQUE du PK 82+000 au 96+000 EXE - 1 - 0 - 00 - 30 - R - 8101 - -

du 10/11 /2016

- [2] Rapport d'études

Modernisation infrastructures ferroviaires

Opérations de renouvellement de voies ballast des voies supplémentaires et d'électrification Du Mai 2010.

1018w_Modernisation_des_Infrastructures_Ferroviaires_-_SN

- [3] 4presentation SANSTPETI-ENSTP-04-11-2018.pdf

Etude du tablier d'un pont à poutre multiple en béton précontrainte par
post-tension à destination du trafic ferroviaire
Réalisé par :
Mr : MEZAGUER Rezki

- [4] SETIRAIL, SIDEM, SETOR : ' Note finale de synthèse géotechnique, géologique et hydrologique. Projet : Nouvelle Ligne Ferroviaire à Voie Unique Boughezoul / M'sila (151 Km), Janvier 2012, Algérie.
- [5] Malek Abdelkrim**:** 'Analyse par le calcul des structures du comportement cyclique à long terme des infrastructures de transport, Thèse de doctorat l'école national des ponts et chaussées, 2004, pp.98-105, France
- [6] Amroune Abdelouahab : ' hydrogéologie et qualité des eaux souterraines de la plane de m'sila

- [7] SNCF direction de l'équipement et l'aménagement: 'Dimensionnement des structures d'assise pour la construction et la réfection des voies ferrées', Document Intérieur, PARIS, février 1996, pp.3-20, France.
- [8] EPLFL-TH4697.pdf

Comportement du ballast sous l'action dubourrage et du trafic ferroviare

- [9] SETIRAIL, SIDEM, SETOR **:** ' Note finale de synthèse géotechnique, géologique et hydrologique. Projet : Nouvelle Ligne Ferroviaire à Voie Unique Boughezoul / M'sila (151 Km), Janvier 2012, Algérie.
- [10] CAHIER DES PRESCRIPTIONS COMMUNES

Applicables aux marchés de travaux d'ouvrage d'art et autres constructions

NG AG 4 A0 1 LIVRET 2.01

RÈGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGE EN BETON ,EN METAL OU MIXTES

(Edition février 1995).

- [11] EN 1991-2 (2003) (English): Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]
- [12] Jean-Pierre MAGNAN: 'Description, identification et classification des sols Technique de l'ingénieur. Doc.C208.
- [13] SNCF direction de l'équipement et l'aménagement: 'Dimensionnement des

structures d'assise pour la construction et la réfection des voies ferrées', Document Intérieur, PARIS, février 1996, pp.3-20, France.

- [14] SETRA**:** 'Rapport d'études modernisation des infrastructures ferroviaires', mai 2010.
- [15] SETRA. 'Guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussée', 1994.

- [16] SETIRAIL, SIDEM, SETOR **:** ‘ Note finale de synthèse géotechnique, géologique et hydrologique. Projet : Nouvelle Ligne Ferroviaire à Voie Unique Boughezoul / M'sila (151 Km), Janvier 2012, Algérie.
- [17] Hammou Khauhla : ‘contribution à l’étude de la Biodiversité des Lombriciens dans la région d’El Hodna’ ; mémoire de master. université Constantine 1, 2014, pp.14,Algérie.
- [18] Joi IBINGA. Cederik AGOSTINO PEDRO TEKA : ‘Etude du comportement et dimensionnement d’une structure ferroviaire’. Mémoire de master, institut des sciences de la terre et de la nature, département géotechnique, centre universitaire Khemis Miliana, 2012, Algérie.

[19] MEBROUK Faouzi : ‘Etude de la stabilité d’une structure en terre par la méthode des éléments finis’, Mémoire de magister au centre universitaire Cheik larbi Tebessi – Tébessa, 2008, Algérie,

- **[20] Ali Al SHAER :** ‘Analyse des déformations permanentes des voies ferrées ballastées - approche dynamique’, thèse doctorat l’école nationale des ponts et chaussées, pp. 3-10 ; France.
- **[21]** Samuel SIMON : ’De la dynamique ferroviaire à l’accommodation microstructurale du rail’, Thèse doctorat, Ecole doctorale des sciences pour l’ingénieur de Lyon, 2014, pp.28-30, France.
- [22] Joi IBINGA. Cederik AGOSTINO PEDRO TEKA : ‘Etude du comportement et dimensionnement d’une structure ferroviaire’. Mémoire de master, institut des sciences de la terre et de la nature, département géotechnique, centre universitaire Khemis Miliana, 2012, Algérie.
- [23] **Juan-Carlos Quezada:** ‘mécanismes de tassement du ballast et sa variabilité. Géotechnique’. Thèse de doctorat. Université Montpellier II - Sciences et Techniques du Languedoc, 2012, pp.14-21, France.
- [24] Malek Abdelkrim: ’Analyse par le calcul des structures du comportement cyclique à long terme des infrastructures de transport, Thèse de doctorat l’école national des ponts et chaussées, 2004, pp.98-105, France.

Références bibliographique

❖ Sites internet:

- http://www.plaxis.nl/
- THEME

Mécanismes de tassement du ballast et sa variabilité

Par : Juan-Carlos Quesada

https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01067945

- https://www.google.com/url?sa=t&source=web&rct=j&url=https://olc.worldbank.org/system/files/Railway%2520chapter%25201%2520French.pdf&ved=2ahUKEwibx5K1z7PxAhUOnBQKHZgbAHYQFjAFegQlGRAC&usg=AOvVaw0DG59iBdnBhSQVCEz_RjsS&cshid=1624652880524

- 4presentation SAETI-ENSTP -04-11-2018
- Règles d'admission des matériels roulants sur le RFN en fonction de la sollicitation de la voie.pdf

Annexe A-1. Aperçu des résultats des puits de reconnaissance des zones d'emprunt.

P 34-2	Zone d'emprunt n°7	1,8-2,0	3.0	-	Qt3	0,0-3,0	Argile à inclusions gypseuse par endroit
P 35-2	Zone d'emprunt n°7	1,3-1,6	3.0	-	Qt3	0,0-1,6	Argile à inclusions gypseuse
		2,4-2,7				1,6-3,0	Sable fin, consolidé par endroit
P 36-2	Zone d'emprunt n°7	1,9-2,1	3.0	-	Qt3	0,0-0,7	Argile gravelo-sableuse
						0,7-2,5	Sable moyen, graveleux entre 2,2 et 2,5
						2,5-3,0	Argile à inclusions gypseuses par endroit
P 37-2	Zone d'emprunt n°7	1,1-1,4	3.0	-	Qt3	0,0-3,0	Argile à inclusions gypseuse par endroit
P 38-2	Zone d'emprunt n°8	1,7-2,0	2.5	-	Pc	0,0-2,5	Sable gravelo-caillouteux à quelques blocs, à quelques dépôts de gypse
						L'avancement est empêché par la présence de gros éléments	
P 39-2	Zone d'emprunt n°8	1,9-2,2	2.6	-	Pc	0,0-0,7	Argile sablo-limono-graveleuse
						0,7-2,6	Sable graveleux, à dépôts gupseux, peu caillouteux
						L'avancement est empêché par la présence de gros éléments	
P 40-2	Zone d'emprunt n°8	1,8-2,2	2.3	-	Pc	0,0-2,3	Sable gravelo-caillouteux, à dépôts de gypse
						L'avancement est empêché par la présence de gros éléments	

Annexe A-2 : Les respectifs logs individuels des sondages





7.65 m

Projet :
Ligne ferroviaire Boughezoul-M'Sila

Photos S6-2 (1/2)
de 0.0 à 20.05 m

18/09/2011

Dossier: 11-GEO-2011 **Site :** M'Sila-Boughezoul

Forage : S 6-2

Client : COBA

Type : SONDAGE CAROTTE

Etude : Nouvelle Ligne Ferroviaire M'Sila - Boughazoul sur 151 Km

Z:

X: 619056

Y: 3946446

Date début : 18/09/2011

Date fin : 18/09/2011

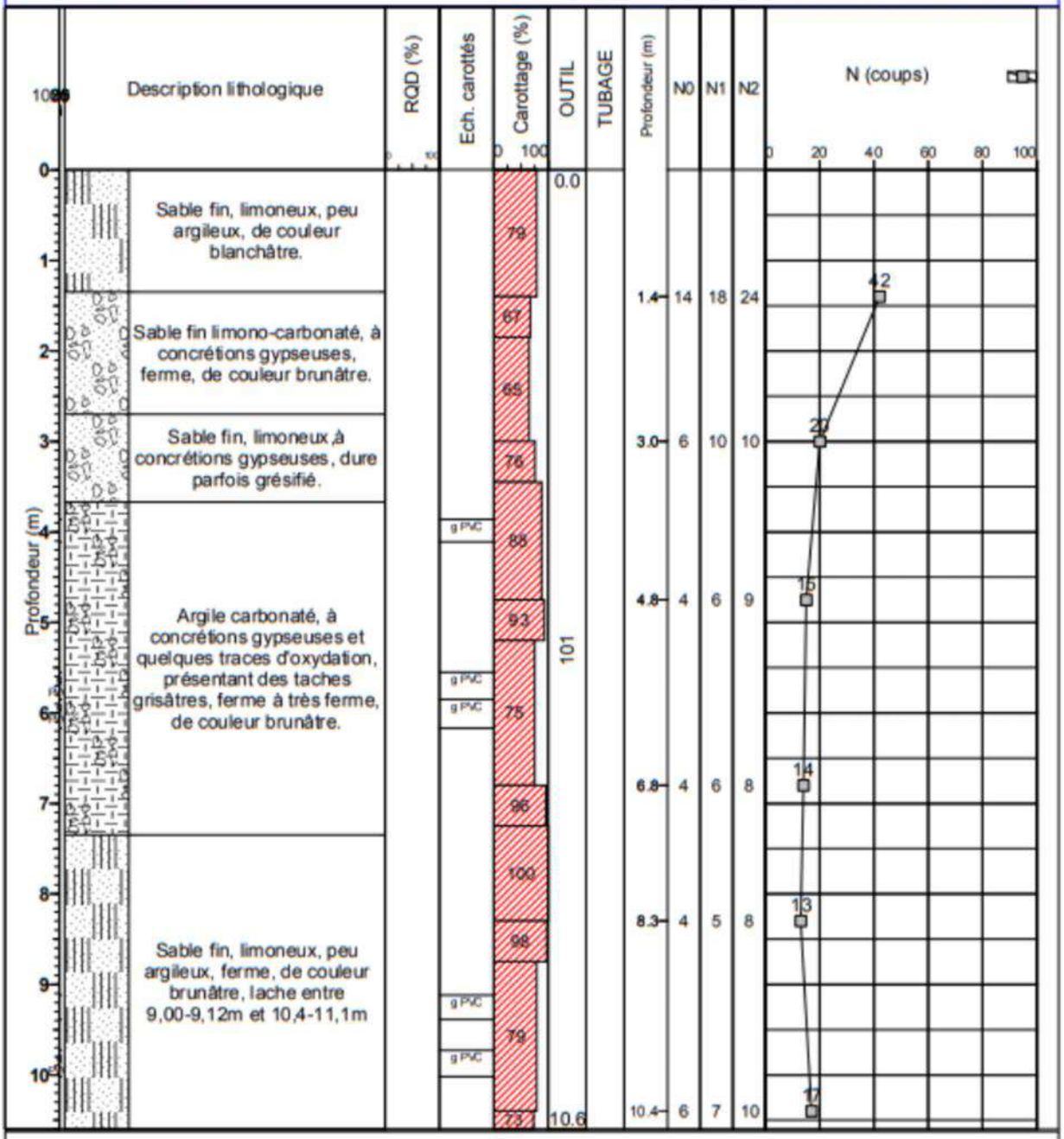
Profondeur : 20,06 m

Remarque :

Niveau d'eau: 4,70 m

Echelle : 1 / 60

Page: 1 / 2



Observation :

Page : -1- Pages : 1 / 2

Date d'impression : lundi 10 octobre 2011 10/10/2011

Annexe A



0.00 m



7.95 m

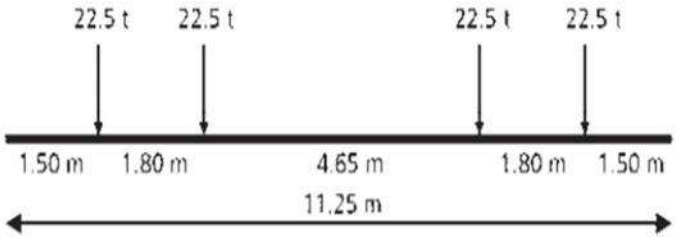
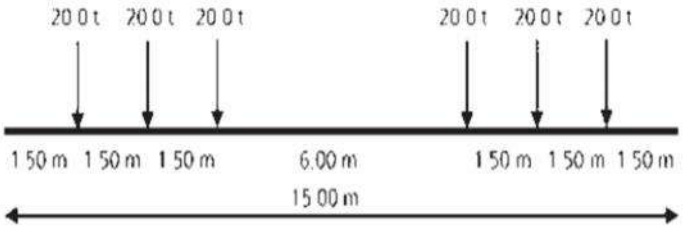
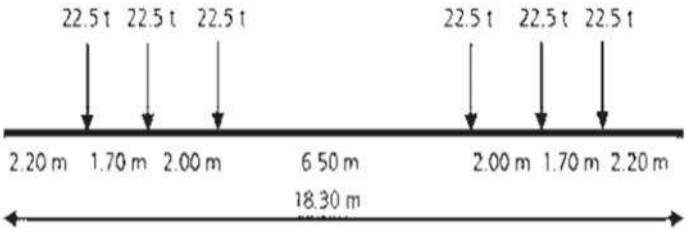
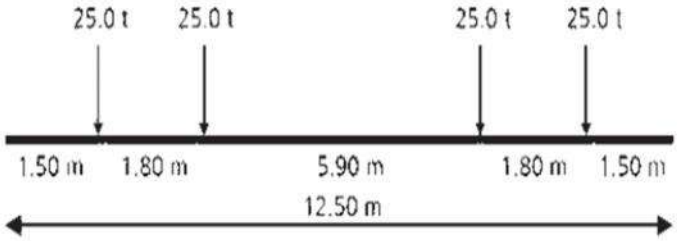
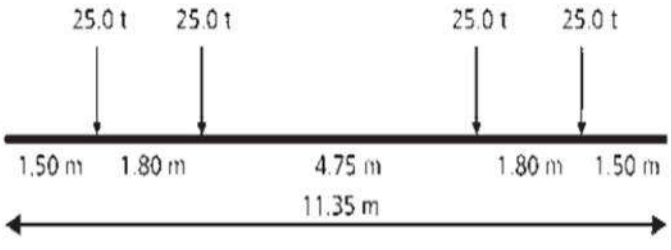
Annexe A-3 : Résultats des essais physique et mécanique.

Sond n°	Localisation pk	Formation géologique	Prof de collecte de l'échantillon (m)	Granulométrie (% passants)				Limites d'Atterberg		Wn (%)	VBS (g/100g)	Essai de cisaillement recblingne a la boite (CU)		Résistance à la compression simple Rc (MPa)	Essai de compressibilité à l'odomètre		
				3/4" (%<19,0 mm)	#10 (%<2,0 mm)	#40 (%<0,42 mm)	#200 (%<0,074mm)	LL (%)	IP(%)			C_u (KN/m_2)	f'(°)		σ_c (Bar)	C_c	C_g
S6-2	273+456	Qt3	3.86-4.11	-	-	-	-	-	-	16.33	-	-	-	-	3.35	10.90	2.87
		Qt3	5.55-5.85	100	100	99	98	57.2	29.41	-	5.9	-	-	2.2	-	-	-
		Qt3	9.73-10.02	100	100	98	87	42.25	21.66	-	5.0	0.2	16.3	-	-	-	-
		Qt3	13.07-13.47	100	100	99	98	66.09	36.22	-	7.3	-	-	-	-	-	-
		Qt3	17.37-17.62	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.7	-	-	-
S9-2	274+791	A	2.0-2.3	100	98	90	78	38.48	17.31	-	5.8	-	-	-	3.33	14.87	3.83
		Qt3	10.19-10.58	100	100	99	100	74.19	43.01	-	8.1	0.4	12.22	-	-	-	-
		Qt3	11.95-12.25	-	-	-	-	-	-	25.44	-	-	-	-	2.97	23.12	6.78

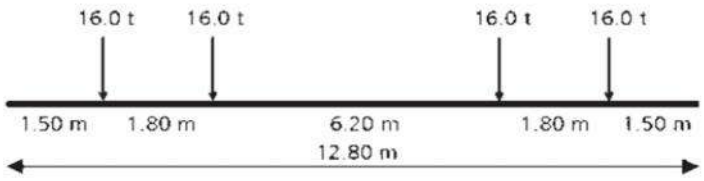
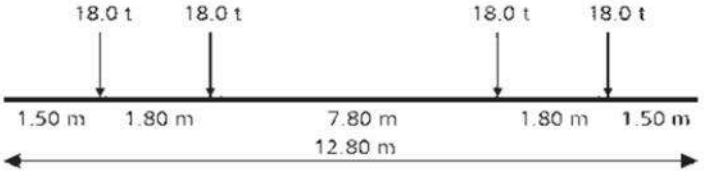
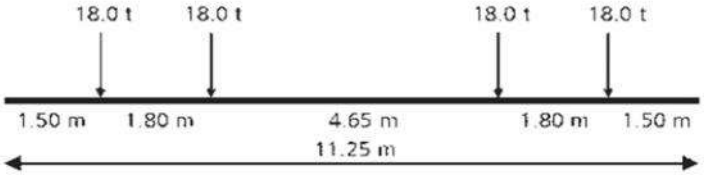
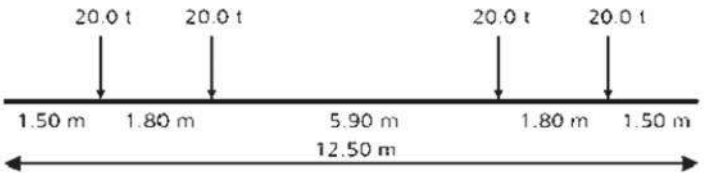
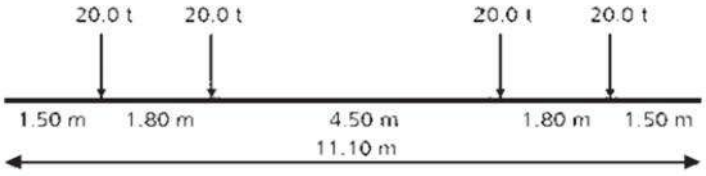
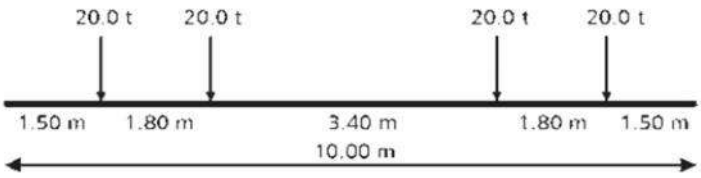
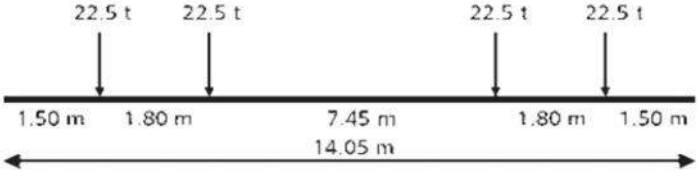
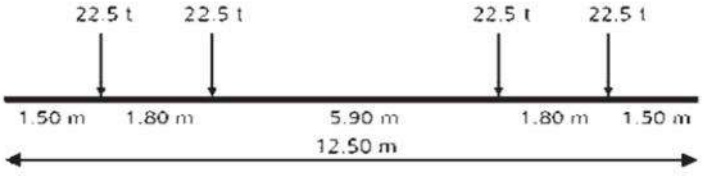
Annexe A-4.

Wagons de référence et modèle de charge représentant les catégories de ligne

Tableau A.1 - Wagons de référence

D4	22,5 t	8,0 t/m	
xL-a	20 t	8,0 t/m	
xL-b	22,5 t	7,4 t/m	
E4	25 t	8,0 t/m	
E5	25 t	8,8 t/m	

Annexe A

Wagon de référence	Masse par essieu	Masse linéaire	Caractéristiques géométriques
A	16 t	5,0 t/m	
B1	18 t	5,0 t/m	
B2	18 t	6,4 t/m	
C2	20 t	6,4 t/m	
C3	20 t	7,2 t/m	
C4	20 t	8,0 t/m	
D2	22,5 t	6,4 t/m	
D3	22,5 t	7,2 t/m	

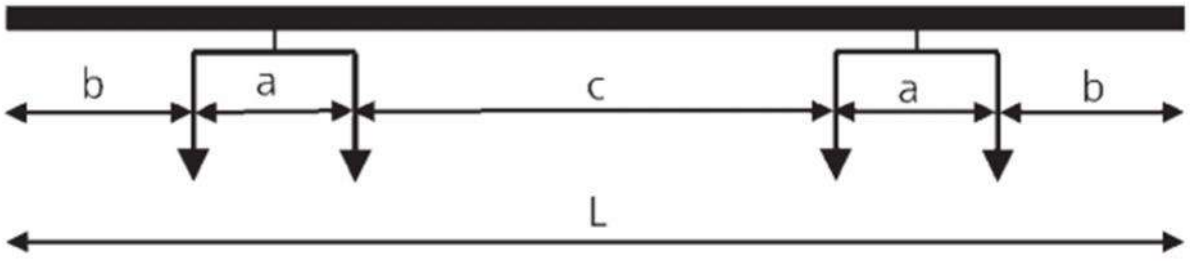
Annexe A

Tableau A.2 - Modèle de charge
représentant les catégories de ligne pour tous les véhicules

Catégorie de ligne	Disposition de wagons de référence n ... nombre infini
A	n x A
B1	n x B1
B2	n x B2
C2	n x C2
C3	n x C3
C4	n x C4
D2	n x D2
D3	n x D3
D4	n x D4

Annexe B.

Wagons avec deux bogies de deux essieux



avec :
a : distance entre deux essieux
b : distance du dernier essieu jusqu'à l'extrémité du plan d'attelage le plus proche
c : distance entre les deux essieux intérieurs
L : longueur hors tampons du wagon

Figure B.1 - Masse maximale autorisée par essieu pour les différentes catégories de lignes en fonction des dimensions a et b

Annexe A

Tableau B. 1 -

Valeurs des dimensions		Catégories de lignes					
a	b	A	B2 B1	C4 C3 C2	D4 D3 D2	D4xL	E4 E5
m	m	t	t	t	t	t	t
1,80	1,50	16,0	18	20	22,5	22,5	25,0
	1,40	15,0	17	19	21,5	22,5	24,0
	1,30	14,5	16,5	18,5	20,5	22,0	23,0
	1,20	14,0	16	17,5	20,0	21,5	22,0
1,70	1,50	15,0	17,0	19,0	21,5	22,5	23,5
	1,40	15,0	17,0	19,0	21,0	22,0	23,5
	1,30	14,0	16,0	18,0	20,0	21,5	22,5
	1,20	14,0	15,5	17,5	19,5	21,0	21,5
1,60	1,50	14,5	16,0	18,0	20,5	21,0	22,5
	1,40	14,5	16,0	18,0	20,0	21,0	22,5
	1,30	14,0	15,5	17,5	20,0	21,0	22
	1,20	13,5	15,0	17,0	19,0	20,5	21
1,50	1,50	13.5	15.5	17,0	19,5	20,0	21,0
	1,40	13.5	15.5	17,0	19,5	20,0	21,0
	1,30	13.5	15.5	17,0	19,5	20,0	21,0
	1,20	13.0	14.5	17,0	19,5	20,0	20,5
1,40	1,50	13,0	14,5	16,5	18,5	19,0	20,0
	1,40	13,0	14,5	16,5	18,5	19,0	20,0
	1,30	13,0	14,5	16,5	18,5	19,0	20,0
	1,20	13,0	14,5	16,5	18,5	19,0	20,0
1,30	1,50	12,5	14,0	15,5	17,5	18,5	18,5
	1,40	12,5	14,0	15,5	17,5	18,5	18,5
	1,30	12,5	14,0	15,5	17,5	18,5	18,5
	1,20	12,5	14,0	15,5	17,5	18,5	18,5