

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة

جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : TRAVAUX PUBLICS

Spécialité : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème

*Etude de projet d'extension de la piste de l'aérodrome
08 Mai 1945 à SETIF*

Nom et Prénom de l'étudiant :
MIHOUBI BILAL

Encadreur : Dr. KHELIFA TAREK

Année universitaire : 2019 – 2020



Remerciement

Avant tout propos je remercie le Bon Dieu qui m'a donné le courage et la patience pour aller Jusqu'au bout de mes études.

J'exprime ma profonde gratitude et mes remerciement à mon directeur de mémoire Monsieur Dr : KHELIFA TAREK, pour avoir assuré l'encadrement scientifique de mon travail. C'est grâce à la confiance, qu'il a témoignée à mon égard, que j'ai pu arriver à la conclusion de ce travail.

Je remercie énormément tous les cadres de DTP – Sétif – qui m'a beaucoup aidé pour la réalisation de ce travail.

Je remercie autant tous Les Membres Du Jury pour avoir accepté de juger ce travail.

Mes remercions également, à tous Mes Enseignants depuis l'école primaire jusqu'à l'université, qui ont contribué à ma formation, auxquels j'exprime mon plus grand respect et profonde reconnaissance, sans oublier tous les personnel de L'E.G.S.A et E.N.N.A – Aéroport 08 Mai 1945 de Sétif, qui m'ont beaucoup facilité mon recherche.

Dédicace

*Louange à Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail
Je dédie ce travail :*

A ma chère mère qui n'a jamais cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me la garde en très bonne santé.

A mes chères sœurs.

A mon frère : Hamza.

A toute la famille MIHOUBI et GHETTAS

A mes meilleur amis que je trouve toujours à mes coté : OUSSAMA

Et HAMZA.

A mes amis : AYMEN NADJIB, AKRAM, KHALED, ISAM MOHAMED, LAZHAR, RAMZI, HASSNI et a tous qui me connais,

A tous mes amis de l'université, Sans oublier mes anciens amis de l'université Ferhat Abbas - Setif

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ma vie.

Elève ingénieur :

MIHOUBI BILAL

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

CHAPITRE 01 : PRESENTATION DU PROJET

1. Introduction	3
1.1. Situation de l'aérodrome	3
1.1.1. Situation géographique	3
1.1.2. Altitude des seuils de piste avec extension	4
1.2. Historique	4
1.3. Présentation de l'aérodrome	4
1.4. Données de base de l'aérodrome	5
1.4.1. Infrastructure existante	5
1.4.2. Trafic	6
1.5. Climatologie.....	7
1.5.1. Le Vent.....	8
1.5.2. La Température	9
1.5.3. Pluviométrie	10
1.6. Dégagement de la piste 09/27 au niveau du seuil 27	10
1.7. Critères et normes à respecter	11
1.8. Le but de projet	12
1.9. Conclusion	12

CHAPITRE 02 : CLASSIFICATION DE L'AERODROME

2.1. Introduction	13
2.2. Définition	14
2.2.1. Aérodrome	14
2.2.2. Aérogare	14

2.2.3. Aéroport	14
2.3. Éléments constituant un aéroport	15
2.3.1. L'aire de mouvement	15
2.3.2. Les zones des installations	17
2.4. L'emplacement d'un aéroport	18
2.5. Critère de classification.....	18
2.5.1. Classification Algérienne des aéroports	18
2.5.2. Classification française	20
2.5.3. Classification de l'OACI	22
2.6. Avion dimensionnant	24
2.7. Calcul de la longueur de piste de l'aéroport.....	24
2.7.1. Altitude, température et pente	25
2.7.2. Le coefficient de correction d'altitude (Cca)	25
2.7.3. Le coefficient de correction de température (Cct)	25
2.7.4. Le coefficient de correction de pente (Ccp)	25
2.7.5. Calcul de la longueur réelle de piste (Lp)	26
2.8. Conclusion.....	26

CHAPITRE 03 : ETUDE GEOTECHNIQUE

3.1. Introduction	27
3.2. Reconnaissance du sol	27
3.3. Les essais de sol	28
3.4. Les essais d'identifications	29
3.4.1. Limites d'Atterberg	29
3.4.2. L'analyse granulométrique	30
3.4.3. La teneur en carbonate de calcium CaCO ₃	31
3.5. Les essais mécaniques	31

3.5.1. Essai Proctor	31
3.5.2. Portance du sol support (CBR)	32
3.5.3. Facteur de portance	36
3.5.4. Etude de la réaction du sol support	38
3.5.5. Module sous chargement statique à la plaque	38
3.5.6. Essai Westergaard	42
3.6. Application au projet	43
3.6.1. Description géologiques	43
3.6.2. Lithostratigraphie	43
3.6.3. Lithologie du site	43
3.6.4. Aperçu hydrogéologique	44
3.6.5. Programme de reconnaissance in-situ	44
3.6.6. Résultats des essais pénétrométriques	45
3.6.7. Résultats des essais de laboratoire	45
3.6.8. Etude de stabilité du remblai	47
3.6.9. Calcul de tassement	51
3.6.10. Solutions Proposées	53
3.7. Conclusion	55

CHAPITRE 04 : DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES AERONAUTIQUES

4.1. Introduction	57
4.2. Évolution de la méthode de dimensionnement des structures de chaussée	57
4.2.1. Les premières méthodes	57
4.2.2. Apparition de la méthode rationnelle	58
4.2.3. Standardisation des matériaux et la publication première Catalogue de structures types de chaussées	59
4.2.4. Utilisation de l'informatique	60

4.3 Hypothèse de dimensionnement	61
4.3.1. La durée de vie d'une chaussée	61
4.3.2. La charge de calcul	61
4.3.3. Pondération de la charge selon la fonction des aires	66
4.3.4. Charge admissible P0	67
4.3.5. Trafic	67
4.4. Les méthodes de dimensionnement selon le trafic	69
4.4.1. Méthode de dimensionnement forfaitaire	69
4.4.2. Méthode de dimensionnement optimise	70
4.5. Les méthodes de dimensionnement selon le type de chaussée	70
4.5.1. Dimensionnement des chaussées souples	70
4.5.2. Dimensionnement des chaussées rigides	75
4.6. Incertitudes sur les données de dimensionnement	81
4.7. Application au projet	81
4.7.1. Chaussée souple	81
4.7.2. Choix de la méthode	84
4.7.3. Structure réelle de la chaussée	88
4.7.4. Structure proposée de la chaussée	88
4.7.5. Structure réelle de l'accotement	89
4.7.6. Structure proposée de l'accotement	89
4.8. Analyse des résultats de la campagne de nivellement	89
4.9. La méthode ACN / PCN	90
4.9.1. ACN (Aircraft Classification Number)	90
4.9.2. PCN (Pavement Classification Number)	90
4.9.3. Calcul du PCN pour la chaussée souple	90

CHAPITRE 05 : CONCEPTION GEOMETRIQUE

5.1. Définition	95
5.2. Caractéristiques géométriques de la piste	95
5.2.1. Largeur de piste	95
5.2.2. Pentes longitudinales	96
5.2.3. Changements de pente longitudinale	96
5.2.4. Distance entre changements de pente	97
5.2.5. Pentes transversales	98
5.2.6. Accotements de piste	99
5.2.7. Bandes de piste	99
5.2.8. Aires de sécurité d'extrémité de piste (RESA)	102
5.2.9. Pentes des prolongements d'arrêt	104
5.2.10. Synthèse des caractéristiques géométriques de la piste	106
5.3. Caractéristiques géométriques et structurelles de notre projet	106
5.3.1 Le tracé en plan	107
5.3.2. Le profil en long	107
5.3.3. Profil en travers	109
5.3.4. Le prolongement d'arrêt	110
5.3.5. Raquettes de manœuvres	110
5.4. Conclusion	110

CHAPITRE 06 : CONSTRUCTIONS DES CHAUSSEES AERONAUTIQUES

6.1. Introduction	111
6.2. Les Chaussée Souples	111
6.3. Les Chaussées rigides	113
6.4. Choix du type de chaussées	114
6.5. Proposition des variantes d'une Travaux d'extension de la piste.....	115

6.5.1. Variante Chaussée Souple	116
6.5.2. Variante Chaussée Rigide	116
6.5.3. Variante Chaussée Souple avec bouts rigide	117
6.5.4. Analyses multicritères	117
6.6. Terrassements	118
6.6.1. Généralités	118
6.6.2. Identification des sols et matériaux et conditions d'emploi	118
6.6.3. Environnement hydrique	119
6.6.4. Partie Supérieure des terrassements (PST)	119
6.6.5. Arase de terrassement	120
6.6.6. Exécution des déblais et des remblais	121
6.6.7. Aménagement Des bandes de piste	122
6.7. Couche de forme	123
6.7.1. Rôles de la couche de forme	123
6.7.2. Les matériaux de couche de forme	124
6.7.3. Graves non traitées pour couche de forme.....	124
6.7.4. Classement des plates-formes support.....	125
6.7.5. Critères de réception relatifs à la construction des couches de forme.....	125
6.8. Couche de fondation	125
6.9. Enrobes hydrocarbonés chaussée souples	128
6.9.1. Produits utilisables sur chaussées aéronautiques.....	128
6.9.2. Choix des produits en fonction des aires et des niveaux de sollicitation.....	129
6.9.3. Fabrication des enrobés	132
6.10. Application au projet	135
6.10.1. Détermination de la classe de trafic «CT»	135
6.10.2. Définition du niveau de sollicitation (NS)	135

6.10.3. Caractéristiques minimales des granulats constituant les graves non traitées	136
6.10.4. Choix du produit	136
6.11. Conclusion	140

CHAPITRE 07 : DRAINAGE ET ASSAINISSEMENT

7.1. Introduction	141
7.2. Eaux souterrains	141
7.3. Eaux de surface	142
7.4. Etude d'un projet de drainage	142
7.5. Hydrologie	143
7.5.1. Caractéristiques des averses	143
7.5.2. Les précipitations	143
7.5.3. Evaluation des quantités d'eaux recueillie	144
7.6. Conclusion	141

CHAPITRE 08 : SIGNALISATION ET BALISAGE

8.1. Introduction	149
8.2. Balisages non lumineux	149
8.2.1. Marques de piste	150
8.3. Marque de voie de relation	153
8.3.1. Marque axiales.....	153
8.3.2. Marque d'intersection	154
8.3.3. Marques de point d'attente de circulation	154
8.4. Marque de prolongement d'arrêt	154
8.5. Balisage lumineux	155
8.5.1. Balisage de bord de piste	155
8.5.2. Balisage d'extrémité de piste	156
8.5.3. Balisage de seuil de piste	156

8.5.4. Balisage d'axe de piste	156
8.5.5. Balisage de zone de toucher des roues	156
8.5.6. Balisage de prolongement d'arrêt	156
8.5.7. Balisage des voies de circulation	157
8.5.8. Barre d'arrêt	157
8.6. Mise en œuvre du marquage	157
8.7. Résistance à l'usure	158

CHAPITRE 09 : METRE ET DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

9.1. Introduction	159
9.2. Métré	159
9.2.1. Calcul des surfaces	159
9.2.2. Calcul des quantités des matériaux pour Chaussée souple	160
Variante 01 : Proposition les corps de chaussées par BET SAETI.....	160
Variante 02 : les corps de chaussées de notre proposition	163
9.3. Devis quantitatif et estimatif (Variante 01)	166
9.4. Devis quantitatif et estimatif (Variante 02)	167
CONCLUSION GENERALE	168

INTRODUCTION GENERALE

Le transport aérien est le plus récent de tous les moyens de transport, il est apparu au début du siècle comme nouvelle technique de transport, et a enregistré la croissance la plus impressionnante au cours des vingt dernières années,

Aujourd'hui il est devenu le moyen le plus utilisés pour les déplacements intercontinentaux, il prend désormais en charge la très grand majorité des liaisons internationales à l'intérieur des continents dans le cas d'un aérodrome international et de plus en plus les liaisons à l'intérieur des pays dans le cas d'un aérodrome national.

Le transport aérien est devenu le moyen de déplacement, le plus confortable, le plus rapide et le plus sécurisé.

L'aérodrome est défini comme étant « tout terrain ou plan d'eau spécialement aménagé pour l'atterrissage, le décollage et les manœuvres des aéronefs y compris les installations annexes qu'il peut comporter pour les besoins du trafic et le service des aéronefs. ».

Les aérodromes sont aménagés et équipés de manières à satisfaire aux activités correspondant à leur catégorie.

Les aérodromes sont rangés en classes découlant des catégories du code et ayant des caractéristiques communes.

Les composantes d'un aéroport sont :

- L'aire de mouvement ;
- Les zones d'installations ;
- Des équipements divers (aides à l'atterrissage, météorologie, etc...)
- L'environnement aérien ;
- L'environnement au sol.

L'objet de notre étude est défini dans la composante « aire de mouvement » qui comprend la nouvel partie « 2400m jusqu'à 2900m » aménagée en vue des opérations d'atterrissage et de décollage des aéronefs et de leurs évolutions au sol.

On y distingue :

- L'aire de manœuvre qui comprend
 - La piste ou les pistes, les bandes de piste qui constituent l'aire d'atterrissage.
 - Les voies de circulation et les bandes de circulation qui constituent l'aire de circulation.
- Les aires de stationnement des aéronefs qui comportent :
 - Les aires de trafic destinées à recevoir les aéronefs pendant les opérations d'escale.
 - Les aires de garage destinées au stationnement des aéronefs en dehors des opérations d'escale.
 - Les aires d'entretien destinées aux opérations d'entretien et de réparations.

L'étude de cet aéroport a été proposée par la S.A.E.T.I (Société Algérienne D'Etudes D'Infrastructures) dans le cadre de notre travail de fin d'études à L'Université Mouhamed Khider - BISKRA.

Nous avons présenté cette étude en plusieurs chapitres comme suit :

Chapitre 1 : Présentation du projet.

Chapitre 2 : Classifications des Aéroports.

Chapitre 3 : Etude géotechnique.

Chapitre 4 : Dimensionnement des chaussées aéronautiques.

Chapitre 5 : Conception géométrique.

Chapitre 6 : Construction des chaussées aéronautiques.

Chapitre 7 : Drainage et Assainissement.

Chapitre 8 : Signalisation et Balisage.

Chapitre 9 : Métré et devis quantitatif et estimatif.

Et en terminant par conclusion générale.

CHAPITRE 01

Présentation du projet

1. Introduction

La wilaya de SETIF dispose aujourd'hui d'un imposant acquis en matière d'infrastructure routière. Autant de potentialités qui sont consolidées par d'autres grands projets structurants à l'instar des futures pénétrantes nord et sud, DJENDJEN-EL EULMA avec une liaison sur l'autoroute est-ouest et SETIF-BARIKA ou alors **l'Aéroport du 8-Mai 1945** qui consolide chaque jour un peu plus sa vocation internationale.

1.1. Situation de l'aérodrome

Près de Sept Kilomètres au Sud-Ouest de la ville de SETIF, l'Aérodrome 08 Mai 1945 à Ain-Arnet, Wilaya de SETIF, orienté de l'ouest à L'EST (09/27) et de classe 4D, se situe sur un plateau limité au Nord par la RN5, qui traverse Ain-Arnet à l'Est par le village de Khelfoune.

1.1.1. Situation géographique

La wilaya de SETIF est située au nord-est de l'Algérie et s'étend sur une superficie de 6504 Km², soit 0,27 % du territoire national. Elle se situe entre ALGER à l'Ouest (300 Km), CONSTANTINE à l'Est (120Km), BEJAIA (110 Km) et JIJEL (le littoral) au Nord et M'SILA au Sud.

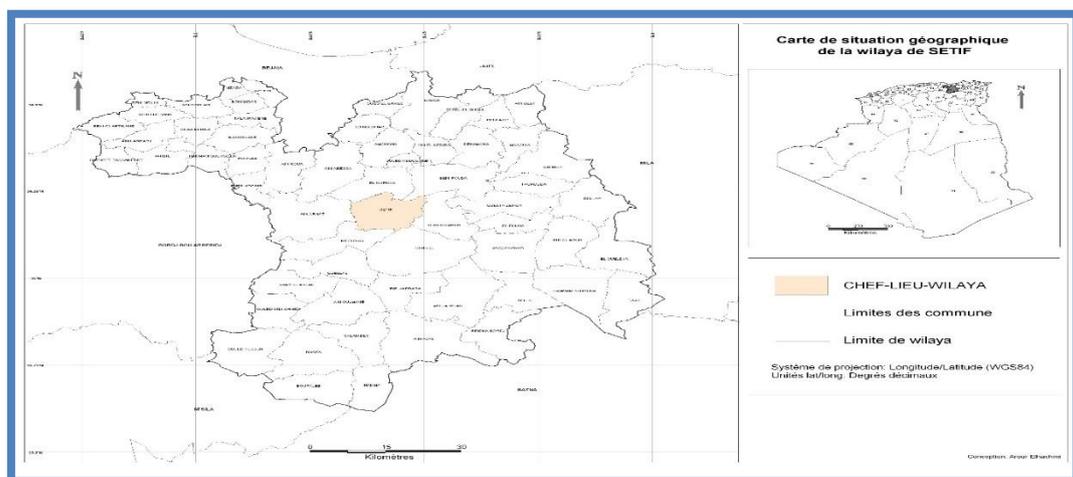


Figure 1.1. Carte de situation géographique de la wilaya de SETIF.

1.1.2 Altitude des seuils de piste avec extension

Le tableau suivant présente L'Altitudes des seuils de piste avec extension.

PK SEUIL	ALTITUDE (m)	NUMERO SEUIL
PK 0+100	1015.12	09 (Actuel)
PK 2+900	1010	27 (Nouveau)

L'altitude de référence de l'aérodrome de SETIF est : 1015 m.

1.2. Historique

Il se trouve que l'aéroport de SETIF n'est pas une création récente et bien des choses ont changé depuis le temps où l'on transportait par bus les voyageurs de l'actuelle agence Air Algérie pour les acheminer vers AIN ARNET d'où ils prenaient l'avion à hélices. Cet aéroport s'est forgé au fil du temps de solides traditions qui ont été des arguments forts, plaidant en faveur de ce qu'est aujourd'hui l'aéroport du 8 Mai 1945. Depuis son inauguration, l'aéroport a connu une extension de la piste principale qui est passée de 1900 mètres, à 2400 mètres et finalement à 2900 mètres pour recevoir de gros porteurs et rayonner sur un bassin de population de plus de 6 millions d'habitants.

Des réalisations à la grande satisfaction de ces nombreux émigrés de la région mais aussi ces hommes d'affaires. Ces commerçants qui se rendent en grand nombre vers l'Asie et émettent constamment le vœu de voir un jour un départ sur cette destination à partir de l'aéroport du 8-Mai 1945 dont la piste sera peut être portée à 3200 mètres suite au programme complémentaire attribué à la wilaya de SETIF par le Président de la République lors de sa visite du 8 mai 2012.

1.3. Présentation de l'aérodrome

Nom de l'aérodrome : 08 Mai 1945.

Wilaya d'implantation : SETIF.

Classe : 4C (selon la classification de l'Organisation de l'Aviation Civile Internationale).

Statut : Mixte.

Localisation : L'aérodrome est situé à 12 Km Ouest de la ville de SETIF.

Altitude : 1015 M.

Coordonnées du point de référence de l'aérodrome : 361043N / 0051948E.

Température de référence : 33°C.

Déclinaison magnétique/Variation annuelle : 0° E (2005).

1.4. Données de base de l'aérodrome

1.4.1. Infrastructures existantes

1. Une piste principale de longueur de 2900 m et de largeur de 45 m orientée 09/27 Est-Ouest avec accotements de 7,5 m et de bondes de 45 m de chaque côté.
2. Un parking civil de 338 m de longueur et de 105 m de largeur.
3. Un parking militaire de 180 m de longueur et de 90 m de largeur.
4. Une bretelle N°01 de longueur de 150 m et de largeur de 25 m avec accotements de 7,5 m et de bondes de 7 m de chaque côté.
5. Une bretelle N°02 de longueur de 185 m et de largeur de 25 m avec accotements de 7,5 m et de bondes de 7 m de chaque côté.
6. Une bretelle N°03 de longueur de 312 m et de largeur de 25 m avec accotements de 7,5 m et de bondes de 7 m de chaque côté.
7. Trois raquettes de manœuvres.
8. Des structures des chaussées existantes sont comme suit :

Couche	Piste, Bretelles 1-2 et 3, Parking civil	Parking militaire
	Epaisseur (cm)	Epaisseur (cm)
Couche de roulement en Béton bitumineux 0/14	8	8
Couche de basse en Grave bitume 0/20	12	6
Couche de fondation en grave concassée	35	12
Couche de forme en Tuf	25	30

Tableau 1.1 Les structures des chaussées existantes.

1.4.2. Trafic

Le trafic est l'un des paramètres prépondérant dans l'étude complète (tracé, structure) d'un aéroport. Donc il est nécessaire de connaître l'évolution future de ce paramètre pour concevoir des infrastructures aéronautiques tant sur les dimensions géométriques que structurelles.

▪ Résultats et analyse des données du trafic

Dans le dimensionnement des infrastructures aéronautiques, la connaissance du trafic est primordiale ainsi que son évolution afin de prévoir des mesures adéquates.

Des données portant sur le nombre de départs et arrivées annuels par type et par nature durant l'année 2018, ont été présentés dans le tableau suivant :

Aérodrome	Mouvement commerciaux			Mouvement non commerciaux		
	Nationaux	Internationaux	Total	Nationaux	Internationaux	Total
SETIF	775	1740	2515	552	70	622

Tableau 1.2. Récapitulatif du trafic par type et par nature de l'aéroport de SETIF en 2018.

NB : Vu à l'absence des données relatif à l'étude de trafic de ces dernières années nous n'avons cité que celle de l'année 2018.

▪ Trafic prévisionnel

Avec le nouveau code de l'aviation civile, le trafic aérien connaîtra des nouvelles perspectives de développement.

L'augmentation du trafic aérien est prévisible dans les années prochaines, dû essentiellement à l'augmentation de la population de la ville de SETIF et ses environs, ainsi qu'au développement de toute la région.

▪ L'avion critique :

L'avion le plus contraignant pris en considération dans les calculs est **Boeing 737-800** comportant les caractéristiques suivantes :

Type d'avion	Masse maximum au roulage (kg)	Pourcentage de charge à l'atterrisseur d'aile (atterrisseur arrière)	Pression des pneumatiques (Mpa)
Boeing 737-800	79 500	46.77%	1.41

Tableau 1.2. Caractéristiques des Boeing 737 NG

Voir la Figure 1.2 dont les caractéristiques sont répertoriées dans le Tableau 1.3

**Figure 1.2.** Boeing 737-800 Next Generation Air Algérie.

Type d'avion	Boeing 737-800
Date de mise en service	mars 1998
Envergure	35.9 m
Hauteur	12,5 m
Longueur de base	39,5 m
Motorisation	2 turbofans General Electric-SNECMA CFM56-7B
Masse maximale au décollage	70 530 Kg
Masse maximale à l'atterrissage	65 310 Kg
Masse à vide	20 270 Kg
Largeur hors-tout (m)	7
Pression des pneumatiques (MPa)	1.41
Centrage AR max (%)	46.77 %

Tableau 1.3. Les caractéristiques techniques de B737-800

1.5. Climatologie

Il est nécessaire de connaître pour un aéroport donné ou à créer, les relevés effectués par les services de météorologie qui donnent les différents paramètres tels que les vents, la température, la pluie,.....etc.

I.5.1. Le vent

Le vent est un paramètre très important dans la conception des aérodromes, car la direction d'envol est orientée selon la direction des vents dominants lorsque ces derniers soufflent d'une manière régulière.

- **L'influence du vent** : Les manœuvres d'atterrissages et de décollage deviennent dangereuses lorsque l'axe de l'avion fait un angle important avec l'axe de la piste conséquent le vent deviendra dangereux, sa composante aux sols est perpendiculaire à l'axe de la piste et ne doit pas dépasser la valeur suivante :
 - 7 km/h pour les avions dont la distance de référence est comprise entre 1000 et 1200 m.
 - 19 km/h pour les avions dont la distance de référence >1200m.
- **Vents traversiers** : Le vent traversier est la composante du vent perpendiculairement à la piste. La manœuvre d'atterrissage par vent de travers est une opération délicate qui dépend des caractéristiques de l'avion. Il existe donc un lien direct entre les caractéristiques d'un avion et celles de l'aérodrome. Pour chaque classe d'aérodrome on adopte une force de vent traversier admissible exprimé en m/s sous la forme :

$$V_t = V_v \cdot \sin \alpha$$

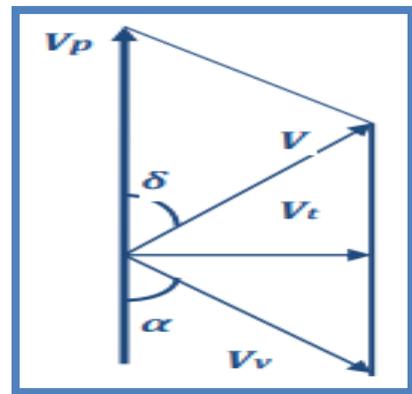
Avec :

V_p : vitesse propre de l'aéronef.

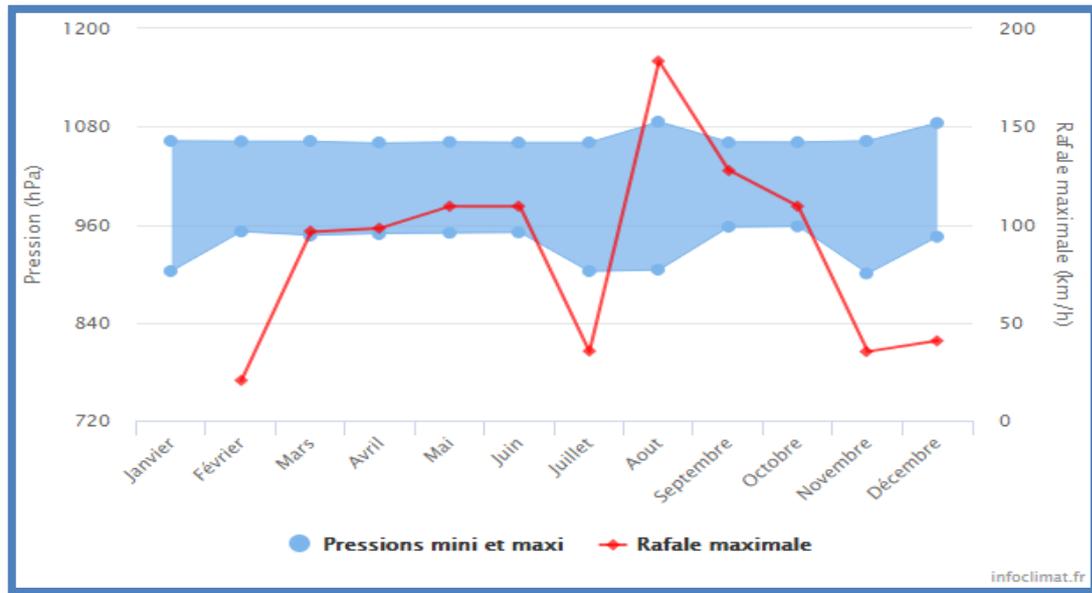
V_v : vitesse du vent.

V : Direction de déplacement de l'aéronef.

V_t : Force du vent traversier



Code de chiffre	Vitesse limite du vent traversier	Coefficient global d'utilisation minimal
1	5m/s ou 10 nœuds	70 %
2	7m/s ou 14 nœuds	80 %
3	10m/s ou 20 nœuds	95 %
4	13m/s ou 26 nœuds	95 %

Tableau I.4. Les vitesses limites du vent traversier**Figure 1.3.** Pression et vent extrêmes à SETIF période 1981-2010.

1.5.2. Température

La température ambiante à un aéroport affecte en modifiant la densité de l'air, les performances des avions notamment en ce qui concerne la portance des appareils et la puissance des moteurs. La température est variable et sa connaissance est utile pour avoir une idée sur la correction de la longueur de piste nécessaire au décollage.

L'OACI a établi que la température de référence d'un aéroport est le moyen mensuel des températures maximales journalières durant le mois le plus chaud de l'année. Le mois le plus chaud correspond à celui qui montre la température moyenne mensuelle la plus élevée, selon les données climatologiques éditées par l'établissement national pour l'exploitation météorologique et aéronautique, la température est donc un facteur très important pour la réalisation d'un aéroport du fait qu'elle influe directement sur les performances du décollage et à l'atterrissage des aéronefs.

D'après le recueil des données climatologiques période 2015-2020, la température de référence est : **33°C**.

La connaissance des données climatologiques (tels que le paramètre vent, température) sont d'une grande nécessité pour tout projet aéroportuaire et ceci afin de définir tous les couloirs susceptibles de contenir une piste, ces paramètres influent directement sur l'exploitation de l'aéroport.

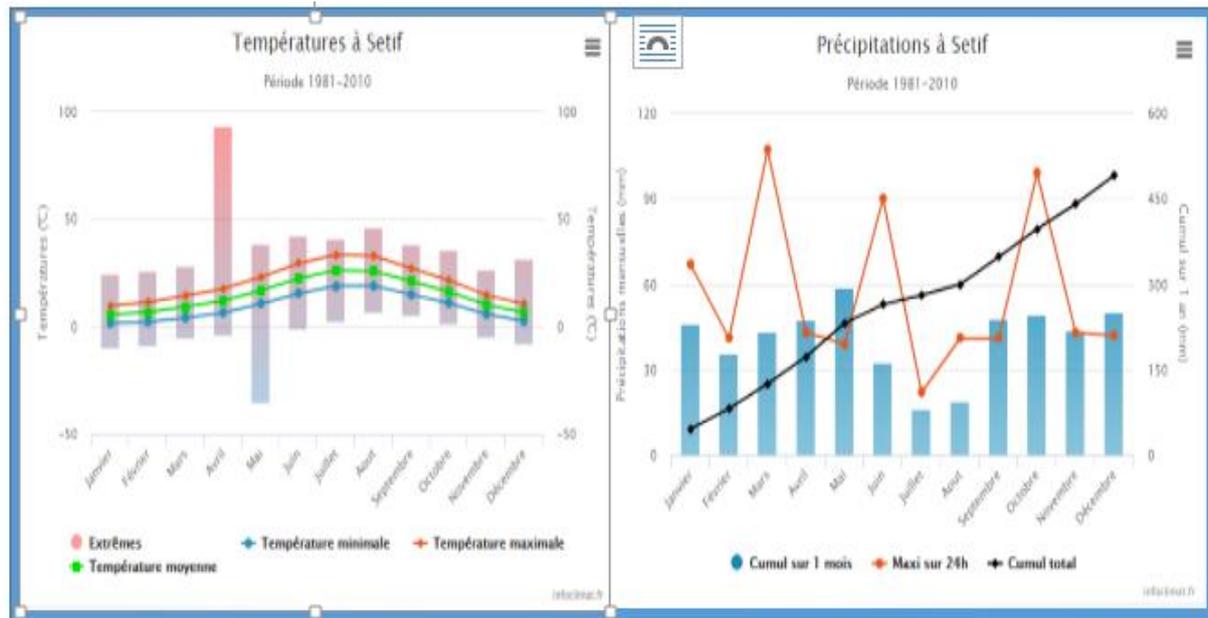


Figure 1.4. Données climatiques de de la willaya de SETIF.

1.5.3. Pluviométrie

Les précipitations représentent un facteur déterminant pour l'établissement du réseau d'assainissement. La région de Sétif se caractérise par les valeurs de précipitations suivantes :

- Pluviométrie moyenne annuelle maximale
- Pluviométrie moyenne annuelle

1.6. Dégagement de la piste 09/27 au niveau du seuil 27

Les obstacles enregistrés dans le périmètre de dégagement sont :

- Le centre commercial (Park-Mall) est situé à 5.85 Km du niveau du seuil 27 avec un écartement latéral du côté nord de 1 Km, son altitude est de 1157m. Cette tour, greffe la surface conique de près de 18m au-dessus de cette dernière, et constitue un véritable obstacle pour les appareils en vol.
- Le monument (Maqam Echahid) est situé à 4.68 Km du niveau du seuil 27 avec un écartement latéral du côté sud de 0.31 Km, son altitude est de 1084 m. Le monument ne greffe pas la surface de dégagement.
- Le premier château d'eaux est situé à 617m du niveau du seuil 27 avec un écartement latéral du côté nord de 2.74 Km, son altitude est de 1146m. Le château d'eaux, greffe la surface horizontale intérieure de près de 86m au-dessus de cette dernière, et constitue un véritable obstacle pour les appareils en vol.

- La ligne électrique est située à 720m du niveau du seuil 27 avec un écartement latéral du côté nord de 2.61 Km, son altitude est de 1129 m. La ligne électrique, greffe la surface horizontale intérieure de près de 69m au-dessus de cette dernière, et constitue un véritable obstacle pour les appareils en vol.
- L'université de SETIF -01- est située à 1532m du niveau du seuil 27 avec un écartement latéral du côté nord de 1.46 Km, son altitude est de 1088m
- L'université de SETIF, greffe la surface horizontale intérieure de près de 28m au-dessus de cette dernière, et constitue un véritable obstacle pour les appareils en vol.
- Le deuxième château d'eaux est situé à 5271m du niveau du seuil 27 avec un écartement latéral du côté nord de 1.79 Km, son altitude est de 1168 m. Le château d'eaux, greffe la surface conique de près de 47m au-dessus de cette dernière, et constitue véritable obstacle pour les appareils en vol.
- L'antenne RTA est situé à 5016m du niveau du seuil 27 avec un écartement latéral du côté nord de 1.33 Km, son altitude est de 1165 m. L'antenne RTA, greffe la surface conique de près de 63m au-dessus du cette dernière, et constitue un véritable obstacle pour les appareils en vol.
- Il est signaler que le relief du terrain naturel au droit du niveau seuil 27 greffe légèrement la surface de la troue d'approche sur les premiers mille mètres. Afin de pallier à ces différents obstacles, les autorités concernées doivent prendre les mesures de sécurité nécessaires (balisage ...etc.) afin d'éviter tout risque majeur pouvant se produire à ce niveau.

1.7. Critères et normes à respecter

La création de l'Organisation de l'Aviation Civile Internationale (OACI) s'est faite suite à la signature par 52 pays, le 7 décembre 1944 à Chicago, aux États-Unis, de la convention sur l'aviation civile internationale. Elle est entrée officiellement en existence le 4 avril 1947.

L'OACI, qui compte maintenant 189 états membres, est l'agence spécialisée responsable de la mise au point et de la standardisation internationale des règles et règlements régissant tous les aspects de l'aviation civile, allant des corridors de navigation aérienne à la sécurité en passant par les normes environnementales pour les aéronefs et la formation du personnel volant et au sol (les vols à l'intérieur d'un même pays ne sont pas concernés par l'OACI). Son siège social est situé à Montréal.

Les activités de l'OACI sont diverses : études, enquêtes, arbitrage. Les résultats des études sont présentés sous forme d'Annexes techniques, numérotées actuellement de 1 à 17 et qui comprennent des normes internationales et recommandations pour les états membres. Le règlement adopté pour la réalisation des aérodromes se trouve dans l'annexe 14

1.8. Le but de projet

- Développement du trafic aérien sur le plan national et international
- Promouvoir l'action économique de la wilaya
- Activité intense national et international de navigation aérienne
- Augmentation du trafic aérien de l'aéroport
- Permettre l'atterrissage des avions d'envergures
- Faire bénéficier les régions avoisinantes de cette infrastructure
- Emplois créés 140 emplois.

1.9. Conclusion

La présentation introductive des aérodromes donne une idée générale sur les infrastructures aéronautiques, ce qui facilite l'étude préliminaire puis détaillée pour l'élaboration d'un projet de construction d'un aérodrome.

D'après la situation régionale de la ville de- SETIF- et son aérodrome, on a pu localiser le site où aura lieu la réalisation de notre projet

CHAPITRE 02

Classification de l'Aérodrome

2.1. Introduction

La première guerre mondiale avait ouvert la voie au transport aérien par les progrès qu'elle avait fait faire à l'aviation et par la mise sur le marché d'un parc important d'aéronefs qui ne demandaient qu'à être désarmés.

La seconde guerre mondiale a également métamorphosé le paysage aéronautique en produisant des avions banalisant les longues distances mais exigeant des infrastructures adaptées, accessibles en toutes circonstances.

Tenue à faire le tri entre les aérodromes qui lui étaient laissés et d'adapter ceux qu'elle conserverait aux prévisions du trafic, la France s'est engagée, dès 1946, dans une démarche de planification aéroportuaire.

C'est dans ce contexte que la loi du 2 octobre 1946 stipule que les aérodromes publics et privés « destinés à la circulation aérienne publique font l'objet d'une classification établie en tenant compte des caractères et de l'importance du trafic qu'ils doivent assurer ».

En réalité chaque aérodrome ces propres particularités, et c'est l'objet de ce chapitre dans une large mesure, rapportées du Volume I de l'Annexe 14 de l'OACI.

Il ya plusieurs types de classification on a :

On déjà vu la présentation de l'aérodrome. Dans ce chapitre nous allons essayer de répondre à la question suivante :

« Comment classifie un aérodrome ? ».

En réalité chaque aérodrome ces propres particularités, et c'est l'objet de ce chapitre dans une large mesure, rapportées du Volume I de l'Annexe 14 de l'OACI.

Il y'a plusieurs types de classification on a :

- Ancienne classification algérienne des aérodromes
- Nouvelle classification algérienne des aérodromes.
- Classification française.
- Classification de l'OACI.

2.2. Définition

2.2.1. Aérodrome

Un aérodrome est une surface (sur terre ou sur l'eau) destinée à être utilisée(en totalité ou en partie) pour l'arrivée, le départ et les manœuvres des aéronefs.

Un aéroport est un aérodrome sur lequel il existe des bâtiments et des installations nécessaires au trafic aérien d'une ville ou d'une région.

2.2.2. Aérogare

L'Aérogare est un ensemble de bâtiments d'un Aéroport réservé aux voyageurs et à la circulation des marchandises.

2.2.3. Aéroport

L'Aéroport est défini comme l'ensemble des infrastructures (bâtiments, aires de Mouvement) destiné à l'usage des trafics aériens.

$$\text{Aéroport} = \text{Aérodrome} + \text{Aérogare}$$



Figure 2.1. Photo d'un aéroport.

2.3. Éléments constituant un aérodrome

L'aérodrome comprend deux parties principales :

- L'aire de mouvement.
- Les zones des installations.

2.3.1. L'aire de mouvement

L'aire de mouvement d'un aérodrome comprend l'ensemble de parties aménagées pour être utilisées pour les opérations d'atterrissage et de décollage ainsi que pour la circulation des aéronefs au sol.

L'aire de mouvement comprend : l'aire de manœuvre et les aires de trafic.

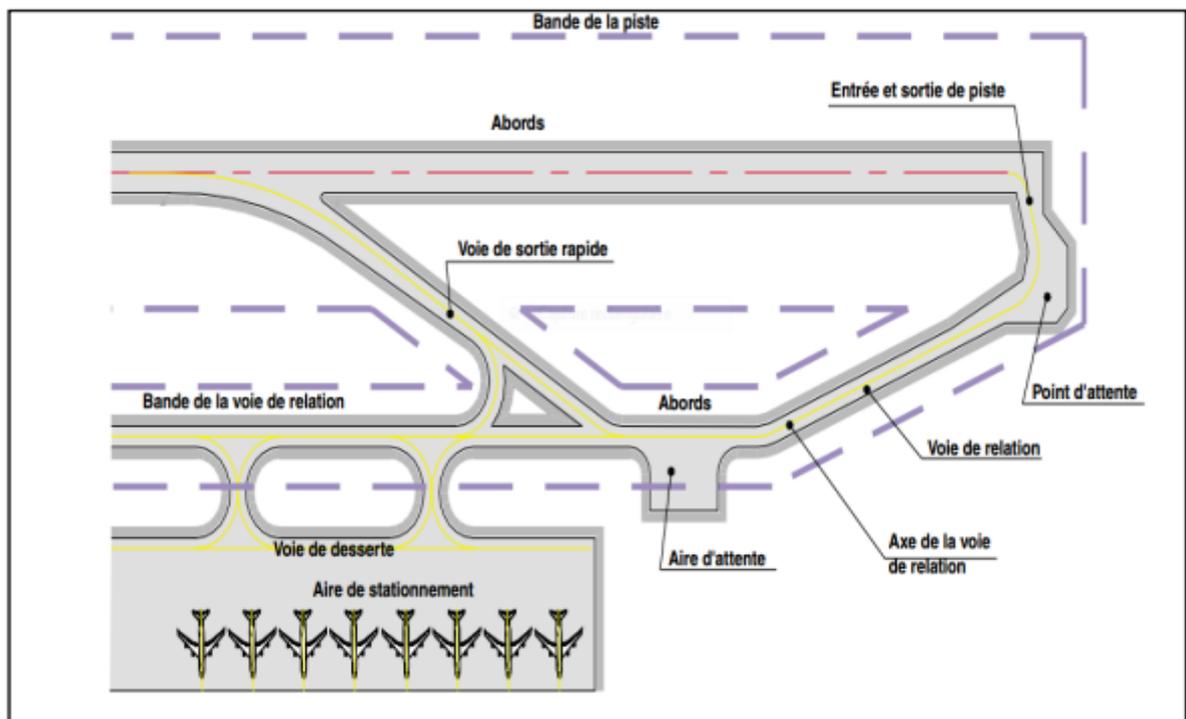


Figure 2.2. L'aire de mouvement aéronautique.

a. L'aire de manœuvre

C'est la partie d'un aérodrome destinée au décollage, l'atterrissage et la circulation des aéronefs. Il comprend :

- **La ou les pistes :** La piste est une aire aménagée afin de servir, au décollage et à l'atterrissage des aéronefs. Les grands côtés de ce rectangle sont appelés bords de piste, ses petits côtés extrémités de piste et son axe longitudinal axe de piste.
- **Les voies de circulation :** Sont un ensemble de voies reliant entre elles les différentes parties de l'aire de mouvement et permettant aux aéronefs de circuler de l'une à l'autre de ces parties.

b. L'aire de trafic : C'est la partie d'un aérodrome destinée à l'embarquement et au débarquement des passagers, au chargement et déchargement du fret, au ravitaillement en carburant, à l'entretien courant, à la maintenance et au stationnement des aéronefs. Elle comprend :

- **Les voies de desserte :** Ce sont des voies de relation qui bordent l'aire de stationnement.
- **Les aires de stationnement ou parkings (parfois encore appelés tarmacs) :**

Ce sont les parties de l'aéroport où les avions séjournent que ce soit pour le transbordement des passagers et du fret ou pour l'entretien. Ce sont des voies de relation qui bordent l'aire de stationnement.

- **Aire d'attente :** L'aire d'attente est généralement aménagée à proximité d'un point d'arrêt précédent une entrée de piste de manière à permettre à des aéronefs de s'immobiliser sans interdire la circulation d'autres aéronefs.

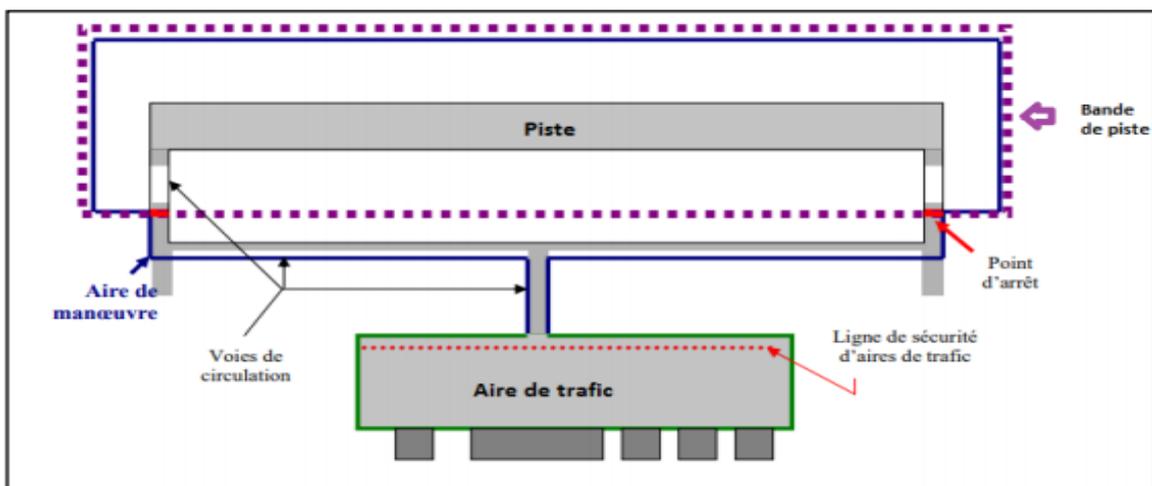


Figure 2.3. Schéma d'un Aérodrome.

2.3.2. Les zones des installations : Elles sont situées à proximité des aires de trafic et sont, en général, regroupées par zones d'activités semblables.

a. Zones d'exploitation : Ces zones comprennent les ouvrages destinés à l'exploitation de l'aérodrome :

- Exploitation commerciale : aérogare passagers, aérogare de fret, commissariat hôtelier, abri de matériel de piste, parcs à véhicules, dépôts de carburant, etc.

- Exploitation technique : bloc technique et vigie, moyens généraux de l'aérodrome, service incendie, centrale électrique et parcs à véhicules correspondants.

b. Zones d'activités industrielles : Les zones d'activité industrielles regroupent les ouvrages nécessaires à l'entretien et aux réparations d'aéronefs, éventuellement même à la construction aéronautique.

c. Zones spécialisée : Zones dédiées à une activité spécifique, par exemple :

- Zone militaire (armée de l'air, de terre ou aéronavale).

- Zone pour la sécurité civile.

- Zone d'aviation générale (monomoteur, planeurs, etc.).

d. Installations diverses : Dispersées en divers endroits de l'aérodrome, ces zones, en fonction de leur utilisation, peuvent être :

- Les installations de balisage.

- Les postes de transformation.

- Les émetteurs de radionavigation.

- Les installations de mesures météorologiques.

- Les réseaux divers (voirie, eaux usées, eau potable, câbles électriques, etc.).

2.4. L'emplacement d'un aérodrome

La localisation du site l'emplacement d'un aérodrome est d'une importance capitale, car elle permet de déterminer plusieurs paramètres qui assurent les meilleures qualités aéronautiques telles que :

- Les dimensions et la configuration du terrain.
- La qualité des dégagements offerts par le site.
- La nature géotechnique du sol.
- Les conditions météorologiques.
- Les facilités s'accès au site.

2.5. Critère de classification

L'utilité de classification des aérodromes est importante pour les concepteurs et l'utilisateur de l'aérodrome ; On a deux classifications fréquemment utilisées.

- Celle de la réglementation française l'ITAC (Instruction Technique sur les Aérodromes Civiles).
- Celle de l'OACI (Organisme de l'Aviation Civile Internationale).

2.5.1. Classification Algérienne des aérodromes

a. Ancienne classification algérienne des aérodromes

L'ancienne Classification algérienne reposait sur la nature des liaisons que doivent assurer les aéronefs civils fréquentant l'aérodrome. Les Aérodromes ouverts à la circulation aérienne publique étaient repartis en quatre classes :

- **Catégorie A** : Aérodromes internationaux destinés aux services aériens réguliers et utilisables en toutes circonstances.
- **Catégorie B** : Aérodromes destinés aux services à moyenne distance assurés normalement en toutes circonstances et à certains services à grande distance assurés dans les mêmes conditions mais qui ne comportent pas d'étape longue au départ de ces aérodromes.

- **Catégorie C** : Aérodromes destinés aux services aériens à l'intérieur de l'Algérie.
- **Catégorie D** : Aérodromes destinés aux services aériens privés et du travail aérien, giravions et aux aéronefs à décollage vertical ou oblique.

b. Nouvelle classification algérienne des aérodromes

La nouvelle classification (décret exécutif n° 89/50 du 18 avril 1989) répartit les aérodromes en tenant compte de la vocation, de la nature du trafic qu'ils sont appelés à assurer, des types d'aéronefs qu'ils sont destinés à recevoir et suivant la nature et l'importance des infrastructures et équipements de sécurité aérienne et de traitement de trafic mis ou à mettre en œuvre sur ces aérodromes.

Les classes sont définies comme suit :

- **Les Aérodromes internationaux de première catégorie** : Aérodromes utilisables en toute circonstance, desservis par les aéronefs grosse capacité, en long et moyen-courrier, destinés aux services aériens réguliers internationaux et nationaux et comportant les infrastructures, superstructures et équipements nécessaires de sécurité et d'exploitation technique et commerciale.
- **Les Aérodromes internationaux de deuxième catégorie** : Aérodromes utilisables en toute circonstance, desservis par des jets de moyenne capacité, en moyen-courrier, destinés aux services aériens réguliers internationaux et nationaux et comportant les infrastructures, superstructures et équipements nécessaires de sécurité et d'exploitation technique et commerciale appropriées.
- **Les Aérodromes nationaux** : Aérodromes desservis par des jets de moyenne capacité, destinés aux services aériens réguliers nationaux et, à titre occasionnel, internationaux et comportant les infrastructures, superstructures et équipements nécessaires d'exploitation technique, commerciale et de sécurité y afférents.
- **Les Aérodromes régionaux** : Aérodromes desservis par des aéronefs de moyenne capacité, destinés aux services aériens assurés à l'intérieur du pays et affectés essentiellement au trafic passager, au trafic fret pour les aérodromes du sud et aux activités de travail aérien et de

préformation aéronautique, et comportant les infrastructures et équipements nécessaires de sécurité et d'exploitation technique et commerciale appropriées.

- **Aérodromes à usage restreint** : Aérodromes desservis par des aéronefs de petite capacité, destinés aux services aériens non réguliers affectés aux activités de transport de fret, de travail aérien et de préformation aéronautique, et comportant les infrastructures et équipements minimaux de sécurité et d'exploitation. Les aérodromes à usage restreint comprennent également des aérodromes particuliers ou plates-formes aéroportuaires liées aux activités de recherche et d'exploitation pétrolière et minière.

Tableau 2.1 Classification Algérienne Des Aérodromes

Aérodrome Internationaux		Aérodrome Nationaux	Aérodrome Régionaux	Aérodrome a usage retreint Internationaux
1 ^{ère} catégorie	2 ^{ème} catégorie			
Alger/Houari Boumediene	Hassi Messoud	Béchar	El Bayadh	Mostaghanem
Oran/Es-Sania	Sétif	Béjaia	Ghriss	Saida
Annaba/Rabah Bitat	Tlemcen	El Oued	El Koléa	Guelma
Constantine	Tiaret	Ouargla	Borj Badji- Mokhtar	Sidi Bel Abbes
Ghardaia	Adrar	In Salam	In Guzzam	Djelfa
	Tebessa	Djanet	Jijel	Relizane
	Tamanrasset	Biskra	Chlef	Aoulef
	In Aminass	Ilizi	Boussaàda	Oualen
			Tindouf	Amguid
			Touggourt	Khemisti
			Timimoune	Berrouagia
			Oued Arikine	Bordj Omar Driss
			Gara Djebilet	Deb-Deb
			Béni Abbes	Reggane

On Remarque que l'aéroport de **Sétif** c'est un aérodrome international, classé dans **la 2^{ème} catégorie**, selon la nouvelle classification Algérienne des Aérodromes.

2.5.2. Classification française

La classification française reposera, comme la réglementation internationale pour les aérodromes réservés aux avions, sur l'avion critique susceptible d'utiliser l'aérodrome et servira aux concepteurs et aux utilisateurs de l'aérodrome à dimensionner et à protéger celui-ci.

Cette classification a été reprise dans la nouvelle Instruction technique sur les aérodromes civils en 1999. Cette nouvelle classification sera effective après la modification du Code de l'aviation civile.

a. Classification administrative des aérodromes

Le décret du 17 septembre 1959 adopte pour critères de classement des aérodromes :

- La longueur d'étape.
- L'accessibilité ou non en tout temps et en toutes circonstances.
- La nature du trafic assuré par l'aérodrome.

Cette classification est reprise par l'article R. 222-5 du Code de l'aviation civile, lequel distingue :

- **Catégorie A** : aérodromes destinés aux services à grande distance (étapes longues de plus de 3 000 km) assurés normalement en toutes circonstances.
- **Catégorie B** : aérodromes destinés aux services à moyenne distance (étapes moyennes de 1000 km à 3000 km) assurés normalement en toutes circonstances, et à certains services à grande distance assurés dans les mêmes conditions mais qui ne comportent pas d'étape longue au départ de ces aérodromes.
- **Catégorie C** : aérodromes, sur lesquels les services doivent être assurés normalement en toutes circonstances, destinés :

- aux services à courte distance (étapes courtes de moins de 1000 km) et à certains services à moyenne et même à longue distance qui ne comportent que des étapes courtes au départ de ces aérodromes.
 - au grand tourisme.
- **Catégorie D** : aérodromes destinés à la formation aéronautique, aux sports aériens, au tourisme et à certains services à courte distance.
- **Catégorie E** : aérodromes destinés aux giravions et aux aéronefs à décollage vertical ou oblique.

Un service est assuré normalement en toutes circonstances quand l'aérodrome peut être équipé d'aides radioélectriques à l'atterrissage et conçu de telle façon que les procédures d'approche, d'atterrissage et de décollage permettent d'obtenir, en toute sécurité, un niveau de régularité adapté à l'importance du trafic.

Cette classification sera complétée lors de la réécriture du Code de l'aviation civile.

2.5.3. Classification de l'OACI

L'Organisation de l'Aérodrome Civile Internationale (OACI) recommande, depuis 1982, d'adopter pour la conception des aérodromes soumis à ses règles un code de référence.

a. Code de référence

Le code de référence d'aérodrome à caractéristiques normales comporte deux éléments liés aux caractéristiques de performances et aux dimensions des avions appelés à utiliser cet aérodrome:

- Le code de chiffre et le code de lettre.
- Le code de chiffre est un chiffre fondé sur la distance de référence de l'avion définie comme étant la longueur minimale (indiquée par son manuel de vol approuvé par l'autorité compétente ou dans une documentation équivalente du constructeur de l'avion) nécessaire ou son décollage à la masse maximale certifiée au décollage, au niveau de la mer, dans les conditions correspondant à l'atmosphère standard, en air calme et avec une pente de piste nulle.

Le code de chiffre est déterminé en fonction de la plus grande des distances de référence des avions aux quels la piste est destinée.

Le code de lettre est une lettre fondée sur les valeurs maximales des envergures et des largeurs hors tous des trains principaux des avions aux quels l'installation est destinée.

Le code de lettre relevant de deux critères, celle devant être choisie sera, lorsque l'envergure et la largeur hors tout de train principal de l'avion le plus exigeant attribuent à celui-ci deux lettres différentes, celle correspondant aux caractéristiques les plus élevées.

b. Distance de référence de l'avion

Longueur minimale nécessaire pour le décollage à la masse maximale certifiée au décollage, au niveau de la mer, dans les conditions correspondant à l'atmosphère type, en air calme, et avec une pente nulle, comme l'indiquent le manuel de vol de l'avion prescrit par les services chargés de la certification ou les renseignements correspondants fournis par le constructeur de l'avion. La longueur en question représente, lorsque cette notion s'applique, la longueur de piste équilibrée pour les avions et dans les autres cas, la distance de décollage.

c. Largeur hors-tout du train principal

Distance entre les bords extérieurs des roues du train principal.

Les chiffres et les lettres du code de référence d'aérodrome auront les significations indiquées au Tableau 2.2.

Éléments de code 1		Éléments de code 2		
Chiffre de Code	Distance de référence De l'avion	Lettre de code	Envergure	Largeur hors-tout de train principal
1	moins de 800m	A	moins de 15m	moins de 4.5m
2	800m à 1200m exclus	B	15m à 24m exclus	4.5m à 6m exclus
3	1200m à 1800m	C	24m à 36m exclus	6m à 9m exclus
4	1800m et plus	D	36m à 52m exclus	9m à 14m exclus
		E	52m à 65m exclus	9m à 14m exclus
		F	65m à 80m exclus	9m à 16m exclus

Tableau 2.2 : Code de référence des aérodromes (Source OACI).

2.6. Avion dimensionnant

L'aéronef dimensionnant de l'aérodrome de Sétif est défini par l'Autorité De l'Aviation Civile : c'est le **B737-800** dont les caractéristiques sont répertoriées dans le tableau 2.3 :

Envergure	Longueur	Largeur hors-tout	Distance de décollage
35.90 m	39.50 m	7 m	1828 m

Tableau 2.3. Caractéristiques du B737-800

2.7. Calcul de la longueur de piste de l'aérodrome

La longueur de piste est fonction de la distance de référence de l'avion dimensionnant. Elle est de 1828 mètres pour le Boeing 737-800 ; cette distance représente la longueur théorique de la piste. C'est pourquoi le manuel de conception et d'exploitation technique des aérodromes recommande d'affecter des coefficients correcteurs aux longueurs de base données par les catalogues d'avions afin de déterminer la longueur réelle de la piste en tenant compte des conditions locales ; ces coefficients sont entre autres :

- Le coefficient de correction d'altitude
- Le coefficient de correction de température
- Le coefficient de correction de pente.

2.7.1. Altitude, température et pente

L'altitude est déterminée à partir du code projet (ligne rouge) et la pente est celle donnée par le tableau **Tableau 2.4**, recommandée par l'instruction technique sur les aérodromes civils

Altitude de l'aérodrome	Température de référence	Pente moyenne
1015 m	33°C	1%

Tableau 2.4 : Données locales de l'aérodrome de sétif

2.7.2. Le coefficient de correction d'altitude (Cca)

$$Cca = \left(1 + \frac{N1}{100}\right)$$

$$\text{Avec } N1 = 7h / 300 \Rightarrow Cca = \left(1 + \frac{7h}{300} \times 100\right)$$

h : altitude de référence de l'aérodrome, exprimée en mètre.

$$N1 = 7 \times 1015 / 300 = 23.68$$

$$Cca = \left(1 + \frac{23.68}{100}\right) \Rightarrow \mathbf{Cca = 1.2368}$$

2.7.3. Le coefficient de correction de température (Cct)

$$Cct = \left(1 + \frac{N2}{100}\right)$$

Pour le calcul de N2 on a :

$$N2 = T - t$$

Avec :

T : température de référence de l'aérodrome, étant la température moyenne mensuelle des températures maximales quotidiennes, du mois le plus chaud de l'année, exprimée en degrés Celsius.

t : température en atmosphère type à l'altitude de l'aérodrome, ayant pour valeur en degrés Celsius : $t = 15^\circ\text{C} - 0.0065h$.

d'où

$$Cct = \left[1 + \frac{T-t}{100}\right] \Rightarrow Cct = \left[1 + \frac{T - (15^\circ\text{C} - 0.0065h)}{100}\right]$$

$$Cct = \left[1 + \frac{33 - (15 - (0.0065 * 1015))}{100}\right] = 1.2459 \Rightarrow \mathbf{Cct = 1.2459}$$

2.7.4. Le coefficient de correction de pente (Ccp)

$$Ccp = \left(1 + \frac{N3}{100}\right)$$

Avec

$$N3 = 10 p \Rightarrow C_{cp} = \left(1 + \frac{10p}{100}\right)$$

P : pente moyenne de la piste exprimée en pourcentage, obtenue en divisant la différence d'altitude entre le point le plus haut et le point le plus bas par la longueur de la piste.

$$C_{cp} = \left(1 + \frac{1\% \cdot 10}{100}\right) = 1.1 \Rightarrow \mathbf{C_{cp} = 1.1}$$

N : C'est le coefficient à appliquer pour obtenir la longueur réelle de piste

$$\mathbf{N = C_{ca} \times C_{ct} \times C_{cp} = 1.2368 \times 1.2459 \times 1.1 = 1.695 \Rightarrow N = 1.695}$$

2.7.5. Calcul de la longueur réelle de La piste (Lp)

La longueur réelle de la piste est égale à la distance de référence (distance de décollage) de l'avion dimensionnant multiplié par le coefficient global de correction (N)

$$L_p = D_{\text{déc}} \times N \Rightarrow L_p = 1828 \times 1.695 = 3098.46 \text{ m}$$

Donc **Lp = 3100 m**

D'où la longueur de piste avec le P.O.R est :

$$L_p + \text{P.O.R} = 3100 + 100 = 3200 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{L_p = 3200 \text{ m}}$$

Remarque : La nouvelle longueur est supérieure à la longueur de la piste d'actuelle, cela nécessite une extension de 800m de la piste.

D'après le **Tableau 2.2** de code de référence, l'aérodrome de SETIF, après la mise à niveau, il est toujours reste de catégorie 4C.

2.8. CONCLUSION

L'aérodrome de Sétif peut accueillir l'avion de type **B737-800** et il peut atterrir en toute sécurité. Ainsi on peut l'utilisé pour le dimensionnement l'extension de la piste 09/27 à 2900m et aussi un futur extension jusqu'au 3200. La capacité de l'aérodrome pour recevoir un nouveau trafic est le même, pour cella il est rest le même code de référence reconnu mondialement et respecte les conditions de l'OACI, c'est le code 4C.

CHAPITRE 03

Etude géotechnique

3.1. Introduction

La géotechnique a pour objectif la définition des caractéristiques physiques et mécaniques des sols qui serviront d'assise pour la structure de chaussée aéronautique.

Pour cela on doit procéder à l'exécution d'une étude complète sur le sol traversé ainsi les matériaux utilisés dans la structure de chaussée pour bien définir leurs caractéristiques, physiques et mécaniques.

Cette étude doit d'abord permettre de localiser les différentes couches, de donner les renseignements de chaque couche et les caractéristiques mécaniques et physiques de ce sol.

3.2. Reconnaissance du sol

Le sol support est caractérisé par son indice CBR ou indice portant californien.

L'étude du sol support est réalisée à partir de prélèvements dans des sondages et donnent lieu à tous les essais classiques d'identification. Le nombre, la répartition et la profondeur de ces derniers doivent être tels que les résultats soient significatifs (MT/DGAC/SBA/STBA, 1983).

Les essais CBR sont faits sur des échantillons du sol support compactés à différentes énergies et différentes teneurs en eau, puis immergés pendant quatre jours. Les teneurs en eau des échantillons lors du compactage sont choisies de façon à encadrer la plage des teneurs en eau prévisibles au moment du chantier. En général, une durée d'immersion de quatre jours place les sols à saturation, c'est-à-dire dans un état analogue à celui qu'ils atteindront sous la chaussée.

Le CBR finalement retenu est la valeur la plus basse obtenue après immersion sur un échantillon compacté à 95 % de l'Optimum Proctor Modifié (O.P.M). La description détaillée de la manière avec laquelle doit être conduit l'ensemble des opérations ci-dessus figure dans le manuel pratique d'utilisation de l'instruction (MT/DGAC/SBA/STBA, 1983) volume 2.

La profondeur du sondage est mesurée par rapport à la ligne rouge du projet dans les zones en déblais, et par rapport au terrain naturel dans les zones en remblais.

Programme de sondage

Type d'ouvrage	Espacement des sondages	Profondeur des sondages
Piste et voies de circulation	100 m	-pour les aérodomes importants : 3 m
Aires de stationnement	1 sondage tous les 5000 m ²	-pour les autres aérodomes 1 à 2 m
Zones non revêtus	1 sondage tous les 10 000 m ²	1 à 2 m

Tableau 3.1. Programme de sondage selon le type d'aire.

3.3. Les essais de sol

Sur les échantillons prélevés au cours des reconnaissances des sols, des essais d'identification sont effectués sur les différents sols rencontrés, il sera veillé à la conservation de la teneur en eau naturelle entre prélèvements et les mesures en laboratoire afin de déterminer les teneurs en eau naturelles, la densité humide et la densité sèche. Toutefois, le prélèvement d'échantillons intacts n'est indispensable dans la plus part des cas.

Ces essais d'identification, pratiqués sur les échantillons représentatifs de chaque nature de sol rencontrée comprennent :

- Limites d'Atterberg.
- Granulométrie.
- Eventuellement, la teneur en matière organique, équivalent de sable, VBS, ...etc.

En outre, l'essai Proctor Modifié est effectué sur tous les sols qui doivent faire l'objet d'un compactage (remblais, sols situés en fond de forme des chaussées) de manière à déterminer la teneur en eau optimale du sol pour le compactage.

Enfin, pour les sols sur lesquels sont assises les chaussées, sont effectuées des essais mécaniques dont les résultats en permettront le dimensionnement. Il s'agit de l'essai CBR dans le cas des chaussées souples, et de la mesure du module de réaction dans le cas des chaussées rigides.

3.4. Les essais d'identifications

L'identification et le classement d'un sol vis-à-vis de la classification du LCPC se fait à partir de deux essais de laboratoire qui sont l'analyse granulométrique et la détermination des limites d'Atterberg.

Elle comporte huit classes pour les sols grenus et sept classes pour les sols fins. Et selon GTR ces essais se complètent par des essais très simples (teneur en carbonates, VBS, ES, effet de l'eau ...etc.)

3.4.1. Limites d'Atterberg

3.4.1.1. Définition

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol, et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour les quelles on peut distinguer quatre états comme schématiser dans la figure ci après.

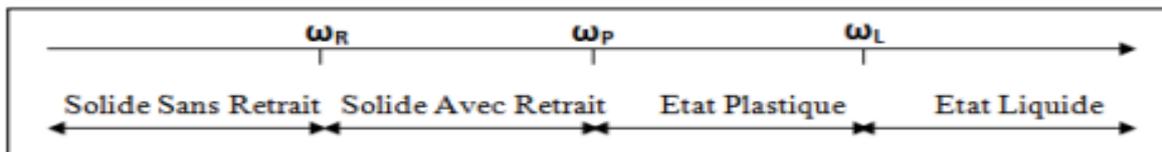


Figure 3.1. Les différents états de consistance du sol et leurs limites de transitions.

- **WL** : Limite de liquidité ;
- **WP** : Limite de plasticité ;
- **WR** : Limite de retrait.

En réalité le sol passe graduellement d'un état à l'autre et les frontières respectivement ne sont définies que conventionnellement par les limites d'Atterberg.

Les limites d'Atterberg sont donc des teneurs en eau. Pour les essais sont effectués sur la fraction du matériau passant au tamis de 0,42mm.

3.4.1.2. L'indice de plasticité I_p

L'indice de plasticité I_p est la différence entre la limite de liquidité et la limite plasticité, il donne l'étendue, en teneur en eau, de la plage de plasticité du sol. Elle est permet de définir le degré de plasticité d'un sol comme indiqué le **Tableau 4.2**. Bien que leur définition soit arbitraire, les limites d'Atterberg ont une importance essentielle en mécanique des sols. Elles permettent en particulier de classer les sols suivant un diagramme de plasticité.

Indice de plasticité I_p	Degré de plasticité
0 – 5	Non plastique
5 – 15	Peu plastique
15 – 40	Plastique
>40	Très plastique

Tableau 3.2. La plage de plasticité en fonction l'indice I_p .

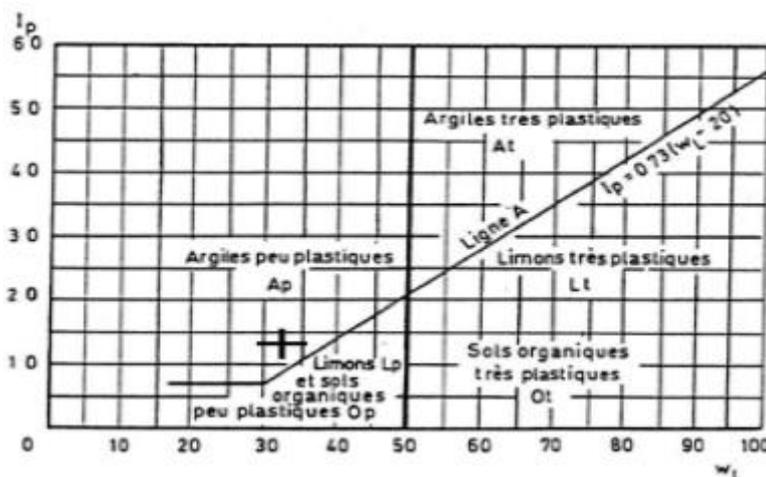


Figure 3.2. Diagramme de plasticité et classification des sols fins.

3.4.2. L'analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- **Le tamisage** : pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension supérieure ou égale à 80 microns.
- **La sédimentométrie** : pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension inférieure à 80 microns.

L'analyse granulométrique se traduit par la courbe granulométrique. Cette courbe contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés.

3.4.3. La teneur en carbonate de calcium CaCO₃

L'essai consiste à mesurer le volume de gaz carbonique dégagé, après attaque par l'acide chlorhydrique d'une certaine quantité de matériau sec. Suivant la teneur en CaCO₃, on peut distinguer pour les sols fins :

- 0 – 10% de CaCO₃ : argile ou limon.
- 10 – 30% de CaCO₃ : argile marneuse ou limon marneux.
- 30 – 70% de CaCO₃ : marne.
- 70 – 90% de CaCO₃ : Calcaire marneux.
- 90 – 100% de CaCO₃ : Calcaire.

La dénomination du l'argile ou limon dépende la plasticité et de l'analyse granulométrique.

3.5. Les essais mécaniques

3.5.1. Essai Proctor

L'essai consiste à compacter, dans un moule standard à l'aide d'une dame standard et selon un processus bien déterminé, un échantillon du sol à étudier et à déterminer la teneur en eau du sol et densité sèche après le compactage.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à des teneurs en eau croissantes.

On détermine ainsi plusieurs points de la courbe représentative des densités sèches en fonction des teneurs en eau. On trace alors la courbe en interpolant entre les points expérimentaux. Elle présente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau de l'optimum Proctor, et l'ordonnée la densité sèche Proctor.

Deux variations de l'essai Proctor sont couramment pratiquées :

- L'essai Proctor normal correspond aux énergies de compactage pratiqué pour les remblais.
- Dans l'essai Proctor modifié, le compactage est beaucoup plus poussé et correspond aux énergies mises en œuvre pour les couches de forme et les couches de chaussée.

3.5.2. Portance du sol support (CBR)

L'essai CBR (Californian Bearing Ratio), proposé en 1938, est universellement utilisé pour apprécier la résistance des sols supports de chaussée. Cette étude effectuée sur la fraction de sol dont la dimension maximale des grains est de 20 mm, vise à déterminer un CBR de calcul en fonction de susceptibilité du sol aux conditions de densité sèche (compacité), et de teneur en eau.

Le principe de cette étude est déterminé la relation entre la force appliquée à un piston de section cylindrique et normalisée se déplaçant à une vitesse fixée et son enfoncement dans une éprouvette d'échantillon, contenue dans un moule. (AFNOR, juillet 2012)

L'indice portant Californien (CBR) ou l'indice de portance immédiate (IPI) est calculé en exprimant la force exercée sur le piston pour un enfoncement fixé, exprimé en pourcentage d'une force normalisée.

L'échantillons du sol poinçonner dans des conditions qu'il acquerra une fois revêtu d'une chaussée, ou qu'il possède sous une chaussée existante.

Par ailleurs il faut distinguer les études conduites pour dimensionner une chaussée neuve, et les études conduites pour évaluer la portance d'une chaussée existante.

a) Etudes CBR pour dimensionner une chaussée souple neuve

Une étude CBR est effectuée pour chaque zone homogène de sol déterminée à la suite des essais d'identification.

Le choix du CBR de calcul doit être effectué en fonction de la densité sèche du sol qui sera obtenue à la construction, et de la teneur en eau d'équilibre qu'acquerra ce sol quelques années après la construction de la chaussée. Cette teneur en eau d'équilibre en principe varie

peu dans le temps sous une piste de 45 m de largeur correctement conçue, réalisée et entretenue.

Ces caractéristiques peuvent être influencées par les facteurs suivants :

- Les conditions de compactage sur chantier, il est essentiel d'assurer que le matériel de compactage disponible sera suffisant en quantité et en qualité pour obtenir la compacité désirée.
- Les conditions climatiques peuvent ne pas permettre l'obtention de la teneur en eau optimum.
- Les conditions de drainage et environnement, suivant ces conditions, la teneur en eau d'équilibre pourra être, soit en deçà de la teneur en eau à imbibition normale, soit voisine de la saturation si le sol support est un sol fin.

b) Etudes CBR courantes

Les renseignements pratiques pour conduire cette étude sont les suivants :

- Au début l'étude Proctor modifié 55 coups est effectuée en confectionnant les éprouvettes dans des moules CBR à 5 teneurs en eau différentes et en poinçonnant leur face inférieure.
- Après détermination de l'Optimum Proctor Modifié OPM, il est confectionné des éprouvettes dans des moules CBR à au moins 3 énergies de compactage (10, 25 et 55 coups de la dame Proctor modifié) et à au moins 3 teneurs en eau de compactage encadrant l'OPM et comprenant la teneur en eau prévisible du sol au moment de l'exécution des travaux. Il est ainsi effectué 4 éprouvettes pour chaque teneur en eau et chaque intensité de compactage, soit au totale 36 éprouvettes.
- La première série de 9 éprouvettes est poinçonnée immédiatement après confection pour connaître les Indices de Portances Immédiats (IPI) aux conditions Proctor modifié.
- Les trois autres séries de 9 éprouvettes sont immergées et le gonflement est mesuré pendant cette immersion. L'imbibition normale de quatre jours est en générale suffisante pour porter les sols courante à une teneur en eau proche de celle généralement atteinte sous une chaussée moyennement drainé.

- Pendant les poinçonnements et l'immersion des éprouvettes, le sol dans ces dernières doit être surchargé.

- Une fois que ces 3 séries d'éprouvettes sont portées à imbibition normale ou complète, il est procédé à leur poinçonnement par l'application d'une force sur le piston de sorte que la vitesse d'enfoncement soit d'environ 1,27 mm/min. et enregistrer les valeurs correspondant à la force tous les 0,5 mm d'enfoncement du piston, jusqu'à un enfoncement maximal de 10 mm pour connaître les CBR après immersion.

- Les résultats sont présentés dans une courbe à repère orthogonal, indiquant en ordonnée la valeur de force et en abscisse l'enfoncement du piston, ce dernier lu sur un comparateur cadran. Cette courbe peut être présentée avec une concavité au sommet dans sa partie initiale résultant d'irrégularité de surface. (voir la Figure 3.3).

Enfoncement (mm)	Forces (KN)	Force normalisées	CBR %
2,5	3,15	13,2	23,8
5	5,8	20	29,1

Tableau 3.3. Exemple pour estimer la valeur de l'indice CBR.

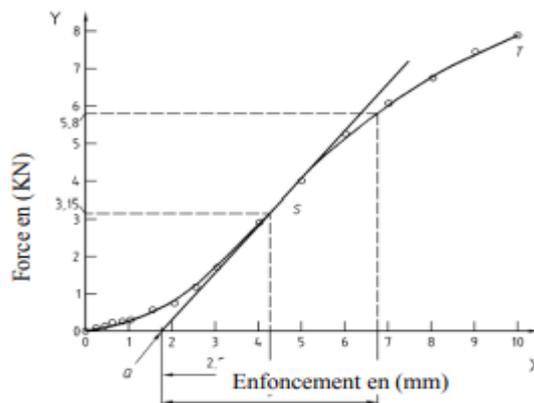


Figure 3.3. Courbe Force-Enfoncement avec une correction à l'origine.

c) CBR forfaitaire

La méthode CBR peut également être critiquée, soit que le sol étudié est de granularité ne s'y prête pas lorsque les conditions opératoires obligent, dans les échantillons, à substituer aux grains de plus de 20 mm un poids égal de la fraction du sol étudié passant à la passoire de 20 mm et retenue par le tamis de 5 mm, soit que leur faible cohésion fausse les résultats du poinçonnement. Comme dans les sables propres, qui sans cohésion et ont des propriétés

mécanique peu sensibles à l'humidité, donc la mesure du CBR est peu significative. Alors la mesure de l'indice californien s'avérant donc inadaptée aux sols graveleux et aux sables propres. Dans ce cas un CBR forfaitaire peut être estimé suivant la classification du LCPC du sol ou après calcul du facteur de portance.

En première approximation, les valeurs indiquées dans le tableau ci-après peuvent orienter l'étude d'un avant-projet sommaire.

Désignation du sol	CBR forfaitaire
Grave propre bien graduée	20
Grave propre mal graduée	20
Grave limoneuse	20 si (IP<7) et 10 si (IP>7)
Grave argileuse	10
Sable propre bien gradué	10
Sable propre mal graduée 6 à 8	6 à 8

Tableau 3.4. Pourcentage CBR en fonction type des sols (MT/DGAC/SBA/STBA, 1983, p. 3.2.2).

Pour une étude plus approfondie, des essais particuliers en laboratoire permettent de déterminer plus précisément le CBR de calcul. Ces sont conduit en tenant compte des remarques suivant :

a. Conditions de granularité

le poinçonnement CBR est mal adapté pour les matériaux d'une granularité supérieure à 20 mm. Les études seront donc réalisées sur le matériau initial ou modifié suivant les règles ci-après :

- Pour un matériau de la granularité 0/D avec $D \geq 30$ mm en peut distinguer deux cas :
 - Si la fraction 30/D représente plus de 20% du poids total de l'échantillon, il ne sera pas pratiqué d'essai CBR.
 - Si la fraction 30/D est inférieure à 20% du poids total de l'échantillon, l'étude portera sur la fraction 0/30 avec l'adaptation similaire à celle de cas suivant.
- Pour un matériau de la granularité 0/D avec $20 \text{ mm} \leq D < 30$ mm la fraction 20/30 sera remplacé par un poids égal d'une fraction 5/20.

- Pour un matériau de la granularité 0/D avec $D \leq 20$ mm l'étude portera sur le matériau initial.

Dans le cas où la fraction 30/D est supérieure à 20% et pour un sol graveleux constitué d'une forte proportion en mortier et de gros éléments, une étude sur éléments passant au tamis de 0.42 mm permet de mieux approcher la valeur du CBR représentatif, qu'une appréciation forfaitaire.

b. Les sables

Pour les sables propre, donc peu cohérent, le poinçonnement CBR se trouve faussé du fait que le sable flue sous la charge du piston. Pour éviter, ou tout au moins limiter au maximum ce fluage, il est indispensable de charger le sol dans l'éprouvette par une série de disques annulaires exerçant sur l'échantillon un poids égal à celui de la chaussée. Il est primordial que le disque annulaire en contact avec le sol soit d'un seul tenant, et qu'il soit aussi ajusté que possible sur l'éprouvette et sur piston.

d) Études CBR pour évaluer la portance d'une chaussée souple existante

L'étude CBR d'un sol support sous une chaussée existante diffère de celle faite pour une chaussée neuve. En effet, pour une chaussée existante le sol support est à une teneur en eau d'équilibre et à une densité sèche qui ne sont pas obligatoirement celles estimées lors du projet. Il faut donc tenir compte de la teneur en eau et de la densité sèche in situ pour déterminer le CBR correspondant qui sera pris en compte pour l'évaluation de la charge admissible.

3.5.3. Facteur de portance

Des études attentives de l'essai CBR par le laboratoire central des ponts et chaussées ont montré que les résultats de cet essai concordaient assez bien avec la réalité, et que ses inconvénients pouvaient être évités par la méthode du facteur de portance.

a. Cas des sols fins

il s'agit la fraction du sol non retenue par le tamis de 0,42 mm, et uniquement constitués de mortier ($I_p > 5$), le facteur de portance F est donné par la formule suivante, F étant limité supérieurement à 20.

$$F = \frac{4250}{Wl^* I_p}$$

Expérimentalement il a été constaté en laboratoire que F diffère généralement assez peu de la valeur du CBR mesuré sur le sol compacté à l'optimum Proctor modifié est après imbibition à 4 jours. Il en diffère toutefois sensiblement dans deux cas :

- Lorsque le sol est très plastique, F est très faible mais son CBR peut être très élevé car ce sol, étant peu perméable, n'a pas toujours le temps de s'imbiber pendant les quatre jours d'immersion standard. Le CBR effectué sur une argile sèche est alors anormalement élevé.
- Avec les sables propres, et malgré la surcharge de disques annulaire, l'essai CBR peut donner des résultats défavorables, alors que les observations faites sur des chaussées existantes montrent que tout se passe comme si le sable propre compact avait un CBR de 20 environ.

Dans les deux cas le facteur de portance donne une valeur bien plus proche de la réalité que l'essai CBR. En calculant le facteur de portance, il est donc possible de corriger l'essai CBR dans les domaines où il ne convient pas.

b. Cas des sols grossiers

Cette méthode est généralement applicable aux sols grossiers à condition de tenir compte de leur granularité. Cette application est rendue possible par les formules sommaires suivantes qui ne tiennent compte que de la proportion de mortier m :

- Calculer tout d'abord le facteur de portance F_m du mortier, qui est toutefois limité supérieurement à 20 soit :

$$F_m = \frac{4250}{w_l * I_p}$$

- Calculer le facteur de portance F du sol à partir de la valeur F_m du facteur de portance du mortier, de la façon suivante :

- | | | |
|--------------------------|---|-------------------------------------|
| ▪ Si : $m > 75\%$ | ➡ | $F = F_m$ |
| ▪ Si : $25\% < m < 75\%$ | ➡ | $F = F_m (2,5 - \frac{m}{50})$ |
| ▪ Si : $m < 25\%$ | ➡ | $F = 40 - \frac{2m}{25} (20 - F_m)$ |

3.5.4. Etude de la réaction du sol support

La réaction du sol support peut être définie par la force opposée du sol à la déformation de la dalle en béton sous l'effet d'une charge centrée. Théoriquement et selon Boussinesq, se rapproche le comportement du sol est celui d'un milieu élastique, et le sol se caractérise par le module de chargement statique à la plaque EV_2 . Et selon Westergaard prend pour première hypothèse que le comportement du sol support est assimilé au comportement d'un liquide dense. Et le sol exerce en chaque point une réaction proportionnelle à l'enfoncement vertical de la dalle. Grâce à cette hypothèse simplificatrice de Westergaard, qui est permis d'écrire une relation entre la charge appliquée, la déformation de la dalle en béton d'une épaisseur e et le module de réaction ou le module Westergaard K_w qui caractérise le sol support.

La mesure de ce module est obtenue à l'issue d'un essai de plaque toujours pratiqué in situ.

3.5.5. Module sous chargement statique à la plaque

a. Principe d'essai

Après repérage du point d'auscultation de la plate-forme, il est appliqué, par l'intermédiaire d'une plaque de diamètre et de rigidité normalisés, deux cycles de chargement successifs conduits selon des modalités également normalisées.

Le chargement est maintenu pour les deux cycles jusqu'à constatation de la stabilisation de l'enfoncement de la plaque. La valeur de l'enfoncement de la plaque mesurée à la fin du second cycle est introduite dans la formule qui est déterminé le module sous chargement statique à la plaque EV_2 .

b. Appareillage

Un massif de réaction (camion chargé) sa masse doit permettre l'application sur la plaque d'une force d'au moins 8000 daN. Tous les points de la surface d'appui du massif sur le sol doivent être situés à plus de 1,20 m du centre de la plaque de chargement.

Une plaque de chargement normalisée de diamètre 60 cm ($\pm 0,2$) et sa rigidité est telle que sous une force $F=100$ KN (± 5) appliquée en son centre, la flexion f entre le centre et la périphérie de la plaque doivent être inférieure ou égale 0,02 cm. (Voir la Figure 3.4).

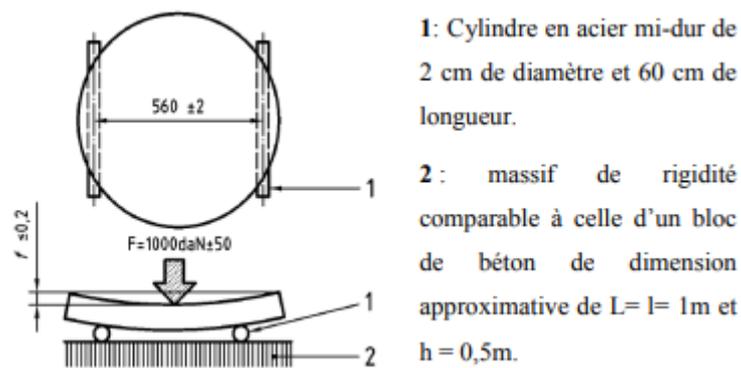


Figure 3.4. Schéma de principe de la mesure de la rigidité de la plaque de chargement.

Un vérin de commande et de mesure de la charge appliquée sur la plaque. Il doit permet :

- D'appliquer sur la plaque une charge normale à la plate-forme dont l'intensité correspond à une pression moyenne sous la plaque de 0,25 MPa.
- De mesurer les charges appliquées sur la plaque, si nécessaire, de maintenir jusqu'à l'obtention de la stabilité de l'enfoncement.

Un comparateur de mesure de l'enfoncement de la plaque à au moins 0,02 cm près et sa capacité de mesure doit être d'au moins 10 mm. La mesure peut être réalisée soit en un point seulement, situé à moins de 2 cm du centre de la plaque. Soit en trois points sur la périphérie de la plaque disposés à $120^\circ \pm 10^\circ$ et à égale distance du centre de la plaque à $\pm 0,5$ cm. Les points d'appui au sol de l'élément de référence à partir duquel se fait la mesure de l'enfoncement de la plaque doivent être situés à au moins 1,5 m des centres de la plaque et des surfaces d'appui du massif de réaction.

c. Préparation de l'essai

Après le choix du point d'auscultation de la plate-forme. Il faut aplanir l'emplacement du point d'essai à l'aide de la règle à araser sur une surface de $0,7\text{ m}^2$ d'environ, (aucun aspérité dépassant de plus de 15 mm ne doit subsister sur cette surface). Puis répandre sur cette surface une couche d'égalisation en sable propre et l'étaler à l'aide de la taloche en couche mince que possible.

En suit poser la plaque de chargement en la centrant de visu dans cette surface et amener le point d'application de la charge sur le massif de réaction à la vertical du centre de la plaque

et mettre en place les dispositifs de chargement (camion chargé) et de mesure des enfoncements (les comparateurs) conformément aux exigences qui indiquées précédemment.

Parfaire la mise en place de l'ensemble massif de réaction, plaque, dispositif de chargement et de mesure, en appliquant une charge de $500 \text{ daN} \pm 50$ sur la plaque. Et maintenir cette charge durant 10 à 15s puis décharger la plaque.

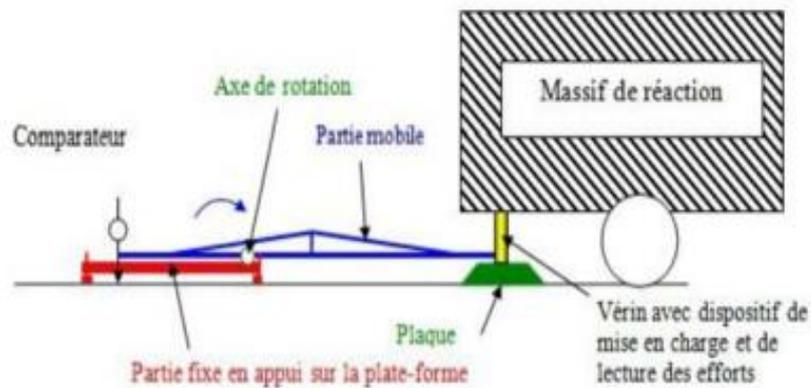


Figure 3.5. Schéma indique les appareillages principaux utilisés dans l'essai de la plaque.

d. Exécution de l'essai

Pour réaliser cet essai, on procède deux cycles de chargement à vitesse constant :

- **1^{er} cycle de chargement** : réaliser en 30 s au minimum sur la plaque qui lui appliquant une force $7068 \text{ daN} \pm 140$ cette force produit sur la plate-forme une pression moyenne de 0,25 MPa. Lorsque cette pression est atteinte, la maintenir aussi longtemps que l'enfoncement de la plaque, mesuré sur une période de 15 s, demeure supérieur à 0,02 mm cette valeur est considérée comme correspondant à la stabilisation de déflexion de la plate-forme. Annuler la charge en moins de 5 s et noter l'enfoncement rémanent Z_0 ou réinitialiser le dispositif de mesure des enfoncements.

Si la mesure de l'enfoncement est réalisée au centre de la plaque, la valeur trouvée représente l'enfoncement à considérer. Si l'enfoncement est mesuré en trois points situés à la périphérie de la plaque, la valeur de l'enfoncement à considérer est la moyenne des trois valeurs mesurées.

- **2^{ème} cycle de chargement** : l'exécution de second chargement se fait à la même vitesse que pour le premier mais en limitant la charge à la valeur de 5654 daN \pm 110. Cette force produit sur la plateforme une pression moyenne de 0,2 MPa, on maintenir cette charge jusqu'à stabilisation de la déflexion dans les mêmes conditions que pour le premier chargement. Lorsque la stabilisation de déflexion de la plaque est obtenue, l'enfoncement total de la plaque Z_1 ou relever directement Z_2 si réinitialisation du dispositif de mesure de l'enfoncement a été réalisée après le premier chargement et annuler la charge.

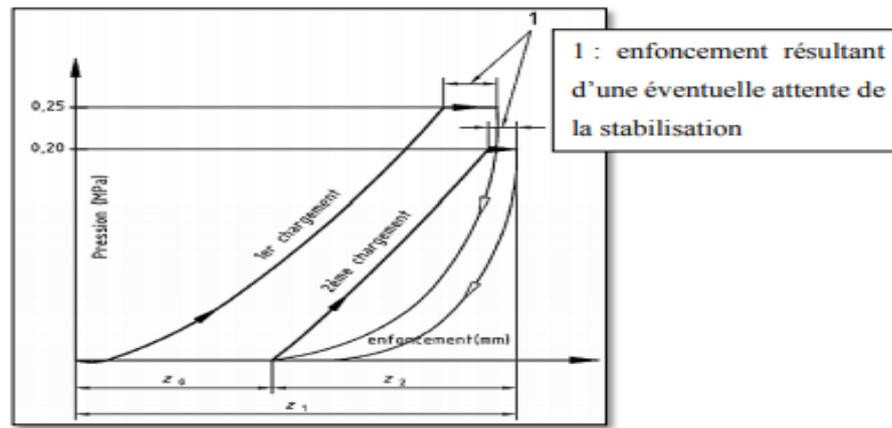


Figure 3.6. Schéma de principe des cycles de chargement-déchargement appliqués sur la plaque durant l'essai.

Les résultats sont notés sur place, puis repris dans un bureau afin de tracer un graphique de l'essai comme indiqué la Figure 3.6.

e. Interprétation des résultats

Le module de déformation à la plaque EV_2 de la plate-forme au point d'auscultation choisi est déterminé à partir de la formule de Boussinesq comme suite :

$$EV_2 = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{p \cdot d}{Z_2} \quad \text{Avec : } Z_2 = Z_1 - Z_0$$

Z_2 : représente l'enfoncement de la plaque produit par le second chargement, soit calculé d'après la relation précédent, soit relevé directement si une réinitialisation le comparateur de mesure de l'enfoncement a été réalisé après le chargement.

p, d, v : sont respectivement les valeurs de la pression sous la plaque, diamètre de la plaque, et coefficient de poisson.

Si on assimile l'expression $(1 - \nu^2)$ à la valeur 1, et que l'on prend en compte les valeurs numériques des autres paramètres **p** et **d** de l'essai la formule s'écrit : $EV_2 = \frac{90}{Z^2}$

On peut retenir la déformation du premier chargement (à 0,25 MPa) pour calculer EV1, on utilise la formule suivante : $EV1 = \frac{112.5}{Z^2}$

3.5.6. Essai Westergaard

Cet essai est réalisé avec une plaque de 75 cm selon les normes belges et françaises stipule que dans le cas courant cette plaque peut être monolithique et d'épaisseur constante supérieure ou égale à 25 mm mais pour les études des chaussées rigides, il est recommandé d'utiliser un empilement d'au moins quatre plaques élémentaires ayant chacune une épaisseur minimal de 10 mm et de diamètre croissante de 0,75 – 0,60 – 0,45 et 0,30. Le vérin doit être muni d'un anneau dynamométrique permettant la mesure des pressions à 10 KPa

Le dispositif des mesures est constitué d'une poutre Benkelman munie à son extrémité d'un comparateur fixé sur la travée fixe solidaire du sol, et reposant sur une platine solidaire du fléau mobile.

a. Exécution de l'essai

Une fois la plaque est mise en place, on applique une pression de 10 KPa que l'on maintient constante jusqu'à ce que la variation des indications données par le comparateur soit nulle. On charge ensuite la plaque est après stabilisation du comparateur, on effectue la première lecture C_0 qui constitue la mesure initiale.

3.6. Application au projet

3.6.1. Description géologiques

Sur le plan géostructural, la région de sétif peut être subdivisée en trois (03) zones essentielles qui se succèdent du Nord au Sud :

- L'Atlas tellien ;
- Le Plateau de sétif ;
- Les monts du Hodna .

La structure de l'Atlas tellien est représentée par des formations disloquées du Crétacé, Paléogène et Néogène, avec de rares dépôts triasiques et jurassiques. Les sédiments quaternaires sont développés dans les dépressions intramontagneuses.

Le plateau de Sétif s'est formé durant le tertiaire et s'est rempli de sédiments lacustres récents du Quaternaire. Dans la plaine néogéno-quaternaire, on retrouve des élévations individualisées constituées des roches plus anciennes : Jurassique, Crétacé (calcaire, dolomie) et Eocène (marne).

Les monts du Hodna, chaîne d'élévations anticlinales, sont représentés par des formations crétacées à noyau généralement jurassique. Le Trias affleure à la faveur des zones de ruptures.

3.6.2. Lithostratigraphie

Les terrains développés dans la région d'étude sont d'âge Crétacé à Quaternaire.

- Le Crétacé
- L'Eocène
- Le Miocène
- Le Quaternaire

3.6.3. Lithologie du site

La corrélation entre les coupes de sondages réalisés dans le cadre de la première campagne et ce de l'étude complémentaire permet d'identifier des terrains mi-pliocènes à couverture alluvionnaire du Quaternaire.

Le substratum moi-pliocène est constitué d'argile rougeâtre, généralement plastique et altérée, renfermant localement des concrétions carbonatées. Le toit du substratum est atteint en moyenne vers 10 m de profondeur, à l'extension des sondages SC-2 et SC-4 ou il a été reconnu respectivement à 6 et 14 m.

La couverture quaternaire, d'origine alluvionnaire, est de nature limono-caillouteuse, à débris coquilliers, renfermant des lits caillouteux avec galets d'épaisseur moyenne de 1m (SC-A5, SC-1 et SC-4), et des horizons vaseux très plastique, d'une épaisseur de 0,6 m au droit du sondage SC-A5.

3.6.4. Aperçu hydrogéologique

La zone d'étude est traversée par Oued Khalfoun, au PK 2+600, et un confluent à l'extrémité de la clôture du côté Sud. La prolongation de la piste traverse une zone basse, siège d'accumulation des eaux et émergence des sources.

L'analyse du rapport hydrogéologie, permet de relever que la nappe phréatique est de type libre et que les alluvions constituent une couche réservoir. Celle-ci, suivant les endroits, est recouverte par des encroutements calcaires.

La puissance de cette couche aquifère ne dépasse pas les 4m dans cette zone. Par contre, elle est importante au niveau de la zone basse, ou elle atteint les 14m.

Cette importance est valable au droit des zones de développement des lentilles graveleuses, intercalées dans l'assise argileuse, formant des poches d'eaux discontinues sans grande extension.

Niveau de la nappe

Dans la zone de basse altitude, du bassin d'accumulation, la nappe d'eau est affleurant.

3.6.5. Programme de reconnaissance in-situ

La campagne géotechnique complémentaire comporte :

- Quatre (04) sondage carottés dont la profondeur avoisine les 12m, réalisés à sec, qui n'ont pu être équipés de tubes piézométriques, en raison de l'abondance des eaux. Il y a

lieu de signaler que deux (02) sondages ont été exécutés pour les besoins de l'étude hydrogéologique.

- Dix-huit (18) essais pénétrométriques statiques (type Gouda 20 T) poussés jusqu'à 12 – 15m de profondeur.

3.6.6. Résultats des essais pénétrométriques

Des essais au pénétromètre statique de type Gouda 20 T ont été réalisés sur l'emprise du futur remblai. Le programme de reconnaissance a été établi suivant un quadrillage permettant de cerner le terrain et de recouper les informations de terrain du point de vue de résistance sur l'ensemble de l'assiette :

Désignation	qc min (bars)	Interprétation
PS1 à PS15 et PS18	6 à 8	Résistance de pointe enregistrée jusqu'à 9m de profondeur
PS16 à PS17	6 à 8	Résistance de pointe enregistrée jusqu'à 4m de profondeur

Tableau 3.4. Récapitulatif des résultats des essais au pénétromètre statique

Les essais pénétrométriques réalisés montrent des résistances de pointe variant de 6 à 8 bars, Ces chutes de résistances enregistrées dans les d'alluvions limoneuses confirment la compressibilité du sol.

3.6.7. Résultats des essais de laboratoire

Les sondages réalisés dans le cadre de l'étude de l'extension de la piste à 2900m sont :

SC 1n- SC2n – SC4n- SC 5n- SC 6n. Les investigations réalisés dans le cadre l'étude de l'extension à 2400m a permis de compléter et de corrélérer avec les résultats obtenus.

Alluvions limoneuses

3.6.7.1. Essais d'identification

Les essais réalisés sur les échantillons de limons montrent des densités variant de 1.66 à 1.96 t/m³, avec des teneurs en eau de 10 à 40%. Ces résultats ne reflètent pas l'état du sol en place ou il a été observé un sol plastique à très plastique lors l'extraction des échantillons sur place.

Ceci est confirmé par la relative élévation de l'indice de plasticité I_p et des limites de liquidité, dont les valeurs varient respectivement de 20 à 30 et de 46 à 57%, témoignant ainsi de la dégradation des caractéristiques géotechniques du sol.

Par ailleurs, ces résultats diffèrent de ceux obtenus sur les sols de même nature, prélevés du sondage SC-5A.

Ce changement d'état et les valeurs des paramètres obtenues sont dus au dessèchement des échantillons de carottes.

3.6.7.2. Essais de compressibilité à l'œdomètre

Les résultats des essais de compressibilité à l'œdomètre montrent que le sol présente une tendance au gonflement ($C_g=0.04$), ce qui n'a pas été détecté lors des essais réalisés précédemment. Ceci s'explique par le dessèchement du matériau lequel gonfle, au contact de l'eau lors de l'essai.

Paramètre d'identification							
Nature des sols	N° Sond	Prof (m)	γ_d (t/m ³)	W _n (%)	W _l	I_p	I_c
Limons alluvionnaire	SC1	2.2/12	1.86-2.02	11-15	45	20	>1
	SC4	2.5/14	1.77-1.96	10	52-67	50-57	>1
	SC5	4/12	1.7-1.9	16-39	50	24	1

Paramètres mécaniques							
Nature des sols	N° Sond	Prof (m)	Pc	Cc	Cg	Cu	
Limons alluvionnaire	SC1	2.5	5	0.027	0.049	1.2	
	SC4	3.5	3.5	0.065	0.04	---	
	SC5	4.5	4.5	0.05	0.04	---	

Tableau 3.5. Récapitulatif des résultats des essais de laboratoire

Les paramètres géotechniques obtenus, à l'issue des essais de laboratoire, s'avèrent erronées, en raison du dessèchement des échantillons du sol. Les caractéristiques qui ont été pris en compte ont été tirées des sondages précédents.

3.6.8. Etude de stabilité du remblai

3.6.8.1. Stabilité au poinçonnement

Le calcul de stabilité au poinçonnement sera vérifiée avec deux méthodes, basées sur les essais in-situ et de laboratoire.

a) Méthode utilisant le pénétromètre statique

La valeur minimale de la résistance du sol nécessaire pour supporter cette charge, en prenant un coefficient de sécurité de **1.5**, la portance du sol est donné par :

$$q_{\max} = (\pi + 2) \times C_u$$

$$q_{\max} : \text{charge maximale.} \quad ; \quad q = \gamma_r \times H_r$$

$$\gamma_r : \text{densité du remblai.} \quad ; \quad F : 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$H_r : \text{hauteur du remblai.}$$

Cu : cohésion non drainée supposé sur une épaisseur infinie.

$$\mathbf{Cu} = \frac{\gamma_r \cdot H_r \cdot F}{(\pi + 2)} = \mathbf{5.84 H_r}$$

La résistance de point q_c mesurée au pénétromètre statique pour évaluer la cohésion non drainé du sol, est donnée par la corrélation suivante :

$$\mathbf{Cu} = \frac{q_c}{20}$$

La résistance de pointe minimale q_c minimale pour reprendre un remblai d'épaisseur H_r est égale à :

$$\mathbf{q_c = 20 \times Cu = 116.8 H_r}$$

La hauteur du remblai atteint les 13m de hauteur, à cet effet la résistance exigée pour un équilibre au poinçonnement est de 16 bars.

Par contre, la charge limite disponible est de 6 à 8 bars. La stabilité au poinçonnement n'est donc pas vérifiée.

Phasage des travaux

La hauteur de remblai à mettre en place est de :

$$H_r = \frac{N_c \cdot Cu}{\gamma_r \cdot F} = \frac{9 \times 30}{20 \times 1.5} = \mathbf{9m}$$

La cohésion non drainé est déduite de l'essai au pénétromètre statique : $Cu = \frac{R_p}{20}$

Après consolidation complète, l'accroissement moyen de Cu est :

$$\Delta Cu = \frac{1}{2} [\gamma_r \times H_r \times \text{tg } \phi_{Cu}] = \frac{1}{2} [20 \times 9 \times \text{tg} 14] = \mathbf{20 KPa}$$

La cohésion finale du sol de fondation est :

$$\mathbf{Cu_{tot} = Cu_1 + Cu_2 = 30 + 20 = 50 KPa}$$

Cette cohésion permet d'atteindre une hauteur de :

$$H_r = \frac{N_c \times C_u}{\gamma_r \times F} = \frac{9 \times 50}{20 \times 1.5} = 15 \text{ m}$$

La hauteur de calcul est supérieure à celle donné par profil en long.

Le remblai peut être monté en deux phases :

- On met en place rapidement un remblai de 9m

La cohésion moyenne doit être de :

$$C_{u \text{ moy}} = \frac{H_r \times \gamma_r \times F}{N_c} = \frac{13 \times 20 \times 1.5}{9} = 43.33$$

L'évolution de la cohésion moyenne après consolidation est de :

$$\Delta C_u = 43 - 30 = 13 \text{ KPa}$$

$$U = \frac{2 \times \Delta C_u}{\gamma_r \times H_r \times \text{tg } \varphi_{Cu}} = \frac{2 \times 13}{20 \times 9 \times \text{tg } 14} = 0.646 \quad \longrightarrow \quad U = 65\%$$

Le temps de consolidation entre les deux étapes :

$$t = T_v h^2 / C_v$$

$$\text{pour } U = 65\% ; T_v = 0.342 \quad \longrightarrow \quad t = 5.6 \text{ années}$$

b) Méthode de laboratoire

Le schéma de rupture du sol de fondation est analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. A court terme (cas généralement le plus défavorable), la pression maximale admissible sur le sol q_{\max} , en fonction de la cohésion non drainé C_u , est donné par :

$$q_{\max} = (\pi + 2) \times C_u$$

La contrainte apportée par le remblai sous l'axe :

$$q = \gamma_r \times H_r$$

Lorsque le remblai est large vis-à-vis de l'épaisseur du sol compressible, le schéma de rupture correspondant au coefficient $(\pi + 2)$ n'est plus possible. Dans ce cas, la pression limite du sol de cohésion C_u s'exprime par :

$$q_{\max} = N_c \times C_u$$

q_{\max} : charge maximale

C_u : Cohésion non drainé supposé sur une épaisseur infinie

γ_r : densité de remblai ; $F : 1.5$ (coefficient de sécurité)

H_r : hauteur de remblai $H_r = \frac{N_c \times C_u}{\gamma_r \times F}$

La hauteur de calcul $h = 9\text{m}$ montre que le remblai doit être en deux phases, permettant un temps de consolidation du sol en place.

La contrainte ramenée par rapport à la contrainte admissible du sol, a permis la vérification de la stabilité au poinçonnement et de confirmer la déséquilibre. Une première solution de construction en phasage doit être dégagée.

3.6.8.2. Stabilité au glissement

Les coupes de sondages montrent que le terrain est relativement homogène. On applique les abaques de pilot et Moreau, pour la détermination rapide du coefficient de sécurité

Le sol sera affecté d'une cohésion non drainé pondérale.

tg : pente du talus de remblai.

D/H : rapport de l'épaisseur du sol de fondation à l'épaisseur du remblai.

Paramètres géométriques

ϕ : angle de frottement interne du matériau de remblai

$N = \frac{C_u}{\gamma_r \times H_r}$: facteur de stabilité : rapport entre la cohésion du sol de fondation et la pression appliquée au sol par le remblai.

Cr / Cu : rapport de la cohésion du remblai à la cohésion du sol de fondation.

Le matériau de remblai qui a servi de calcul est l'encroustement calcaire en provenance de Ain-Melha.

$$H = 13\text{m} \quad \longrightarrow \quad N = \frac{C_u}{\gamma \times H_r} = \mathbf{0.32}$$

$$D/H = 0.73$$

$$N1 = 0.32 \quad \longrightarrow \quad F1 = 1.85$$

$$N2 = 0.43 \quad \longrightarrow \quad F2 = 2.37 \quad \mathbf{F = 1.98} \quad \mathbf{F > 1.5}$$

La stabilité a été vérifiée au point le plus critiqué des hauteurs, avec $F > 1.5$, le remblai est stable. Un calcul de stabilité au renversement a été vérifié par ordinateur.

Note : La stabilité du remblai au poinçonnement a été vérifiée en utilisant la méthode des paramètres géotechniques in-situ et de laboratoire, La stabilité au glissement a été vérifiée en utilisant les abaques de pilot et Moreau, en considérant que le sol est relativement homogène.

Les calculs effectués à l'aide des deux méthodes ont montré la nécessité de construire le remblai en deux phases.

3.6.9. Calcul de tassement

3.6.9.1 Tassements prévisibles

a) A l'aide des essais de laboratoire

Le tassement consolidation (primaire) est estimé par :

$$s_{A,max} = \sum_i \left[\frac{H_i}{1 + e_{oi}} \left(C_s \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_c \lg \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right) \right]$$

Avec :

$$\sigma'_{vo} < \sigma'_p \text{ et } \sigma'_{vf} > \sigma'_p$$

e_o : Indice des vides. ; C_s : Coefficient de recompression.

σ'_{vo} : Contrainte effective verticale. ; C_c : Coefficient de compression.

σ'_p : Contrainte de préconsolidation. ; H_i : Hauteur de la couche.

Le tassement de fluage (secondaire) est donné par :

$$\Delta h = h \times C \times \lg(t/t_{100})$$

Sondage	Tassement Primaire	Tassement secondaire	Tassement totale
SCA 5	75	15	90

b) A l'aide des essais du pénétromètre statique

Catégorie	Sondage (profil)	Tassement total (cm)
I	PS 2-5-6-8-10-14-18	65-90
II	PS 1-3-4-11-13-15	0.5-0.65

Les amplitudes de tassements obtenues à l'aide des essais de laboratoires ou des essais pénétrométriques, sous une charge de remblais de 13m de hauteur. Montrent un sol fortement compressible dont amplitudes de tassements atteignent les 80cm.

3.6.9.2. Durée de consolidation

Le temps de consolidation des sols est donné par :

$$t = T_v \cdot h^2 / C_v$$

T_v : Facteur de temps. h : Epaisseur de la couche considérée.

C_v : Coefficient de consolidation moyen = 3×10^{-4} cm²/s.

Le tassement en temps (t) est donné par : $S(t) = U_v \times S_{A,max}$

	5%	10%	20%	30%	50%	70%	95%
T_v	0.002	0.008	0.031	0.071	0.197	0.403	1.129
t (mois)	4	15	57	132	365	746	2090
S I (cm)	4.5	9.5	18	27	46	63	86
t (mois)	4	15	57	132	365	746	2090
S II (cm)	3.5	6.5	13	20	33	46	64

Note: Le calcul de consolidation unidimensionnelle dans le temps montre la disproportionnalité du temps de tassement par rapport au délais de réalisation du projet.

Une consolidation accélérée en utilisant d'autres techniques est nécessaire pour maintenir le délai de réalisation.

3.6.10. SOLUTIONS PROPOSEES

La faible portance et la médiocrité des caractéristiques géotechniques du sol nous amène à proposer des solutions permettant d'obtenir des tassements dans un temps accompagnant le délai de réalisation du projet.

▪ PREMIERE SOLUTION : UTILISATION DES DRAINS VERTICAUX

L'épaisseur de la couche compressible **H** et la distance de drainage **H_d** de la couche compressible, de la valeur moyenne du coefficient de consolidation verticale **C_v** et celle du coefficient de consolidation horizontale **C_h** sont donnés comme suite :

$$H = 14.5\text{m} \quad ; \quad H_d = 12\text{m} \quad ; \quad C_v = 1.3 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$C_h = 6.5 \times 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s} \quad ; \quad U = 80\% \quad ; \quad t = 6 \text{ mois.}$$

- Calcul de degré de consolidation verticale atteint au bout du temps $t = 6$ mois dans le cas d'un écoulement verticale U_v (H_d , C_v , et l'abaque de Terzaghi)

$$T_v = \frac{C_v \times t_v}{H^2}$$

$$T_v = 0.0014$$

$$U_v = 5\%$$

- Calcul du degré de consolidation radial U_r dans le temps t par le seul effet des drains (on utilise la formule de Carillo : $(1-U_v)(1-U_r) = 1-U$)

$$U_r = 22\%$$

- Détermination des diamètres de d et D des drains et de leur zone d'influence de façon à obtenir par consolidation radiale un degré de consolidation U_r % au bout du temps t , à partir des abaques de Barron.

$$d = 30\text{cm} ; \text{ on tire } D = 2.8$$

Une maille carré : $L = D/1.33 = 2.63$

Une maille triangulaire : $L = D/1.05 = 3.33$

Le nombre de drains à l'hectare est : $N = 12732 / D = 4244$

Ce procédé permis d'accélérer la consolidation, l'eau s'échappe des drains, et sera évacuée sous le remblai à travers la couche drainante.

▪ DEUXIEME SOLUTION : SUBSTITUTION DU SOL

La solution de substitution consiste à excaver le matériau en place (alluvions limoneuses) et le remplacer par un matériau de meilleure qualité.

Cette technique est difficile à mettre en œuvre en présence d'une nappe d'eau et pose nécessite la localisation d'un emprunt et d'un lieu de dépôt de matériau.

▪ TROISIEME SOLUTION : COLLONES BALLASTEES

L'espacement de réseaux des colonnes ballastées est le même que celui des drains verticaux.

Cette technique permet d'améliorer la stabilité, diminue les tassements et fonctionne selon le même principe que les drains verticaux.

Le calibre des matériaux, sera un ballast de 20/40 à fort angle de frottement.

• RECOMMANDATIONS

1. Le compactage de remblai doit se faire par couche de 25cm, une attention particulière doit être apportée à la mise e œuvre du matériau.
2. Les remblais seront compactés jusqu'à la densité optimale.
3. Décapage du terrain naturel sur une épaisseur de 1 à 1.5m, enlever les sols superficielles plus déformables et altérés (exposés au climat), pour obtenir une plate-forme horizontale pour la construction du remblai (cas de la 1^{er} et 3^{ème} solution).
4. Les résurgences des eaux constatées sur terrain et la géomorphologie du site fait que le remblai doit être construit impérativement sur une couche drainante avec des dispositions particulières.
5. La couche drainante permettant d'évacuer l'eau en dessous du remblai doit comporter la structure :
 - ❖ Une nappe de non tissé, filtrante, intercalée par des collecteurs-drains (incorporés dans le sens longitudinal et régulièrement espacés).
 - ❖ Une couche de sable et graviers de 0.5m.
 - ❖ Une nappe de non tissé anti-contaminant.
6. Des fossés périphériques de pied de talus largement dimensionnés pourraient être suffisants pour recevoir et évacuer les eaux pluviales du remblai.
7. La mise en place d'une instrumentation de contrôle est recommandée. Le plan d'instrumentation devra être précisé lors de l'étude du projet et comportera :
 - ❖ La mesure des tassements du sol de fondation sous le poids du remblai.
 - ❖ L'évolution des pressions interstitielles dans le sol de fondation.
 - ❖ L'évolution des déformations du corps de remblai.

3.7. CONCLUSION

L'étude géologique du site, l'analyse des résultats des essais géotechniques, de laboratoire et in-situ, le calcul des amplitudes de tassements du remblai sur l'assiette destinée à recevoir l'extension de la piste de l'aérodrome de Ain-Arnet à 2900m, nous amène à prendre certaines dispositions de constructions.

Cette partie du terrain réceptacle d'accumulation des eaux pluviales et des résurgences des eaux de la nappe.

La lithologie du terrain est représentée par des dépôts alluvionnaires limoneux atteignant 11 m d'épaisseur.

Le calcul de stabilité, vérifiée par les méthodes citées ci-dessus, vis-à-vis de la portance du sol par le remblai montrent une prédisposition au déséquilibre à la stabilité au poinçonnement.

Les amplitudes de tassements obtenus atteignant les 78cm en tenant compte uniquement du tassement primaire.

A cet effet, un décapage de la partie supérieure pour les solutions 1 et 3, cette couverture a subi des altérations et plus déformables sur 1m de profondeur.

Le remblai sera construit en une seule phase, à condition d'accélérer la consolidation du sol par l'une des techniques de traitement proposées.

Si la charge est bien apportée pendant la période de consolidation des sols compressibles, le drainage par la technique des drains verticaux semble la plus indiquée

CHAPITRE 04

Dimensionnement des chaussées Aéronautiques

4.1. Introduction

Le dimensionnement des structures de chaussées constitue une étape importante dans l'étude d'un projet aéroportuaire. Il s'agit de déterminer les épaisseurs des différentes couches de la structure de chaussée et de choisir les matériaux ayant les caractéristiques requises. Tout cela, en fonction des paramètres fondamentaux que sont l'environnement de l'aérodrome, le trafic et la durée de vie de la chaussée.

Dans notre cas l'aérodrome de SETIF est un aérodrome de classe 4C de statut mixte (civil et militaire) et doit recevoir la Boeing 737-800 comme avion critique, notre choix s'est porté sur une structure souple pour le dimensionnement de cet aérodrome.

4.2. Évolution de la méthode de dimensionnement des structures de chaussée

Cette paragraphe fait un bref rappel historique pour situer l'état actuel de la méthode de dimensionnement des structures de chaussée développée en France, en apprécier les traits originaux et le processus d'évolution.

L'évolution de la méthode de dimensionnement ne peut être séparée de celle de deux séries de facteurs que sont :

- les matériaux de chaussée et les techniques de réalisation d'une part,
- les charges, le trafic des poids lourds et la vitesse des véhicules d'autre part.

4.2.1. Les premières méthodes

En France, jusqu'aux années 50, le dimensionnement des chaussées souples (qui représentaient la quasi-totalité des chaussées françaises) procédait d'une démarche empirique, menée par analogie avec les structures déjà construites. Pour les chaussées en matériaux non liés, il était fait usage dans certains cas de la méthode CBR imaginée par PORTER (Porter, 1942) aux Etats-

Unis en corrélant les résultats de l'observation de la tenue de chaussées en Californie avec la nature des sols, le trafic et l'épaisseur (1929), puis avec ceux d'un essai mécanique de poinçonnement (1930).

Pour les structures en béton, comme le premier tronçon de l'autoroute de l'Ouest construit en 1939, la conception s'inspirait alors des règles américaines faisant appel à des calculs de résistance des matériaux par la méthode de WESTERGAARD (**Modèle bicouche de WESTERGAARD 1927**) pour les dalles de Iséton.

4.2.2. Apparition de la méthode rationnelle

Les travaux théoriques de (Burrnister, 1943) sur le calcul des contraintes et déformations d'un massif multicouche élastique semi-infini sous une charge circulaire verticale, ceux d'IVANOV en URSS et de MAC LEOD au Canada proposant une analyse du comportement des chaussées à partir de modèles élasto-plastiques peuvent être tenus comme les prémices du développement d'une démarche mécanique rationnelle du dimensionnement des chaussées.

L'intérêt des ingénieurs français pour une approche mécanique du dimensionnement des chaussées s'est manifesté dès la fin de la guerre. DE L'HORTET présentait en 1948 (DE L'HORTET, 1948) une explication rationnelle du comportement des chaussées en mettant en parallèle les données expérimentales de la méthode CBR et les résultats de calcul du problème de BOUSSINESQ.

En 1959, JEUFFROY et BACHELEZ (Jeuffroy & Bachelez, 1966) publiaient une série d'abaques correspondant au fonctionnement de structures tricouches élastiques selon une méthode proche de celle de BURMISTER.

Cette époque a correspondu également en France au déclin des fondations de type "hérisson" et à la reconnaissance de l'effet structurel pour la diffusion des charges que pouvaient avoir les revêtements hydrocarbonés jusqu'alors considérés surtout pour leur rôle de tapis d'usure et de couche de roulement.

Les expérimentations conduites aux États-Unis dans les années 50 (essai Highway Research Board (**HBR**) du Maryland en 1949 (Fabre, Balay, Mazars, & Guédon, 2005), essais WASHO dans l'Idaho en 1953-54 et MSHO de 1955-61) tout en apportant des données essentielles pour

la quantification de l'effet du trafic et de son cumul, allaient être la base d'une démarche empirique qui se situera en opposition avec l'école dite rationnelle.

Une position de synthèse était formalisée en 1964 dans un document de LEGER intitulé *Recommandation pour le dimensionnement des chaussées d'autoroute et des chaussées à trafic lourd* et dans la note de commentaire l'accompagnant (LÉGER, 1964). Ces documents comportaient déjà bon nombre des notions qui servent encore aujourd'hui au dimensionnement comme : un facteur d'équivalence des essieux (tiré alors de l'essai MSHO) ou la prise en compte de la rigidité des matériaux de chaussée à travers des coefficients d'équivalence d'épaisseur rattachés aux résultats de la théorie de l'élasticité.

Une autre idée importante se fit jour à la même époque, à savoir celle d'une standardisation des matériaux, afin de limiter dans des proportions raisonnables les variations de leurs propriétés mécaniques. Ceci s'est concrétisé à partir de 1968 par la publication, par la Direction des routes, d'une série de directives et recommandations précisant les formulations, les caractéristiques mécaniques minimales à atteindre ainsi que les méthodes de mise en œuvre.

Parallèlement, la connaissance sur le fonctionnement des chaussées était éclairée par les progrès accomplis en matière d'auscultation avec le développement de nouveaux appareillages (déflectographe Lacroix, vibreurs, déflectomètre à boulet, extensométrie...). Cet effort de recherche était motivé par les exigences de la politique des renforcements coordonnés lancée en 1969 sur un réseau fortement endommagé lors des hivers exceptionnels de 1955- 1956 et 1962-1963.

4.2.3. Standardisation des matériaux et la publication première Catalogue de structures types de chaussées

Le parti pris de standardisation des matériaux fut prolongé par la publication en 1971 d'un premier Catalogue de structures types de chaussées (SETRA et LCPC, 1971) de la Direction des routes. Pour le dimensionnement de la structure, deux critères étaient pris en considération :

- une valeur de pression limite sur le sol de fondation déduite des abaques CBR existants,
- un allongement limite dans les couches liées. L'allongement n'était en fait pas calculé directement mais évalué à partir de la déflexion à la surface de la chaussée.

Par ailleurs, du point de vue de la conception, le nombre d'interfaces était choisi aussi faible que possible tandis que les conditions contribuant à la qualité des matériaux mis en œuvre étaient prises en considération pour fixer des minima d'épaisseur. Le problème des effets du gel était abordé en examinant la potentialité de gonflement des sols supports, et en imposant une épaisseur minimale de matériaux non gélifs en rapport avec la profondeur atteinte par le gel.

4.2.4. Utilisation de l'informatique

L'utilisation de l'informatique pour la résolution numérique du problème des multicouches allait lever les limitations sur le nombre de couches et permettre une analyse plus précise, complète et systématique des contraintes et déformations dans les structures de chaussée. Ainsi, le logiciel ALIZÉ développé par le LCPC à partir de 1964 fut utilisé pour certains calculs de vérification de l'ordre de grandeur des déformations en traction des couches liées des structures du catalogue de 1971. Il fut ensuite employé de façon systématique pour la définition des structures du nouveau Catalogue des structures types des chaussées neuves publié en 1977 (SETRA et LCPC, 1977).

Dans la période séparant la publication des deux catalogues, des progrès importants ont été faits dans la connaissance du comportement des matériaux de chaussée : déformabilité, résistance sous chargement et en fatigue. D'autre part, les mesures faites sur les structures de chaussée confirmaient les valeurs de déformation des couches liées que l'on pouvait tirer du calcul, marquant ainsi la justesse de l'application de la démarche rationnelle.

Ces connaissances et résultats permirent de fonder davantage le dimensionnement sur les outils de la mécanique rationnelle. Si nombre des principes retenus pour le catalogue de 1971 ont été conservés, des améliorations conséquentes virent le jour comme :

- les notions de plate-forme support prenant en compte l'apport mécanique de la couche de forme,
- l'introduction de la notion de risque et la formalisation d'un calcul de dimensionnement fait par référence à une certaine probabilité de rupture.

4.3 Hypothèse de dimensionnement

Le dimensionnement des chaussées d'aérodromes se fait différemment à la méthode suivie pour dimensionner les chaussées routières, il n'existe pas d'essieu de référence dans le domaine aéronautique, et elle est supportant des sollicitations très variables tant en intensité qu'en nombre (selon les aires de circulation et de manœuvre, et selon l'importance des aérodromes).

Cette différence de conception se traduit principalement par un choix différent des caractéristiques des constituants et de formulation, ainsi que par une adaptation des modalités de mise en œuvre et de contrôle.

4.3.1. La durée de vie d'une chaussée

la durée de vie d'une chaussée c'est la période pour laquelle, la portance de la chaussée devient incapable de continuer à supporter sans risque le trafic, autrement dit la durée de vie d'une chaussée est défini par l'aptitude d'une chaussée à supporter les charges dues aux avions en maintenant l'intégrité de sa structure pendant une période donnée.

4.3.2. La charge de calcul

La charge de calcul P est déterminer pour chaque avion elle est en fonction de la charge totale de l'avion et de la répartition des charges sur les atterrisseur, ainsi que d'un coefficient de pondération dépendant des aires considérées.

4.3.2.1. La charge totale de l'avion

La masse effective d'un avion est toujours compris entre la masse à vide équipé (m), et la masse maximal au roulage (M) pendant les manœuvres au sol sur les aires de trafic. Elle est variée dans cette intervalle selon la masse de du carburant pour la consommation pendant le vol, carburant pour le réserve et de la masse marchande (passagers, fret, poste ...etc.)

La masse maximale au décollage peut être pratiquement confondue avec la masse maximal pour les évolutions au sol dont elle ne diffère que de la quantité du carburant consommée entre l'aire de stationnement et l'extrémité de la piste.

Par contre la masse à l'atterrissage (M_a), diffère de la masse au décollage (M_d) de la quantité de carburant consommée pendant le vol qui représente pour les étapes longues une fraction

important de la masse totale, le rapport M_a/M_d peut être aller jusqu'à 0,7 pour certains types de Boeing 747 et A380 pour des étapes longues.

4.3.2.2. La répartition des charges

La charge totale de l'avion transmise à la chaussée par l'intermédiaire de train des atterrisseurs, avec une répartition entre l'atterrisseur avant et l'atterrisseurs principaux est en fonction du centrage de l'avion, c'est-à-dire de la position du centre de gravité cette dernière varie pour chaque type d'avion

La variété des types des avions et en absence d'indications précises, la répartition admise pour le cas le plus défavorable comme suite (MT/DGAC/SBA/STBA, 1983) :

- 95% de la masse totale de l'avion sont admis comme étant distribués entre les atterrisseurs principaux pour le cas d'un centrage arrière maximum,
- et 10% de la masse totale de l'avion sur l'atterrisseur avant pour le cas d'un centrage avant maximum.

4.3.2.3. Types d'atterrisseurs

La masse des avions intervient dans les calculs sous forme d'une charge par atterrisseur (P_0) avec les trains d'atterrissage des avions connus, le train d'atterrissage des avions de transport commerciaux se compose généralement de deux atterrisseurs principaux et d'un atterrisseur secondaire, situé à l'avant.

L'atterrisseur principal fournit généralement les sollicitations les plus sévères. Parmi les atterrisseurs les plus connus le Boeing 747 (quatre atterrisseurs principaux) et le DC 10-30 (trois atterrisseurs principaux dont un central).

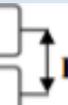
Géométrie	Type D'atterrisseur	Exemple	V	E	Masse supportées	Pression de gonflage des pneumatiques
	ROUE SIMPLE	Avion légers	Jusqu'à 5 t	0,3 – 0,6 MPa
	JUMELAGE	-Avion légers. -Courts et moyens courriers	50 – 90 cm	...	5 à 40 t	0,6 – 1,2 MPa
	TANDEM	-Avion militaires (configuration rare)	...	130 – 170 cm	10 à 20 t	0,4 – 0,8 MPa
	BOGGIE	Tous types sauf avions légers. Principalement long-courriers	40 – 140 cm	100 – 180 cm	20 à 90 t	1 – 1,6 MPa
Voie (v) : distance entre deux roues d'un même essieu.						
Empattement (E) : distance entre l'essieu avant et l'essieu arrière.						

Tableau 4.1. Les différents types des atterrisseurs le plus connue et leur caractéristique.

D'autres types d'atterrisseurs ont fait depuis peu leur apparition, notamment des atterrisseurs comportant six roues disposées de diverses façons (triple tandem de jumelages, assemblage triangulaire de jumelage ...etc.).

On appelle (P0) la charge admissible associée à un atterrisseur donnée pour une chaussée selon les règles de dimensionnement pour le trafic normal.

Compte tenu de la variété des caractéristiques géométrique des atterrisseurs, il est utile d'introduire des atterrisseurs-type représentatifs des trois catégories d'atterrisseurs les plus répandus (roue simple, jumelage, boggie) les abaques atterrisseurs-type sont établis pour ces caractéristiques. Dans certain cas, on trouve des atterrisseurs de type différent à celle qui indiquée précédemment. Dans ce cas on a obligée d'utilisée une autre méthode d'étude pour déterminer la masse de calcul, qu'est-ce qu'un appelle Roue simple équivalent.

4.3.2.4. La Roue Simple Equivalente ou (RSE)

Roue simple équivalent à un atterrisseur est la roue simple isolée fictive, qui produirait la même action maximale que produit l'atterrisseur à une profondeur donnée. Dans le massif de Boussinesq considéré. Elle est permet de déterminer la déflexion vertical sur le sol support

Par action est entendue contrainte verticale ou contrainte de cisaillement ou déformation. Il existe donc à une profondeur donnée plusieurs valeurs de RSE selon l'action considéré. De la même RSE peut se calculer à pression constant et air variable ou à air constant et pression variable.

Cette méthode est a été mise en point par les ingénieurs Boyd et Foster du 'Corps of Engineers American' pour cas d'un Jumelage et du Boggie.

A partir des considérations théoriques résultant de la théorie de Boussinesq et des résultats expérimentaux, il possible de déterminer la profondeur en deçà de laquelle les deux roues d'un jumelage agissent indépendamment l'une de l'autre sur le sol pour le critère de contrainte vertical et la profondeur au-delà de quelle elle se comportent comme une roue unique, de poids égale au poids du jumelage, il est établi que la premier profondeur veut ($d/2$), et la deuxième ($2S$) avec :

d : c'est la distance séparant les bords intérieures en (cm)

S : c'est la distance entraxe de ces deux roues en (cm)

Ces résultats sont étendus à un atterrisseur de type boggie, en remplaçant **S** par la distance de deux roues de la diagonale du boggie **SD**.

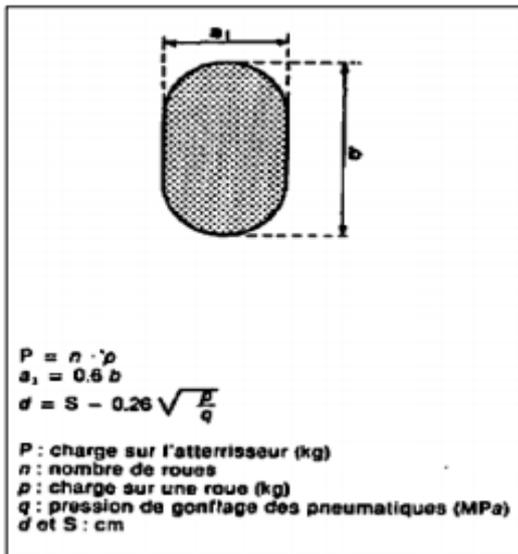


Figure 4.1. Les caractéristiques géométriques d'un roue simple équivalente.

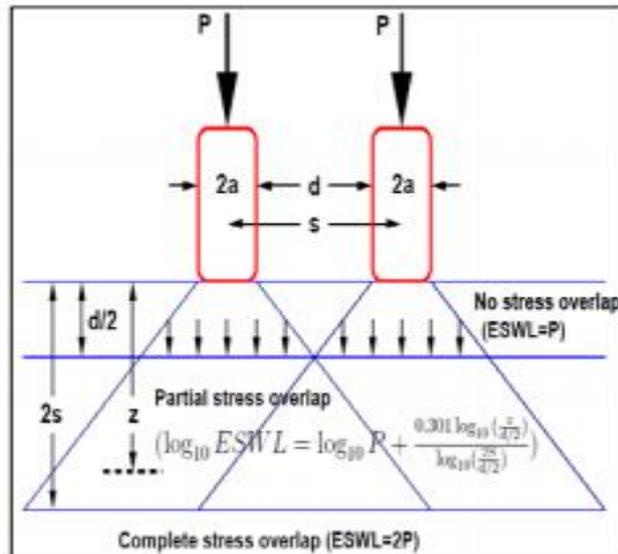


Figure 4.2 . Principe de conversion d'atterrisseurs en roue simple équivalente.

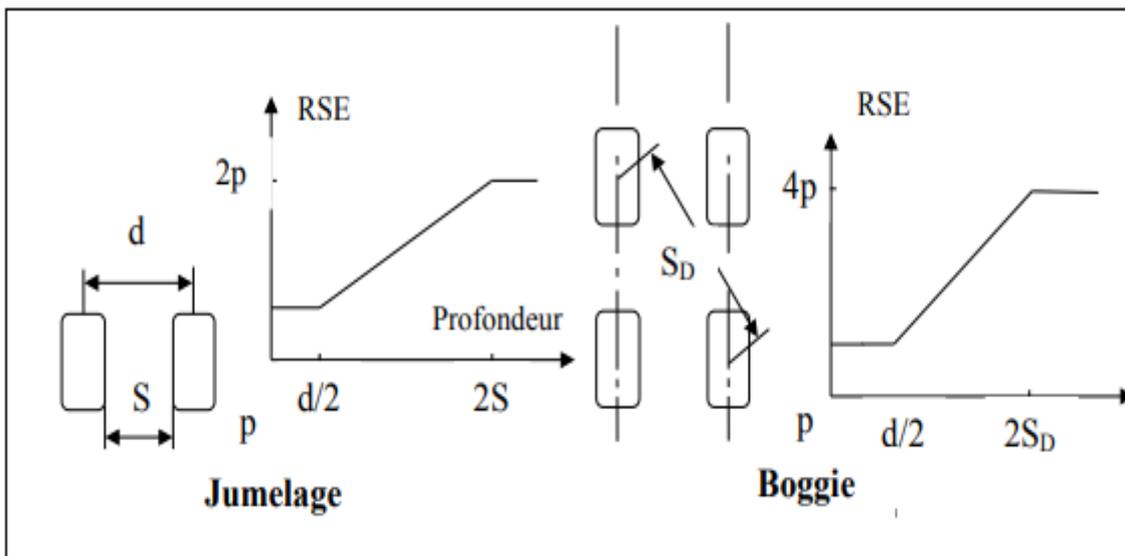


Figure 4.3. Conversion d'un atterrisseur de type jumelage et boggie en roue simple équivalente

Sachant que :

np : la charge sur l'ensemble des roues.

p : la charge sur une roue.

La variété des caractéristiques géométriques des atterrisseurs poussée les ingénieurs du l'institut du « U.S. Army corps of Engineers Americans » à généraliser le principe du Boyd et Foster pour déterminer RSE du Jumelage et Boggie a d'autre catégories d'atterrisseurs de forme géométrique plus complexe dans ce cas la détermination de S ou de SD ce fait par la détermination de la distance entre le centre de la roue le plus proche du centre de gravité géométrique de l'empreinte des pneus qu'est-ce qu'on appelle la roue du référence et le centre de la roue la plus éloignée comme schématiser dans la Figure Figure 4.4:

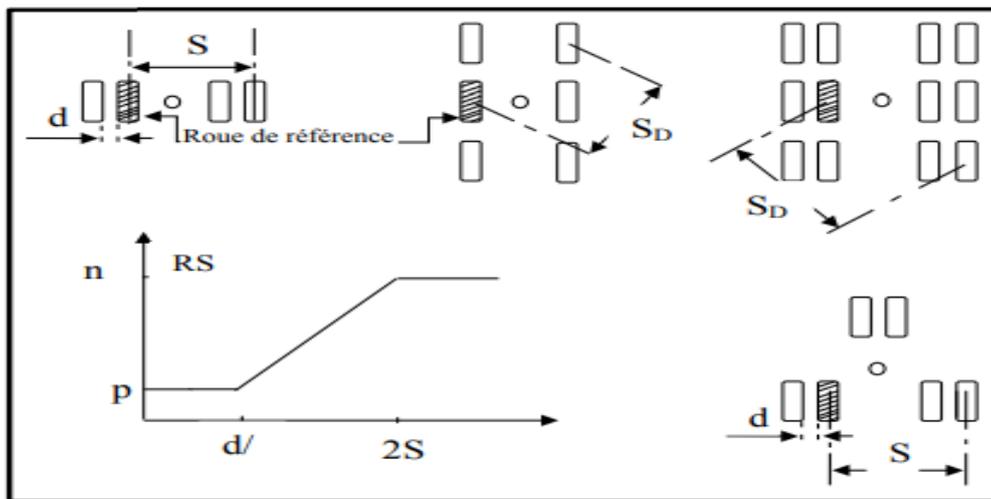


Figure 4.4 Généralisation du diagramme Boyd et Foster.

4.3.3. Pondération de la charge selon la fonction des aires

Les avions sollicitent les matériaux de chaussées avec des fréquences et des vitesses différentes, suivant les aires lorsque l'avion est à l'arrêt dans leur poste de stationnement, la sollicitation est plus forte lorsque il est circule à une faible vitesse sur les voies de relations, et la sollicitation plus faible que ce dernier sur la piste lors de décollage ou l'atterrissage de l'effet de sa grande vitesse, la charge étant alors réduite par la sustentation des ailes. Ainsi que dans les cas rares le passage de l'avion n'est-il qu'accidentel sur certain zone, comme les accotements et prolongement d'arrêt.

Donc elle est plus économique pour chaque type d'aire, piste, voie de circulation, aire de stationnement, aire d'entretien,...etc. doit être dimensionné séparément pour tenir compte les conditions différentes de sollicitation des charges qu'elle reçoit effectivement, alors les

charges seront pondérées dans les zones où les différences de situation ci-dessus, peuvent être appliquées selon les indications rassemblées dans la **Figure 4.5**.

Lorsque le coefficient de pondération CF est inférieur à 1, il est recommandé lors de l'étude d'un projet d'examiner les économies qui pourront être faites par l'application de ces règles, et les problèmes éventuels qui pourront en résulter à l'exécution ou lors d'une modification d'utilisation des aires, et d'adopter les réductions d'épaisseurs chaque fois qu'elles seront réellement avantageuses à court et long terme. (MT/DGAC/SBA/STBA, 1983), mais par contre, sur les aires de stationnement, la pondération sera toujours effectuée.

On appelle P' la charge réelle pondérée suivant la fonction des aires

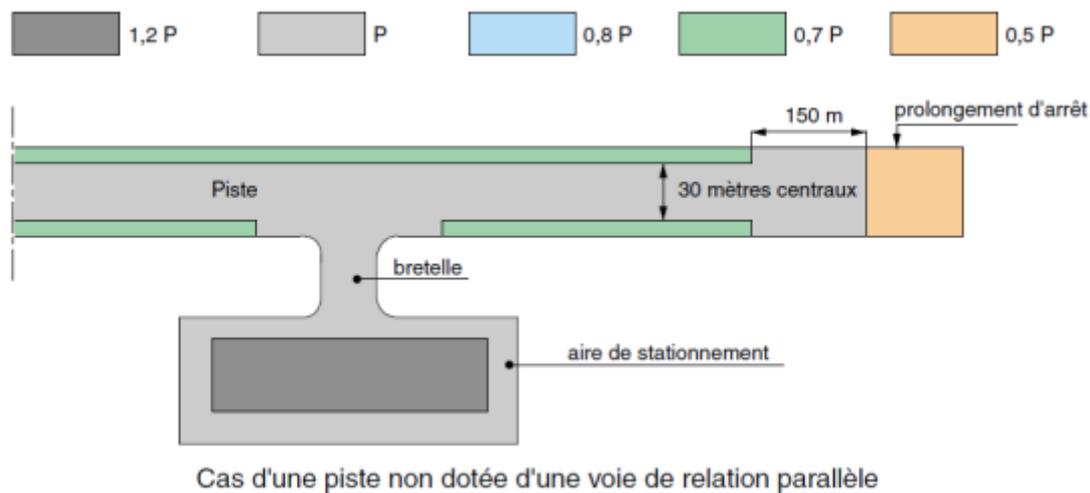


Figure 4.5. Pondération de la charge selon la fonction des aires

4.3.4. Charge admissible P_0

La charge admissible notée P_0 elle est associée à un atterrisseur de type donné réel ou fictif pour une chaussée donnée est celle calculée selon les règles de dimensionnement pour le trafic normal.

4.3.5. Trafic

Le trafic d'un aéroport peut être définie par un passage d'avion sur une chaussée par l'intermédiaire des atterrisseurs réels de différents catégories lors d'un manœuvre soit pour décollage, atterrissage ou roulage ceci est appelé le trafic réel

Le nombre de mouvements réels à prendre en compte varie selon l'emplacement de la chaussée. En effet le nombre de mouvements dépend de l'aire étudiée.

Sur l'aire de stationnement et les voies de relation 1 décollage ou 1 atterrissage donne un mouvement réel. Mais par contre sur une demi-piste (selon seuil de décollage ou atterrissage), 1 décollage ou 1 atterrissage donne deux mouvements réels. Compte tenu de l'égalité de répartition des décollages ou atterrissages sur les deux seuils, deux décollages donnent en moyenne 3 mouvements réels sur la piste.

Par conséquent, le nombre moyen de mouvement réel à prendre en compte pour la durée de vie de la chaussée étudiée est comme suite :

- Piste $N = 1.5 M^{vt}/j$
- Voies de relations et aire de stationnement $N = 1 M^{vt}/j$

L'application répétée d'une même charge (P) transférée par le train d'atterrisseurs à une chaussée a en effet conduit depuis longtemps à observer que

La déformation sous charge comme la déformation résiduelle après déchargement croissent à peu près linéairement avec le logarithme du nombre d'applications.

Les constantes intervenantes dans ces relations sont elle-même fonctions de la charge (P).

Lorsque ce nombre d'applications dépasse une certaine valeur ces relations laissent place à une rapide accélération des déformations annonçant elle-même la ruine de la chaussée.

Ces observations il est résulté que une chaussée arrivera en phase ultime de vieillissement, lorsque la charge la plus contraignante à laquelle elle doit être soumise régulièrement, sera près d'avoir atteint le nombre maximal d'applications toléré de sa seule par la chaussée, pour cela on définit d'autre part le trafic normal.

Une chaussée dont le potentiel doit être de supporter, pendant une durée de vie donnée, (N1) applications par jour d'une même charge (P1), peut recevoir pendant la même durée de vie, (N2) applications par jour d'une autre charge (P2).

L'équivalence des deux couples (P_1, N_1) et (P_2, N_2) est très importante en ce qu'elle permet de caler définitivement les outils de dimensionnement des chaussées sur une durée de vie et un nombre d'application données.

Le trafic normal prise pour hypothèse par les outils de dimensionnement à quant à lui été fixé à 10 mouvements par jour.

Le passage du couple (P', N) à la valeur $(P'', 10)$ qui utiliser pour dimensionnement est effectué par la formule : $P'' = \frac{P'}{(1,2 - 0,2 \log N)}$ dont le coefficient correcteur $(1,2 - 0,2 \log N)$

On appelle P'' la charge normal de calcul.

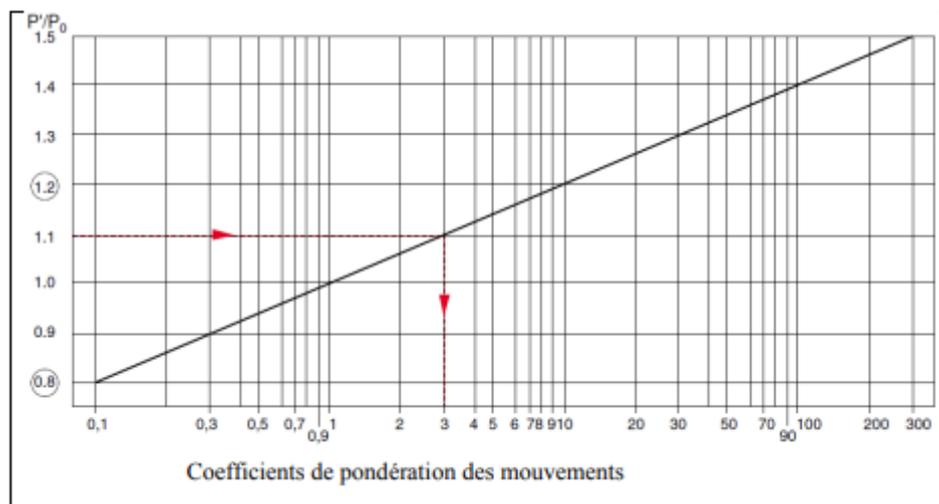


Figure 4.6. Coefficient permettant de transformer le nombre de mouvement réels en nombre de mouvements équivalents.

4.4. Les méthodes de dimensionnement selon le trafic

Selon l'absence ou non des données précises sur le trafic il est d'usage d'utiliser un des deux méthodes

4.4.1. Méthode de dimensionnement forfaitaire

C'est le dimensionnement en fonction d'une charge normal de calcul que la chaussée doit supporter. Il ne prend en compte qu'un type d'avion pour un trafic normal, il est nécessaire de déterminer la masse réel au décollage de l'avion de calcul. Cette méthode de

dimensionnement est utiliser dans le cas où l'absence des données précises sur le trafic ou le cas d'un aéroport sur lequel évolue un type d'avion nettement plus contraignant que les autres.

4.4.2. Méthode de dimensionnement optimisée

C'est le dimensionnement prenant en compte tous les types d'avions devant produire un effet significatif (les charges maximales des différents avions considérés) sur la chaussée pendant une durée de vie déterminée, cette méthode apporte une précision illusoire, et n'est utilisée que pour des études particulières. Elle est préférable à utiliser pour le dimensionnement des chaussées aéronautiques mais elle nécessite une prévision précise du trafic et taux d'accroissement.

4.5. Les méthodes de dimensionnement selon le type de chaussée

Les hypothèses et modèles de calcul diffèrent selon le type de chaussée

4.5.1. Dimensionnement des chaussées souples

Pratiquement l'intervention du facteur économique oblige l'utilisation des chaussées souples dans la plus part des chaussées aéronautiques algériennes, comme bien d'autres à l'étranger, à cause de leur coût de réalisation elles sont moins chères par comparaison avec les chaussées rigides.

4.5.1.1. Calcul de l'épaisseur équivalente totale

L'approche de dimensionnement des chaussées souples dans le domaine aéronautique est similaire à celle des routes, il est basé sur la méthode CBR pour définir leur épaisseur équivalente et à l'expérience de l'ingénieur pour déterminer leur constitution.

La charge appliquée par une roue d'atterrissage à une surface d'une chaussée souple, descend dans le corps de celle-ci à l'intérieur d'une succession de surfaces réglées dont les génératrices forment avec la verticale un angle caractéristique du matériau traversé. Qui se resserre au passage de chaque couche à sa suite selon la théorie de Bismarck.

La rupture de l'équilibre intervient lorsque, le sol support ne pouvant plus exercer une réaction égale à la charge appliquée, les couches supérieures lâchent à leur tour.

Il y aura alors poinçonnement du terrain d'assise, pour une charge donnée, il y a relation entre la réaction limite, ou portance du sol support et l'épaisseur du corps de chaussée.

La portance du sol support peut être quantifié par son indice portant californien CBR la description de l'essai est détaillée dans chapitre étude de sol, l'épaisseur minimale de la chaussée monocouche étant déterminée à partir de cette indice CBR du sol support, il soit possible dans une seconde étape, de composer une chaussée souple équivalente comportant couche de roulement, couche de base et couche de fondation. (DGAC/SBA, 1999)

Le matériau choisie pour cette chaussée équivalente monocouche étant grave non traité, concassée, bien graduée et ayant un module de déformation de 500 MPa, son épaisseur minimale (e) en (cm) devant être interposée entre une charge de calcul P en (kg) elle-même transmise par une roue d'atterrisseur gonflée à q en (MPa) et un sol support d'indice portant noté CBR (DGAC/SBA, 1999) est donnée par la formule suivant :

$$e = \sqrt{\frac{P}{10q}} \left[4.231 - 5.013 \times \left(\log \frac{CBR}{q} \right) + 2.426 \times \left(\log \frac{CBR}{q} \right)^2 - 0.473 \times \left(\log \frac{CBR}{q} \right)^3 \right]$$

Cette formule CBR utilisée pour calcul des abaques a été établie expérimentalement par U.S. Army Corps of Engineers Américain. (MT/DGAC/SBA/STBA, 1983) Et pour des calculs manuels, la formule simplifiée peut être utilisée sans inconvénient lorsque le rapport $\left(\frac{CBR}{q}\right)$ est inférieur ou égal à 20 donné comme suite :

$$e = \sqrt{p \frac{1}{0.57CBR} - \frac{1}{32q}}$$

Cette formule ne donne que une erreur sur l'épaisseur par rapport à la formule précédent ne dépasse pas 4%.

Et pouvant être mise sous la forme simplifier comme suit :

$$\log e = \frac{1}{2} \log P + A$$

Dans laquelle A n'est fonction que de l'indice CBR et de la pression des pneumatiques, l'adoption de coordonnées logarithmiques pour e et P permet de construire pour chaque valeur de q, un abaque dans laquelle l'indice CBR figure par un faisceau de droites parallèle, l'abaque

de dimensionnement reproduit par la figure 4.5 correspond à la pression de 0,6 MPa constituant valeur standard pour les atterrisseurs à roue simple. Lorsque la pression effective est différente de cette valeur standard. Il n'est utile d'en tenir compte que lorsque la différence est plus ou en moins supérieur à 0,3 MPa. Dans le cas contraire, il y aura lieu de se reporter à la formule à partir de laquelle l'abaque a été construit.

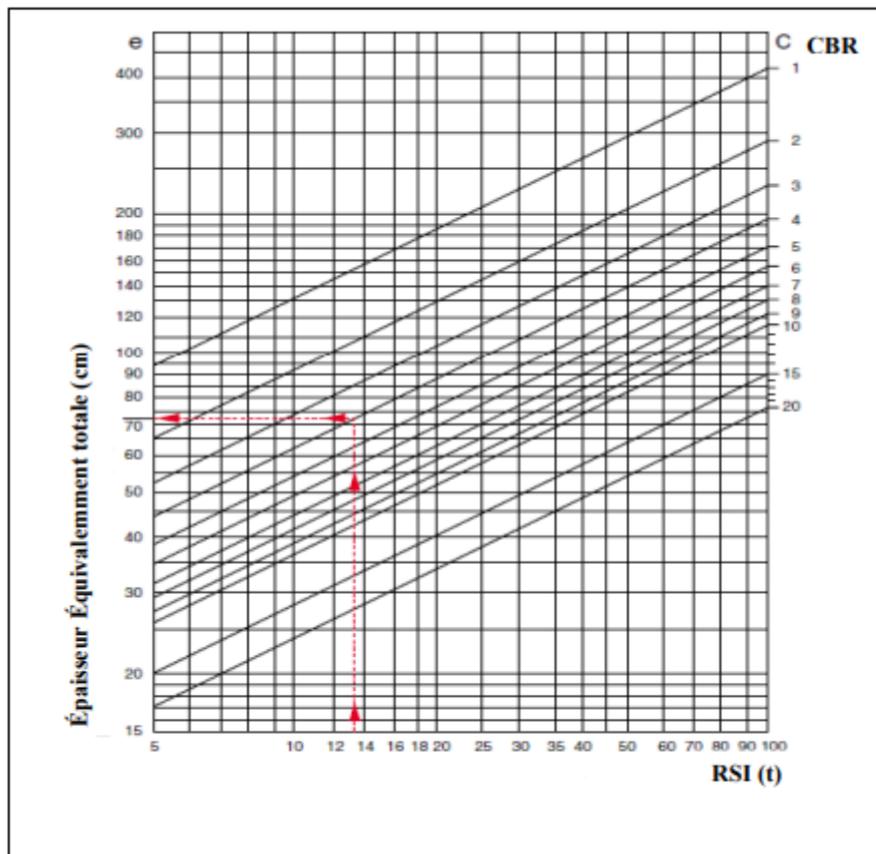


Figure 4.7. Abaque de calcul pour une roue simple isolée correspondant à une pression du pneumatique de 0.6 ± 0.3 MPa

L'intérêt de l'abaque n'est pas à l'évidence de se substituer à l'utilisation d'une formule, dont l'emploi est relativement aisé pour une roue simple isolée. Mais plutôt en ce que, complété par ceux correspondant à des valeurs de pression de pneumatique différent, il permet de construire d'autres abaques utilisables pour des atterrisseurs différents, généralement dont les caractéristiques différentes d'un type d'avion à l'autre.

L'épaisseur équivalente d'une couche de chaussée souple est celle de la tranche de la chaussée équivalente à laquelle elle se substitue. Ainsi l'épaisseur équivalente de la chaussée est-elle égale à la somme des épaisseurs de ses différentes couches.

L'épaisseur équivalente d'une couche de chaussée soit égale au produit de l'épaisseur réel, qui lui attribuée par un coefficient d'équivalence rapportant la qualité de portance de son matériaux à celle de la grave concassée bien graduée.

4.5.1.2. Épaisseur minimal du matériau traité

Les valeurs des coefficients d'équivalence des principaux types de matériaux pouvant entrés dans la constitution d'un corps de chaussées souple à usage aéronautique sont les suivantes :

Matériaux	Coefficient d'équivalence
Béton bitumineux à module élevé	2.5
Béton bitumineux Aéronautique standard (NF P98 131)	2
Enrobé à module élevé	1.9
Grave bitume standard	1.5
Grave émulsion	1.2
Grave concassée bien graduée	1
Grave goulée	0.75
Sable	0.5

Tableau 4.2. Les valeurs des coefficients d'équivalence des principaux types de matériaux

Globalement une épaisseur suffisant de matériaux traités est nécessaire pour assurer un bon comportement, sur tout aux efforts de cisaillement des couches supérieures de la chaussée. L'épaisseur équivalent minimale recommandée de ces matériaux traités donnée en fonction l'épaisseur équivalent totale et l'indice CBR du sol support dans **Figure 4.8**.

Dans certains cas comme le sol support à un indice de portance élevé (forts CBR), ou prévision de trafic très faible. Il est possible d'adopter une valeur inférieure à celle de l'abaque et l'épaisseur équivalente de matériaux traités et déterminée après une étude particulière.

La couche de roulement d'une chaussée souple à usage aéronautique qui est réalisée en béton bitumineux répondant à la norme NF P98 131 sur une épaisseur d'au moins 5 cm faut d'être encore suffisamment expérimentés les Béton Bitumineux Très Minces (BBTM) sont pour l'instant déconseillés en France sauf pour les chaussées légères des petits aérodromes également aptes à admettre les enduits multicouches sous réserve de précautions de mise en œuvre toutes particulières.

Recommandée pour la couche de base la grave bitume est d'un coût trop élevé pour être également utilisée en couche de fondation pour laquelle on lui préfère généralement des matériaux non traités.

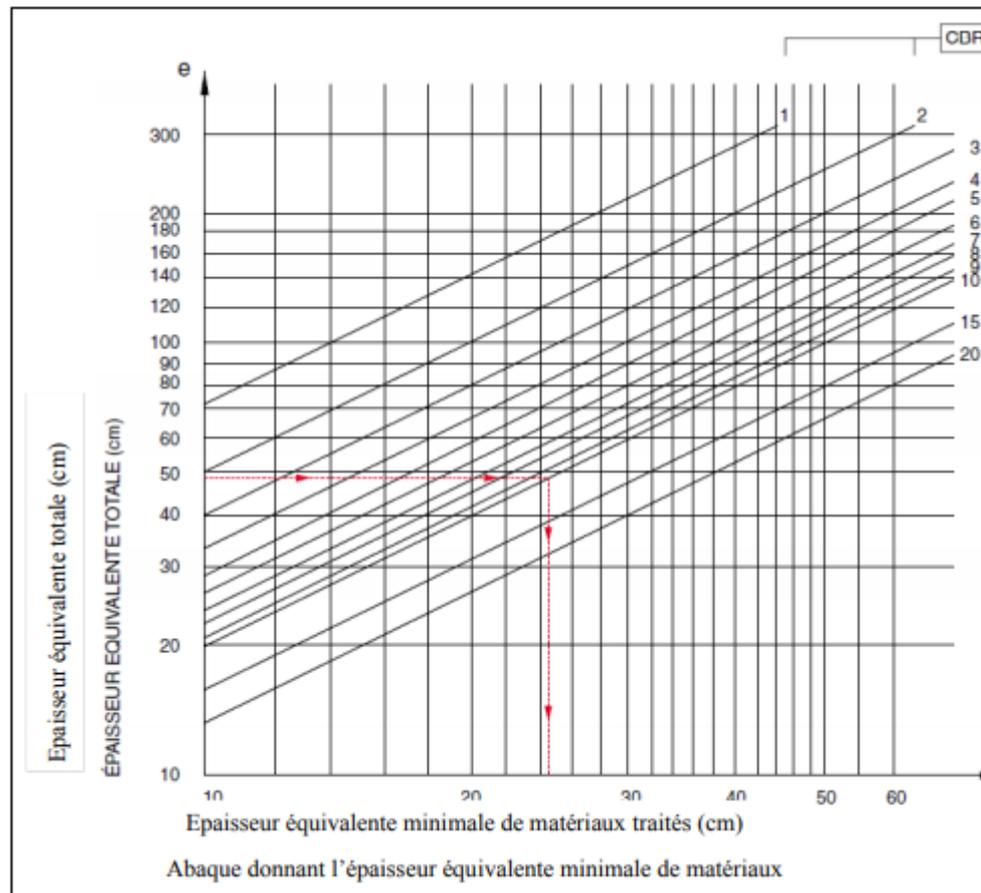


Figure 4.8. Abaque pour le calcul de l'épaisseur équivalente de matériaux traité en fonction de l'épaisseur équivalente totale et du CBR du sol support

4.5.2. Dimensionnement des chaussées rigides

Une chaussée rigide est constituée par un ensemble de dalles en béton de ciment reposant sur une fondation. Les étapes de dimensionnement des chaussée rigide n'est pas différent à celle des chaussée souple.

Elle est nécessite prendre en compte cinq étapes sont comme suit :

4.5.2.1. Prévision de trafic

Les prévisions de trafic portent sur les charges réelles et le nombre de mouvements réel des différentes avions envisagés pendant la durée vie de la chaussée.

L'épaisseur calculée de la dalle de béton étant plus sensible aux variations de charges qu'aux variations du nombre de mouvement, il est important de recenser avec le maximum de précision les charges réelles des différents avions prise en compte.

Contrairement aux chaussées souples, la méthode de dimensionnement forfaitaire est généralement d'une précision suffisante pour le calcul des chaussées rigides. La prévision du trafic s'établissement donc facilement.

4.5.2.2. Caractéristique de sol support

Le sol support de la chaussée est caractérisé par son module de réaction K_0 , qui est mesuré sur le terrain naturel (en déblai) ou sur le sol rapporté (en remblai). Si le sol support comporte une couche de forme, il en est tenu compte sous forme d'une correction de K_0 de même manière que pour la couche de fondation qui est détaillé par la suite.

Ce module de réaction K_0 est évalué à l'aide d'un essai de plaque effectué in-situ, leur description sont détaillée dans le chapitre d'étude de sol support.

4.5.2.3. Condition climatiques

Le recensement des facteurs climatiques comprend celui des prévisions météorologiques et des données climatologiques :

- La pluviométrie et la température prévisibles au moment du chantier déterminent les conditions de bétonnage.

- L'étude de la cote de la nappe phréatique en fonction de la saison indique la nécessité de prévoir ou non une couche drainante
- Le relevé des indices du gel est nécessaire pour établir la vérification au gel/dégel des structures

4.5.2.4. Détermination de l'épaisseur et du type de fondation

La couche de fondation constitue la liaison entre la PST et chaussées et répond à des buts très divers. Elle intervient de manière réduite dans les calculs comme simple terme correctif du module de réaction du sol support K_0 qui lui-même a une faible incidence. Cependant son rôle est important et multiple. Elle doit :

- Assurer la continuité de l'appui des dalles aux droits des joints.
- Amélioration et homogénéisation de la portance du sol support de la chaussée.
- La protection du sol support contre les intempéries et anticontamination.
- Par son poids, s'opposer au gonflement éventuel du terrain naturel et contribuer à assurer la protection de ce dernier contre le gel.
- Offrir une surface stable pour déroulement des travaux de bétonnage.
- S'opposer à la remontée des fines par pompage aux droits des joints.

Dans le but d'assurer correctement les rôles décrits précédemment dans les grands aérodromes, il est recommandé d'utiliser de graves traités au liant hydraulique comme une couche de fondation. L'emploi du béton maigre est peu recommandé car il est plus cher et son utilité n'est pas démontrée. Cette prescription ne s'applique pas au cas des petits aérodromes destinés à l'aviation légère.

L'épaisseur réelle de la couche de fondation doit être au minimum de 15 cm de manière à assurer une bonne mise en œuvre du matériau. Et la couche traitée ne doit pas être trop épaisse (pas plus d'une vingtaine de centimètres) car alors le mode de fonctionnement de la structure de chaussée serait modifié.

Les spécifications des matériaux utilisables en couche de fondation sont celles applicables aux chaussées routières comme TVN et TVO.

L'interposition d'une couche de béton poreux entre la dalle de béton et la couche de fondation traitée est possible afin de drainer et de diminuer l'effet de pompage sous les chaussées très circulées

La couche de fondation peut reposer sur une sous-couche dont le rôle est :

- D'éviter la remontée des eaux de la nappe phréatique par capillarité (anticapillaire).
- D'empêcher la contamination de la fondation par les sols argileux.

4.5.2.5. Calcul de l'épaisseur de la dalle de béton

La chaussée est soumise à la charge d'une roue d'atterrisseur, la dalle répartit sur sa fondation, et celle-ci sur le sol support, la fraction de cette charge à laquelle elle n'a pas elle-même opposé réaction par déformation élastique. (DGAC/SBA, 1999)

Cette répartition s'effectuant sur une large surface. On conçoit que les premiers désordres de structure se déclareront, non pas dans le sol support mais dans la partie inférieure à la fibre neutre de la dalle de béton (partie tendue). Lorsque la flexion ne pourra plus suivre la déformation de son assise en restant dans le domaine élastique. Par conséquent, contrairement à ce qui se passe pour une chaussée souple, le critère de dimensionnement d'une chaussée rigide n'est pas celui de la pression limite au niveau du sol support mais celui du moment de flexion admissible de la dalle.

Alors que le caractère de béton qui intervient dans le dimensionnement des chaussées rigides, est la contrainte admissible en traction par flexion à la rupture, mesurée à 90 jours est noté f_{t90} divisée par un coefficient de sécurité CS . Avec :

$$\sigma_{bt} = \frac{f_{t90}}{CS}$$

Ce coefficient de sécurité CS est en fonction du type de joints transversaux de construction et de dilatation de la chaussée et donnée comme suite :

- Si les joints transversaux sans dispositif de transfert de charge en prennent CS égale 2.6.

- Si les joints transversaux utilisent les goujons comme un dispositif de transfert de la charge en prennent CS égale 1.8.

Le moment de flexion de la dalle est calculé par la méthode de portland ciment association (PCA) avec les hypothèses de Westergaard.

L'axes constitue le plan parallèle a la dalle au repos, et la déformation verticale $w(x, y)$ de celle-ci, dont on cherche à déterminer la limite admissible de déformation, est fonction des caractéristiques mécaniques de la dalle (module élastique et coefficient de Poisson), de son épaisseur, de la charge qui lui est appliquée et de la réaction $p(x, y)$ qui lui est opposée par le sol support.

NB : le béton se caractérisée par un module élastique E égal 30 000 MPa, et un coefficient de poisson ν égal 0,15

Le dimensionnement des chaussées rigides prend pour hypothèse simplificatrice celle de l'application des charges sur une dalle de dimensions horizontales infinies.

Les discontinuités introduites par des joints, conduisant par suite à augmenter l'épaisseur de la dalle. Plutôt que majorer celle-ci au sortie de l'abaque. Il à été choisi d'introduire de prise en compte des joints à l'entrée de celle-ci minorant la contrainte admissible du béton.

Le calepinage des joints de retrait sera prévu des origines du projet en tenant compte des éléments suivants :

La dimension maximale des dalles par référence à leur épaisseur (e) en général on admet ($L < 25 e$)

L'axe de roulement des avions.

La géométrie des trains d'atterrissage (aires de stationnement sur lesquelles il faut éviter un appui en coin de dalle).

Les points d'appuis des passerelles et autres appareils pour les même raisons.

La disposition des joints longitudinaux par rapport à l'axe de la chaussée (piste ou voie de circulation) devra également être étudiée de façon à limiter le risque de chargement alterné des

dalles de part et d'autre de ces joints par les atterrisseurs principaux des avions les plus contraignants.

Dans les structures à dalles courtes, goujonnée ou non, les joints permettent d'éviter une fissuration aléatoire de retrait, mais ils restent des points faibles de la structure et une sujétion pour l'entretien.

Pour éliminer la présence des joints transversaux. Une solution est d'utiliser la technique du Béton Armé Continue (BAC), c'est-à-dire d'employer des armatures métalliques longitudinales continue, disposées en fibre neutre de la dalle. Celle-ci répartit alors par adhérence, avec des fissures nombreuses du pas moyen de 1,5 mètres, mais fines (inférieure à 0,7 mm) produisant par Les déformations dues au retrait du béton.

Les aciers ne participant pas au calcul de la dalle, le dimensionnement de ce dernier est effectué par les méthodes sont détaillés par la suite. En prenant en compte le coefficient de sécurité correspondant aux joints goujonnée dans la contrainte admissible du béton à la traction par flexion après 90 jours.

La section et le nombre d'acier ronds H.A à poser sont déterminés de façon à présenter 0,67% de section du béton.

a. La méthode Westergaard

La méthode Westergaard postule en premier lieu que, rapportée à un système d'axes (Ox , Oy) recouvrant sa surface, la dalle mince en béton s'oppose par flexion élastique à une partie de la charge $p_1(x, y)$ appliquée par la roue sur l'empreinte de son pneumatique.

Cette flexion donne lieu a une déformation $w(x, y)$ qui, accompagnée par l'ensemble "fondation - sol support" provoque de la part de celui-ci une réaction $p_2(x, y)$.

Le second postulat introduit par Westergaard est que la réaction du sol $p_2(x, y)$ est en chaque point proportionnelle à l'enfoncement $w(x, y)$, de manière comparable à ce qu'elle serait si la dalle reposait sur une infinité de ressorts identiques.

Dit module de réaction du sol support, le coefficient K de la formule $p_2(x, y) = K \cdot W(x, y)$ est obtenu par essai de plaque in situ, leur description est détailler dans chapitre l'étude de sol support.

Cette seconde hypothèse permet d'écrire, à partir de l'équation aux dérivées partielles à laquelle conduit la théorie des plaques, une relation entre la charge appliquée, le module de réaction K du sol support, le module d'élasticité E et le coefficient de Poisson ν du béton, l'épaisseur de la dalle et la contrainte maximale de traction sur ses fibres inférieures. Pour tenir compte des dimensions finies des dalles et des conditions de transferts de charges entre elles, un coefficient de sécurité est appliqué à la contrainte admissible du béton. Sans oublier la couche de fondation n'ait qu'une faible incidence dans le calcul, son existence, de même que celle de toute autre couche interposée entre le sol support et la dalle de béton. Ne peut manquer d'être prise en compte dans le dimensionnement de cette dernière.

Cette prise en compte s'effectue par correction du module de réaction K du sol support à l'aide de l'abaque de la Figure 4.7 faisant intervenir l'épaisseur équivalente de l'ensemble constitué par la couche de fondation et les éventuelles autres couches mises en œuvre sous la dalle de béton, signalons que le coefficient d'équivalence adopté pour le béton maigrès de fondation est de 1,5. (DGAC/SBA, 1999)

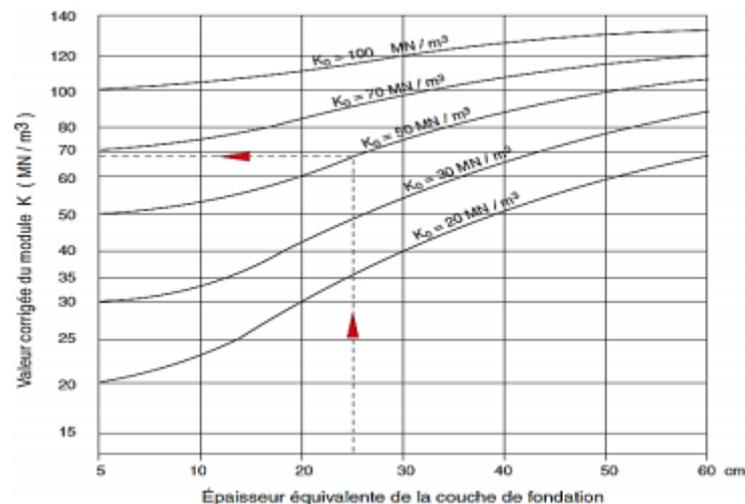


Figure 4.9. Abaque permettant de corriger le module de réaction du sol support en fonction de l'épaisseur équivalente de la couche de fondation.

Cette méthode forfaitaire apporte une précision suffisante dans les calculs et évite le recours à des méthodes plus adéquates

L'exploitation de cette méthode pour le dimensionnement des chaussées basées sur les abaques correspondant aux différentes roues d'atterrisseurs sont indiquée dans l'Annexe

a. Méthode de la Portland Cement Association

Dans un premier temps, les ingénieurs Pickett et Ray et la Portland Cement Association (PCA) avaient mis au point une méthode graphique utilisant des diagrammes d'Influence pour calculer le moment de flexion pour tous les types d'atterrisseurs (Pickett & Ray, 1951). Par la suite, une méthode de calcul des moments permettant un traitement sur ordinateur a été établie par R.G. Packard et la PCA.

4.6. Incertitudes sur les données de dimensionnement

Comme toutes les données physiques celles qui permettent de déterminer la portance d'une chaussée ne peuvent pas être connue à 100%. Il est par exemple illusoire de communiquer des valeurs CBR ou du module de réaction. Le tableau ci-dessous présente les précisions qu'on peut espérer de ces données

Données	Incertitudes à données
CBR	± 1
Module K_0	± 1 MN/m
Contraintes de traction par flexion	$\pm 0,2$ MPa
Coefficient d'équivalence	$\pm 0,2$
Charges avions	$\pm 2\%$

Tableau 4.3. Précision des données de dimensionnement

4.7. Application au projet

Dans notre cas l'aérodrome de SETIF est un aérodrome de classe 4 de statut mixte (civil et militaire) et doit recevoir la **Boeing 737-800** comme avion critique, notre choix s'est porté sur une structure souple pour le dimensionnement de cette extension.

4.7.1. Chaussée souple

Les infrastructures de l'aérodrome de 08 mai 1945 à SETIF sont constituées par des chaussées souples.

4.7.1.1. Corps constitutif des chaussées souple :

La chaussée souple ne comporte que des matériaux traité aux Liants hydrocarbonés et des matériaux sélectionnés non traités, elle répartie les contraintes et les efforts verticalement, cette dernière comprend généralement trois couches différentes, de Qualité Croissante de haut en bas (**Figure 4.10**)

- Couche de surface
- Couche de base
- Couche de fondation

a. Couche de surface

Cette couche est en contact directe avec les pneumatiques des avions et les charges extérieures, elle a pour rôle fonctionnel (étanchéité uni, rugosité) et un rôle structurel (reprendre les efforts verticaux).

Elle est en général composée d'une couche de roulement et une couche de liaison la couche de roulement a pour rôles : d'imperméabiliser la surface de la chaussée, la couche de liaison à pour rôle essentiel d'assurer une transition avec les couches inférieures plus rigides.

b. Couche de base

La couche de base a pour rôle de reprendre les efforts verticaux et de répartir les contraintes normales qui en résultent sur les couches sous-jacentes (couche de fondation, sol support).

c. Couche de fondation

Le rôle de la couche de fondation est d'assurer un support à la couche de base et permet un bon compactage, elle reprend les contraintes normales et les répartit sur le sol support. Une autre couche peut être existée sous la couche de fondation appelée couche de forme si le sol support est de mauvaise qualité.

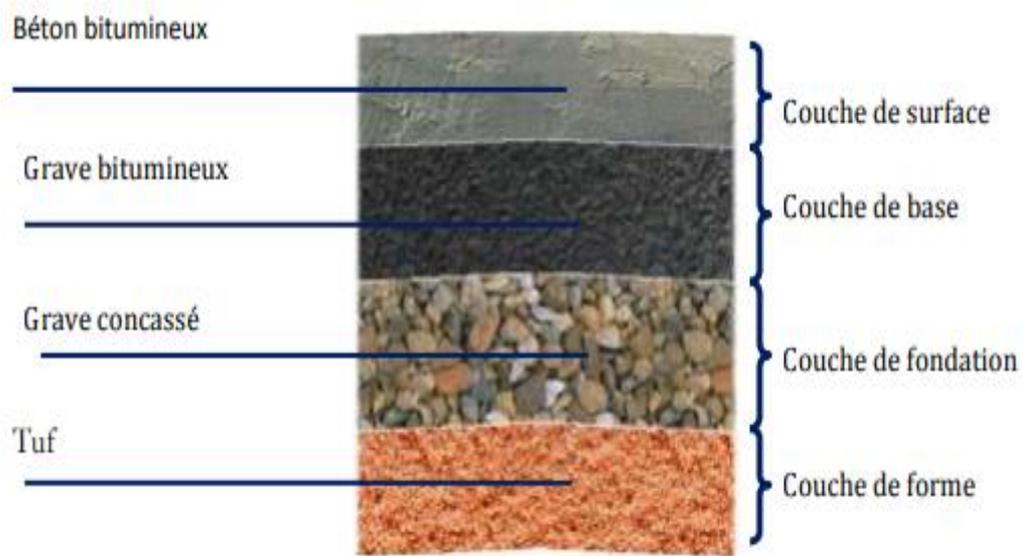


Figure 4.10. Corps d'une chaussée souple.

4.7.1.2 Comportement d'une chaussée souple

Toutes les chaussées aéronautique de ce type ont été jusqu'à ici conçues en admettant, avec une approximation jugée suffisante, que la charge appliquée par une roue d'atterrisseur à la surface d'une chaussée souple, descend dans le corps de celle-ci à l'intérieur d'une succession de surfaces réglées dont les génératrices forment avec la verticale un angle, caractéristique du matériau traversé qui se resserre au passage de chaque couche à sa suivante (Figure 4.11).

La rupture de l'équilibre intervient lorsque, le sol de support ne pouvant plus exercer une réaction égale à la charge appliquée, les couches supérieures lâchent à leur tour, il y'aura alors poinçonnement du terrain d'assise, la figure ci-dessous montre que pour une charge donnée, il y a relation entre la réaction limite, ou portance du sol support et l'épaisseur du corps de chaussée.

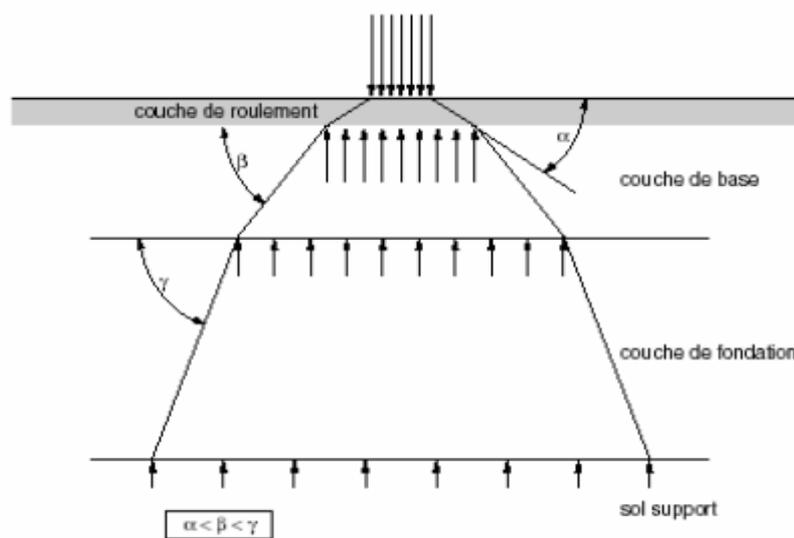


Figure 4.11. Transmission des charges dans le corps de chaussée.

4.7.2. Choix de la méthode

Le dimensionnement d'une chaussée d'aérodrome nécessite la connaissance de la charge maximale que cette chaussée doit supporter. Cette charge est évaluée en fonction des caractéristiques des appareils (avions). Elle peut être déterminée forfaitairement à partir du poids total de l'avion en admettant que la majorité du poids est supporté par les atterrisseurs principaux.

Nous avons utilisé la méthode forfaitaire pour le dimensionnement des chaussées souples de l'aérodrome de SETIF, qui comporte les étapes suivantes :

- prévision du trafic.
- Détermination des caractéristiques de sol.
- Recensement des facteurs climatiques.
- Détermination d'une épaisseur équivalente.
- Choix d'une structure de chaussée.

Dans notre projet :

Le dimensionnement du corps de chaussée a été établi selon la méthode dite « **Forfaitaire** » sur la base des documents **STBA** « dimensionnement des chaussées »

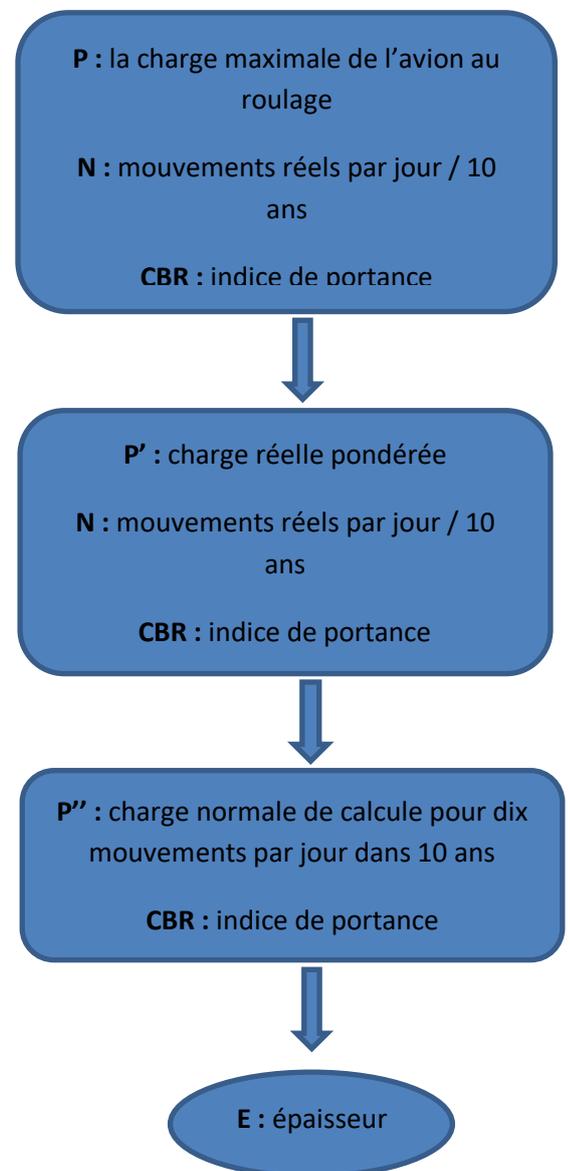
Les données de base permettant d'établir la structure du corps de chaussée de la piste ont été relevées de l'étude géotechnique donnant un dimensionnement en fonction du :

- Portance du sol support mesurée au moyen de l'indice portant CBR (Californien Berring Ratio).
- Type d'avion
- La charge réelle par atterrisseur
- Trafic attendu

4.7.2.1 Principe de la méthode

La méthode est basée sur les étapes suivantes :

- Données du trafic sur l'aire considérée.
- Pondération de la charge selon l'aire considérée.
- Conversion de la charge pondérée P' à N mouvements par jour / 10 ans en une charge P'' pour dix mouvements /jour dans 10 ans.
- Utilisation des abaques de dimensionnement pour l'atterrisseur considéré.



4.7.2.2. Calcul de dimensionnement

A. Pour la Piste principale

Les hypothèses de calcul sont les suivantes

- Avion critique : **Boeing 737-800**
- Nombre de mouvement par jour : **10 mvts**
- Indice de CBR du sol support : **6**
- Poids maximal au roulage : **79.50 tonnes**
- Pourcentage de la charge sur une jambe d'atterrisseur principal : **46.77%**
- Charge statique de calcul : $P = 79,5 \times 46,77 \% = 37.18 \text{ tonnes}$.

a) Caractéristique de l'avion critique :

L'avion le plus contraignant pris en considération dans les calculs est : **BOEING 737-800** comportant les caractéristiques suivantes :

Tableau 4.4. Caractéristiques de l'avion critique.

Caractéristiques Type d'avion	Masse maximum au roulage (t)	Pourcentage de charge à l'atterrisseur d'aile (atterrisseur arrière)	Pression des pneumatiques (MPa)
BOEING 737-800	79.5	46.77%	1.41

Le tableau représenté ci-dessus indique que **33,3 %** (Coefficient de répartition de la charge) de la charge totale est supportée par l'atterrisseur principal, d'où la charge réelle est de :

$$P = 79500 \times 0,4677 = 37182,2 \text{ kg} = 37,1822 \text{ tonnes.}$$

b) Détermination de la charge (P') :

Nous allons déterminer les charges pondérées P' relatives à chaque aire de manœuvre de l'aérodrome, comme suit :

- Pour la piste et les bretelles \longrightarrow $P' = P \times 1 = 37,1822 \text{ tonnes.}$
- Pour les accotements \longrightarrow $P' = P \times 0,5 = 18,591 \text{ tonnes.}$

c) Détermination de la charge normale de calcul (P'') :

La charge normale de calcul est donnée par la formule suivante :

$$P'' = P'/CT \text{ Avec } CT = 1,2 - 0,2 \text{ Log}(n)$$

Tel que : $n = 10$ mouvements/jours/10ans ; nombre de mouvement par jour pendant 10 ans

D'où $CT = 1$

Tableau 4.5. Choix de la charge de calcul.

Charge	La piste	Accotement
Masse totale au décollage (t)	79.5	79 .5
Pourcentage de charge sur l'atterrisseur principale	46.77	46.77
charge réelle P (t)	37.1822	37.1822
Coefficient de pondération	1	0.5
Charge réelle pondérée p'(t)	37.1822	18.591
Coefficient de trafic : CT = 1,2 - 0,2 Log(n), n=10	1	1
Charge normale de calcul P''(t)	37.1822	18.591

d) Calcul de l'épaisseur de la chaussée

L'épaisseur équivalente tirée de l'abaque du volume intitulé « dimensionnement des chaussées »

pour un avion de type **BOEING 737-800** avec une charge statique de **37.18 t** et un CBR de **6** nous donne une épaisseur équivalente :

E_{eq} = 85 cm

4.7.3. Structure réelle de la chaussée

La structure réelle de la chaussée en fonction de cette épaisseur équivalente $E_{eq} = 85 \text{ cm}$ a été répartie comme suit :

Tableau 4.6. La structure réelle de la chaussée (la piste principale 09/27)

Couche	Epaisseur réelle (cm)	Coefficient d'équivalent	Epaisseurs équivalentes (cm)
Couche de revêtement en béton bitumineux 0/14	8	2	16
Couche de base en grave bitume 0/20	12	1.5	18
Couche de fondation en grave concassée 0/31.5	35	1	35
Couche de forme en Tuf	25	0.7	17.5
			$\Sigma E_{eq} = 86.50 \text{ cm}$

4.7.4. Structure proposée de la chaussée

Couche	Epaisseur réelle (cm)	Coefficient d'équivalent	Epaisseurs équivalentes (cm)
Couche de revêtement en béton bitumineux 0/14	8	2	16
Couche de base en grave bitume 0/20	15	1.5	22.5
Couche de fondation en grave concassée 0/31.5	30	1	30
Couche de forme en Tuf	25	0.7	17.5
			$\Sigma E_{eq} = 86 \text{ cm}$

Tableau 4.7. La structure proposée de la chaussée

4.7.5. Structure réelle de l'accotement

Elle est composée de 55.00 cm d'épaisseur équivalente répartie comme suit :

Couche	Epaisseurs équivalentes (cm)
Couche de revêtement en micro-béton 0/10	5
Couche de base en grave concassée 0/20	25
Couche de fondation en Tuf	35
	$\Sigma E_{\text{éq}} = 65 \text{ cm}$

Tableau 4.8. La structure réelle de l'accotement

4.7.6. Structure proposée de l'accotement

Couche	Epaisseurs équivalentes (cm)
Couche de revêtement en micro-béton 0/10	5
Couche de base en grave concassée 0/20	25
Couche de fondation en Tuf	30
	$\Sigma E_{\text{éq}} = 60 \text{ cm}$

Tableau 4.9. La structure proposée de l'accotement

NB : Cette structure est fonction de la demi-charge de l'avion **Boeing 737-800** de référence qui est égale à **18.59 t**

4.8. Analyse des résultats de la campagne de nivellement

L'évaluation de l'uni d'une chaussée consiste à repérer les irrégularités de la surface de la chaussée par rapport au profil en long et en travers théorique.

La vérification de l'uni sur l'extension (de 24000m à 29000m) de la piste 09/27 de l'aérodrome de sétif a été effectué par une nouvelle méthode appelée « la méthode des bosses de Boeing »

Le paramètre de l'évaluation de l'uni est le **BBI** (Boeing Bump Index) ce paramètre doit être inférieur à 1 pour dire que l'uni est acceptable.

L'examen des résultats montre que l'ensemble des valeurs sont inférieures à **1** (de 0,1016 à 0,6010) reflétant un excellent uni au droit de la piste 09/27.

4.9. La méthode ACN / PCN

La méthode ACN/PCN (numéro de classification d'aéronef/numéro de classification de chaussée) est un système international normalisé élaboré par l'Organisation de l'Aviation Civile Internationale (OACI) qui vise à fournir des renseignements sur la résistance des chaussées aéronautiques et qui permet de ce fait de juger de l'admissibilité de chaque aéronef en fonction de sa charge et de la résistance des chaussées. Cette méthode est applicable depuis 1983 par l'ensemble des états membres de l'OACI

4.9.1. ACN (Aircraft Classification Number)

Nombre exprimant l'effet relatif d'un avion sur une chaussée pour une catégorie spécifiée de sol support. La détermination des ACN obéit à un calcul normalisé par l'OACI.

4.9.2. PCN (Pavement Classification Number)

Nombre expriment la force portante de la chaussée pour exploitation sans restriction. La détermination des PCN est laissée à l'appréciation de chaque état selon propres méthodes de dimensionnement.

4.9.3. Calcul du PCN pour la chaussée souple

La portance d'une chaussée d'aérodrome est définie par son PCN sous forme de quatre lettres de code en fonction des paramètres suivants :

- Le type de chaussée considérée ;
- La résistance du terrain de fondation ;
- La pression maximale admissible des pneumatiques ;
- La base d'évaluation.

4.9.3.1. Type des chaussées

Le type de chaussée est désigné selon le tableau suivant :

Tableau 4.10. Type de chaussée et lettres de code correspondant

Type de chaussée pour la détermination des numéros ACN et PCN	Lettre de code
Chaussée rigide	Code R
Chaussée souple	Code F

6.9.3.2. Catégorie de résistance du terrain de fondation

Dans la méthode ACNPCN, huit valeurs médianes type du terrain de fondation (quatre valeur K pour les chaussées rigides et quatre valeurs CBR pour les chaussées souples) sont utilisées, au lieu d'une échelle continue de résistance du terrain de fondation. Les catégories de résistance du terrain de fondation (élevée, moyenne, faible et ultra faible) ainsi que les lettres de code correspondant sont présentées sur le tableau suivante :

Tableau 4.9. Catégories de résistance du terrain de fondation

Catégorie de résistance du terrain de fondation	Lettre de code
Résistance élevée : caractérisée par $K = 150 \text{ MN/m}^3$ et représentant toutes les valeurs de K supérieures à 120 MN/m^3 pour les chaussées rigides, et par $\text{CBR} = 15$ et représentant toutes les valeurs CBR supérieures à 13 pour les chaussées souples.	A
Résistance moyenne : caractérisée par $K = 80 \text{ MN/m}^3$ et représentant une gamme de valeurs de K de 60 à 120 MN/m^3 pour les chaussées rigides, et par $\text{CBR} = 10$ et représentant une gamme de valeurs CBR de 8 à 13 pour les chaussées souples.	B
Résistance faible : caractérisée par $K = 40 \text{ MN/m}^3$ et représentant une gamme de valeurs de K de 25 à 60 MN/m^3 pour les chaussées rigides, et par $\text{CBR} = 6$ et représentant une gamme de valeurs CBR de 4 à 8 pour les chaussées souples.	C
Résistance ultra-faible : caractérisée par $K = 20 \text{ MN/m}^3$ et représentant toutes les valeurs de K inférieures à 25 MN/m^3 pour les chaussées rigides, et par $\text{CBR} = 3$ et représentant toutes les valeurs de CBR inférieures à 4 pour les chaussées souples.	D

6.9.3.3. Catégorie de pression des pneus

Les limites de pression de gonflage des pneumatiques sont désignées par des lettres de code selon les indications du tableau suivant :

Tableau 4.10. Catégories de résistance de pression des pneus

Catégorie de pression maximale admissible des pneus	Lettre de code
Elevée : pas de limite de pression	W
Moyenne : pression limitée à 1,50 MPa	X
Faible : pression limitée à 1,00 MPa	Y
Très faible : pression limitée à 0,50 MPa	Z

6.9.3.4. Méthode d'évaluation

La base d'évaluation du PCN (technique ou par expérience du trafic) doit également figurer sur l'AIP. Elle est indiquée selon le tableau suivant

Tableau 4.11. Méthode d'évaluation

Méthode d'évaluation	Lettre de code
Evaluation technique : étude spécifique des caractéristiques de la chaussée et utilisation de techniques d'étude du comportement des chaussées.	T
Evaluation par expérience : Évaluation faisant appel à l'expérience acquise sur les avions : connaissance du type et de la masse spécifiques des avions utilisés régulièrement et que la chaussée supporte de façon satisfaisante.	U

Connaissant le CBR du sol support et l'épaisseur équivalente de la chaussée souple on peut utiliser la formule suivante pour le calcul de la RSI :

$$RSI = \frac{e^2}{1000} \times \frac{6.12}{\left[4.231 + 5.031 \left(\log \frac{CBR}{0.6} \right) + 2.426 \times \left(\log \frac{CBR}{0.6} \right)^2 - 0.473 \times \left(\log \frac{CBR}{0.6} \right)^3 \right]^2}$$

e : est l'épaisseur équivalente de la chaussée en (cm) ;

CBR : CBR du sol support (CBR= 6) ;

RSI : Roue simple isolée en (tonnes).

Ce qui fait : **RSI = 33.39 t**

Le PCN se définit comme le produit de la RSI par un coefficient fonction du CBR et la catégorie du sol support associée.

$$P.C.N. = H (CBR) \times RSI$$

La Figure suivante représente l'abaque qui fournit les valeurs du coefficient H(CBR) appropriées.

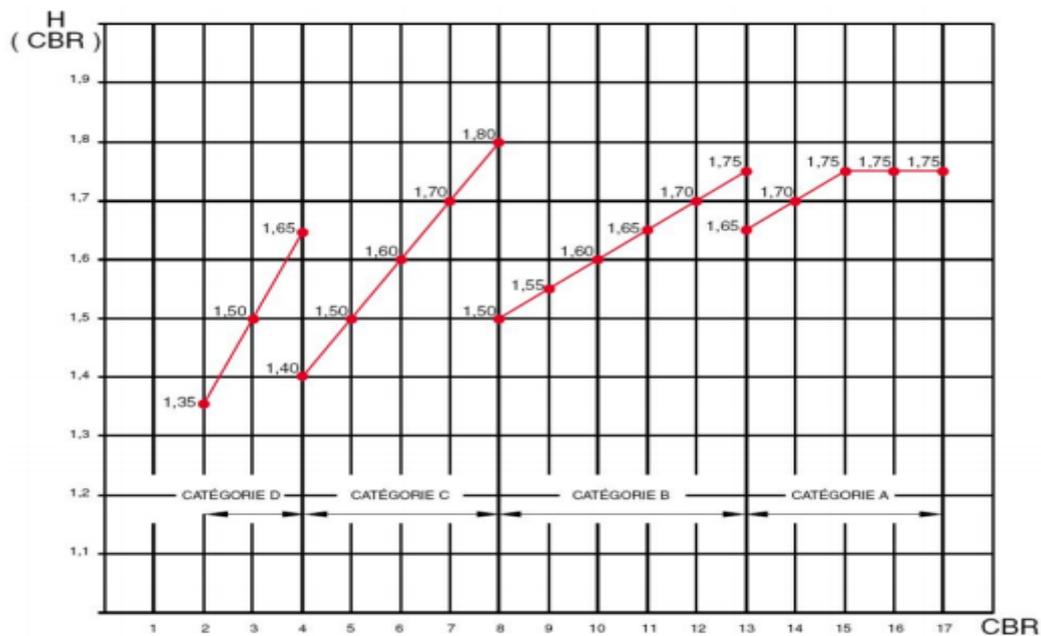


Figure 4.10. Valeurs de coefficient H (CBR) pour le calcul du PCN approché des chaussées souples.

D'après l'abaque de la Figure 6 \longrightarrow **H(CBR) = 1.6**

La valeur du PCN obtenue avec :

$$P.C.N. = H (CBR) \times RSI$$

$$P.C.N. = 1.6 \times 33.39 = 53$$

Selon le Tableau ci-dessus La nouvelle partie (nouvelle extension à 2900 m) de la piste est :

Type de chaussée :	Chaussée souple	→	F
Catégorie du terrain de fondation :	Résistance faible	→	C
Pression maximale admissible des pneumatiques :	Elevée	→	W
Base d'évaluation :	Évaluation technique	→	T

Donc le PCN publiable pour la chaussée souple est **PCN = 53/F/C/W/T**

NB : compte tenue de la valeur du PCN sur la partie existante (**PCN = 44 < 53**)

Donc le PCN à publier est : **44/F/C/W/T**

CHAPITRE 05

Conceptions Géométriques

5.1. Définition

La conception géométrique est la détermination des caractéristiques physiques de l'aérodrome, notamment la longueur et la largeur de piste ainsi que les dimensions des différentes aires de mouvement en fonction de l'avion dimensionnant.

5.2. Caractéristiques géométriques de la piste

L'étude de l'extension de la piste 09/27 de l'aérodrome de Sétif consiste à garder la configuration et l'orientation de l'axe de la piste existante.

5.2.1 Largeur de piste

Selon l'OACI, Il est recommandé que la largeur de piste ne soit pas inférieure à la dimension spécifiée dans le tableau suivant (OACI, 2013, p. 3.1.10):

Tableau 5.1. Largeur des pistes

Chiffre de code	Lettre de code					
	A	B	C	D	E	F
1	18m	18m	23m	---	---	---
2	23m	23m	30m	---	---	---
3	30m	30m	30m	45m	---	---
4	---	---	45m	45m	45m	60m

La largeur de piste est donnée par l'expression :

$$W_R = T_M + 2C$$

Où

W_R : largeur de piste

T_M : largeur hors-tout du train principal

C : marge entre les roues extérieure et le bord de piste.

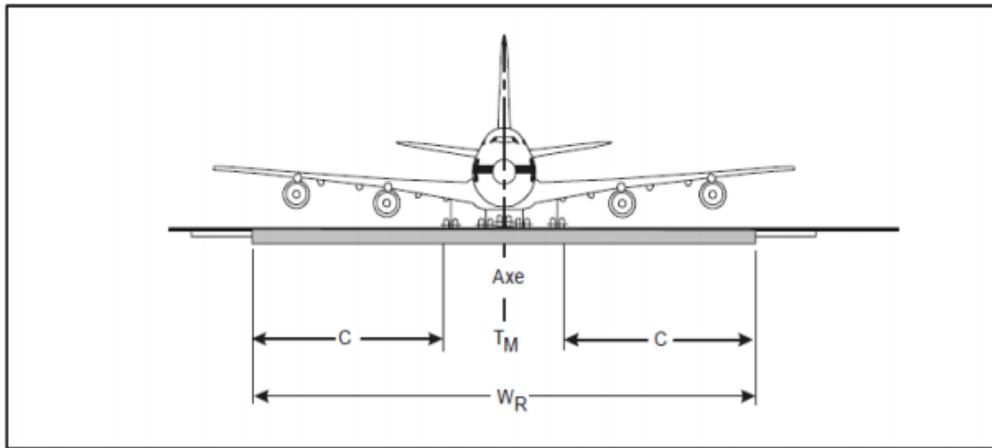


Figure 5.1. Géométrie de la largeur de piste

5.2.2. Pentés longitudinales

La pente obtenue en divisant la différence entre le niveau maximal et minimal le long de l'axe de piste par la longueur de la piste ne dépasse pas : (Article3.1.13.annexe14)

- 1% lorsque le chiffre de code est **3** ou **4** ;
- 2 % lorsque le chiffre de code est **1** ou **2**.

Aucune portion de piste ne présente une pente longitudinale dépassant :(Article3.1.13.annexe14)

- 1,25 % lorsque le chiffre de code est **4** ; toutefois, sur les premier et dernier quarts de la longueur de la piste, la pente longitudinale ne devrait pas dépasser 0,8 % ;
- 1,5 % lorsque le chiffre de code est **3** ; toutefois, sur les premier et dernier quarts de la longueur d'une piste avec approche de précision de catégorie **II** ou **III**, la pente longitudinale ne devrait pas dépasser 0,8 % ;
- 2 % lorsque le chiffre de code est **1** ou **2**.

5.2.3. Changements de pente longitudinale (Article3.1.15.annexe14)

Entre deux pentes consécutives, le changement de pente n'excède jamais :

- 1,5 % lorsque le chiffre de code est **3** ou **4** ;
- 2 % lorsque le chiffre de code est **1** ou **2**.

La réalisation du passage d'une pente à une autre par des courbes de raccordement le long desquelles la pente ne varie pas de plus de :

- 0,1 % par 30 m (rayon de courbure minimal de 30 000 m) lorsque le chiffre de code est **4** ;
- 0,2 % par 30 m (rayon de courbure minimal de 15 000 m) lorsque le chiffre de code est **3** ;
- 0,4 % par 30 m (rayon de courbure minimal de 7 500 m) lorsque le chiffre de code est **1** ou **2**.

5.2.4. Distance entre changements de pente

Les ondulations et les changements de pente marqués et rapprochés le long d'une piste sont à éviter. La distance entre les points d'intersection de deux courbes successives ne soit pas inférieure à la plus grande des valeurs suivantes :

a) produit de la somme des valeurs absolues des changements de pente correspondants par la longueur appropriée ci-après :

- 30 000 m lorsque le chiffre de code est **4** ;
- 15 000 m lorsque le chiffre de code est **3** ;
- 5 000 m lorsque le chiffre de code est **1** ou **2** ; ou

b) 45 m.

L'exemple suivant illustre la façon dont il faut déterminer la distance entre changements de pente : Pour une piste identifiée par le chiffre de code 3, D ne devrait pas être inférieur à :

$$30\,000 (|x - y| + |y - z|) \text{ m}$$

$|x - y|$ désignant la valeur absolue de $x - y$

$|y - z|$ désignant la valeur absolue de $y - z$

Si l'on suppose que $x = +0,01$; $y = -0,005$, $z = +0,005$

on a : $|x - y| = 0,015$

on a : $|y - z| = 0,01$

Pour être conforme aux spécifications, **D** ne devrait pas être inférieur à :

$$30\,000 (0,015 + 0,01) \text{ m} = 15\,000 \times 0,025 = 750 \text{ m}$$

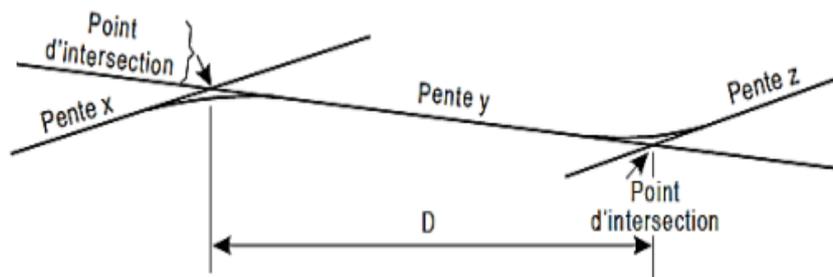


Figure 5.2. Profil de l'axe de piste (OACI, 2013, pp. SUP A-6)

5.2.5. Pentés transversales

Pour assurer un assèchement aussi rapide que possible, il est recommandé que la surface de la piste soit, si possible, bombée, sauf dans le cas où les vents de pluie les plus fréquents souffleraient transversalement et où une pente uniforme descendante dans le sens du vent permettrait un assèchement rapide. L'idéal serait que la pente transversale soit de (OACI, 2013, p. 3.1.19) :

- 1,5 % lorsque la lettre de code de la piste est C, D, E ou F ;
- 2 % lorsque la lettre de code de la piste est A ou B ;

Mais elle ne devrait en aucun cas être supérieure à 1,5 % ou 2 %, selon le cas, ni inférieure à 1 %, sauf aux intersections des pistes ou des voies de circulation, auxquelles des pentes moins prononcées peuvent être nécessaires.

Dans le cas d'une surface bombée, les pentes transversales devraient être symétriques de part et d'autre de l'axe de la piste.

Sur les pistes mouillées, exposées à des vents traversiers, le problème de l'hydroplanage dû à un mauvais écoulement des eaux risque d'être aggravé.

Il est recommandé que la pente transversale soit sensiblement la même tout le long d'une piste, sauf aux intersections avec une autre piste ou avec une voie de circulation, où il conviendra

d'assurer une transition régulière, compte tenu de la nécessité d'un bon écoulement des eaux. (OACI, 2013, p. 3.1.20)

5.2.6. Accotements de piste

Il est recommandé d'aménager des accotements lorsque la lettre de code est D ou E et que la largeur de la piste est inférieure à 60 m. (OACI, 2013, p. 3.2.1)

Il est recommandé d'aménager des accotements de piste lorsque la lettre de code est F. (OACI, 2013, p. 3.2.2)

5.2.6.1. Largeur des accotements de piste

Il est recommandé que les accotements de piste s'étendent symétriquement de part et d'autre de la piste de telle sorte que la largeur totale de la piste et de ses accotements ne soit pas inférieure à : (OACI, 2013, p. 3.2.3)

- 60 m lorsque la lettre de code est **D** ou **E** ;
- 75 m lorsque la lettre de code est **F**.

5.2.6.2. Pentés des accotements de piste

Il est recommandé qu'au raccordement d'un accotement et de la piste, la surface de l'accotement soit de niveau avec la surface de la piste et que la pente transversale de l'accotement ne dépasse pas 2,5 %. (OACI, 2013, p. 3.2.4)

5.2.6.3. Résistance des accotements de piste

Il est recommandé que les accotements de piste soient traités ou construits de manière à pouvoir supporter le poids d'un avion qui sortirait de la piste sans que cet avion subisse de dommages structurels et à supporter le poids des véhicules terrestres qui pourraient circuler sur ces accotements. (OACI, 2013, p. 3.2.5)

5.2.7. Bandes de piste

5.2.7.1. Longueur des bandes de piste

La bande de piste s'étendra en amont du seuil et au-delà de l'extrémité de la piste ou du prolongement d'arrêt jusqu'à une distance d'au moins : (OACI, 2013, p. 3.4.2)

- 60 m lorsque le chiffre de code est **2, 3** ou **4** ;
- 60 m lorsque le chiffre de code est **1** et qu'il s'agit d'une piste aux instruments 30 m lorsque le chiffre de code est **1** et qu'il s'agit d'une piste à vue.

5.2.7.2. Largeur des bandes de piste

Toute bande à l'intérieur de laquelle s'inscrit une piste avec approche de précision s'étendra latéralement, sur toute sa longueur, de part et d'autre de l'axe de la piste et du prolongement de cet axe jusqu'à au moins (OACI, 2013, p. 3.4.3):

- 150 m lorsque le chiffre de code est **3** ou **4** ;
- 75 m lorsque le chiffre de code est **1** ou **2** ;

5.2.7.3. Nivellement des bandes de piste

Il est recommandé que la partie d'une bande à l'intérieur de laquelle s'inscrit une piste aux instruments présente une aire nivelée à l'intention des avions auxquels la piste est destinée, pour le cas où un avion sortirait de la piste, sur une distance par rapport à l'axe et à son prolongement d'au moins : (OACI, 2013, p. 3.4.8)

- 75 m lorsque le chiffre de code est **3** ou **4** ;
- 40 m lorsque le chiffre de code est **1** ou **2** ;

Il est recommandé que la bande dans laquelle se trouve une piste à vue présente, sur une distance d'au moins : (OACI, 2013, p. 3.4.9)

- 75 m lorsque le chiffre de code est **3** ou **4** ;
- 40 m lorsque le chiffre de code est **2** ;
- 30 m lorsque le chiffre de code est **1** ;

5.2.7.4. Pentés longitudinales

Il est recommandé qu'une pente longitudinale, sur la partie d'une bande qui doit être nivelée, ne dépasse pas : (OACI, 2013, p. 3.4.12)

- 1,5 % lorsque le chiffre de code est **4** ;
- 1,75 % lorsque le chiffre de code est **3** ;
- 2 % lorsque le chiffre de code est **1** ou **2**.

5.2.7.5. Changements de pente longitudinale

Il est recommandé que, sur la partie d'une bande qui doit être nivelée, les changements de pente soient aussi graduels que possible et que tout changement brusque ou inversion soudaine de la pente soit évité. (OACI, 2013, p. 3.4.13)

5.2.7.6. Pentes transversales

Il est recommandé que, sur la partie d'une bande devant être nivelée, les pentes transversales soient suffisantes pour empêcher l'accumulation d'eau sur la surface mais ne dépassent pas : (OACI, 2013, p. 3.4.14)

- 2,5 % lorsque le chiffre de code est **3** ou **4** ;
- 3 % lorsque le chiffre de code est **1** ou **2** ;

5.2.7.7. Résistance des bandes de piste

Il est recommandé que la partie d'une bande à l'intérieur de laquelle se trouve une piste aux instruments soit aménagée ou construite, de manière à réduire au minimum le danger que constituent les différences de force portante pour les avions auxquels la piste est destinée, dans le cas où un avion sortirait de la piste, sur une distance par rapport à l'axe ou à son prolongement d'au moins : (article 3.4.16.annexe14)

- 75 m lorsque le chiffre de code est **3** ou **4** ;
- 40 m lorsque le chiffre de code est **1** ou **2** ;

Il est recommandé que la partie d'une bande contenant une piste à vue soit, sur une distance d'au moins : (article 3.4.17.annexe14)

- 75 m lorsque le chiffre de code est **3** ou **4** ;
- 40 m lorsque le chiffre de code est **2** ;
- 30 m lorsque le chiffre de code est **1** ;

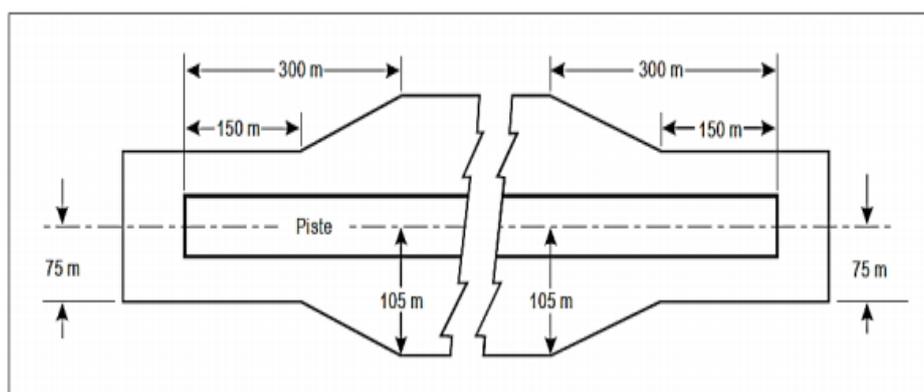


Figure 5.3. Partie nivelée d'une bande de piste avec approche de précision

5.2.8. Aires de sécurité d'extrémité de piste (RESA)

5.2.8.1. Généralités

Une aire de sécurité d'extrémité de piste sera aménagée à chaque extrémité de la bande de piste lorsque :

- le chiffre de code est **3** ou **4** ;
- le chiffre de code est **1** ou **2** et que la piste est une piste aux instruments.

Lorsqu'une aire de sécurité d'extrémité de piste est aménagée conformément aux dispositions du Chapitre 3 de l'annexe 14, il faudrait envisager de lui donner une longueur suffisante pour que ses limites ne soient jamais dépassées dans **les cas de dépassement de piste et d'atterrissages trop courts** qui peuvent découler d'une combinaison de facteurs opérationnels défavorables correspondant à une probabilité raisonnable. (OACI, 2013, pp. SUP A-14)

Sur les pistes avec approche de précision, le radiophare d'alignement de piste « ILS » constitue normalement le premier obstacle qui se présente et l'aire de sécurité d'extrémité de piste devrait s'étendre jusqu'à cette installation. Dans d'autres circonstances, le premier obstacle peut être une route, une voie ferrée ou tout autre obstacle naturel ou artificiel. L'aménagement de l'aire de sécurité d'extrémité de piste devrait prendre en compte ces obstacles.

Lorsqu'il serait particulièrement prohibitif d'aménager une aire de sécurité d'extrémité de piste, il faudra envisager de réduire certaines des distances de piste déclarées afin de pouvoir aménager une aire de sécurité d'extrémité de piste et de mettre en place un système d'arrêt.

Des programmes de recherche et une évaluation de cas réels de dépassement de piste suivi d'un freinage par un système d'arrêt ont démontré que certains systèmes d'arrêt peuvent avoir des performances prévisibles et peuvent être efficaces (OACI, 2013, pp. SUP A-15).

On peut établir la performance effective d'un système d'arrêt en utilisant une méthode de conception validée qui permet de prévoir le comportement du système. La conception et la performance devraient être fondées sur le type d'aéronef qui utilisera en principe la piste et qui sollicitera le plus le système d'arrêt.

La conception d'un système d'arrêt doit tenir compte de plusieurs paramètres concernant l'aéronef (charge admissible sur le train d'atterrissage, configuration du train, pression de contact des pneus, centre de gravité, vitesse, etc.) et aussi, des atterrissages trop courts. De plus, elle doit prévoir la circulation en sécurité de véhicules de sauvetage et de lutte contre l'incendie chargés au maximum, notamment leur entrée et leur sortie.

5.2.8.2. Dimensions des aires de sécurité d'extrémité de piste

L'aire de sécurité d'extrémité de piste s'étendra à partir de l'extrémité de la bande de piste sur une distance d'au moins 90 m lorsque (OACI, 2013, p. 3.5.3) :

- le chiffre de code est **3** ou **4** ;
- le chiffre de code est **1** ou **2** et que la piste est une piste aux instruments.

Si un système d'arrêt est installé, la longueur indiquée ci-dessus peut être réduite, compte tenu de la spécification de conception du système, sous réserve de l'acceptation par l'État.

Il est recommandé que, dans la mesure du possible, l'aire de sécurité d'extrémité de piste s'étende à partir de l'extrémité de la bande de piste sur une distance d'au moins (OACI, 2013, p. 3.5.4):

- 240 m lorsque le chiffre de code est **3** ou **4**, ou sur une distance moindre si un système d'arrêt est en place ;
- 120 m lorsque le chiffre de code est **1** ou **2** et que la piste est une piste aux instruments, ou sur une distance moindre si un système d'arrêt est en place ;
- 30 m lorsque le chiffre de code est 1 ou 2 et que la piste est une piste à vue.

L'aire de sécurité d'extrémité de piste sera **au moins deux fois plus large** que la piste correspondante.

Il est recommandé que la largeur de l'aire de sécurité d'extrémité de piste soit dans la mesure du possible égale à celle de la partie nivelée de la bande de piste correspondante.

5.2.8.3. Pentes des aires de sécurité d'extrémité de piste

Il est recommandé que les pentes d'une aire de sécurité d'extrémité de piste soient telles qu'aucune partie de cette aire ne fasse saillie au-dessus de la surface d'approche ou de montée au décollage.

Les pentes longitudinales d'une aire de sécurité d'extrémité de piste ne dépassent pas une valeur négative de 5 %. Il est recommandé que les changements de pente soient aussi progressifs que cela est pratiquement possible et qu'il n'y ait ni changements brusques ni inversions soudaines. (OACI, 2013, p. 3.5.10)

Les pentes transversales d'une aire de sécurité d'extrémité de piste ne dépassent pas une valeur positive ou négative de 5 %. Il est recommandé que les changements de pente soient aussi progressifs que cela est pratiquement possible.

5.2.8.4. Résistance des aires de sécurité d'extrémité de piste

Il est recommandé que l'aire de sécurité d'extrémité de piste soit aménagée ou construite de manière à réduire les risques de dommages pour un avion qui atterrirait trop court ou dépasserait la piste, à améliorer la décélération de l'avion et à faciliter les déplacements des véhicules de sauvetage et d'incendie. (OACI, 2013, p. 3.5.12)

5.2.9. Pentes des prolongements d'arrêt

La décision d'aménager un prolongement d'arrêt et/ou un prolongement dégagé, comme solution de remplacement au problème de l'allongement d'une piste dépendra des caractéristiques physiques de la zone située au-delà de l'extrémité de piste et des spécifications de performances opérationnelles des avions qui utiliseront la piste. La longueur à donner à la piste, au prolongement d'arrêt et au prolongement dégagé est fonction des performances de décollage des avions, mais il faudrait aussi vérifier la distance d'atterrissage nécessaire à ces avions pour s'assurer que la piste est assez longue pour l'atterrissage. Toutefois, la longueur

d'un prolongement dégagé ne devrait pas dépasser la moitié de la longueur de roulement utilisable au décollage. (OACI, 2013, pp. SUP A-2)

5.2.9.1. Largeur des prolongements d'arrêt

Le prolongement d'arrêt aura la même largeur que la piste à laquelle il est associé.

5.2.9.2. Pentes des prolongements d'arrêt

Il est recommandé que les pentes et les changements de pente sur un prolongement d'arrêt, ainsi que la zone de transition entre une piste et un prolongement d'arrêt soient conformes aux spécifications des § 3.1.13 à 3.1.19 applicables à la piste à laquelle le prolongement d'arrêt est associé ; toutefois (OACI, 2013, p. 3.7.2) :

- a) il n'est pas nécessaire d'appliquer au prolongement d'arrêt la limitation prévue au § 3.1.14 d'une pente de 0,8 % sur les premier et dernier quarts de la longueur d'une piste ;
- b) à la jonction du prolongement d'arrêt et de la piste, et le long du prolongement d'arrêt, le changement de pente maximal peut atteindre 0,3 % par 30 m (rayon de courbure minimal de 10 000 m) lorsque le chiffre de code est 3 ou 4.

5.2.9.3. Résistance des prolongements d'arrêt

Il est recommandé que les prolongements d'arrêt soient aménagés ou construits de façon à pouvoir, en cas de décollage interrompu, supporter les avions pour lesquels ils sont prévus, sans qu'il en résulte des dommages pour la structure de ces avions. (OACI, 2013, p. 3.7.3)

La surface des prolongements d'arrêt en dur sera construite ou refaite de manière à offrir des caractéristiques de frottement égales ou supérieures à celles de la piste correspondante.

5.2.10. Synthèse des caractéristiques géométriques de la piste

Tableau 5.2. Synthèse des caractéristiques géométriques de la piste 09/27 de l'aérodrome de sétif

Aire	caractéristique	Critère	Limite	Exigence
La piste 09/27 De l'aérodrome de sétif	Largeur	Classe 4C	Minimum	45m
	Pentes longitudinales Moyenne	le chiffre de code est 4	Maximum	1%
	Pentes longitudinales Maximale	le chiffre de code est 4	Maximum	1,25%
	Pentes longitudinales sur les premier et dernier quarts de la longueur de la piste	le chiffre de code est 4	Maximum	Max 0,8%
	le changement de pente longitudinale	le chiffre de code est 4	Maximum	1,5%
	Distance entre changements de pente	le chiffre de code est 4	Minimum	Max (45m ; 30 000 ($ x - y + y - z $) m)
	Pente Transversale	la lettre de code est C	Maximum	1,5%
Accotements de piste	Largeur	la lettre de code est C	Minimum	60 m
	Pentes	Toutes les pistes	Maximum	2,5%
bandes de piste	Longueur	le chiffre de code est 4	Minimum	+60 m
	Largeur des bandes de piste	une piste avec approche de précision le chiffre de code est 4	Minimum	150m/axe de la piste
	Nivellement des bandes de piste	une piste aux instruments le chiffre de code est 4	Minimum	75 m/axe de la piste
	Pentes longitudinales des bandes	le chiffre de code est 4	Maximum	1,5%
	Pentes transversales des bandes	le chiffre de code est 4	Maximum	2,5%
Aires de sécurité d'extrémité de piste (RESA)	Longueur	le chiffre de code est 4	Minimum	90 m
		le chiffre de code est 4	recommandé	240
	Largeur	le chiffre de code est 4	Minimum	$2*L=2*45=90$ m
	Pentes longitudinale		Maximum	-5%
	Pente transversale		Maximum	$\pm 5\%$

5.3. Caractéristiques géométriques et structurelles de notre projet

Une piste aéronautique est représentée graphiquement par quatre pièces :

- Les tracés en plan ;
- Les profils en long ;
- Les profils en travers types ;
- des profils en travers courants.

5.3.1 Le tracé en plan

Le tracé en plan est une pièce topographique qui résulte théoriquement de la projection à une échelle d'une piste sur un plan horizontal ; on y trouve l'axe de la piste, les alignements droits et les accotements ; bandes nivelés et les bandes sans obstacle. Il contient aussi l'assiette avec sa plateforme, les fossés, les talus et autres détails.

Le Tracé en plan de notre projet :

- Prolongement de la piste 09/27 actuelle de 2400m à 2900m ;
- P.O.R au niveau de seuil 27 coté Est (100 × 45m) ;
- Création d'une raquette de manœuvre au seuil 27
- Accotements : $(500 \times 7.5m) \times 2$

5.3.2. Le profil en long

Le profil en long est une coupe verticale le long de l'axe de la chaussée qui se présente par une succession de droites et des arcs de cercles.

Le profil en long suit dans toutes les mesures possibles le terrain naturel. Il doit être aussi plat que possible ainsi que les pentes en chaque point ne doivent pas être supérieures à celles fixées par l'OACI.

a) Pentés admissibles :

Selon l'article 3.1.12 figurant dans la page 14 de l'annexe 14 établi par l'OACI

- La pente moyenne obtenue en divisant la différence entre le niveau maximal et minimal le long de l'axe de piste par la longueur de la piste.

(Altitude max-altitude min)/longueur de la piste

- La pente maximale en chaque point obtenu en divisant la différence entre les l'altitude supérieure et l'altitude inférieure par la distance portion de longueur.

(Altitude sup - altitude inf)/distance portion de longueur <1.25%

b) Changement de pente :

Parfois le changement de pente apparaît inévitable, dans ce cas, il est recommandé qu'entre deux pentes consécutives, le changement de pente n'excède pas la valeur de 1.5% le chiffre de code est de **3** et **4**.

c) Rayon de courbure :

Le passage d'une pente à une autre doit s'effectuer par les courbes de raccordement dont les rayons ne doivent pas être inférieurs à 30000 m.

d) Distance entre changement de pente :

La distance entre point d'intersection des deux courbes de raccordement successif, ne doit pas être inférieure au produit de la somme des valeurs absolues des changements de pente correspondants par le rayon minimal. (Figure 5.4)

$$D \geq R_{\min} | (p1-p2)-(p2-p3) |$$

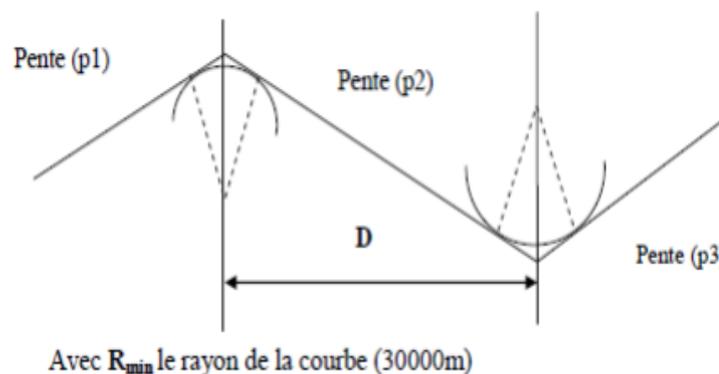


Figure 5.4. Exemple de Rayon de courbure

e) Visibilité :

Il est recommandé que tout point situé à 3m au-dessus du niveau de la piste soit visible de tout autre point situé également à 3m au-dessus de la piste jusqu'à une distance au moins égale à la moitié de la longueur « L » de la piste. $D \geq L/2$

Le Profil en long de notre projet :

La ligne projet adoptée a été choisie en fonction des points de raccordements au niveau de seuil 27 de la piste existante situé au PK 2+600. Elle a été raccordée à la piste existante avec une pente longitudinale inférieure à la pente maximale admissible (1%).

Les pentes projetées de la piste principale 09/27 sont toutes largement en dessous des seuils des normes fixées par l'OACI. (soit 1%).

La ligne projet en remblai à été conçue, tout en respectant, le non dépassement de la pente maximale recommandée par les normes de l'OACI.

5.3.3. Profil en travers

Le choix de profil en travers est fonction de la nature de la chaussée.

Le profil en travers doit présenter une forme telle que les eaux s'écoulent facilement et s'assèchent rapidement pour ne pas gêner la circulation des aéronefs. C'est pourquoi il est recommandé de prévoir à ce que la piste soit si possible bombé (sauf pour le cas où les vents de pluie souffleraient transversalement).

Ou à une pente uniforme ascendante dans le sens où le vent permettrait un assèchement.

Le profil en travers généralement constitué par une chaussée, deux accotements, deux bande, deux talus (soit en remblai ou en déblai) et un corps de chaussée qui est déterminé lors dimensionnement.

5.3.3.1. Profil en travers type zone en remblai

- Profil en toit, largeur de la chaussée de 45m, avec une pente transversale de 1% sur les 15 premiers mètres, et 1.5% sur les 7.5m latéraux.
- Largeur des accotements de 7.5m, avec une pente transversale de 2%.
- Largeur de la bande nivelée et compactée de 30m, avec une pente transversale de 2.5%.
- Largeur de la bande sans obstacle de 45m, avec une pente transversale de 2.5%.

5.3.3.2. Profil en travers type zone en déblai

- La largeur de la chaussée de 45m avec un profil en toit, compte des pentes transversales de 1% sur les 15 premiers mètres et 1.5% sur les 7.5m latéraux.
- La largeur des accotements est de 7.5m, avec une pente transversale de 2%.
- Largeur de la bande nivelée et compactée de 30m, avec une pente transversale de 2.5%.
- Largeur de la bande sans obstacle de 45m, avec une pente transversale de 2.5%.

5.3.4. Le prolongement d'arrêt

Le prolongement d'arrêt est une aire de sécurité présentant une longueur de 100 de part et d'autre et une largeur de 45 m, qui sera utilisé dans le cas où un avion atterrirait trop court ou dépasse la piste.

Les pentes transversales seront identiques à celle de la piste qui est égale à 1 %.

5.3.5. Raquettes de manœuvres

L'objet d'une telle raquette est de permettre à un avion donné de faire demi-tour sur la piste et de se retrouver aligné sur l'axe de celle-ci.

Nous avons gardé la même pente transversale que la piste (1%) afin d'assurer la continuité de revêtement.

5.4. Conclusion

Selon les normes internationales de l'OACI, nous avons projeté les pentes des profils en long et nous avons dessiné les profils en travers de la piste 09/27 de l'aérodrome de Sétif (extension de la piste existante de 2400m à 2900m coté Est), conformément aux exigences requises pour une telle classe de l'aérodrome, on utilisant le logiciel COVADIS (2008).

CHAPITRE 06

Constructions des chaussées Aéronautiques

6.1. Introduction

Le présent chapitre est consacré à la construction des chaussées aéronautiques et fournit les éléments essentiels relatifs :

- à l'exécution des terrassements et couches de forme
- à la construction des chaussées souples.

Il intègre l'essentiel des informations pratiques se rapportant aux phases de chantier en précisant les dispositions constructives à respecter pour les divers cas de construction neuve, de renforcement ou d'élargissement, en même temps. Il indique et justifie également les exigences à retenir quant à la fabrication et mise en œuvre de matériau et constituants, basées sur les règles de l'art à respecter pour assurer la réussite du chantier.

Il s'adresse ainsi aux maîtres d'ouvrages et maîtres d'œuvre de projets de construction de chaussées et vise à faciliter la rédaction du cahier des charges relatif aux passations de marchés.

Les chaussées aéronautiques représentent l'ensemble des aires sur lesquelles circulent, manœuvrent et stationnent les avions.

Elles se distinguent principalement : **les chaussées souples** et **les chaussées Rigides**.

6.2. Les Chaussée Souples

Regroupant les structures souples et semi-rigides, certains cas de structures composites (par exemple une ancienne chaussée rigide fortement fragmentée, renforcée par des matériaux traités aux liants hydrocarbonés. La chaussée souple se caractérise par le fait que toutes les couches qui la composent ne présentent pas une très grande résistance à la flexion. La diffusion sur le fond de forme des efforts générés par l'atterrissage de l'avion est essentiellement assurée par l'épaisseur du corps de chaussées (Figure 6.1)

- La couche de roulement est constituée de béton bitumineux aéronautique (NF 98 31 [2]) de granulométrie 0/10 ou 0/14, continu ou discontinu.

La qualité première recherchée pour la couche de surface est l'imperméabilisation optimale de la chaussée qui est obtenue par une très forte compacité du matériau (entre 3 % et 6 % de teneur en vide), à partir d'une formulation riche en bitume pur (teneur en liant : généralement entre 6 % et 6,5 %) choisie de préférence en classe 50/70 (pour les sollicitations moyennes) ou 35/50 (pour les fortes sollicitations).

Note : les classes de bitume sont définies selon la norme NF EN 12591. Cette classification est établie selon la pénétrabilité nominale & 25 °C d'une aiguille normalisée (méthode NF EN 1426). Ainsi, un bitume de classe 50/70 signifie que sa pénétrabilité à 25 °C est comprise entre 5 mm et 7 mm. Sur les aires de stationnement ou autres aires fortement sollicitées, il faudra s'assurer de l'obtention de très bonnes performances mécaniques du matériau, en particulier d'une bonne résistance au fluage sous sollicitation tangentielle.

Enfin, sur les postes de stationnement, il faudra prévoir une protection anti-kérosène de la surface de la chaussée.

- Afin de bien assurer le transfert de contraintes entre couches superposées, les interfaces doivent être collées par des matériaux hydrocarbonés.

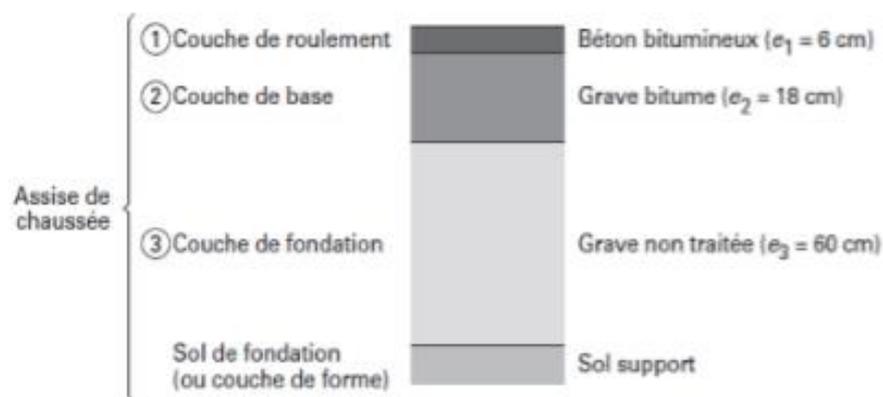


Figure 6.1. Couches composant une chaussée souple

6.3. Les Chaussées rigides

Regroupant les structures rigides et certains cas de structures composites (par exemple chaussée-rigide rénovée par une couche de roulement traitée aux liants hydrocarbonés).

La chaussée rigide c'est la couche de surface, en béton hydraulique et donc fortement rigide, qui constitue l'élément principal de la résistance de ce type de chaussée (Figure 6.2)

Elle joue à la fois le rôle de la couche de base et de la couche de surface d'une chaussée souple. Elle repose sur une ou plusieurs couches de fondation dont le rôle est moins de participer réellement à la portance de la piste que d'assurer à la dalle de béton un support régulier et continu qui lui permettra de travailler dans les meilleures conditions.

Afin d'éviter le phénomène de pompage, la couche de fondation est réalisée avec un matériau formulé pour ne pas être érodable (béton maigre ou association grave ciment et béton poreux).

Note : le phénomène de pompage est une pathologie des chaussées en béton présentant des fondations érodables. Lors du passage d'une charge roulante sur un joint longitudinal, la mise en charge de la dalle aval est brutale (alors que celle de la dalle amont est progressive) ce qui a pour effet de chasser l'eau (incompressible) qui a pu s'infiltrer au niveau des joints, entraînant alors un déplacement des fines de la fondation. Il en découle une mise en escalier des dalles.

Les transferts de charge sont assurés par des joints longitudinaux de construction (de type rainure et languette ou, plus couramment aujourd'hui, de type sinusoïdal).

Dans le cas de chaussées fortement sollicitées, il est conseillé de prévoir un système complémentaire de goujonnage des joints.

Les produits utilisés pour fermer les joints doivent dans tous les cas assurer une étanchéité parfaite, et pour cela bien adhérer aux parois des dalles, conserver leur souplesse au cours des années et résister aux attaques provoquées par les carburants (risque d'infiltration d'eau).

Concernant les dispositions constructives des chaussées en béton, il sera utile de se référer au Guide technique des chaussées aéronautiques en béton hydraulique publié par le STBA.

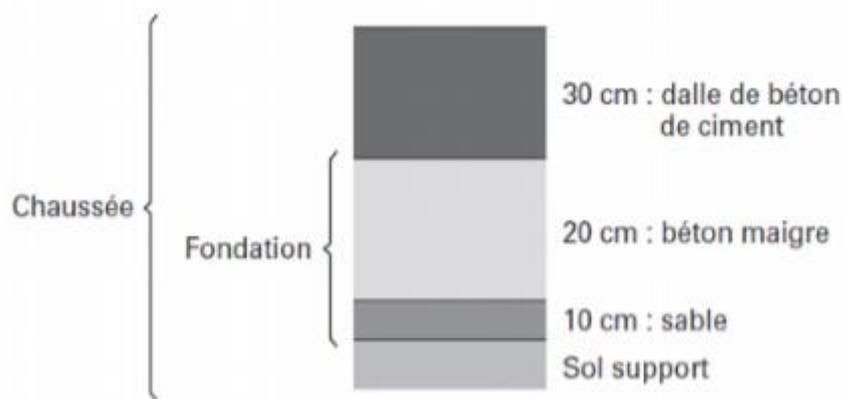


Figure 6.2. Couches composant une chaussée rigide.

6.4. Choix du type de chaussées

Seules certaines aires sont justiciables d'un type de chaussée plutôt que d'un autre.

C'est ainsi que pour la constitution de revêtements légers destinés aux accotements de piste, aux prolongements d'arrêt etc., une structure de type souple est préférable.

Pour les aérodromes fréquentés par un trafic commercial, il est indiqué de réaliser les aires de stationnement avec une chaussée rigide.

En effet ces aires sont soumises à des efforts tangentiels dus aux virages des avions et à l'action des engins d'exploitation divers ainsi qu'aux efforts concentrés que le béton supporte mieux qu'un revêtement bitumineux, de plus ces aires sont exposées aux attaques du kérosène et des huiles de vérins.

Dans le cas où une chaussée souple est finalement retenue, il est recommandé d'assurer une protection contre ces agents (à l'aide d'un enduit superficiel ou en réalisant une couche de roulement avec un liant insensible au kérosène).

Les chaussées rigides vieillissent moins rapidement que les chaussées souples sous réserve d'un entretien constant des joints mais sont plus difficiles à renforcer.

De ce fait elles sont conseillées pour les très forts trafics. En général, les chaussées rigides sont plus économiques à la construction que les chaussées souples sur les sols de résistance faible mais homogène.

Par contre, Les chaussées souples sont préférables sur les sols supports susceptibles de tassements.

Le choix entre chaussée souple et chaussée rigide résulte de considérations techniques et économiques et il doit tenir compte :

- Des couts de construction et d'entretien ;
- Des objectifs de gestion des chaussées ;
- Des conditions locales d'approvisionnement en matériaux ;
- Des délais de mise en œuvre ;
- Des possibilités de phasage des travaux ;
- De renforcement ultérieur de la chaussée ;
- Du climat, etc.

6.5. Proposition des variantes d'une Travaux d'extension de la piste

Nous proposons trois variantes dont la première est une chaussée entièrement Souple, la deuxième est une chaussée Rigide et la troisième c'est une chaussée souple mais avec des bouts rigides.



Figure 6.3. Travaux d'extension de la piste d'un aéroport.

6.5.1. Variante Chaussée Souple : La première variante que nous proposons est Un extension de la piste 09/27 à 2900 m avec un type de chaussée souple.

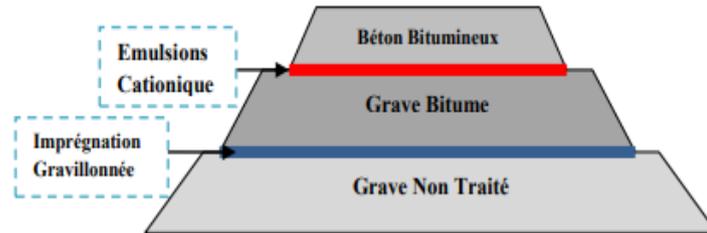


Figure 6.4. Structure de la chaussée souple.

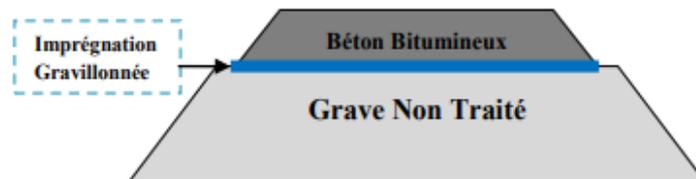


Figure 6.5. Structure sur d'accotement.

6.5.2. Variante Chaussée Rigide : La deuxième variante que nous proposons est un extension de la piste 09/27 à 2900 m avec un type de chaussée rigide, (une dalle de béton goujonnée repose sur une couche de fondation en grave ciments), voir figure 6.6.

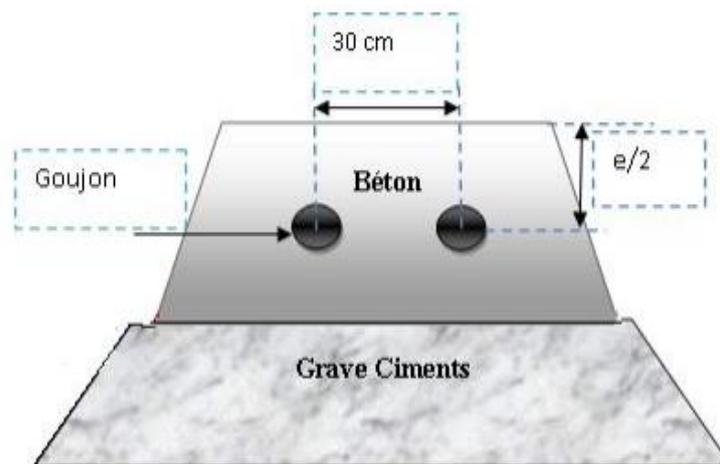


Figure 6.6. Structure de chaussée rigide.

6.5.3. Variante Chaussée Souple avec bouts rigide : Nous proposons une troisième variante, Chaussée souple où les bouts seront de type rigide sur les 300 m du seuil de la piste, comme représente la figure 6.7.

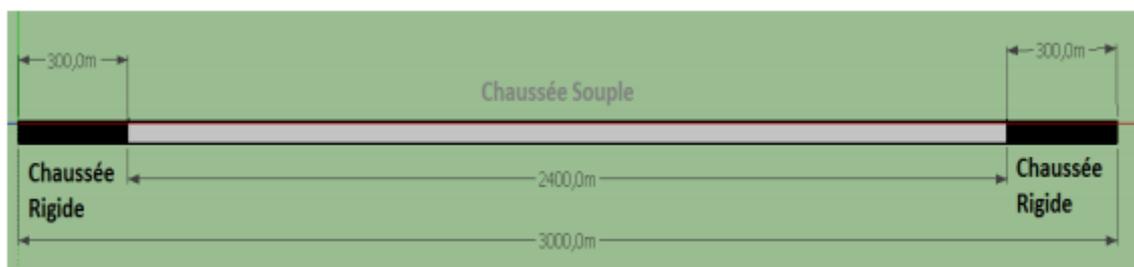


Figure 6.7. Chaussée souple avec des bouts rigide.

6.5.4. Analyses multicritères :

Variantes	Durée de vie	Avantages	Inconvénients
Chaussée SOUPLE	10 ans	-Absence de retrait, chaussée continue, -Dosage en liant faible (3 à 6%), avantage économique	-Module d'élasticité variable en fonction de la température et de la durée d'application de la charge, -E baisse si température élevée -Résistance à la fatigue moyenne
Chaussée RIGIDE	20 ans	-Une bonne tenue à la fatigue -E élevé, indépendant de la température et de la durée d'application de la charge -Résistance à la compression très élevée -Résistance à la traction appréciable -vieillissent moins rapide	-Taux de liant élevé : 12 à 15 % d'où handicap économique -Module d'élasticité élevée. -renforcement difficile et coûteux.
Chaussée Souple avec des bouts Rigide	Plus de 10 ans	-Résistance aux actions d'avions militaire - Coûts de réalisation acceptable - Durabilité plus élevé	-Nécessite une main d'œuvre qualifiée.

Tableau 6.1. Tableau des Analyses multicritères des différentes chaussées.

6.6. Terrassements

6.6.1. Généralités

Les structures de chaussée sont construites sur un ensemble constitué :

- Du sol support (déblai ou remblai, sol en place ou rapporte) désigne dans sa zone supérieure (sur 1 M d'épaisseur environ), par le terme Partie Supérieure Des Terrassements (**PST**), Et dont la surface constitue l'Arase de terrassement (**AR**);
- d'une couche de forme, située entre la PST Et les couches de chaussées et dont la surface constitue la Plate-forme (notée PF). Cette couche a pour fonction d'homogénéiser les caractéristiques du support, d'atteindre et de pérenniser la géométrie et les performances mécaniques, hydrauliques et thermiques prises comme hypothèses dans la conception et le calcul de dimensionnement de la chaussée.

Lorsque la qualité du sol support répond aux exigences d'une couche de forme, la plateforme se confond avec l'arase de terrassement et peut se limiter, si nécessaire une simple couche de réglage.

La démarche de conception et les conditions de mise en œuvre des matériaux en remblai et en couche de forme se font par application des fascicules du GTR «réalisation des remblais et des couches de forme » référencie dans la bibliographie du présent document. Ce document propose une classification des sols et matériaux rocheux et définit les conditions d'utilisation et de compactage permettant d'obtenir les caractéristiques de la structure visée, en remblai ou en couche de forme.

6.6.2. Identification des sols et matériaux et conditions d'emploi

L'identification et la classification des sols (classes A, B, C Et D) et matériaux rocheux (classe R) est fondée sur :

- Les paramètres descriptifs de la granularité et de l'argilosité ;
- L'état hydrique à la mise en œuvre et éventuellement dans le long terme ;

- Des paramètres de comportement, tirés d'essais mécaniques, pour apprécier le caractère évolutif des matériaux dans le temps.

A partir de la classification et de la situation météorologique au moment des travaux, les conditions d'emploi (en l'état ou moyennant traitement) des matériaux du site et les modalités de leur mise en œuvre sont définies en termes :

- Du mode d'extraction ;
- Des mesures pouvant être prescrites pour modifier la granularité et la teneur en eau ;
- Du traitement des matériaux avec de la chaux ou d'autres réactifs ;
- De régalinge et de compactage.

6.6.3. Environnement hydrique

La conduite des terrassements sera faite de façon à éviter la stagnation des eaux de pluie. Il y a lieu, à cette fin, d'apporter une attention particulière à la conception du réseau de drainage de l'enceinte aéroportuaire dans la mesure où les pathologies les plus fréquemment observées, en termes de durabilité, sont liées à un défaut de gestion des eaux vis-à-vis des structures.

Les dispositions de drainage doivent donc intégrer :

- Les conditions hydrologiques (présence de nappes, infiltrations d'eau) ;
- Les dispositions constructives du projet (trace, géométrie, dispositifs de drainage et d'assainissement) ;
- l'état hydrique des sols supports ;
- les caractéristiques mécaniques des matériaux sensibles à l'eau.

6.6.4. Partie Supérieure des terrassements (PST)

La partie supérieure des terrassements (PST) est la zone supérieure, d'environ 1 mètre, des terrains en place (cas des déblais) ou des matériaux rapportés (cas des remblais).

A partir de la nature et de l'état des matériaux au moment de la mise en œuvre, et de l'environnement hydrique, 7 catégories de Partie Supérieure des Terrassements notées de PST n° 0 à PST n° 6 Sont définies et décrites dans le GTR.

Le cas de la PST n°0 Correspond à une situation impropre à la réalisation d'une plateforme.

Les cas des PST n° 5 et 6 correspondent à des matériaux insensibles à l'eau.

6.6.5. Arase de terrassement

La description de la PST est complétée par la déformabilité à long terme sur l'arase de terrassement, pour laquelle on distingue cinq classes, notées AR0 à AR4 Tableau 6.2.

Module (MPa)	20	50	120	200
Classe de plate-forme	AR1	AR2	AR3	AR4

Tableau 6.2. Classes de portance à long terme au niveau de l'arase de la PST

Dans le cas de PST n° 0 (classe d'arase AR0), il est nécessaire d'améliorer d'abord la situation (par purge, drainage, etc.) pour se ramener à un module à long terme supérieur à 20 MPa.

Les dispositions de drainage de la PST participent à la qualité et à la pérennité de la portance de cette dernière. Suivant Le contexte hydrogéologique du site (déblais, présence d'une nappe etc.), le drainage peut descendre à 0,50 M voire 1,00 M sous le niveau de l'arase. Des Dispositions spécifiques peuvent également être définies par l'étude géotechnique.

Les modules définis dans le tableau correspondent aux valeurs à long terme. Dans la pratique, elles peuvent varier sensiblement sur chantier, à la Réception de l'arase, suivant les conditions de réalisation et la période où sont réalisés les essais.

Ainsi, elles ne peuvent en théorie être confirmées à partir d'essais de chargement à la plaque, que si les sols sont insensibles à l'eau ou que l'état hydrique au moment de l'essai est représentatif des conditions hydriques défavorables qui peuvent être rencontrées dans la chaussée en service. Dans Le cas contraire, les Recommandations pour la rédaction du CCTP peuvent conduire à retenir des valeurs de réception plus élevées.

Les exigences minimales requises à la réception peuvent être adaptées en fonction des conditions hydrogéologiques (risque de baisse de portance), des contraintes de Traficabilité et de chantier ou des choix de structure de couche de forme :

- Dans le cas AR1, une portance minimale de 30 à 35 MPa pourra être imposée pour des exigences de traficabilité ;
- Dans le cas AR1, une portance minimale de 35 à 40 MPa pourra être imposée le cas du choix d'une couche de forme traitée ;
- Dans le cas AR2, une portance minimale de 80 MPa pourra être imposée pour s'assurer d'une qualité des matériaux rocheux utilisés en arase ou d'une qualité du traitement à la chaux ou aux liants hydrauliques ;
- Enfin, une portance minimale de réception supérieure aux valeurs du tableau pourra être définie par le géotechnicien, par exemple de 30 A 40 MPa Pour les cas PST1, PST2 Ou PST3, Pour anticiper une éventuelle chute de portance à long terme suivant conditions hydrique du chantier.

6.6.6. Exécution des déblais et des remblais

Les terrassements participant à la construction de la plateforme aéronautique diffèrent principalement de ceux exécutés dans le cadre d'un projet routier, en effet :

- la grande largeur des bandes aménagées des chaussées aéronautiques fait que la prise en compte des profils en travers est impérative. En raison d'ailleurs des faibles valeurs que doivent respecter leurs pentes moyennes, il est important d'étudier non pas un seul mais plusieurs profils en long passant par différents points du profil en travers (axe, bord de piste, accotement,...)
- la largeur de la bande aménagée dépassant celle de la piste, la réutilisation des déblais en fonction de leur qualité entraîne des mouvements de terres plus complexes que pour un projet routier
- les aérodromes qui reçoivent un trafic lourd ont une épaisseur de chaussée nettement supérieure à celle des routes et autoroutes ;
- alors que les routes peuvent être sur des terrains accidentés, les aérodromes sont implantés sur des sites relativement plats, sur lesquels les pistes doivent respecter des pentes maximales particulièrement limitées.

A cet effet, la conduite des terrassements sera faite de façon à éviter la stagnation de l'eau de pluie. Il y a lieu, à cette fin, d'assurer l'évacuation générale des eaux du chantier en réalisant un drainage coïncidant le plus possible avec le drainage définitif.

Les contraintes d'uni impliquent de s'affranchir des risques de tassements, notamment sur sols compressibles. C'est ainsi que Les sols dégagés par l'enlèvement de la terre végétale et dont le projet ne prévoirait pas le déblaiement, seront purges ou consolidés là où ils apparaîtraient non réutilisables en l'état. C'est ainsi également que les déblais seront réutilisés en remblais suivant l'ordre croissant de leur qualité, soit, successivement :

- En dépôt, en dehors de la bande aménagée ;
- En remblai, dans la bande aménagée hors des chaussées et accotements ;
- En remblai sous les accotements.

Les meilleurs étant conserve pour les Remblais sous chaussées.

Le même souci de se prémunir contre tout tassement ultérieur conduit à mettre en place les remblais par couches de 20 à 25 cm d'épaisseur, chacune de celles-ci étant humidifiée et compactée de manière à obtenir une densité sèche d'au moins 90 % de l'Optimum Proctor Modifié.

Sous les chaussées et leurs accotements, la partie supérieure des remblais sera impérativement compactée à 95 % de l'Optimum Proctor Modifié et ce sur une ou plusieurs couches de 20 à 25 cm. En cas d'impossibilité d'atteindre ce degré de compactage, il conviendra de recourir à un traitement spécifique (chaux, ciment,...) déterminé par un laboratoire agréé.

En zones de déblais, les travaux seront conduits de manière à ce que le terrain restant, au moins sur une même profondeur, les mêmes caractéristiques finales que la partie supérieure des remblais ayant une fonction identique dans le projet.

Les tolérances de nivellement par rapport aux cotes du projet sont de :

- ± 2 cm sur le fond de forme des chaussées et sur les abords non revêtus, jusqu'au fil d'eau, s'il existe, ou, à défaut, jusqu'à 15 m du bord de chaussée ;
- ± 3 cm sur les autres parties de la bande aménagée ;
- ± 5 cm sur la bande dégagée.

6.6.7. Aménagement Des bandes de piste

Une partie de la bande de piste (partie nivelée) devrait être aménagée ou construite, sur une certaine distance par rapport à l'axe de piste de manière à réduire au minimum le danger que constituent les différences de force portante pour les avions aux quels la piste est destinée, dans le cas où un avion sortirait de la piste.

Etant donné que la partie nivelée d'une bande de piste est prévue pour réduire les risques encourus par un aéronef qui sortirait de la piste, le nivellement devrait empêcher l'affaissement de l'atterrisseur avant de l'aéronef. La surface de la piste devrait être préparée de manière à freiner l'aéronef, et sa portance devrait être suffisante pour ne pas occasionner de dommages à l'appareil. Pour répondre à ce double besoin, on se conformera aux éléments indicatifs ci-après.

Les constructeurs d'aéronefs considèrent qu'une profondeur de 15 cm est la profondeur maximale à laquelle l'atterrisseur avant peut s'enfoncer sans s'affaisser. Il est donc recommandé que le terrain sous la surface finie de la bande de piste soit préparé sur une épaisseur de 15 cm de manière à avoir une portance d'une valeur CBR comprise entre 15 et 20. La préparation de cette surface sous-jacente a pour but d'empêcher que le train d'atterrissage avant ne s'affaisse au-delà de 15 cm.

L'épaisseur de 15 cm en surface peut être d'une moindre résistance, ce qui facilitera la décélération de l'aéronef.

6.7. Couche de forme

6.7.1. Rôles de la couche de forme

La couche de forme est un élément de transition permettant d'adapter les caractéristiques des matériaux de remblai ou du terrain en place aux fonctions essentielles d'une plateforme support de chaussée. Ces fonctions se déclinent à court et long terme de la façon suivante :

- **A court terme** (lors de la réalisation de la chaussée) la couche de forme doit garantir des caractéristiques minimales vis-à-vis :
 - De la traficabilité, pour assurer, pendant la saison prévue pour l'exécution des travaux de chaussée, la circulation des engins approvisionnant les matériaux de l'assise

- Du nivellement pour garantir la régularité de l'épaisseur des couches et l'uni de la chaussée terminée
- De la déformabilité (portance) pour permettre le compactage correct des couches de chaussée
- De la résistance au gel si nécessaire afin d'assurer la protection du sol support.
- **A long terme** (vis-à-vis de l'ouvrage en service) la couche de forme a pour fonction :
 - d'homogénéiser les caractéristiques du support
 - de maintenir dans le temps une portance minimale
 - de contribuer au drainage
 - de protéger le sol support vis-à-vis du gel-dégel si nécessaire (en Algérie le phénomène de gel-dégel est rare).

La plateforme est caractérisée par une classe de portance à long terme.

Selon les cas de chantier (nature des sols, climat, environnement hydrogéologique, Trafic de chantier, etc.), la couche de forme peut être :

6.7.2. Les matériaux de couche de forme

Certains matériaux pourront être employés en couche de forme en l'état, d'autres pourront être rendus aptes moyennant une modification de leur nature et/ou de leur état afin de satisfaire à des critères concernant :

- l'insensibilité à l'eau
- la dimension des plus gros éléments
- la résistance sous circulation des engins de chantier
- l'insensibilité au gel, le cas échéant.

Les conditions d'usage et de mise en œuvre de matériaux de couche de forme sont définies dans le GTR. Toutefois, pour les matériaux granulaires non traités, il est recommandé d'utiliser des critères plus restrictifs.

6.7.3. Graves non traitées pour couche de forme

Les granulats utilisés pour les graves non traitées doivent être de préférence conformes aux catégories choisies dans la norme NA 5043, sauf étude géotechnique particulière.

6.7.4. Classement des plates-formes support

La portance à long terme de la plateforme support de chaussée est déterminée à partir du couple PST couche de forme. Les classes de portance à long terme de la plateforme support sont indiquées dans le Tableau.6.3.

Module (MPa)	50	80	120	200
Classe de plate-forme.	PF2	PF2 ^{qs}	PF3	PF4

Tableau 6.3. Classes de portance à long terme de la plateforme support

6.7.5. Critères de réception relatifs à la construction des couches de forme

En premier lieu, pour que la couche de forme puisse être exécutée de manière satisfaisante, il est nécessaire que l'orniérage de l'arase des terrassements soit limité, ce qui amène à rechercher à ce niveau une portance minimale à court terme.

L'expérience montre qu'une valeur de module EV2 à la plaque de l'ordre de 35 MPa est généralement nécessaire pour mettre en œuvre une couche de forme en matériaux traités, tandis qu'une couche de forme en matériaux granulaires peut être exécutée sur une arase de 20 MPa seulement.

Pour la réalisation des couches de chaussée, les exigences minimales préconisées antérieurement sont maintenues :

- la plateforme support de chaussée doit être nivelée avec une tolérance de + ou 3 cm ;
- la déformabilité de la plateforme, au moment de la mise en œuvre des couches de chaussée, doit être telle que le module EV2 déterminé à la plaque soit supérieur à 50 MPa ;

6.8. Couche de fondation

Ce paragraphe traite les graves non traitées destinées aux couches de (la G.N.T peut être utilisée en couche de base pour les aérodromes à faibles trafics).

Sont réunis sous l'appellation de graves non traitées les divers mélangés de granulats et d'eau sans liant, de granularité 0/14 à 0/63 mm. On distingue deux types de GNT suivant leur mode d'élaboration et suivant certaines de leurs caractéristiques :

- Les GNT De type "A" Obtenues en une seule fraction granulaire, dont la compacité a l'OPM est égale ou supérieure à 80% Lorsque le diamètre des plus gros granulats (D) Est inférieur ou égal à 31,5 Mm ;
- Les GNT de type "B" provenant d'au moins deux fractions granulaires distinctes dans des proportions définies. Elles sont recomposées, malaxées, et humidifiées en centrale (appellation traditionnelle GRH : grave reconstituée humidifiée).

Les qualités de rigidité et de résistance aux déformations permanentes devant se conserver sous l'effet du trafic, il convient que les granulats résistent à la fragmentation et à l'attrition. Pour que ces qualité demeurent les mêmes quelle que soient les conditions climatiques il convient que la couche de fondation reste insensible à l'eau et aux fortes températures.

6.8.1. Spécifications se rapportant aux constituants

Les granulats utilisés pour les graves non traitées doivent être conformes aux catégories choisies dans la norme NA 5043. Les caractéristiques minimales à retenir en fonction des classes de trafic aérien pour les granulats constituant les GNT Figurent sur le Tableau 6.4.

Usage	Caractéristiques minimales	Classes de trafic				
		CT1	CT2	CT3	CT4	CT5
Couche de fondation	Granularité	0/20 – 0/31.5	0/20 – 0/31.5	0/20 – 0/31.5	0/20 – 0/31.5	0/20 – 0/31.5
	Résistance mécanique des gravillons	Code E	Code E	Code D/C*	Code C	Code C
	Caractéristiques de fabrication des gravillons	Code IV	Code IV	Code III	Code III	Code III
	Caractéristiques de fabrication des sables	Code C	Code C	Code B	Code B	Code B
	Angularité des gravillons	Ang 4	Ang 4	Ang 3/ Ang 2*	Ang 2	Ang 2
* Si les aéronefs des groupes 4 ou 5 sont accueillis avec un trafic supérieur à 1 mouvement par jour, on considérera : <ul style="list-style-type: none"> - Un code C pour la résistance mécanique des gravillons ; - Ang 2 pour l'angularité des gravillons. 						

Tableau 6.4. Caractéristiques minimales des granulats constituant les graves non traitées

6.8.2. Spécifications se rapportant aux mélanges

La granularité des GNT utilisées en couche de fondation correspondent à des valeurs nominales D de 20 ou 31,5 mm .

Des fuseaux de spécification sont définis pour chacune de ces valeurs de D (GNT de classe 2 pour GNT 0/31,5 et GNT de classe 3 pour GNT 0/20 selon la norme NA 17045).

6.8.3. Mise en œuvre

Les GNT utilisées en couches de fondation des chaussées aéronautiques sont de type B. La compacité de ces GNT doit respecter une valeur minimale à l'OPM de 82%, leur teneur en eau de mise en œuvre étant généralement comprise dans l'intervalle WOPM-1% à WOPM+0,5%.

Les autres types de GNT (type A ou type B avec une compacité à l'OPM supérieure ou égale à 80%) sont à réserver pour une utilisation sous les accotements ou en couches d'assise des chaussées légères.

Pour un compactage convenable, l'épaisseur minimale de GNT est de 10 cm pour une 0/20 et de 15 cm pour une 0/31,5 ; l'épaisseur de GNT compactée en une seule couche peut atteindre 35 cm au maximum.

6.8.4. Spécifications sur les performances mécaniques

Les matériaux granulaires ont un comportement non-linéaire. Les caractéristiques mécaniques affectées à ces couches dans un calcul de dimensionnement dépendent de la structure (épaisseur et rigidité des couches liées, portance du support).

L'essai triaxial à chargements répétés (TCR) peut être utilisé pour déterminer les performances mécaniques des GNT. L'essai TCR est actuellement le seul essai permettant de caractériser le comportement des GNT sous des conditions proches de celles existant dans la chaussée (éprouvettes représentatives des caractéristiques en place, chargements cycliques). Il permet de déterminer à la fois le module des GNT et leur résistance aux déformations permanentes.

La norme EN 13 286-7 propose un classement des graves non traitées en trois classes de performances mécaniques C1 à C3, basées sur deux paramètres issus de l'essai :

- Une valeur de module d'élasticité caractéristique E_c obtenue pour un chargement cyclique sous une contrainte moyenne $p = 250$ kPa et une contrainte dévia torique $q = 500$ kPa ;
- une valeur de déformation permanente axiale caractéristique obtenue pour un chargement normalisé.

Les GNT de classe mécanique C3 ne sont pas utilisables en structure de chaussées aéronautiques.

6.9. Enrobes hydrocarbonés chaussée souples

6.9.1. Produits utilisables sur chaussées aéronautiques

Bien que seuls quelques produits (GB, BBA, BBSG, BBME, EME, ECF) aient été utilisés auparavant pour la construction des chaussées routières et aéronautiques souples en Algérie, aujourd'hui l'éventail des produits utilisables offre une large diversité, et ce, que ce soit en couches de base ou en couches de surface.

Le Tableau 6.5 énumère les principaux produits pouvant être utilisés sur chaussée aéronautique en travaux neufs ou en travaux entretien :

Couches	Produits
Couche de roulement	EB-BBA, EB-BBSG, EB-BBME, EB-BBM, BBTM, ECF, EP
Couche de liaison	EB-BBA, EB-BBME, EB-BBM, EB-BBSG
Couche de base	EB-GB, EB-EME

Tableau 6.5. Produits utilisables pour la constitution d'une chaussée aéronautique.

Avec :

- **EB-BBA** : béton bitumineux aéronautique ;
- **EB-BBME** : béton bitumineux à module élevé ;
- **EB-BBM** : béton bitumineux mince ;
- **BBTM** : béton bitumineux très mince ;
- **EB-BBSG** : béton bitumineux semi grenu ;
- **EB-GB** : grave bitume ;

- **EB-EME** : enrobé à module élevé ;
- **EP** : enrobé percolé ;
- **ECF** : enrobé coulé à froid ;
- **ESU** : enrobé superficiel d'usure.

Toutefois, dans le cadre du présent recueil, on se limitera uniquement aux principaux produits appelés à être utilisés en Algérie pour la construction des chaussées aéronautiques à savoir :

- le béton bitumineux aéronautique, le béton bitumineux semi-grenu et le béton bitumineux à module élevé pour les couches de roulement et de reprofilage ;
- la grave bitume et les enrobés à module élevé pour les couches de base.

Pour l'utilisation d'autres produits, il pourra être fait référence à des documents normatifs.

6.9.2. Choix des produits en fonction des aires et des niveaux de sollicitation

Les spécifications relatives au choix des produits sont guidées par la notion de niveau de sollicitation qui résulte, pour un aérodrome donné, de la combinaison de deux facteurs : la classe de trafic et le type de climat.

6.9.2.1. Définition de la classe de trafic

La classe de trafic traduit les sollicitations induites dans les couches de la chaussée par le passage d'un avion. Plusieurs critères sont susceptibles d'influer la détermination d'une classe de trafic :

- La masse de l'avion ;
- Le type d'atterrisseur principal et leur nombre ;
- Le nombre de roues par atterrisseur « R » ;
- La surface de contact avec le sol ;
- La pression des pneumatiques « P ».

La classe de trafic est déterminée à l'aide du tableau ci-après, par une simple lecture croisée, de la colonne désignant un « groupe » et d'une ligne « Fréquence » correspondant au nombre journalier de passage.

Pression de gonflage × Roues /Fréquence	Aviation légère Masse totale avion < 5700 kg	$P \times R < 2$	$2 \leq P \times R < 4.1$	$4.1 \leq P \times R < 5.5$	$5.5 < P \times R$
	Groupe 1	Groupe 2	Groupe 3	Groupe 4	Groupe 5
< 10 mvts/jour	CT1	CT2	CT2	CT3	CT4
10 à 100 mvts/jour	CT1	CT2	CT3	CT4	CT5
> 100 mvts/jour	CT1	CT2	CT4	CT5	CT5

Tableau 6.6. Détermination de la classe de trafic «CT».

Une classe de trafic peut être définie pour chaque zone de sollicitation homogène.

6.9.2.2. Niveau de sollicitation (NS)

Le niveau de sollicitation résulte normalement de la combinaison de la classe de trafic et du type de climat. Toutefois, dans l'attente de l'actualisation de la carte de zonage climatique, on se limitera dans le cadre de la présente édition à la correspondance entre le niveau de sollicitation et la classe de trafic (l'effet du climat sera intégré dans la prochaine édition).

Le niveau de sollicitation est déterminé selon la classe de trafic à l'aide du **Tableau 6.7**.

Classe de trafic	CT1	CT2	CT3	CT4	CT5
Niveau de sollicitation	NS1	NS2	NS3	NS4	

Tableau 6.7. Définition du niveau de sollicitation (NS).

6.9.2.3. Choix du produit

Les produits privilégiés en couche de roulement sont présentes, en fonction des aires et du niveau de sollicitation, sur les tableaux suivants :

a. Couche de roulement

Infrastructure		NS1	NS2	NS3	NS4
Aire de stationnement		EB-BBA 2	EB-BBA 3 EB-BBME 1	Chaussées rigides recommandées	Chaussées rigides recommandées
Piste (*)	Partie courante	EB-BBA 1	EB-BBA 1	EB-BBA 2	EB-BBA 2
	Raquette		EB-BBA 2 EB-BBME 1	EB-BBME 2 (1)	EB-BBME 3 (1)
	Sortie/piste		EB-BBA 2	EB-BBA 3 EB-BBME 2	EB-BBA 3
	Seuil (**)		EB-BBA 2	EB-BBA 3	EB-BBA 3
Voies de circulation	Partie courante	EB-BBA 1	EB-BBA 2	EB-BBA 2 EB-BBME 1	EB-BBA 3 EB-BBME 2
	Raccordement		EB-BBA 2	EB-BBA 3 EB-BBME 2	EB-BBA 3 EB-BBME 2

(*) l'utilisation de l'EB10-BBA C est à proscrire (rugosité géométrique assez faible) ;
(**) Sur les bases militaires, les avions de chasse peuvent provoquer des dégradations sur les chaussées en enrobés : une chaussée en béton de ciment est préconisée ;
(1) Pour une meilleure résistance aux contraintes de cisaillement, il est préconisé un liant modifié.

Tableau 6.8. Produits utilisables en couche de roulement.**b. Couche de reprofilage**

Infrastructure		NS1	NS2	NS3	NS4
Aire de stationnement		EB-BBSG 1	EB-BBSG 1	Chaussées rigides recommandées	Chaussées rigides recommandées
Piste (*)	Partie courante	EB-BBSG 1	EB-BBSG 1	EB-BBSG 1 EB-BBME 1	EB-BBSG 1 EB-BBME 1
	Raquette				EB-BBSG 2 EB-BBME 2
	Sortie/piste				
	Seuil (**)				
Voies de circulation	Partie courante	EB-BBSG 1	EB-BBSG 1	EB-BBSG 1 EB-BBME 1	EB-BBSG 1 EB-BBME 1
	Raccordement				

Tableau 6.9. Produits utilisables en couche de reprofilage.

c. Couche de base

Infrastructure		NS1	NS2	NS3	NS4
Aire de stationnement		EB-GB 2	EB-GB 2	Chaussées rigides recommandées	Chaussées rigides recommandées
Piste (*)	Partie courante	EB-GB 2	EB-GB 2	EB-GB 2 EB-EME 1	EB-GB 3 EB-EME 2
	Raquette				
	Sortie/piste			EB-GB 3 EB-EME 1	
	Seuil (**)				
Voies de circulation	Partie courante	EB-GB 2	EB-GB 2	EB-GB 3 EB-EME 1	EB-GB 3 EB-EME 2
	Raccordement				

Tableau 6.10. Produits utilisables en couche de base.

6.9.3. Fabrication des enrobés

6.9.3.1. Centrale d'enrobage

Pour minimiser les joints longitudinaux, il est recommandé d'utiliser des centrales à capacité réelle permettant d'alimenter en continu 2 finisseurs de front à grand empattement (7,50 m environ).

La centrale d'enrobage étant soit en mode continu ou en mode discontinu.

6.9.3.2. Température des mélanges

La température de fabrication des enrobés bitumineux peut entraîner :

- lorsqu'elle est faible (température < 120 °C), un mauvais enrobage des granulats par le bitume et un mauvais compactage se traduisant par de faibles densités ;
- lorsqu'elle est trop élevée, un vieillissement important du bitume.

Dans le cas de l'utilisation de bitume routier, la température du mélange doit être comprise dans les limites du Tableau présenté ci-après.

Grade du bitume	Température usuelle de fabrication (C°)*	Température maximale (C°)*
20/30	160 à 180	190
40/50	150 à 170	190
50/70	145 à 165	180
60/70	140 à 160	180
80/100	140 à 160	180

* Pour les liants spécifiques (bitume modifié, bitume dur ou avec additifs), des températures différentes peuvent être appliquées. Dans ce cas, elles doivent être documentées et déclarées par le fournisseur dans le cadre du marquage réglementaire.

Tableau 6.11. Température d'enrobage des mélanges suivant la classe du bitume.

6.9.4. Mise en œuvre

6.9.4.1. Epaisseur de mise en œuvre

Les épaisseurs nominales de mise en œuvre des enrobés bitumineux sont indiquées dans le Tableau 6.12.

Matériau	Granularité	Epaisseur moyenne (cm)	Epaisseur minimale en tout point (cm)
BBA	0/10C	6 à 7	4
	0/14C	7 à 9	5
	0/10D	4 à 5	3
	0/14D	5 à 7	4
BBSG	0/14	5 à 7	4
	0/10	6 à 9	5
BBME	0/10	5 à 7	4
	0/14	6 à 9	5
GB	0/14	8 à 14	6
	0/20	10 à 16	8
EME	0/10	6 à 8	5
	0/14	7 à 13	6
	0/20	9 à 15	8

Tableau 6.12. Epaisseurs nominales de mise en œuvre

6.9.4.2. Répandage

Couche d'accrochage

Dans le cas de la réalisation d'une couche de matériaux bitumineux (renforcement, réfection de la couche), une couche d'accrochage est appliquée pour assurer un bon collage au support.

Les couches d'accrochage doivent être mises en œuvre «à l'aide d'un dispositif mécanique d'épandage», l'usage de la lance étant proscrit. Lorsqu'une épandeuse classique est utilisée, il importe que le réglage des paramètres de fonctionnement du matériel conduise à un épandage homogène sur le profil en travers.

Le dosage minimum en liant résiduel est de 250 g au m² (dosage à adapter à l'état du support).

6.9.4.3. Compactage

Le compactage des enrobés sur chaussées aéronautiques est très semblable à celui des enrobés sur chaussées routières ; seul un soin particulier est requis pour le compactage des bords de bandes des couches de roulement

Exécution des joints longitudinaux

L'obtention d'un résultat satisfaisant au niveau des joints longitudinaux (entre 2 bandes répandues) résulte du mode d'exécution mis en œuvre. Le sciage est prohibé, car il conduit à une ouverture très rapide du joint. Il en est de même pour l'utilisation des systèmes «réchauffeurs de joints », parfois installés sur les finisseurs, car peu efficaces.

Pour remédier à ce genre de problèmes, les enrobés peuvent être mis en œuvre à l'aide de deux finisseurs, voire plus, travaillant en parallèle. La distance entre deux finisseurs ne doit en aucun cas excéder 20 m.

Epreuve de convenance

C'est l'ensemble des opérations destinées à s'assurer que les matériels et leurs modalités d'utilisation permettent d'atteindre les caractéristiques recherchées. Les planches de vérification et de référence font parties de l'épreuve de convenance de mise en œuvre. Elles définissent les modalités de compactage.

La planche de référence est préconisée notamment dans le cas de chantier d'une durée supérieure à une (1) semaine pour l'application d'une même formule.

6.10. Application au projet

6.10.1. Détermination de la classe de trafic «CT»

L'avion critique c'est B737-800 ayant $R= 2$ roues et $P= 1.41$ MPa

Pour 10 mvts/jour et $R \times P = 2.82 \longrightarrow$ la classe de trafic et **CT3**.

6.10.2. Définition du niveau de sollicitation (NS)

Pour la Classe de trafic CT3 on a Niveau de sollicitation **NS3**.

6.10.3. Caractéristiques minimales des granulats constituant les graves non traitées

Usage	Caractéristiques minimales	Classes de trafic
		CT3
Couche de fondation	Granularité	0 / 20 – 0 / 31.5
	Résistance mécanique des gravillons	Code D/C*
	Caractéristiques de fabrication des gravillons	Code III
	Caractéristiques de fabrication des sables	Code B
	Angularité des gravillons	Ang 3/ Ang 2*

Tableau 6.13. Caractéristiques minimales des granulats

6.10.4. Choix du produit

Infrastructure		Couche de base	Couche de reprofilage	Couche de roulement
Piste	Partie courante	EB-GB 2 EB-EME 1	EB-BBSG 1 EB-BBME 1	EB-BBA 2
	Raquette			EB-BBME 2 (1)
	Sortie/piste	EB-GB 3 EB-EME 1		EB-BBA 3 EB-BBME 2
	Seuil			EB-BBA 3
Voies de circulation	Partie courante	EB-GB 3 EB-EME 1	EB-BBSG 1 EB-BBME 1	EB-BBA 2 EB-BBME 1
	Raccordement			EB-BBA 3 EB-BBME 2

Tableau 6.14. Choix du produit pour différentes couches.

Dans notre projet :

L'extension de la piste 09/27 coté Est de l'aérodrome de setif a été réalisée sur un support constitué principalement d'argile rougeâtre, la zone comprise entre le PK 2+550 et le PK 2+675, traversée par l'Oued khalfoune est formée d'argile rougeâtre saine et plastique en profondeur, elle est constituée de :

- a) limon brunâtre à 6.3 m de profondeur ;
- b) Matrice sable limoneuse de 4.8 m à 9.5 m de profondeur ;
- c) Argile limoneuse rougeâtre altérée de 6.3 m à 9.5 m de profondeur ;
- d) Argile marneuse rougeâtre saine de 9 à 23 m de profondeur.

La piste reposant sur un remblai traverse au niveau du PK 2+500, une vallée évasée, constituant le lit de l'Oued Khalfoune, alimentée par les eaux pluviales et de ruissellement, ou des risque d'instabilité du remblai de la piste ont été épargnés, et pour lesquelles des techniques de confortement ont été prévues.

Le côté Est de l'extension de la piste présentant une cuvette transversalement jalonnée par l'Oued Khalfoune sur toute la largeur de la piste, est de qualité médiocre.

Il ressort de l'analyse de l'étude géotechnique faite par le CTTP en juillet 2002 que les caractéristiques géotechniques du sol au niveau du PK 2+779 sont de meilleures qualités, et que cette zone aura moins de contraintes lors de l'atterrissage des avions, étant donné que celle-ci sera située en dehors de la zone de touchers des roues.

Le cadre géologique de la région de sétif, ou est situé l'aérodrome à fait l'objet de plusieurs études, qui ont abouties à définir l'accumulation de dépôts alluvionnaires qui finissent en surface par un limon argileux dont les principales caractéristiques confirment qu'il s'agit d'un mauvais limon argileux au niveau des vallées et de Oued.

Des essais de laboratoire effectués au niveau de la zone sensible du PK 2+675 au PK 2+800 ont relevés des formations essentiellement limoneuses et argileuses avec la présence d'une formation alluvionnaire (**$R_p < 12$ bars**) compressible à la fin de projet.

- La hauteur maximum du remblai est de **13m**.
- Les résistances de pointe ; des couches supérieures de (**0 à 9m**) sont généralement **faible (6 bars < R_P < 12.5 bars)** et s'améliorent en profondeur.
- Les tassements sont de l'ordre de **56 à 78cm**, respectivement pour les hauteurs de remblai allant de 10 à 13m ; et de **15cm** pour une hauteur de remblai de 6m vers la fin du projet.
- Le remblai sera stable vis-à-vis du poinçonnement et du glissement circulaire (**F > 1.5**).

Les contraintes engendrées par le poids de remblai et la mise en place de la couche drainante, permettent d'évacuer les eaux, et les tassements ont eu lieu lors de la mise en œuvre du remblai.

- La construction du remblai sur le sol compressible a nécessité la mise en place d'un géo synthétique de renforcement, sur le sol support dans le sens transversal et sans recouvrement.
- Mise en œuvre d'une couche drainante de 1m d'épaisseur de matériau granulaire et drainant (sable et graviers).
- Mise en place d'un géotextile anti-contaminant au-dessus de la couche drainante.
- Mise en place sous la chaussée, au droit du dernier mètre du remblai, 4 nappes de géo-grille flexible de renforcement 40/40 35T espacées de 0.5m de 70m de longueur, afin d'uniformiser les tassements éventuels de l'ouvrage.
- Réalisation du corps des chaussées constitué de :
 - a) **Pour la zone en remblai**

La piste :

- Décapage de la terre végétale : ép = 50cm
- Compactage du sol à 95% de l'O.P.M
- Mise en place de la géotextile de renforcement 400/50 (long environ 290m) Tadum 400KN/M (l'ancrage sera défini par le fournisseur)
- Mise en place d'une couche drainante en sable et graviers : ép = 1m
- Mise en place de la géotextile anti-contaminant
- Mise en place de matériau de remblai provenant des déblais,(après accord du laboratiore) de part et d'autre du corps de chaussée de la piste conçu de bas en haut :
 - Remblai sélectionné : ép = 30cm
 - Couche de forme en tuf sélectionné : ép = 25cm

- Couche de fondation en grave concassée 0/31.5 : ép = 35cm
- Couche d'imprégnation au cut-back 0/1
- Couche de base en grave bitume 0/20 : ép = 12cm
- Couche d'accrochage en émulsion
- Couche de revêtement bitumineux 0/14 : ép = 08cm

Accotement :

- Couche de roulement en micro-béton bitumineux 0/10 : ép = 05cm
- Couche d'imprégnation au cut-back 0/1
- Couche en grave concassée 0/31.5 : ép = 25cm
- Couche en tuf : ép = 35cm
- Mise en place sous le corps de chaussée espacées de 50cm, 4 nappe de renforcement par la géogridde 40/40, 35T de 70m de longueur, espacées entre elles de 50cm
- Mise en place au niveau des bandes nivelées, d'un matériau imperméable : ép = 20cm
- Réalisation des fossés trapézoïdaux en béton, aux extrémités des bandes reliés à des cunettes de descente d'eau avec des bermes de 1.5m, reliées elles aussi à des fossés pied de talus en béton.

b) Pour la zone en déblai**La piste :**

- Couche Couche de revêtement en béton bitumineux 0/14 : ép = 08cm
- d'accrochage en émulsion cationique
- Couche de base en grave bitume 0/20 : ép = 12cm
- Couche d'imprégnation au cut-back 0/1
- Couche de fondation en grave concassée 0/31.5 : ép = 35cm
- Couche de forme en tuf sélectionné : ép = 25cm
- Couche supérieur de terrassement compactée à l'O.P.M 98% : ép_{moy} = 20cm

Accotements :

- Couche de roulement en micro-béton bitumineux 0/10 : ép = 05cm
- Couche d'imprégnation au cut-back 0/1

- Couche de fondation en grave concassée 0/31.5 : ép = 25cm
 - Couche de forme en tuf : ép = 35cm
- c) Pour le P.O.R :**
- Couche d'imprégnation au cut-back 0/1
 - Couche de fondation en grave concassée 0/31.5 : ép = 20cm
 - Couche de forme en tuf sélectionné : ép = 35cm

6.11. Conclusion

La reconnaissance de différents types de matériaux et leurs mises en œuvre est une étape très importante pour le choix du produit de construction ou Travaux d'extension de la piste d'un aéroport.

Cette étape est primordiale pour le choix de produit et leurs caractéristiques intrinsèques, afin d'entamer la vérification et la justification du corps de chaussée proposée lors d'étude de dimensionnement et/ou renforcement, elle facilite aussi la rédaction du cahier des charges pour les travaux de réalisations.

CHAPITRE 07

Drainage Et Assainissement

7.1. Introduction

Les problèmes d'évacuation des eaux pour les aérodomes nécessitent une étude précise et profonde vu les larges dimensions des ouvrages et les faibles pentes qui ne permettent pas d'écouler les eaux stagnées lorsque les revêtements ne sont pas étanches.

Pour faire face aux menaces de l'eau sur les chaussées d'aérodomes, un réseau de drainage est nécessaire. L'assainissement des chaussées doit se soumettre aux exigences suivantes :

- Assurer l'évacuation rapide des eaux tombant et s'écoulant directement sur le revêtement de la chaussée (danger d'aquaplaning) ;
- Assurer l'évacuation des eaux d'infiltration à travers le corps de la chaussée (danger de ramollissement du terrain sous-jacent et effet de gel) ;
- Evacuation des eaux s'infiltrant dans le terrain en amont de la plate-forme (danger de diminution de l'importance de celle-ci et effet de gel).

L'évacuation des eaux hors ouvrage s'effectue par le biais de dispositifs adéquats appelés (canalisation), son réseau est partagé en deux catégories :

- les réseaux de canalisation longitudinaux (fossés, cuvettes, caniveaux) ;
- ouvrages transversaux et ouvrages de raccordement (décente d'eau, tête de collecteur).

7.2. Eaux souterrains

Une des premières précautions à prendre pour assurer l'assainissement est d'essayer d'abaisser le niveau de la nappe phréatique afin que la piste et ses dépendances ne baignent pas dans l'eau.

Cela est facile lorsqu'on dispose d'un point d'évacuation des eaux suffisamment bas.

Si on ne dispose que d'une zone d'évacuation dont le niveau est peu inférieur à celui du terrain naturel, on peut être conduit à relever le niveau de la piste et ses dépendances par des remblais, de manière à faciliter l'écoulement.

Par contre, on peut abaisser le niveau de la nappe phréatique moyennement d'un système de canalisation placé au moins à 0.30 m sous le niveau du fond de forme.

Dans ce cas, les canalisations sont placées parallèlement à la chaussée sous l'accotement à un mètre environ la chaussée.

Lorsque le niveau de la nappe phréatique est inférieur à la partie basse de la chaussée, on doit aussi veiller à l'élimination des remontées capillaires à partir de la nappe.

Pour atteindre cet objectif, la solution la plus efficace consiste à interposer sous la chaussée une couche anticapillaire composée de matériaux à gros grains (sable, sable graveleux, gravier, TVO...).

7.3. Eaux de surface

Le problème des eaux de surface peut se poser soit à la surface proprement dite des chaussées ou soit autour de l'aérodrome.

Pour éviter l'infiltration à travers les revêtements, il convient de faciliter le ruissellement des eaux en donnant aux chaussées des pentes transversales de 1% et si possible de 1.5% vers le bord des revêtements où les eaux seront recueillies et évacuées.

Si les eaux peuvent pénétrer à l'intérieur du sol, on peut assurer leur évacuation moyennant d'un drainage du type agricole.

Ce dernier est composé de drains ou tranchées drainantes parallèles ou légèrement obliques par rapport aux courbes de niveau.

7.4. Etude d'un projet de drainage

Tout projet de drainage doit résulter d'une étude globale des eaux superficielles et souterraines sur l'ensemble de l'aérodrome. Il faut examiner avec soins, les différents bassins versants qui alimentent le réseau et les possibilités d'évacuation des eaux hors de l'emprise.

Cette étude doit comporter :

- Etude sur carte au 1/2000 ou 1/5000, des cours d'eau ou exutoire existants aux abords de l'aérodrome

- La délimitation des différents bassins versants hors et sur l'emprise de l'aérodrome dont les eaux devront être, soit évacuées dans le réseau, soit déviée sur les cours d'eau existants
- Sondage aux emplacements choisis de façon à déterminer la cote moyenne de la nappe phréatique
- Implantation des divers ouvrages sur l'emprise de l'aérodrome et à l'extérieur s'ils sont nécessaires
- Le calcul des sections des mêmes ouvrages.

7.5. Hydrologie

7.5.1. Caractéristiques des averses

Une averse est caractérisée par trois (03) facteurs qui sont :

- La durée ;
- L'intensité ;
- La fréquence.

L'intensité moyenne d'une averse est un rapport entre la quantité d'eau tombée, par l'unité de surface et la durée de la chute. Cette intensité est exprimée en (mm/h).

On dira qu'une averse est de fréquence 1ans, 5ans, 10ans ...etc. Si elle survient en moyenne une fois toutes les ans ; toutes les cinq(05) ans, tous les dix(10) ans ...etc.

7.5.2. Les précipitations

La pluie journalière de fréquence voulue ($P_j \%$) est obtenue en supposant la répartition de GALTON des précipitations maximum journalière ($P_j \%$) es déterminé par la formule suivante :

$$P_j \% = x = \frac{\bar{P}_j}{\sqrt{Cv^2+1}} \times e^{u \sqrt{\ln(Cv^2+1)}}$$

La fréquence de pluie de courte durée est déterminée par la formule suivante :

$$P_t \% = P_j \% (t / 24)^b$$

Avec :

P_j : Pluie journalière pour une fréquence donnée.

$\overline{P_j}$: Pluie journalière maximale.

Pt % : Pluie courte durée pour une fréquence donnée

Ln : C'est le logarithme népérien.

Cv : Coefficient de variation de la région considérée = 0.35.

U : Variable de gauss (tableau 7.1).

b : Exposant climatique de la région =0.38

Tableau 7.1. valeurs de variable de GAUSS.

Fréquence de dépassement %	Période de retour (ans)	Variable de GAUSS
50	02	0.000
20	05	0.841
10	10	1.282
05	20	1.645
02	50	2.057
01	100	2.327

7.5.3. Evaluation des quantités d'eaux recueillie

Pour le dimensionnement du réseau de drainage nous appliquerons la méthode dite « Rationnelle » qui a été amélioré par F.F.A (Fédéral Aviation Agency).

7.5.3.1. Principe de la méthode rationnelle

Considérons une pluie d'intensité moyenne constante tombant sur un bassin comportant un réseau de drainage.

Le débit maximal en un point quelconque de ce réseau produit dans les conditions suivantes :

- La totalité de la surface drainée contribue à l'apport au point considéré ;
- L'intensité de l'averse est calculée pour une durée égale au temps que nécessite l'écoulement des eaux du point le plus éloigné

Surface drainée au point considéré, ce temps est appelé (temps de concentration).

La formule reliant le débit maximal arrivant au point considéré, la surface drainée et l'intensité est :

$$Q = 2.778 \times C \times I \times A$$

Avec :

Q : Débit en (l/s) ; **C** : Coefficient de ruissellement dépendant des caractéristiques de la surface drainée.

I : Intensité de l'averse de durée égale au temps de concentration (mm/h)

A : Coefficient qui permet de convertir les (mm/h) en (l/s).

7.5.3.2. Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur cette surface au volume d'eau tombe sur elle.

Le rapport caractérise les pertes provenant de l'évacuation et de l'infiltration et dépend de nombreux facteurs, tel que :

- nature des revêtements des chaussées et des sols ;
- Pentes des surfaces drainées ;
- Température de l'air, du sol, de l'eau, les saisons...etc.

Ce coefficient varie également au cours de l'averse avant de stabilité, et sa valeur sera fixée à partir du tableau ci-dessous

Tableau 7.2. Coefficient de ruissellement selon le type de surface.

Type de surface	Coefficient de ruissellement
Revêtement en enrobé	0,8 à 0,95
Revêtement au béton de ciment	0,70 à 0,90
Revêtement formé par un enduit superficiel	0,35 à 0,70
Sols imperméable nus (argileux)	0,40 à 0,65
Sols légèrement perméable nus 0,15 à 0,40	0,15 à 0,40
Sols perméable nus	0,05 à 0,20

Si la surface à drainer est constituée de plusieurs surfaces S_1, S_2, \dots, S_n , de natures différentes, le coefficient de ruissellement à prendre en compte sera les moyens pondérés des coefficients C_1, C_2, \dots, C_n

$$C = \frac{C_1 S_1 + C_2 S_2 + \dots + C_n S_n}{S_1 + S_2 + \dots + S_n} \quad \text{Ou} \quad C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i S_i}{\sum_{i=1}^n S_i}$$

7.5.3.3. Temps de concentration

Le temps de concentration (T) est le temps nécessaire pour que les eaux en provenance du point le plus éloigné atteignent l'exutoire de la surface.

Le temps de concentration sera égale à la somme du temps d'écoulement laminaire (t) est du temps d'écoulement canalisé (t_1).

$$T = t + t_1$$

a) Temps d'écoulement laminaire

C'est le temps mis par l'eau depuis le point le plus éloigné de la surface drainée jusqu'au début du parcours canalisé (fossé, canalisationetc).

Ce temps dépend du parcours est de facteurs tels que la végétation, la rugosité, la nature de la surface, et les pentes il est calculé à partir de la formule suivante :

$$t = \frac{3.28(1.1 - C)\sqrt{D}}{\sqrt[3]{P}}$$

Avec

t : Temps d'écoulement laminaire en minutes.

C : Coefficient de ruissellement pondéré de la surface drainé.

D : Distance en mètres du point le plus éloigné en écoulement laminaire.

P : Pente de la surface en pourcentage.

b) Temps d'écoulement canalisé (t1) :

Ce temps dépend de la vitesse de l'écoulement et de la longueur du fossé ou de la conduite

$$t1 = L / V$$

La vitesse est comprise entre 0,5 et 1m/s.

7.5.3.4. Choix de la fréquence des averses à adopter

Le choix de fréquence résulte d'un compromis entre la sécurité offerte par les ouvrages et leur coût. On prendra pour le calcul des fossés d'une fréquence de 5ans et pour les buses une fréquence de 10ans.

7.5.3.5. Calcul des ouvrages fossé et buse :

Le calcul du diamètre de la canalisation de la hauteur du fossé sera effectué à partir de la formule «Manning Strickier »

$$\Phi = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \times S$$

Avec

Φ : Débit en m3/s.

n : Coefficient de rugosité de la canalisation.

R : Rayon hydraulique en mètre.

$$R = \frac{\text{section de l'écoulement(m}^2\text{)}}{\text{Périmètre mouillé (m)}}$$

I : Pente de canalisation.

S : Section transversale de l'écoulement en (m²).

NB : Les ouvrages d'assainissement de l'aérodrome de Sétif sont dans un bon état donc leur calcul et leur dimensionnement ne nous concerne pas.

7.6. Conclusion

L'assainissement de la plate-forme est primordial pour préserver le patrimoine aéronautique contre les effets néfastes de l'eau. Au total que l'aérodrome est situé en plateau le risque de présence d'eau est faible surtout en présence de trois existons, donc il est recommandé de respecter les pentes minimums préconisées dans le chapitre géométrie

CHAPITRE 08

Signalisation et Balisage

8.1. Introduction

Tous les aérodrômes comportent des signaux, des marques ou des feux destinés à transmettre certaines indications aux navigateurs aériens.

L'ensemble du balisage et de la signalisation est souvent groupé sous le terme de balisage.

On distingue par le balisage l'ensemble de repères visuels fixes servant à aéronefs dans leurs manœuvres et par la signalisation l'ensemble des consignes destinées à aider le contrôle de la circulation aérienne. En général, cet ensemble de balisage est de deux espèces :

- Balisage et signalisation de jour.
- Balisage et signalisation lumineux.

Ces derniers sont divisés eux-mêmes en deux parties :

- Balisage pour utilisation de nuit.
- Balisage pour utilisation par mauvaise visibilité.

8.2. Balisages non lumineux

Les marques de balisage sont de couleur blanche sur la piste et de couleur jaune sur la voie de circulation et les postes de stationnement des aéronefs, les marques sont de couleur jaune, même sur une piste :

- Sur les aires à portance réduite, prolongement d'arrêt en particulier ;
- Lorsqu'elles matérialisent les raccordements aux axes des voies de circulation ;
- Sur les raquettes de retournement, lorsqu'elles matérialisent le raccordement à l'axe de la piste après que l'avion à effectuer un demi-tour.

Les principales marques sur l'aérodrome sont :

8.2.1. Marques de piste

8.2.1.1. Marque d'identification

Les marques d'identification de piste doivent être apposées aux seuils des pistes revêtues. Elles sont constituées par un nombre à deux chiffres, ce nombre de deux chiffres est le nombre entier de 01 à 36 le plus proche du dixième de l'azimut magnétique de l'axe de la piste pris dans le sens de l'atterrissage sur se seuil et mesuré en degrés à partir du nord magnétique dans le sens des aiguilles d'une montre. Si le nombre est inférieur à 10, il sera précédé d'un zéro, ce qui est le cas de notre piste, ou le nombre d'identification du seuil est 09 (Figure 8.1 et Figure 8.2).

Donc les signes d'identification de la piste de l'aérodrome de 08 mai 45 sont (27/09).

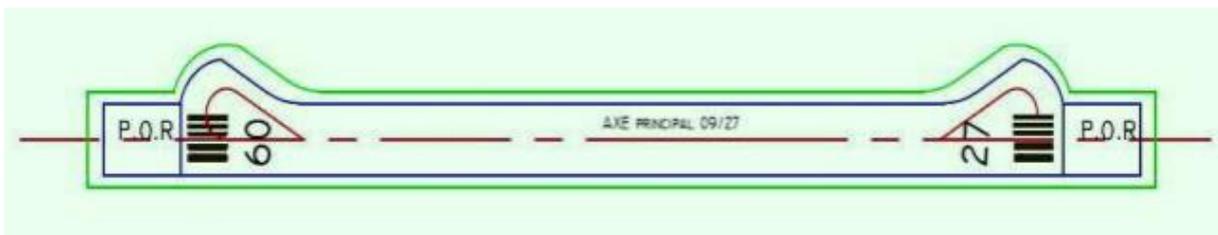


Figure 8.1. Marquage d'identification sur une piste.

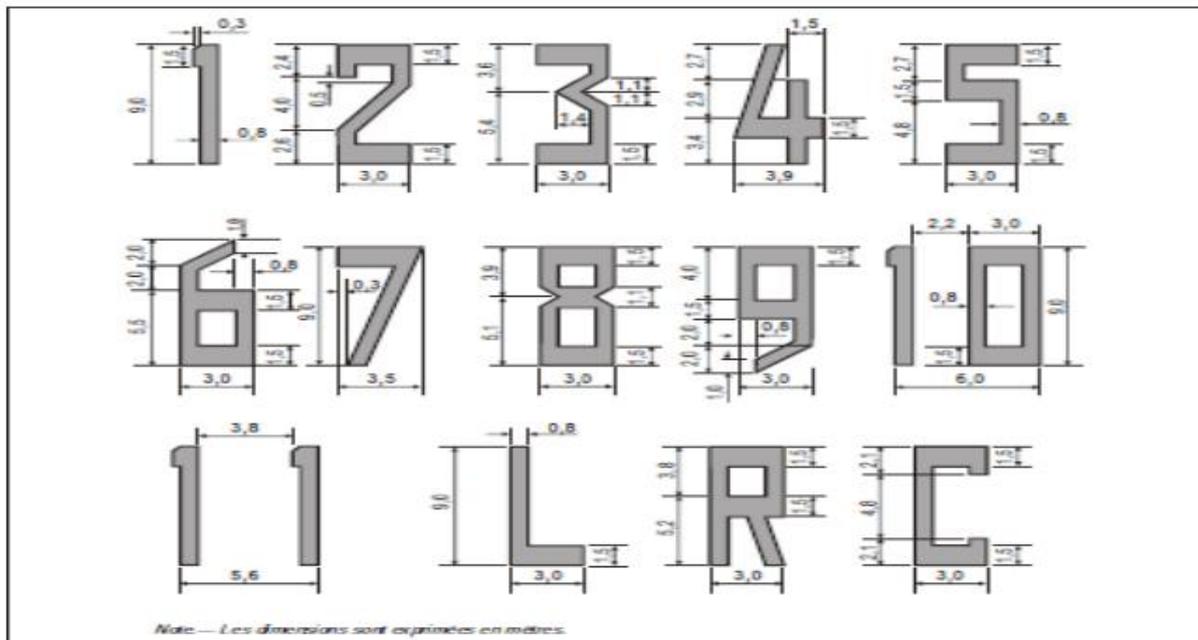


Figure 8.2. Signe numériques d'identification.

8.2.1.2. Marque de seuil

Toutes les pistes revêtues doivent être dotées de marques de seuil. Elles commencent à 6m en aval du seuil et sont constituées par des bandes de 30m de longueur, parallèles à l'axe de la piste et disposées symétriquement par rapport à cet axe. La largeur de la piste détermine le nombre de bandes, leur largeur et l'emplacement entre deux bandes consécutives. Pour le cas de notre piste dont la largeur est de 45m, on aura 12 bandes avec une largeur de ($a = 1.7m$), espacées de 1.7m et une distance de ($d = 2.1m$) entre le bord de piste et la première bande.

8.2.1.3. Marque d'axes

Toutes les pistes revêtues doivent être dotées de marques d'axe. Ces marques sont constituées par une ligne discontinue de traits, de 30m de longueur, espacées de 30m et centré sur l'axe de la piste. La largeur des traits est fonction de la catégorie d'exploitation de la piste, elle est de 0.45m pour les pistes avec approche classique.

8.2.1.4. Marque latérales

Des marques latérales de piste doivent être apposées entre les seuils d'une piste revêtue lorsque le contraste entre les bords de la piste et les accotements ou le terrain environnant n'est pas suffisant. Les marques latérales de piste se présentent sous la forme d'une ligne continue tracée entre les deux seuils le long du bord de piste de telle sorte, en général, que la limite extérieur de cette bande coïncide avec le dite bord de piste. Sortent du cas général les pistes dont la largeur est supérieure à 60m, pour lesquelles les marques latérales sont apposées à 30m de l'axe de la piste (Figure 8.3).

Pour les pistes dont la largeur est supérieure ou égale à 30m, le cas de notre piste, les marques latérales auront une largeur de 0.90m pour les autres, cette largeur est ramenée à 0.45m.

8.2.1.5. Marque de point cible

Utilisation à l'atterrissage en liaison avec les marques de seuil, les marques de point cible ont pour objet d'aider le pilote à suivre une trajectoire normale de descente. Ces marques sont apposées sur toutes les pistes de longueur supérieure ou égale à 1500 m. Elles sont constituées d'une paire de marques rectangulaires disposées longitudinalement et symétriquement par rapport à l'axe de la piste (Figure 8.4)

Chacun de ses rectangles à une longueur de 45m et une largeur de dépendant de celle de la piste à savoir : 9m lorsque la largeur de la piste est inférieur à 45m et 6m dans le cas contraire.

- L'écartement entre cotés intérieur de ces deux rectangles est de 18m.
- Ces marques sont disposées à chaque extrémité d'approche à une distance de 400m du seuil de piste.

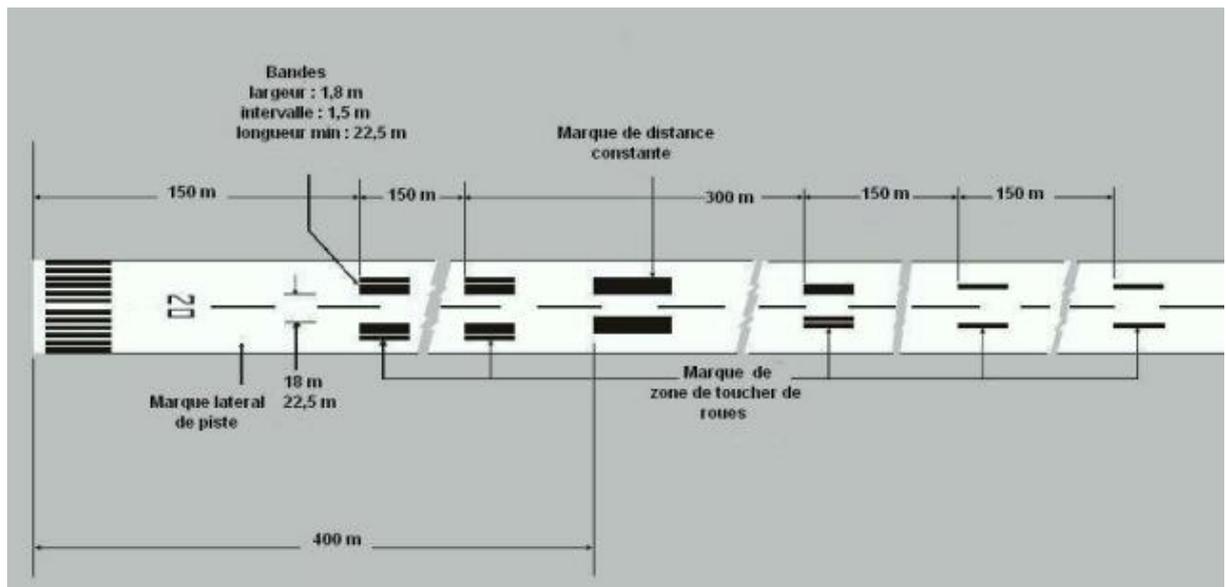


Figure 8.3. Marques latérales.

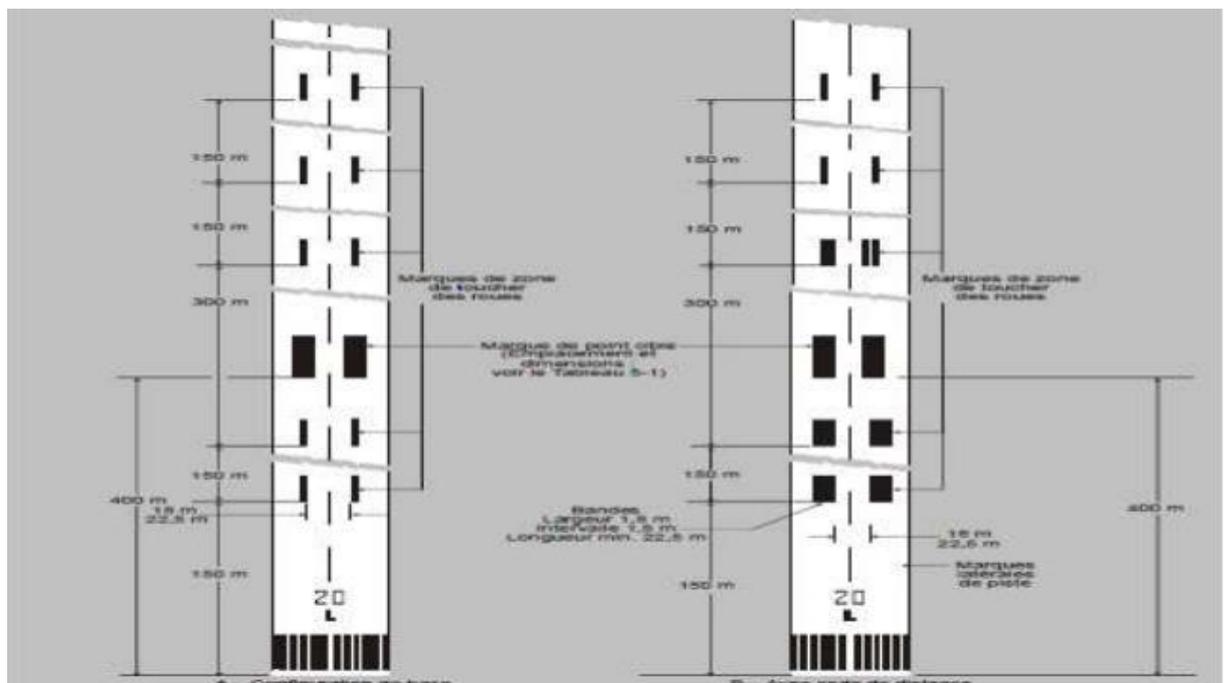


Figure 8.4. Marque de point de cible.

8.2.1.6. Marque de zone de toucher des roues

Les marques de zone de toucher des roues fournissent au pilote les éléments de guidage pour la prise de contact avec la surface de la piste et des indications de distance par rapport au seuil. Les marques de zone de toucher des roues sont constituées de paires de marques rectangulaire de 22.5m de longueur, disposées parallèlement à l'axe de la piste, symétriquement par rapport à cet axe et à une distance de 18m entre cotés intérieur des marques d'une même paire.

- Le nombre de paire est de quatre quand la longueur est supérieure à 1500m et inférieur ou égales à 2400m.
- Ces paires de marques sont disposées à intervalles longitudinaux de 150m à partir du seuil de piste, les paires de marques qui coïncident avec une marque de point cible ou sont situées au moins 50m d'une telle seront supprimées de la configuration.
- Chaque bande mesure 1.8m de largeur et deux bandes voisines sont séparées de 1.5m.

8.3. Marque de voie de relation

8.3.1. Marque axiales

Toute les voies de relation des pistes revêtues doivent être dotées de marques d'axes, cette marque est constituées par une ligne d'une largeur minimale de 0.15m, elle est continue sauf lorsque :

- Elle coupe une marque de point d'arrêt.
- Elle aboutit sur une marque de seuil de piste. Dans les courbes, les marques axiales prolonge la ligne tracée en partie rectiligne, en demeurant à une distance constante du bord extérieur du virage. A l'intersection d'une voie de circulation et d'une piste, la marque axiale de la voie de circulation est raccordée à celle de la piste et prolongée parallèlement à celle-ci sur une distance de 30m.

8.3.2. Marque d'intersection

Ces marques doivent être apposées lorsque :

- Les caractéristiques de l'intersection sont telles qu'un pilote peut éprouver des difficultés à apprécier sa séparation latérale avec croisé.
- Les impératifs de contrôle de circulation au sol conduisent à utiliser très souvent ces marques.
- Une des voies de relation est considéré comme prioritaire. La marque d'intersection est constituée par une ligne simple discontinue avec une longueur de 0.90m, une largeur de 0.30m et son espacées de 0.90m.

8.3.3. Marques de point d'attente de circulation

Les marques de point d'attente de circulation seront disposées pour indiquer l'emplacement d'un point d'attente de circulation, et seront conformés aux marques illustrées selon le type de point d'attente considéré. Les marques seront situées aux intersections suivantes :

- Piste/Bretelle
- Piste/Parking.

8.4. Marque de prolongement d'arrêt

Des marques de prolongement d'arrêt doivent être apposées sur tous les prolongements d'arrêt de longueur supérieur ou égale à 100m.

Ces marques sont constituées par des chevrons de couleur jaune dont la pointe est dirigée vers le seuil de piste. Centrés sur l'axe de la piste, ces derniers ont 0.90m d'épaisseur de trait, 15m d'emplacement longitudinal et son séparées de 30m entre pointes.

Le premier chevron est disposé de manière telle que sa pointe dépasse de 7.5m le seuil de piste, les autres chevrons se succèdent ensuite tous les 30m, ce marquage s'arrête, dans tous les cas à 1.5m avant l'extrémité du prolongement d'arrêt.

8.5. Balisage lumineux

Le balisage lumineux permet de reconstituer artificiellement les références visuelles minimales nécessaires aux manœuvres d'approche, d'atterrissage, de circulation au sol et de décollage.



Figure 8.5. Balisage lumineux sur une piste d'aérodrome

Le dispositif de balisage lumineux de la piste comporte :

8.5.1. Balisage de bord de piste

Constitués par des feux de couleur blanche (pouvant être remplacés par des feux de couleur jaune sur les 600m derniers mètres), généralement alignés à 1.5m du bord de piste et généralement espacés de moins de 60m.

8.5.2. Balisage d'extrémité de piste

Constitué par des feux de couleur rouge, éclairant en direction de la piste, au moins au nombre de 6, ces feux sont disposés perpendiculairement à l'axe de la piste et à 3m au plus au-delà de son extrémité.



Figure 8.6. Balisage d'extrémité de piste

8.5.3. Balisage de seuil de piste

Constitué par des feux de couleur verte, destinés à être vue dans le sens de l'approche et couplés avec les feux d'extrémité.

8.5.4. Balisage d'axe de piste

Constitué par des feux espacés de 15 m. ils sont de couleur blanche à partir du seuil amont jusqu' à un point situé à 900m de l'extrémité aval au-delà duquel ils allument avec des feux de couleur rouge jusqu'à un point situé à 300m de l'extrémité aval à partir duquel ils sont de couleur rouge.

8.5.5. Balisage de zone de toucher des roues

Constitué par des barrettes de couleur blanche.

8.5.6. Balisage de prolongement d'arrêt

Destiné à être utilisé de nuit, constituées par des feux unidirectionnels fixes, visible en rouge dans le sens d'utilisation, latéralement dans l'alignement des feux de bord de piste et en extrémité perpendiculaire à son axe.

8.5.7. Balisage des voies de circulation

Constitué de feux de couleur bleu en rive complétés éventuellement par des feux, naturellement encastré, de couleur verte en ligne axiale, l'existence de celle-ci rendant alors facultatif les latéraux.



Figure 8.7. Balisage lumineux des voies de circulation

8.5.8. Barre d'arrêt

Les feux de barres d'arrêt installées aux points d'attente de circulation seront unidirectionnels de couleur rouge, visible seulement pour les avions qui approchent de la piste.

8.6. Mise en œuvre du marquage

Les travaux de marquage doivent passer par les étapes suivantes :

- Un pré marquage manuel est effectué à l'aide d'un cordeau après l'alignement de repère, le piquetage des bandes est alors matérialisé soit au pinceau par points, soit au jet continu à l'aide d'un pot spécial.
- Un nettoyage à la brosse (éventuellement à l'eau) pour enlever toute trace de terre qui pourrait se trouver sur les chaussées.
- Un dépoussiérage des surfaces à peindre est réalisé immédiatement avant l'application du produit à l'aide d'une machine qui pulvérise la peinture et la repeignent en couche mince.

8.7. Résistance à l'usure

La qualité d'un bon marquage doit être bien visible et de pouvoir résister à l'usure du trafic, accessoirement, les marques ne doivent pas être glissantes.

- Les marques de balisages sont soumises à une usure mécanique due au passage des pneumatiques, généralement cette usure est moins importante en raison du trafic spécifique de l'aérodrome.
- Les marques de zone d'impact doivent supporter les chocs au moment d'atterrissages et des élévations de température importantes au moment de la mise en rotation des roues, elles sont soumises à des contraintes beaucoup plus sévères.
- Les peintures faiblement dosées (400g/m²) pour éviter les risques de faïençage.

CHAPITRE 09

Métré et devis Quantitatif et Estimatif

9.1. Introduction

Toute étude d'un projet d'infrastructure se termine par le calcul des quantités applicables à chaque opération réellement exécutée, cette étape s'appelle le métré.

Celui-ci servira de base pour lancer l'avis d'appel d'offre aux entreprises.

9.2. Métré

Pour évaluer la construction d'un ouvrage, on décompose généralement le projet en plusieurs volets dont le prix est connu pour chacun des postes.

Un calcul de quantités applicable à chaque volet réellement exécuté s'appelle le métré.

Donc pour notre cas le métré consistera à évaluer successivement d'une façon approximative les quantités des aires de mouvement à construire.

9.2.1. Calcul des surfaces

9.2.1.1. Chaussées

a) Piste :

L'extension de la piste principale 09/27 concerne la partie située entre le PK 2+400 au PK 2+900, soit une longueur de 500 m

$$S = 500 \times 45 \dots\dots\dots = 22\,500 \text{ m}^2$$

b) Raquettes :

Seuil 27 :

$$S = \dots\dots\dots = 1\,325.77 \text{ m}^2$$

c) POR :

$$S = 100 \times 60 \dots\dots\dots = 6000 \text{ m}^2$$

$$\text{Total} \dots\dots\dots = 29\,825.77 \text{ m}^2$$

9.2.1.2. Accotements

a) Piste

Coté gauche

$$S = 500 \times 7.5 \dots\dots\dots = 3750 \text{ m}^2$$

coté droit

$$S = 400 \times 7.5 \dots\dots\dots = 3000 \text{ m}^2$$

b) Raquettes

$$S = ((62,44 \times 7.5) + (65 \times 7.5)) \dots\dots\dots = 955.8 \text{ m}^2$$

$$\text{Total} \dots\dots\dots = 7\,705.8 \text{ m}^2$$

9.2.1.3. Bandes

$$S = ((500 \times 210) - \Sigma (23\,825.77 + 7\,705.8)) \dots\dots\dots = 73\,468.5 \text{ m}^2$$

Désignation	Surface de chaussée (m ²)	Surface des accotemenst (m ²)	Surface des bandes (m ²)
Piste	22 500	6750	73 468.5
Raquettes	1 325.77	955.8	/
POR	6000	/	/

Tableau 9.1. Tableau récapitulatif des surfaces.

9.2.2. Calcul des quantités des matériaux pour Chaussée souple

- **Variante 01 : Proposition les corps de chaussées par BET SAETI**

1. Travaux préparatoires**a) Préparation plate-forme**

$$(500 \times 300 \times 0.5) \dots\dots\dots = 75\,000 \text{ m}^3$$

$$\text{b) Volume de Remblai} \dots\dots\dots V_R = 820\,000 \text{ m}^3$$

$$\text{c) Volume de Déblai} \dots\dots\dots V_D = 900\,000 \text{ m}^3$$

2. Exécution de corps de chaussée :**a) Chaussée :****A/ Couche de revêtement en béton bitumineux 0/14 :**

Chaussées :

$$\text{Piste} \dots\dots\dots 22500 \times 0.08 \times 2.4 = 4320T$$

$$\text{Raquette} \dots\dots\dots 1325.77 \times 0.08 \times 2.4 = 254.5T$$

$$\text{TOTAL (B.B 0/14)} = 4574.5T$$

B/ Couche de base en grave bitume 0/20 :

Chaussées :

$$\text{Piste} \dots\dots\dots 22500 \times 0.12 \times 2.3 = 6210T$$

$$\text{Raquette} \dots\dots\dots 1325.77 \times 0.12 \times 2.3 = 365.9T$$

$$\text{TOTAL (G.B 0/20)} = 6575.9T$$

C/ Couche de fondation en grave concassée 0/31.5:

Chaussées :

$$\text{Piste} \dots\dots\dots 22500 \times 0.35 = 7875 \text{ m}^3$$

Raquette..... 1325.77×0.35 = 464 m³

TOTAL (Grave concassée 0/31.5) = 8339 m³

D/ Couche de forme en Tuf :

Chaussées :

Piste.....22500×0.25 = 5625 m³

Raquette..... 1325.77×0.25 = 331.5 m³

TOTAL (Tuf)= 5956.5T

E/ Couche d'accrochage en émulsion cationique :

(22500 + 6750) × 1.15 Kg/m² x 10⁻³..... = 33.6T

F/ Couche d'imprégnation au cut-back 0/1 :

(22500 + 6750) × 1.25 Kg/m² x 10⁻³..... = 36.5T

b) Accotement :

A/ Couche de revêtement en micro-béton 0/10 :

Chaussées :

Piste6750×0.05×2.4 = 810T

Raquette955.8×0.05×2.4 = 114.7T

TOTAL (micro-béton)= 924.7T

B/ Couche de base en grave concassée 0/20 :

Chaussées :

Piste.....6750×0.25 = 1687.5 m³

Raquette..... 955.8×0.25 = 238.95 m³

TOTAL (Grave concassée 0/31.5) = 1926.45 m³

C/ Couche de fondation en Tuf :

Chaussées :

Piste.....6750×0.35 = 2362.5 m³

Raquette..... 955.8×0.35 = 334.5 m³

TOTAL (Tuf)= 2697T

c) Renforcement par des matériaux géo-synthétiques :

A/ géotextile de renforcement :

(300 × 275) = 82500 m²

B/ géotextile de séparation :

(300 × 275) = 82500 m²

C/ géo-grille 40/40 :

$(70 \times 275) \times 4$ (nappe) = 77000 m³

d) Système drainage :**Matériaux drainant 2/31.5 :**

$(300 \times 275) \times 1$ m = 82500 m³

Tableau 9.2. Tableau récapitulatif des quantités (Variante 01).

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
SECTION I : Travaux préparatoires			
1.1	Préparation plate-forme	M ³	75 000
1.2	Volume de Remblai	M ³	820 000
1.3	Volume de Déblais	M ³	900 000
SECTION II : Travaux d'exécution de la chaussée			
2.1	Couche de revêtement en béton bitumineux 0/14	T	4574.5
2.2	Couche de base en grave bitume 0/20	T	6575.9
2.3	Couche de fondation en grave concassée 0/31.5	M ³	8339
2.4	Couche de forme en Tuf	T	5956.5
2.5	Couche d'accrochage en émulsion cationique	T	33.6
2.6	Couche d'imprégnation au cut-back 0/1	T	36.5
SECTION III : Accotement			
3.1	Couche de revêtement en micro-béton 0/10	T	924.7
3.2	Couche de base en grave concassée 0/20	M ³	1926.45
3.3	Couche de fondation en Tuf	T	2697
SECTION IV : Renforcement par des matériaux géo-synthétiques			
4.1	géotextile de renforcement	M ²	82500
4.2	géotextile de séparation	M ²	82500
4.3	géo-grille 40/40	M ³	77000
SECTION V : Système drainage			
5.1	Matériaux drainant 2/31.5	M ³	82500

- Avec :**
- La masse volumique du Béton Bitumineux est de 2.4 t/m³.
 - La masse volumique du Micro Béton Bitumineux est de 2.4 t/m³.
 - La masse volumique de la Grave Bitume est de 2.3 t/m³.

• **Variante 02 : les corps de chaussées de notre proposition**

1. Travaux préparatoires

1. Préparation plate-forme

$$(500 \times 300 \times 0.5) \dots\dots\dots = 75\,000 \text{ m}^3$$

2. Volume de Remblai $V_R = 820\,000 \text{ m}^3$

3. Volume de Déblai $V_D = 900\,000 \text{ m}^3$

2. Exécution de corps de chaussée

Chaussée :

A/ Couche de revêtement en béton bitumineux 0/14 :

Chaussées :

Piste $22500 \times 0.08 \times 2.4 = 4320T$

Raquette $1325.77 \times 0.08 \times 2.4 = 254.5T$

TOTAL (B.B 0/14) = 4574.5T

B/ Couche de base en grave bitume 0/20 :

Chaussées :

Piste $22500 \times 0.15 \times 2.3 = 7762.5T$

Raquette $1325.77 \times 0.15 \times 2.3 = 457.4T$

TOTAL (G.B 0/20) = 8219.9T

C/ Couche de fondation en grave concassée 0/31.5:

Chaussées :

Piste $22500 \times 0.3 = 6750 \text{ m}^3$

Raquette $1325.77 \times 0.3 = 397.7 \text{ m}^3$

TOTAL (Grave concassée 0/31.5) = 7147.7 m³

D/ Couche de forme en Tuf :

Chaussées :

Piste $22500 \times 0.25 = 5625 \text{ m}^3$

Raquette $1325.77 \times 0.25 = 331.5 \text{ m}^3$

TOTAL (Tuf) = 5956.5T

E/ Couche d'accrochage en émulsion cationique :

$(22500 + 6750) \times 1.15 \text{ Kg/m}^2 \times 10^{-3} \dots\dots\dots = 33.6T$

F/ Couche d'imprégnation au cut-back 0/1 :

$$(22500 + 6750) \times 1.25 \text{ Kg/m}^2 \times 10^{-3} \dots\dots\dots = 36.5\text{T}$$

Accotement :**A/ Couche de revêtement en micro-béton 0/10 :****Chaussées :**

$$\text{Piste} \dots\dots\dots 6750 \times 0.05 \times 2.4 = 810\text{T}$$

$$\text{Raquette} \dots\dots\dots 955.8 \times 0.05 \times 2.4 = 114.7\text{T}$$

$$\text{TOTAL (micro-béton)} = 924.7\text{T}$$

B/ Couche de base en grave concassée 0/20 :**Chaussées :**

$$\text{Piste} \dots\dots\dots 6750 \times 0.25 = 1687.5 \text{ m}^3$$

$$\text{Raquette} \dots\dots\dots 955.8 \times 0.25 = 238.95 \text{ m}^3$$

$$\text{TOTAL (Grave concassée 0/31.5)} = 1926.45 \text{ m}^3$$

C/ Couche de fondation en Tuf :**Chaussées :**

$$\text{Piste} \dots\dots\dots 6750 \times 0.3 = 2025 \text{ m}^3$$

$$\text{Raquette} \dots\dots\dots 955.8 \times 0.3 = 286.7 \text{ m}^3$$

$$\text{TOTAL (Tuf)} = 2311.7\text{T}$$

Renforcement par des matériaux géo-synthétiques :**A/ géotextile de renforcement :**

$$(300 \times 275) \dots\dots\dots = 82500 \text{ m}^2$$

B/ géotextile de séparation :

$$(300 \times 275) \dots\dots\dots = 82500 \text{ m}^2$$

C/ géo-grille 40/40 :

$$(70 \times 275) \times 4 \text{ (nappe)} \dots\dots\dots = 77000 \text{ m}^3$$

Système drainage :**Matériaux drainant 2/31.5 :**

$$(300 \times 275) \times 1\text{m} \dots\dots\dots = 82500 \text{ m}^3$$

Tableau 9.3. Tableau récapitulatif des quantités (Variante 02).

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
SECTION I : Travaux préparatoires			
1.1	Préparation plate-forme	M ³	75 000
1.2	Volume de Remblai	M ³	820 000
1.3	Volume de Déblais	M ³	900 000
SECTION II : Travaux d'exécution de la chaussée			
2.1	Couche de revêtement en béton bitumineux 0/14	T	4574.5
2.2	Couche de base en grave bitume 0/20	T	8219.9
2.3	Couche de fondation en grave concassée 0/31.5	M ³	7147.7
2.4	Couche de forme en Tuf	T	5956.5
2.5	Couche d'accrochage en émulsion cationique	T	33.6
2.6	Couche d'imprégnation au cut-back 0/1	T	36.5
SECTION III : Accotement			
3.1	Couche de revêtement en micro-béton 0/10	T	924.7
3.2	Couche de base en grave concassée 0/20	M ³	1926.45
3.3	Couche de fondation en Tuf	T	2311.7
SECTION IV : Renforcement par des matériaux géo-synthétiques			
4.1	géotextile de renforcement	M ²	82500
4.2	géotextile de séparation	M ²	82500
4.3	géo-grille 40/40	M ³	77000
SECTION V : Système drainage			
5.1	Matériaux drainant 2/31.5	M ³	82500

9.3. Devis quantitatif et estimatif (Variante 01)

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant
SECTION I : Travaux préparatoires					
1.1	Préparation plate-forme	M ³	75 000	400	30 000 000.00 DA
1.2	Volume de Remblai	M ³	820 000	400	328 000 000.00 DA
1.3	Volume de Déblais	M ³	900 000	800	720 000 000.00 DA
SECTION II : Travaux d'exécution de la chaussée					
2.1	Couche de revêtement en béton bitumineux 0/14	T	4574.5	4500	20 585 250.00 DA
2.2	Couche de base en grave bitume 0/20	T	6575.9	4000	26 303 600.00 DA
2.3	Couche de fondation en grave concassée 0/31.5	M ³	8339	1800	15 010 200.00 DA
2.4	Couche de forme en Tuf	T	5956,5	800	4 765 200.00 DA
2.5	Couche d'accrochage en émulsion cationique	T	33,6	75000	2 520 000.00 DA
2.6	Couche d'imprégnation au cut-back 0/1	T	36,5	75000	2 737 500.00 DA
SECTION III : Accotement					
3.1	Couche de revêtement en micro-béton 0/10	T	924,7	4500	4 161 150.00 DA
3.2	Couche de base en grave concassée 0/20	M ³	1926,45	1800	3 467 610.00 DA
3.3	Couche de fondation en Tuf	T	2697	800	2 157 600.00 DA
SECTION IV : Renforcement par des matériaux géo-synthétiques					
4.1	géotextile de renforcement	M ²	82500	2000	165 000 000.00 DA
4.2	géotextile de séparation	M ²	82500	600	49 500 000.00 DA
4.3	géo-grille 40/40	M ³	77000	300	23 100 000.00 DA
SECTION V : Peinture pour balisage diurne					
5.1	Peinture blanche	M ²	1955	400	782 000.00 DA
5.2	Peinture jaune	M ²	146	435	63 510.00 DA
5.3	Peinture rouge	M ²	112.5	425	47 812.5 DA
SECTION VI : Système drainage et Assainissement					
6.1	Matériaux drainant 2/31.5	M ³	82500	2000	165 000 000.00 DA
6.2	Réalisation d'un Ouvrage Hydraulique sur Oued Khalfoune au Pk2+800 avec de dimension (8.28 x 7.00) M ² et 245 ML	ML	245	/	317 179 892.25 DA
Totale en Hors Taxes					1 880 408 324.75 DA
TVA 19 %					357 277 581.70 DA
Total en T.T.C.					2 237 685 906.45 DA

9.4. Devis quantitatif et estimatif (Variante 02)

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant
SECTION I : Travaux préparatoires					
1.1	Préparation plate-forme	M ³	75 000	400	30 000 000.00 DA
1.2	Volume de Remblai	M ³	820 000	400	328 000 000.00 DA
1.3	Volume de Déblais	M ³	900 000	800	720 000 000.00 DA
SECTION II : Travaux d'exécution de la chaussée					
2.1	Couche de revêtement en béton bitumineux 0/14	T	4574.5	4500	20 585 250.00 DA
2.2	Couche de base en grave bitume 0/20	T	8219.9	4000	32 879 600.00 DA
2.3	Couche de fondation en grave concassée 0/31.5	M ³	7147.7	1800	12 865 860.00 DA
2.4	Couche de forme en Tuf	T	5956,5	800	4 765 200.00 DA
2.5	Couche d'accrochage en émulsion cationique	T	33,6	75000	2 520 000.00 DA
2.6	Couche d'imprégnation au cut-back 0/1	T	36,5	75000	2 737 500.00 DA
SECTION III : Accotement					
3.1	Couche de revêtement en micro-béton 0/10	T	924,7	4500	4 161 150.00 DA
3.2	Couche de base en grave concassée 0/20	M ³	1926,45	1800	3 467 610.00 DA
3.3	Couche de fondation en Tuf	T	2311.7	800	1 849 360.00 DA
SECTION IV : Renforcement par des matériaux géo-synthétiques					
4.1	géotextile de renforcement	M ²	82500	2000	165 000 000.00 DA
4.2	géotextile de séparation	M ²	82500	600	49 500 000.00 DA
4.3	géo-grille 40/40	M ³	77000	300	23 100 000.00 DA
SECTION V : Peinture pour balisage diurne					
5.1	Peinture blanche	M ²	1955	400	782 000.00 DA
5.2	Peinture jaune	M ²	146	435	63 510.00 DA
5.3	Peinture rouge	M ²	112.5	425	47 812.5 DA
SECTION VI : Système drainage et Assainissement					
6.1	Matériaux drainant 2/31.5	M ³	82500	2000	165 000 000.00 DA
6.2	Réalisation d'un Ouvrage Hydraulique sur Oued Khalfoune au Pk2+800 avec de dimension (8.28 x 7.00) M ² et 245 ML	ML	245	/	317 179 892.25 DA
Totale en Hors Taxes					1 883 504 644.75 DA
TVA 19 %					357 865 581882.40 DA
Total en T.T.C.					2 241 370 526.00 DA

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude a été une opportunité pour nous de mettre en application des connaissances acquises durant tout notre cursus pour résoudre des problèmes concrets.

L'étude des aérodromes a été une occasion pour nous, d'une part, de bénéficier des connaissances acquises et de développer nos expériences et d'autre part, d'apprendre une méthodologie à suivre pour élaborer un projet de travaux publics.

Tout d'abord, il faut relever que l'aérodrome de 08 Mai 1945 à Sétif était de catégorie 4C et avait une piste de 2400 m de longueur et 45 m de largeur.

Après la mise en œuvre des résultats de la présente étude et de sa mise à niveau, il a restée à la même catégorie 4C avec une piste de 2900 mètres de longueur et 45 mètres de largeur et deux accotements de 7,5 m, comportant deux prolongements d'arrêt de 100 mètres et Trois raquettes de manœuvres.

En outre, le projet d'extension de la piste était le suivant : présentation des contraintes multiples au niveau de l'assiette de l'extension de la piste (réseaux divers, eaux souterraines, présence de cunette transversalement jalonnée par l'Oued khalfoune sur toute la longueur de la piste (sol médiocre)).

Afin de pallier à toutes ces contraintes, il a été décidé de réaliser l'extension de la piste sur un remblai sur sol compressible nécessitant la mise en place d'un géo-synthétique de renforcement répondant aux caractéristiques de la fiche technique.

Enfin, la construction ou la mise à niveau d'un aérodrome obéit à des normes internationales définies par les organisations en charge de l'aviation civile, tant sur sa conception que sur sa mise en œuvre. C'est un domaine très sensible d'où la nécessité de respecter précisément les conventions internationales.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **Dimensionnement des chaussées :**
« Instruction sur le dimensionnement des chaussées d'aérodrome et la détermination des charges admissibles » MT/DGAC/SBA/STBA(1988) Volume 1 et 2, Par : STBA « Service Technique des Bases Aériennes ».
- **Note technique :**
Dossier D'homologation « Etude de prolongement de la piste existante de 2400 m à 2900 m », par : « Société Algérienne d'Etude d'Infrastructure »
- **Les essais de laboratoire sur les matériaux utilisés :**
Rapport d'étude géotechnique « Extension de la piste 09/27 à 2900 m Coté Est – Aérodrome de Ain-Arnet », Par : CTTTP – Alger
- **Géométrie et Signalisation :**
Annexe 14, volume N°1, Par : L'OACI «Organisation de l'Aviation Civile Internationale ».
- **Normes utilisé pour la désignation des matériaux :**
Classification des sols Norme NF P 11 300 et G.T.R « Chapitre 03 ».
- **Cours des bases aériennes :**
 - Cours d'aérodrome master 02 « Dr. Khelifa Tarek » département de Génie Civil et Hydraulique Université Mohamed-Khider Biskra.
 - Cours d'aérodrome master 01 « Dr. Hebbache kamel » département de Génie Civil Université Farhat-Abbas Sétif 1.
- **Thèse de fin d'étude**
- **Site web :**
<http://www.egsa-constantine.dz>
<http://www.infoclimat.fr/climatologie>
<https://fr.climate-data.org>
<http://www.stac.aviation-civile.gouv.fr/chaussee/abaque.php>

ملخص :

في سياق هذه المذكرة، أجرينا دراسة مشروع التمديد المخطط له لمدرج مطار 8 ماي 1945 بسطيف على خط طوله 500 متر لاستقبال طائرات بوينج 737-800.

تحقيق هذا المشروع يمثل أهمية كبيرة للولاية وللجزائر، فهو يساعد على تسهيل الحركة وتقوية الجانب السياحي والاقتصادي للبلاد.

دراسة هذا المشروع أنجزت وفقاً لمعايير ITAC و ICAO. حيث قمنا بتصنيف المطار، وكذا حساب سمك الأرضية بطريقة Méthode forfaitaire.

كما قمنا بدراسة مفصلة عن استقرار الردم وتدعيمه بمواد Géo-synthétiques وحساب المساحات وتقدير الكميات اللازمة.

كلمات مفتاحية : مطار 08 ماي 1945 , Boeing 737-800 , تدعيم الأرضية , Méthode Forfaitaire , Matériaux Géo-synthétiques

Résumé :

Dans le cadre de ce mémoire, nous avons mené une étude du projet d'extension prévue de la piste de l'aéroport 08 Mai 1945 à Sétif, sur un linéaire de 500 mètres pour recevoir les Boeing 737-800.

La réalisation de ce projet est d'une grande importance pour la wilaya et l'Algérie, car elle contribue à faciliter les déplacements et à renforcer le côté touristique et économique du pays.

L'étude de ce projet a été réalisée conformément aux normes ITAC et OACI. Nous avons classé l'aéroport et on l'a dimensionné selon la Méthode forfaitaire.

Nous avons également mené une étude détaillée sur la stabilisation et le renforcement du remblai par des matériaux géo-synthétiques, le calcul des superficies et la quantification des quantités nécessaires.

Mots Clés : Aérodrome 08 Mai 1945, Boeing 737-800, Renforcement, Méthode Forfaitaire, Matériaux Géo-synthétique.

Abstract :

In is tallied of memory, we conducted a study of the planned extension project of the Aérodrome May 08, 1945 in Sétif, on linear of 500 meters to receive planes of the BOEING types 737-800.

This project has a great importance for the willaya and for Algeria, it contributes to facilitate travel and to strengthen the tourist and economic side of the country.

The study of this project was carried out in accordance with ITAC and ICAO standards. Which one classified the aerodrome, and one dimensioned it according to the contractual method.

We also carried out a detailed study on the stabilization and the reinforcement of the backfill by geo-synthetic materials, the calculation of the areas and the quantification of the quantities required.

Keywords : Aerodrome May 08, 1945, Boeing 737-800, Reinforcement, the contractual method , Geo-synthetic materials.

ANNEXE

Axe En Plan

Elts Caractéristiques			Points de Contacts		
Nom	Paramètres	Longueur	Abscisse	X	Y
Droite 1	Gisement 94.1945 g	600.000	0.000	710326.438	4006320.170
			600.000	710923.945	4006374.810
Longueur totale de l'axe 600.000 mètre(s)					

Profil En Long Projet

Elts Caractéristiques			Points de Contacts	
Nom	Pente / Rayon	Longueur	Abscisse	Altitude
Pente 1	Pente 1.00 %	600.000	0.000	1012.873
			600.000	1018.873
Longueur totale de l'axe 600.000 mètre(s)				

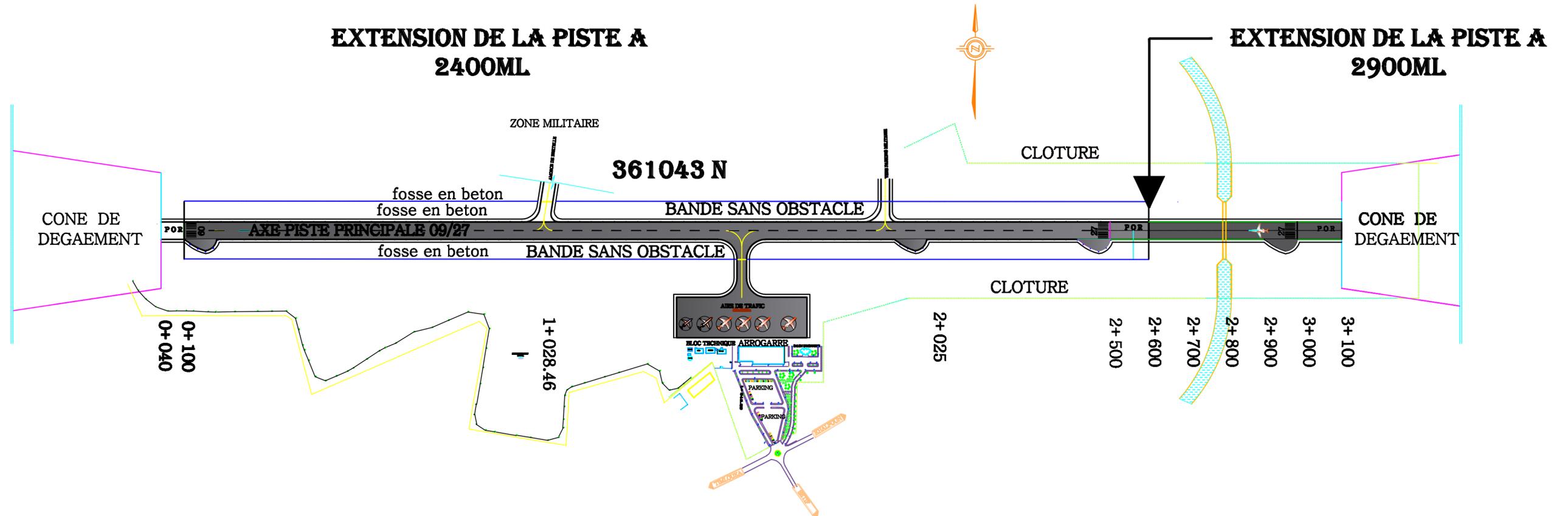
Cubatures Déblai Remblai (compensé)

Num.	Abscisse	Longueur	Surfaces		Volumes Partiels		Volumes Cumulés	
			Déblai	Remblai	Déblai	Remblai	Déblai	Remblai
PROFIL 01	0.000	10.00	0.00	123.91	0.000	1239.082	0	1239
PROFIL 02	20.000	20.00	0.00	139.11	0.000	2782.136	0	4021
PROFIL 03	40.000	20.00	0.00	156.60	0.000	3132.028	0	7153
PROFIL 04	60.000	20.00	0.00	174.17	0.000	3483.385	0	10637
PROFIL 05	80.000	20.00	0.00	192.03	0.000	3840.525	0	14477
PROFIL 06	100.000	20.00	0.00	209.85	0.000	4197.003	0	18674
PROFIL 07	120.000	20.00	0.00	227.47	0.000	4549.464	0	23224
PROFIL 08	140.000	20.00	0.00	245.29	0.000	4905.847	0	28129
PROFIL 09	160.000	20.00	0.00	261.96	0.000	5239.126	0	33369
PROFIL 10	180.000	20.00	0.00	277.52	0.000	5550.307	0	38919
PROFIL 11	200.000	20.00	0.00	292.54	0.000	5850.769	0	44770
PROFIL 12	220.000	20.00	0.00	307.92	0.000	6158.464	0	50928
PROFIL 13	240.000	20.00	0.00	322.46	0.000	6449.104	0	57377
PROFIL 14	260.000	20.00	0.00	337.22	0.000	6744.334	0	64122
PROFIL 15	280.000	20.00	0.00	351.70	0.000	7034.046	0	71156
PROFIL 16	300.000	20.00	0.00	363.10	0.000	7261.944	0	78418
PROFIL 17	320.000	20.00	0.00	375.08	0.000	7501.542	0	85919
PROFIL 18	340.000	20.00	0.00	385.93	0.000	7718.697	0	93638
PROFIL 19	360.000	20.00	0.00	394.80	0.000	7895.963	0	101534
PROFIL 20	380.000	20.00	0.00	404.27	0.000	8085.324	0	109619
PROFIL 21	400.000	20.00	0.00	411.14	0.000	8222.706	0	117842
PROFIL 22	420.000	20.00	0.00	416.39	0.000	8327.850	0	126170
PROFIL 23	440.000	20.00	0.00	423.21	0.000	8464.284	0	134634
PROFIL 24	460.000	20.00	0.00	428.84	0.000	8576.764	0	143211
PROFIL 25	480.000	20.00	0.00	432.39	0.000	8647.803	0	151858
PROFIL 26	500.000	20.00	0.00	438.97	0.000	8779.315	0	160638
PROFIL 27	520.000	20.00	0.00	374.47	0.000	7489.398	0	168127
PROFIL 28	540.000	20.00	0.00	379.46	0.000	7589.258	0	175716
PROFIL 29	560.000	20.00	0.00	388.75	0.000	7774.945	0	183491
PROFIL 30	580.000	20.00	0.00	403.56	0.000	8071.195	0	191563
PROFIL 31	600.000	10.00	0.00	38.15	0.000	381.465	0	191944

Récapitulatif des Cubatures des Matériaux (compensé)

Matériau	Volume Cumulé
BETON BITUMINEUX	2521.74
G.C.	15357.48
GRAVE-BITUME	3680.36
TUF	12139.87
TVN	9403.34

PLAN DE MASSE DE L'AERODROME 08 MAI 1945 A SETIF



LES COORDONNES: 361043 N 0051948 E

L'ORIENTATION : 09/27

L'ALTITUDE (PK 0+100) : 1015.12 M

L'ALTITUDE (PK 2+900) : 1010.00 M



Profil dessiné par AutoPISTE
 Profil : BLAL

Echelle en X : 1/500
 Echelle en Y : 1/100

PC : 1000.00 m

Numero de profile en travers	
Altitudes TN	
Altitudes Projet	
Ecarte TN - Projet	
Distances partielles	
Distances cumulées	
Pentes et rampes	
Alignement droits et courbes	
Divers Gauche	
Divers Droit	



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

Université Mohamed khider -Biskra
 Faculté des Sciences et de la Technologie
 Département de Génie civil et d'Hydraulique
 Référence :2020



جامعة محمد خديجو بiskra
 كلية العلوم والتكنولوجيا
 قسم الهندسة المدنية والري
 المرجع :2020

ETUDE D'EXTENSION DE LA PISTE 09/27 COTE EST
 DE L AERODROME 08 MAI 1945 A SETIF

REFERENCE: /
 ECHELLE:
 Echelle en X : 1/500
 Echelle en Y : 1/100

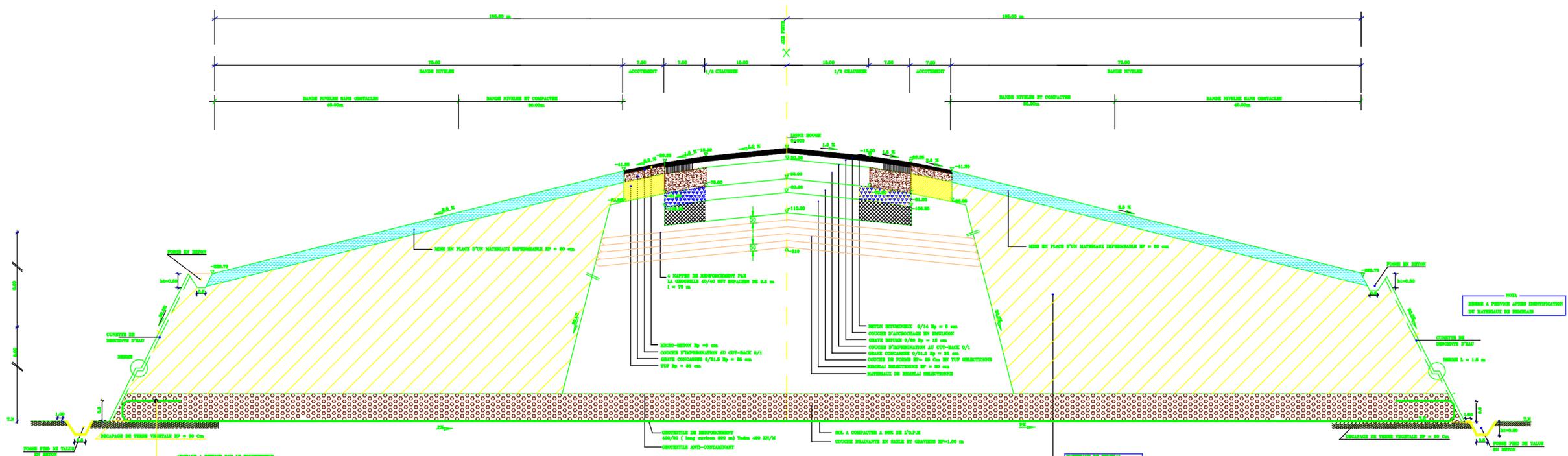
ETABLI PAR: MIHOUBI BILAL
 DESSINE PAR: MIHOUBI BILAL
 VERIFIER PAR: Dr KHELIFA TAREK

PHASE	GEOMETRIE
PROFIL EN LONG ET TRACE EN PLAN	
DU PK 2+400 AU 2+800	

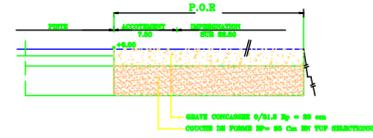
Numérotation :1	
DATE :20/09/2020	FEUILLES: 01

PROFIL EN TRAVERS TYPE
ZONE EN REMBLAI

ECHE : 1/200/25



DETAIL " A " A
COUPE LONGITUDINALE : P.O.R



PHASE : 2000 m
ZONE A TRAITER DU PK 2875 AU PK 2800
PAR LE GEOSYNTHETIQUE DE RENFORCEMENT
- PENTE DES TALUS 30%

NOTA
MISE A PIVOT APRES IDENTIFICATION
DU MATERIAUX DE REMBLAI

MATERIAUX DE REMBLAI
IDENTIFIÉS EN SIEUX
APRES ACCORD DU LABORATOIRE

MASSE MAXI ROULAGE (kg) = 79 500
 MASSE A VIDE OPERATIONNELLE (kg) = 41 500
 CENTRAGE AR MAX (%) = 46.77

B737 800

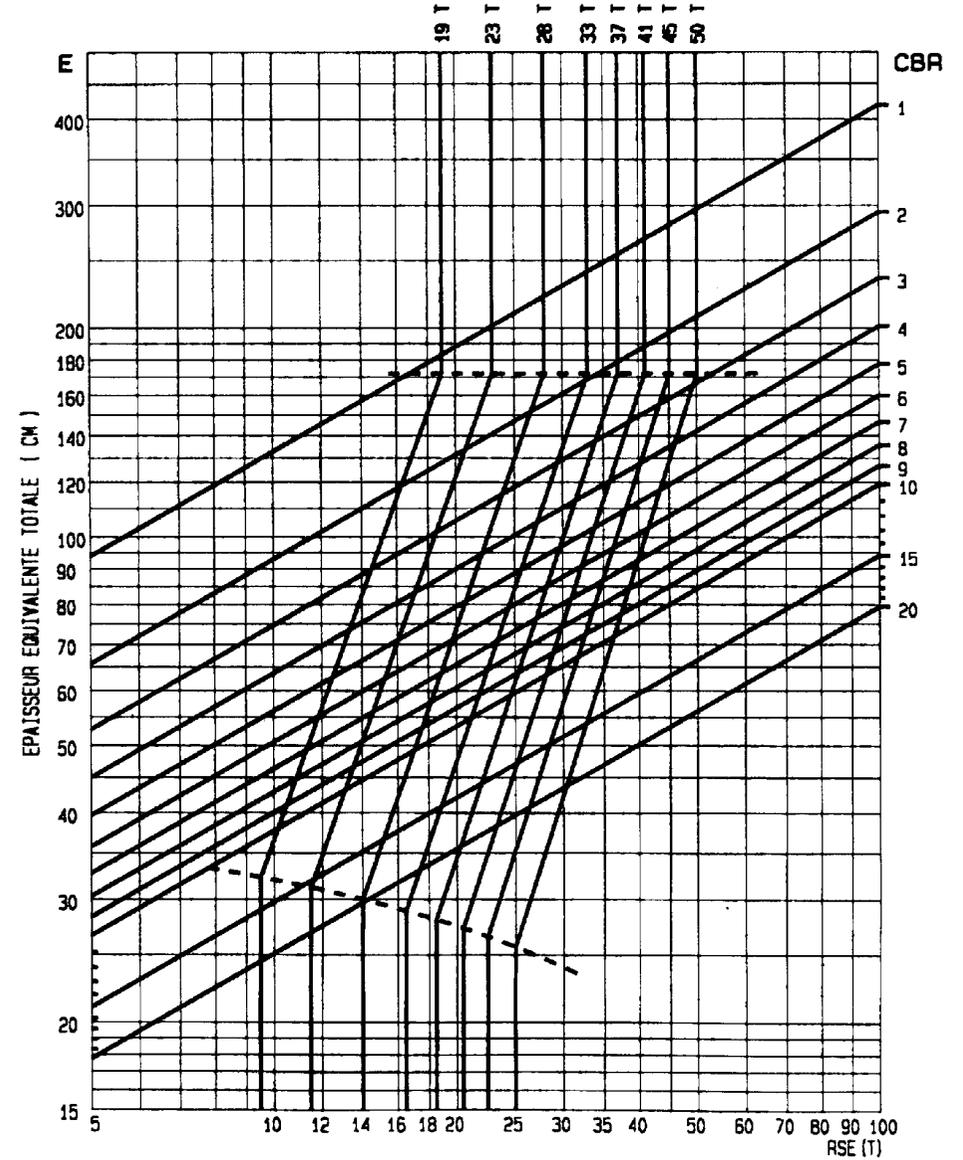
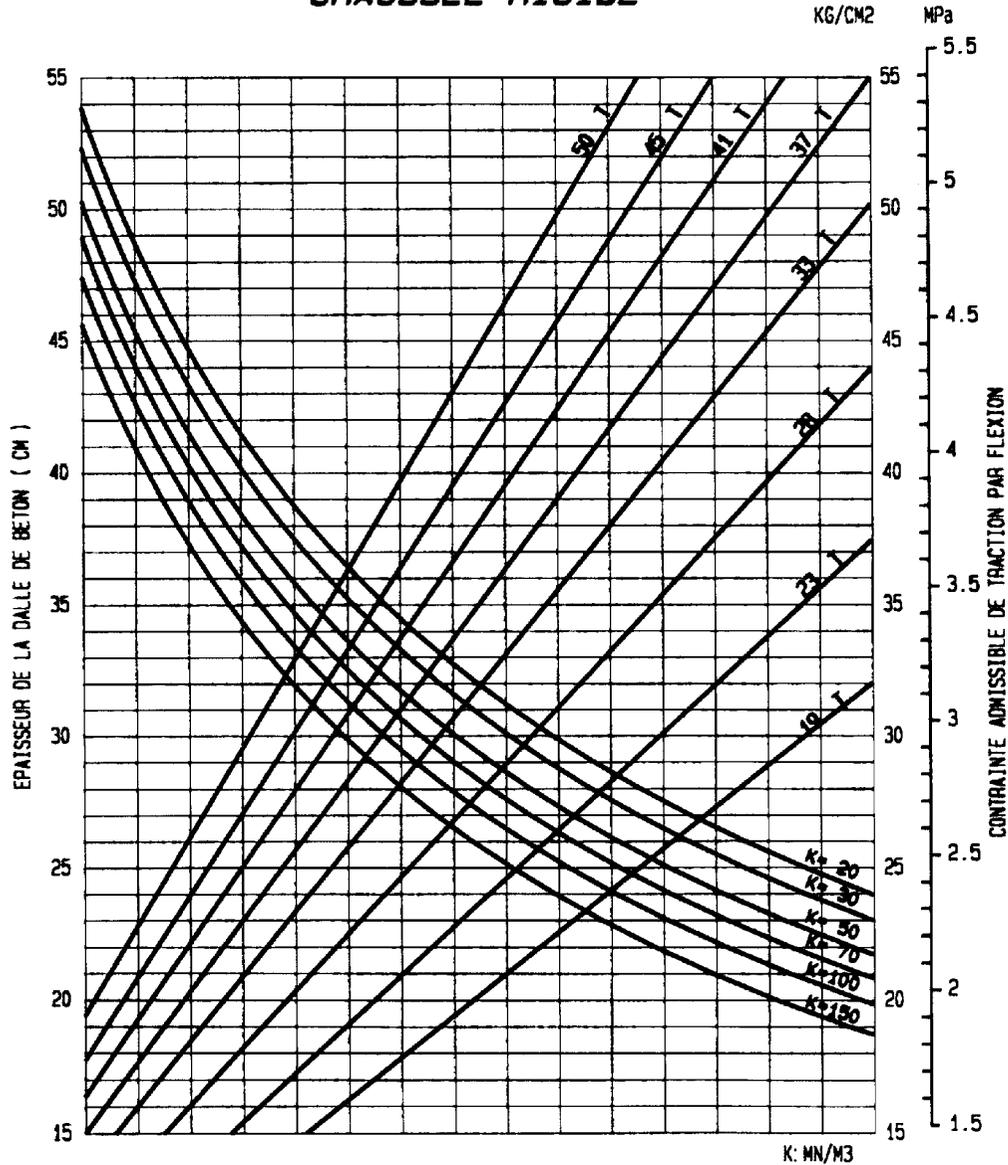
ATTERRISEUR PRINCIPAL

PRESSION = 1.41 MPa
 VOIE = 0.860 m

JUMELAGE

CHAUSSEE RIGIDE

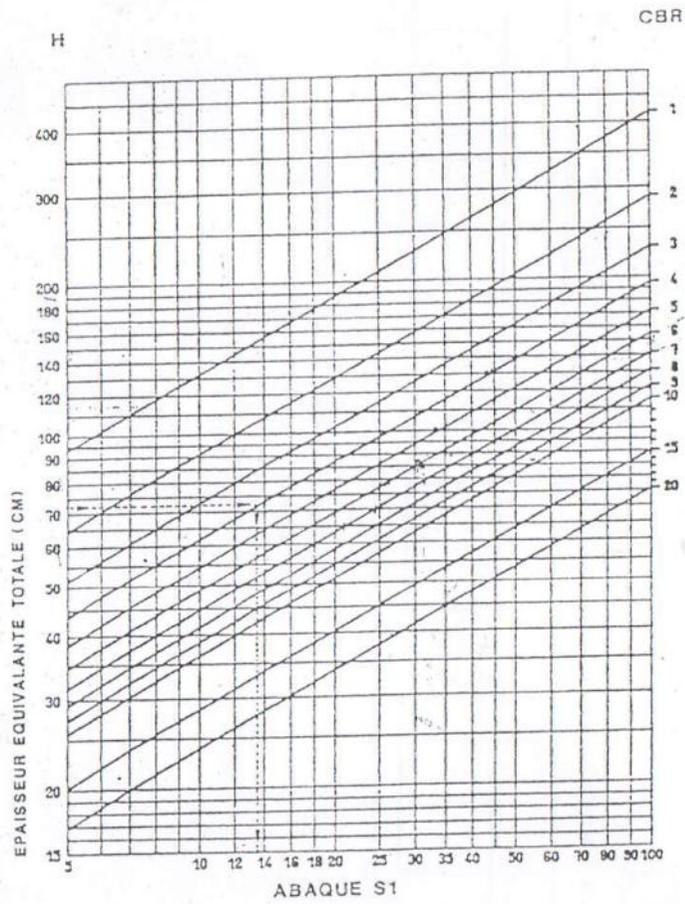
CHAUSSEE SOUPLE



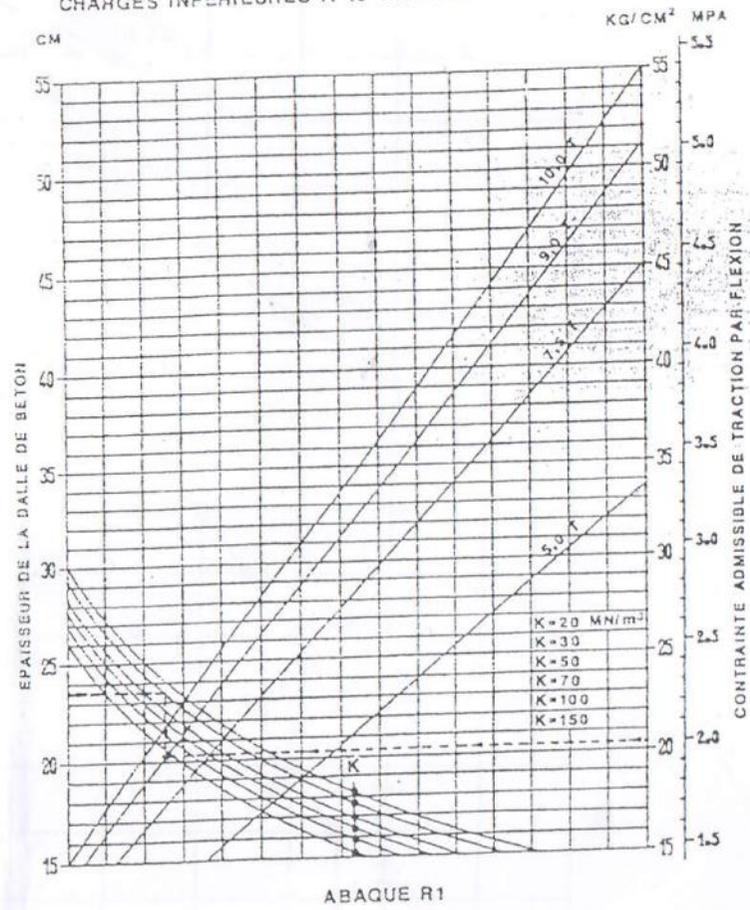
ATTERRISSEUR TYPE A ROUE SIMPLE ISOLEE

26

CHAUSSEE SOUPLE



CHAUSSEE RIGIDE CHARGES INFERIEURES A 10 TONNES



1) Extension de la piste principale à 2900 ml

Travaux de remblai



Pose des different gammes de géo-synthétiques



**Pose du Rouleau de géotextile
De renforcement 400/50**



Disposition du matériau drainant



**Étalage des matériaux de la couche drainante
F/410**



pose de rouleau de géo-grille de séparation



pose de rouleau de géo-grille du haut de remblai

2) Réalisation d'un Ouvrage Hydraulique sur Oued Khalfoune Pk 2+800



Annexe C- Résultats des essais géotechniques



Département Soils et Matériaux

Etude : Extension de la piste à 2900 m Ain-Armet
 Dossier N° :
 Date essai :
 Niveau Nappe : 0 m

Sondage N° : SC-1

Profondeur totale : 12,5 ML
 Coordonnées : X = Y =
 Z =

Prof (m)	Récupération				R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75								
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												

Alluvion limono-caillouteuse à concrétions, avec des débris coquillers à passée caillouteuse (3.5/3.8 m)

Quaternaire

Alluvion caillouteuse à matrice argileuse

Quaternaire

Argile rougeâtre, plastique renfermant des concrétions carbonatées altérées

Mio-Pliocène



Etude : Extension de la piste à 2400 m Ain-Armet
 Dossier N° :
 Date essai :
 Niveau Nappe : m Inclinaison : 90°

Sondage N° : SC-2

Profondeur totale : 12,5 ML
 Coordonnées : X = Y =
 Z =

Prof (m)	Récupération				R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75								
1											Remblai	
2											Alluvion limono-caillouteuse, très plastique, très caillouteuse à 3.5 m et à la base (diam 2 cm)	Quaternaire
3											Limon caillouteux (graveleux) centimétrique, caillouteux à la base	Quaternaire
4											Argile rougeâtre, carbonatée très altérée	Mio-Pliocène
5											Argile rougeâtre plus ou moins saine	Mio-Pliocène
6												
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												



Etude : Extension de la piste à 2400 m Ain-Arnet
 Dossier N°:
 Date essai :
 Niveau Nappe : m

Sondage N° : SC-A5

Profondeur totale : 12,5 ML
 Coordonnées : X = Y =
 Z =

Inclinaison : 90°

Prof (m)	Récupération				R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	0	25	50	75								
1											Alluvion limoneuse brunâtre partiellement caillouteuse à partir de 3.5 m et très plastique (vaseuse) à partir de 2.75/3.45 m et 6.6/7.0 m	Mio-Pliocène Quaternaire
2												
3												
4												
5											Alluvion limoneuse brunâtre moyennement plastique et partiellement graveleuse avec galet à 9.5 m.	Quaternaire
6												
7												
8											Argile rougeâtre carbonatée et altérée.	Mio-Pliocène
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												



ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS
Etablissement Public à caractère Industriel et Commercial (E.P.I.C)
DIRECTION DE LA MESURE ET DES LABORATOIRES
DEPARTEMENT SOLS ET MATERIAUX

Client : DTP-Sétif

Lieu d'étude : Aérodrome Ain-arnat

Sondages		SC 1	SC1	SC1	SC1	
Profondeur (m)		2.0/2.2	2.5/2.8	4.0/4.1	12.0/12.5	
Nature du sol (USCS/LCPC)						
Densité (γ_d) t/m^3		1.86	2.02	1.93	1.94	
Teneur en eau naturelle W(%)		14.5	5.6	11.5	14.55	
Degré de saturation S_r (%)		86	44	77	72	
Granulometrie % passant à	2mm					
	0.08mm					
	20 μ m					
	3 μ m					
Limites %) d'atterberg	WL			44.5		
	IP					
Indice de consistance I_c						
Caractéristiques oedométriques	$P_c(kg/cm^2)$		5.0			
	C_t		0.027			
	C_g		0.049			
	C_v					
Triaxial UU	C_{uu} (%)					
	ϕ_{uu} (degré)					
Analyse chimique	$CaCO_3$ (%)					



ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS
Etablissement Public à caractère Industriel et Commercial (E.P.I.C)
DIRECTION DE LA MESURE ET DES LABORATOIRES
DEPARTEMENT SOLS ET MATERIAUX

Client : DTP-Sétif

Lieu d'étude : Aérodrème Ain-arnat

Sondages		SC 4	SC4	SC4	SC4
Profondeur (m)		2.5/2.6	3.3/3.5	4.5/4.8	14/14.5
Nature du sol (USCS/LCPC)					
Densité (γ_d) t/m ³		1.77	1.91	1.85	1.96
Teneur en eau naturelle W(%)		10	10	10	10
Degré de saturation S_r (%)		48	63	53	67
Granulometrie % passant à	2mm				
	0.08mm				
	20 μ m				
	3 μ m				
Limites %) d'atterberg	WL			50	57
	IP			25	30
Indice de consistance I_c					
Caractéristiques oedométriques	P_c (kg/cm ²)		3.5		
	C_t		0.065		
	C_g		0.0449		
	C_v				
Triaxial UU	C_{uu} (%)				
	ϕ_{uu} (degré)				
Analyse chimique	CaCO ₃ (%)				



ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS
Etablissement Public à caractère Industriel et Commercial (E.P.I.C)
DIRECTION DE LA MESURE ET DES LABORATOIRES
DEPARTEMENT SOLS ET MATERIAUX

Client : DTP-Sétif

Lieu d'étude : Aérodrome Ain-arnat

Sondages		SC 5	SC5			
Profondeur (m)		4.0/4.0	10.2/10.5			
Nature du sol (USCS/LCPC)						
Densité (γ_d) t/m ³		1.66	1.9			
Teneur en eau naturelle W(%)		39	16			
Degré de saturation S_r (%)		40	88			
Granulometrie % passant à	2mm					
	0.08mm					
	20 μ m					
	3 μ m					
Limites %) d'atterberg	WL	50	47			
	IP	24	24			
Indice de consistance I_c						
Caractéristiques oedométriques	P_c (kg/cm ²)	2.8				
	C_t	0.05				
	C_g	0.04				
	C_v					
Triaxial UU	C_{uu} (%)					
	ϕ_{uu} (degré)					
Analyse chimique	CaCO ₃ (%)					

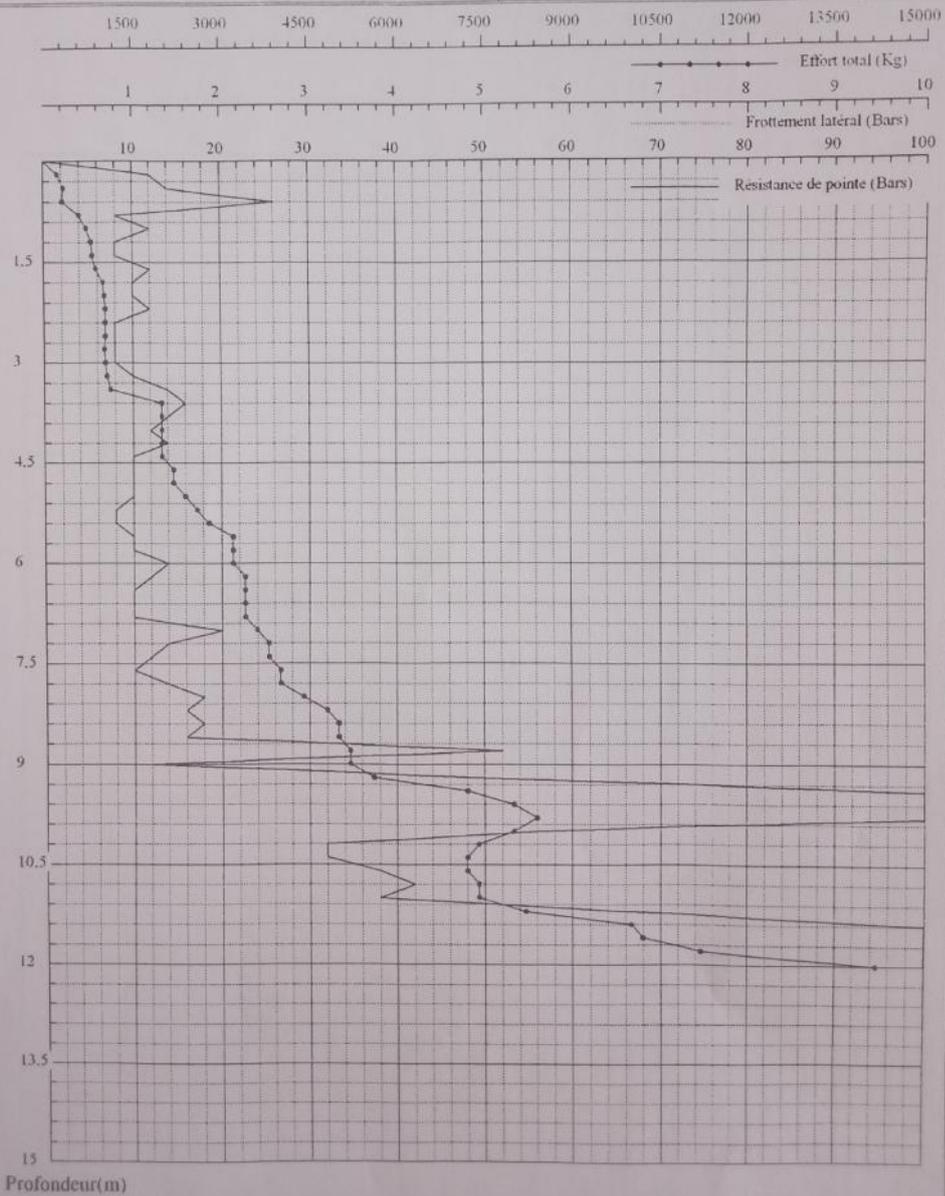


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Aïn Arnat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N°: 1



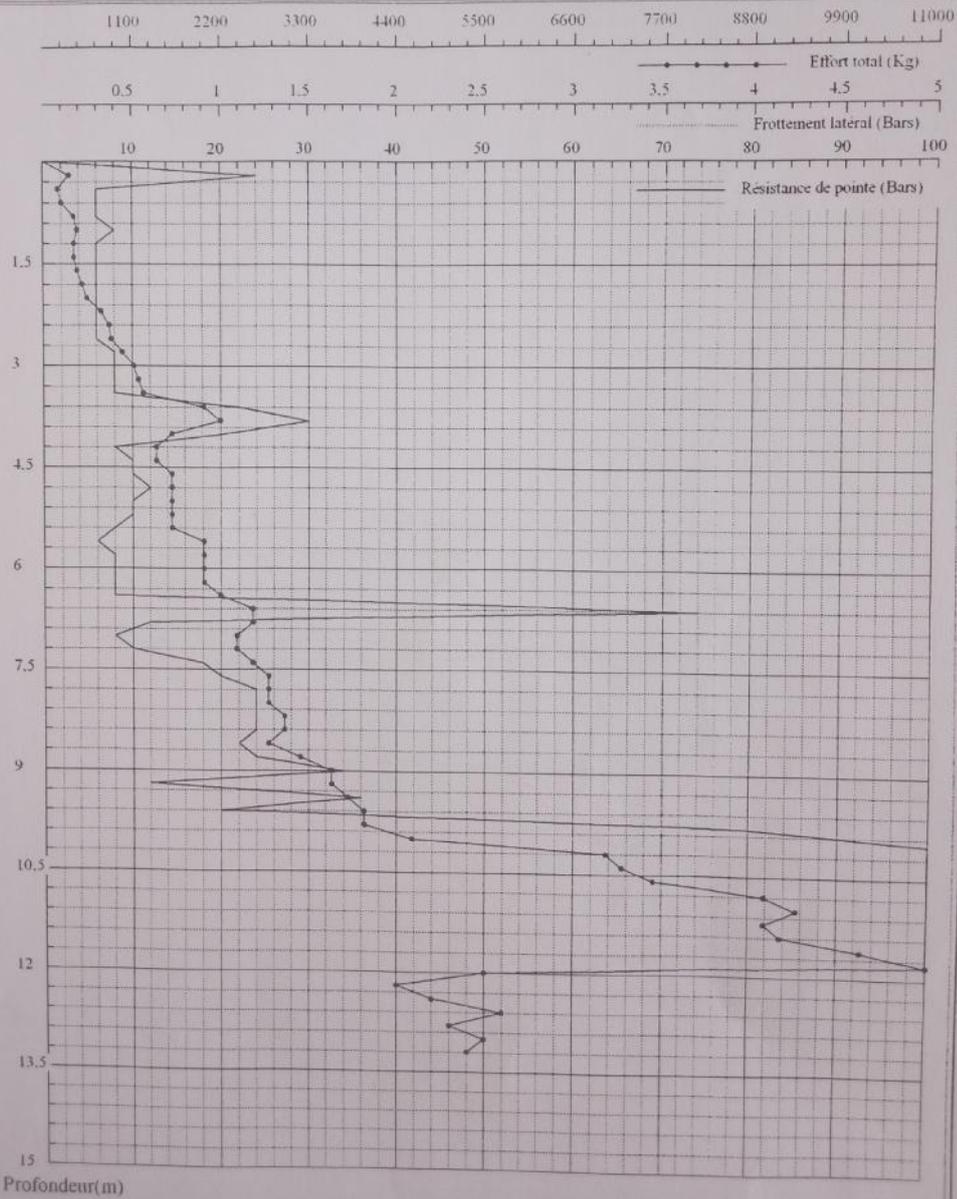


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Aïn Arnat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N°: 2



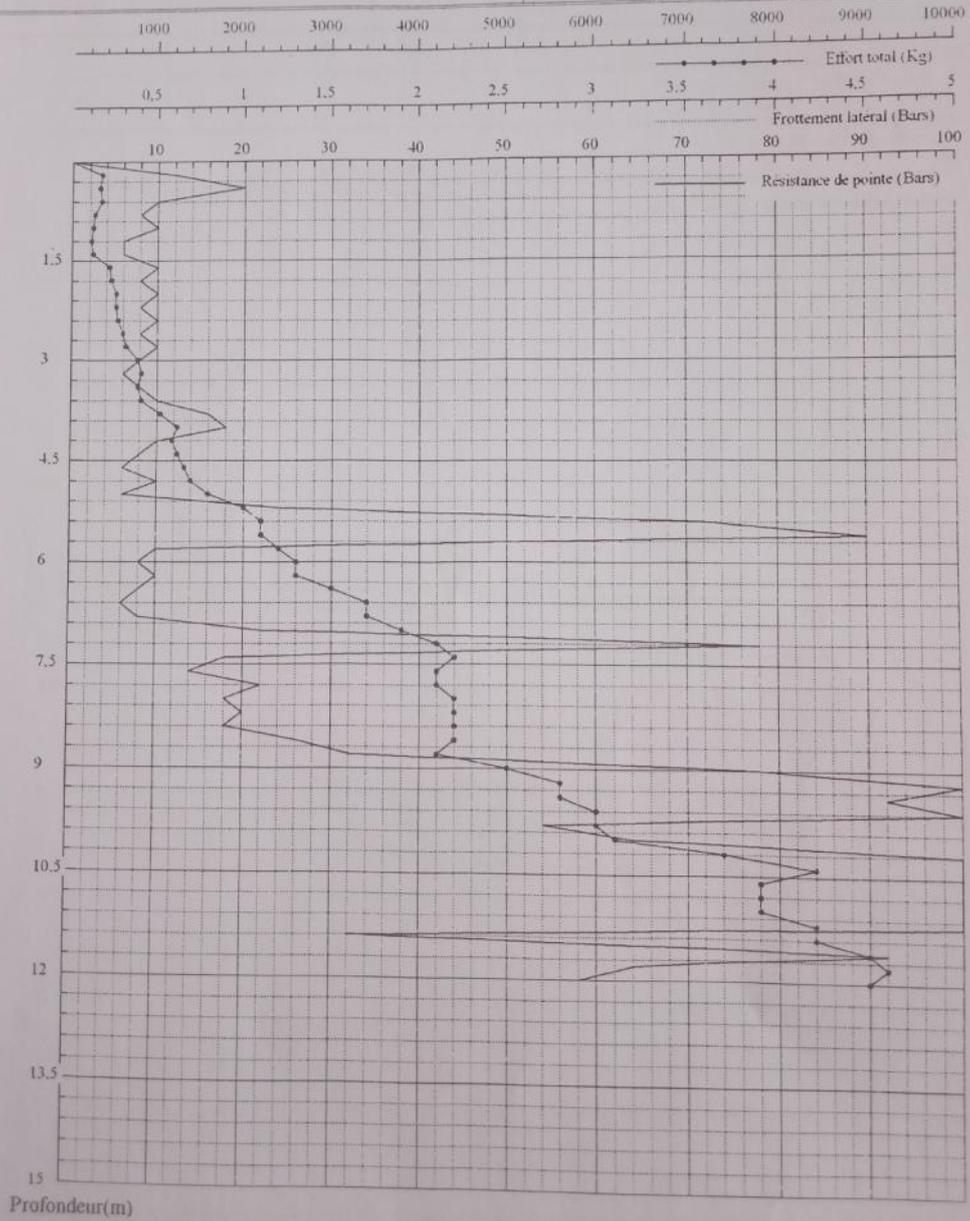


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Aïn Arnat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N°: 3



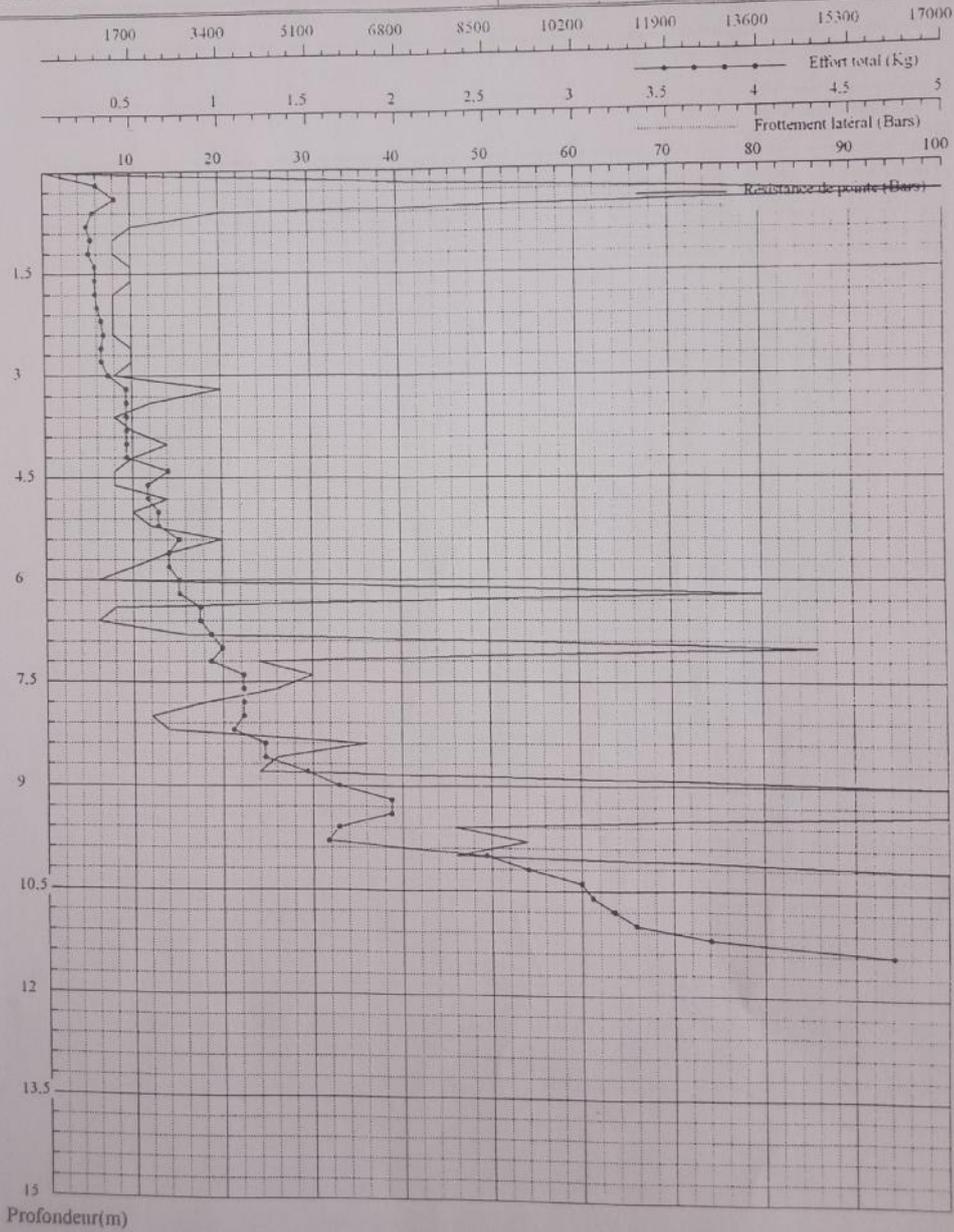


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Aïn Armat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOUDR GOUDA 20T
Essai N°: 4



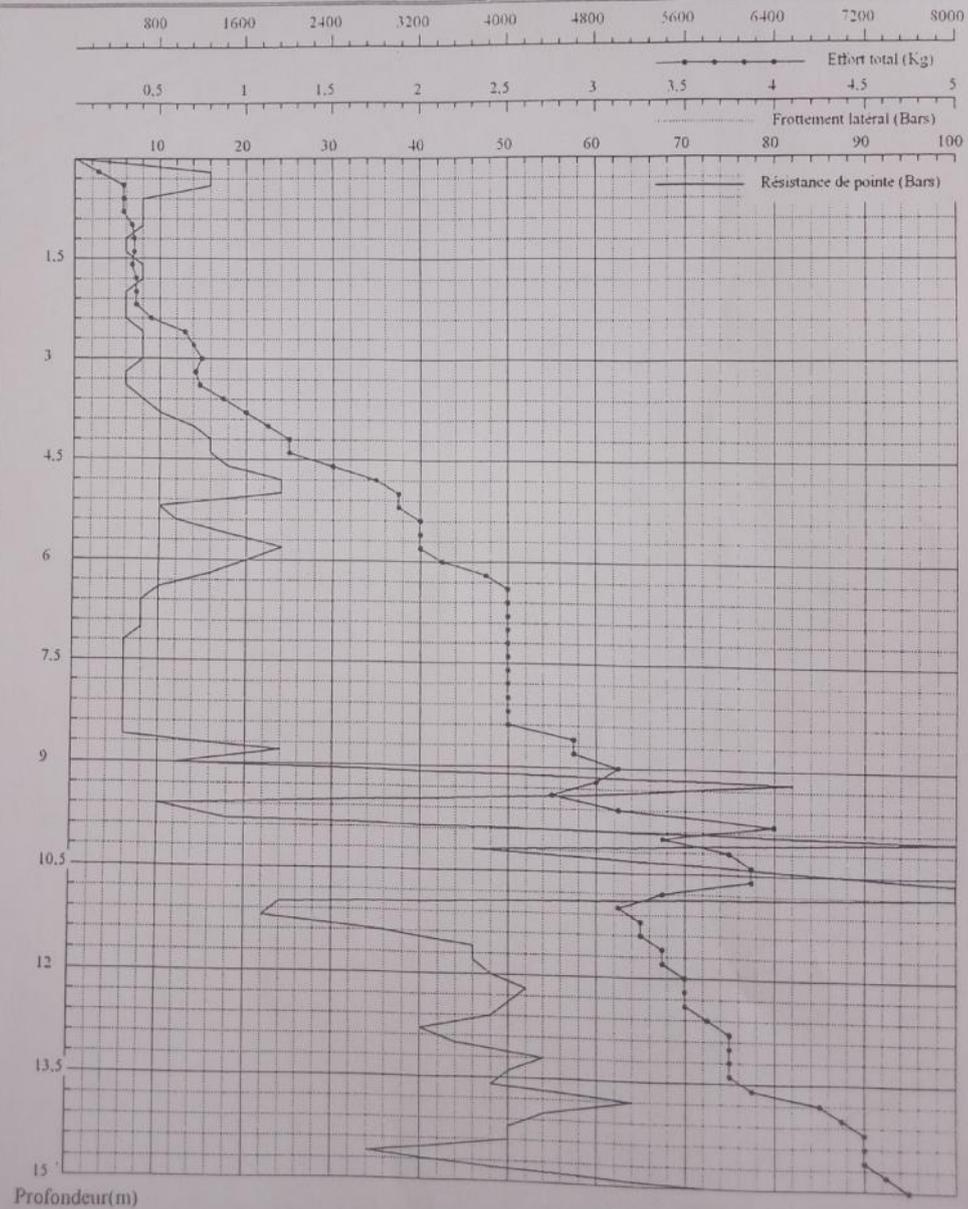


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Aïn Arnat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N°: 5



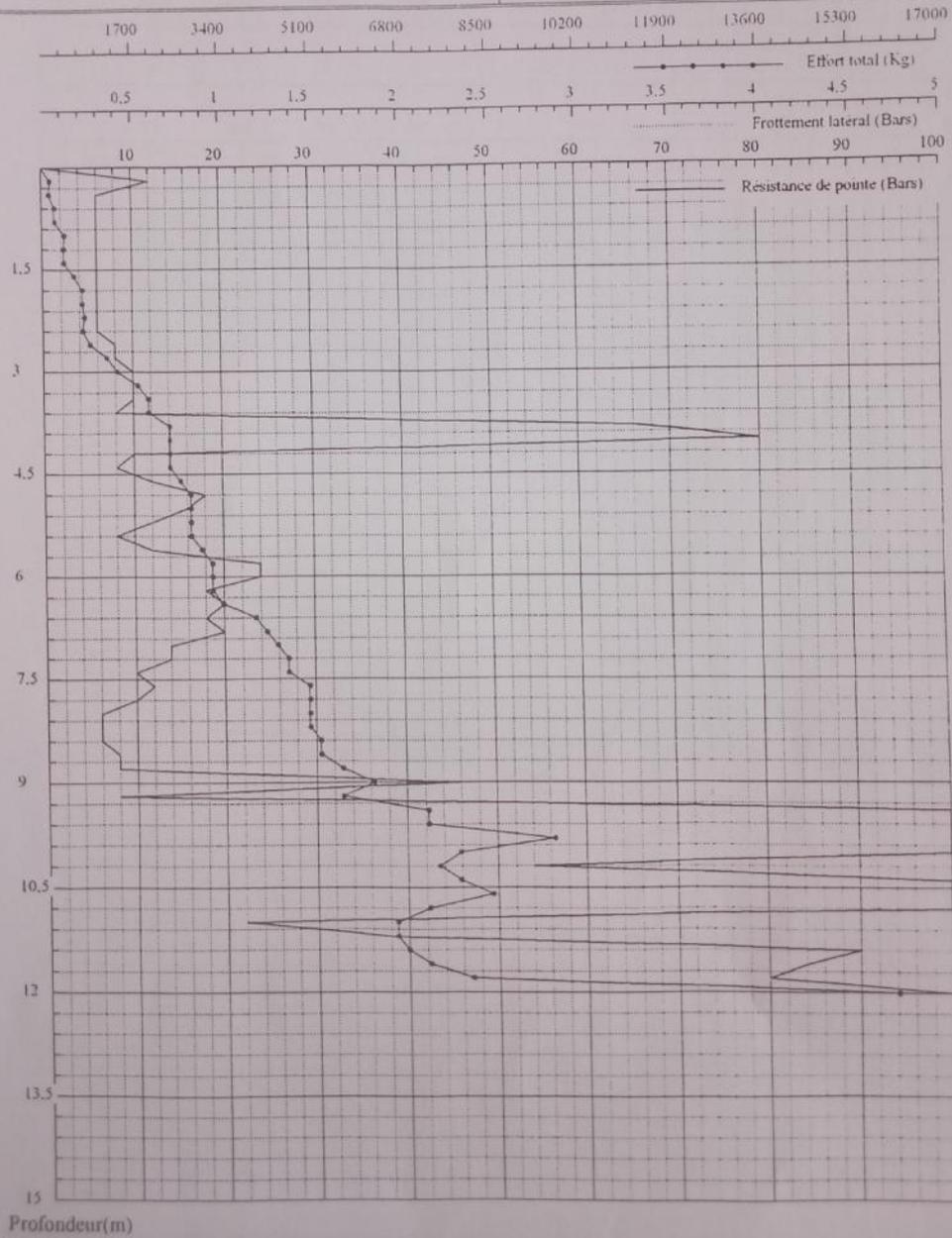


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Aïn Armat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N°: 6



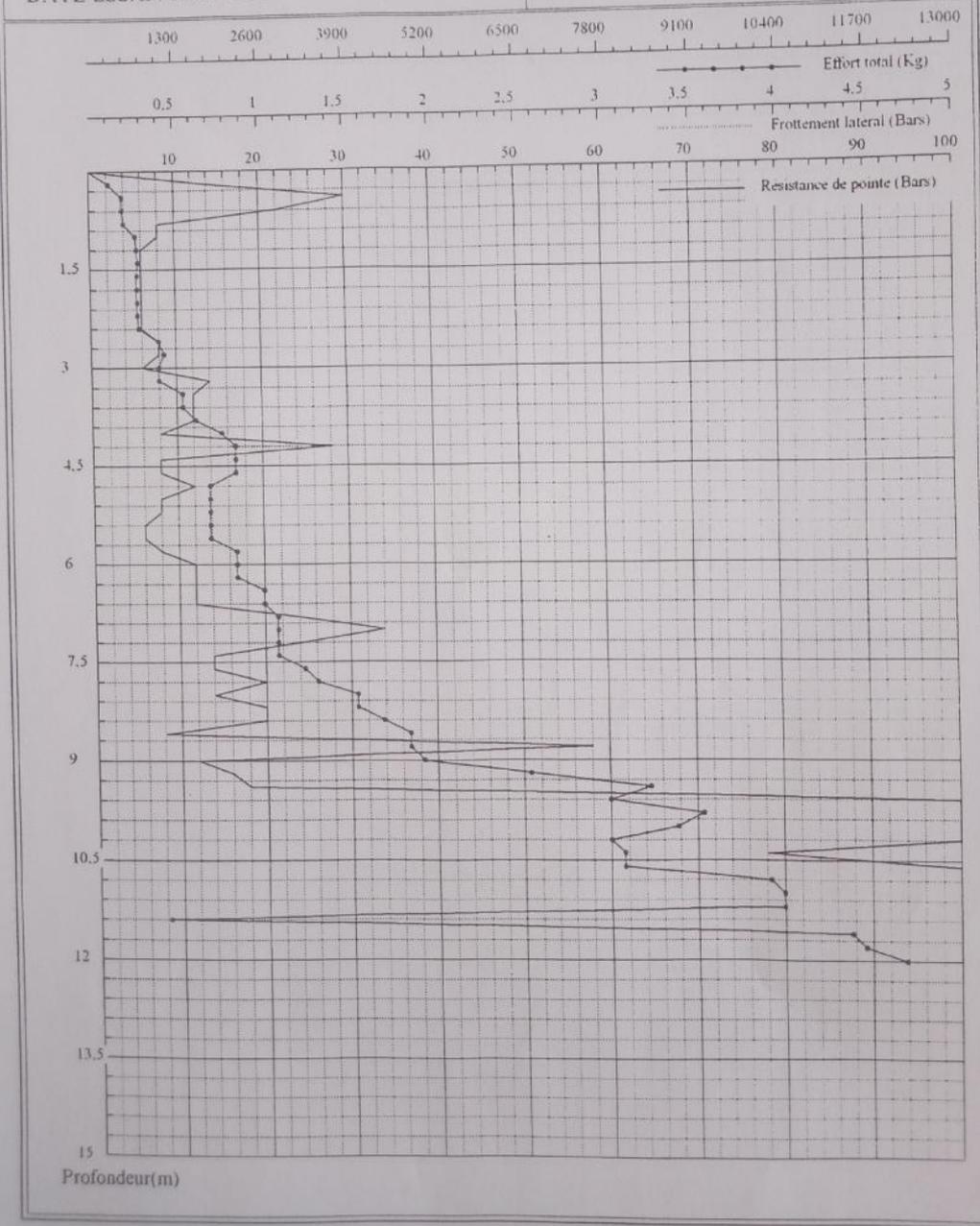


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Aïn Arnat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N° : 7



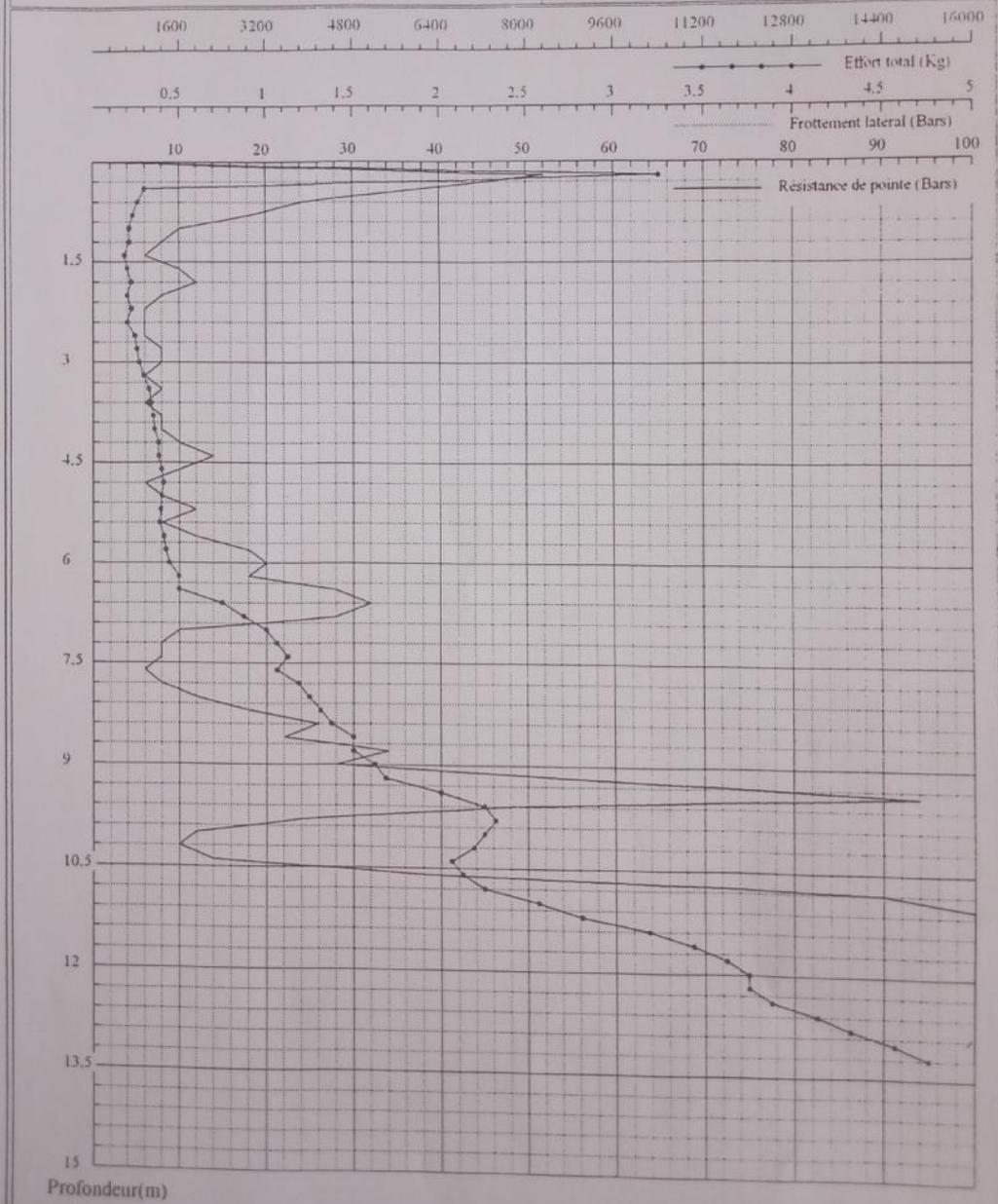


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport de Ain Arnat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N°: 8



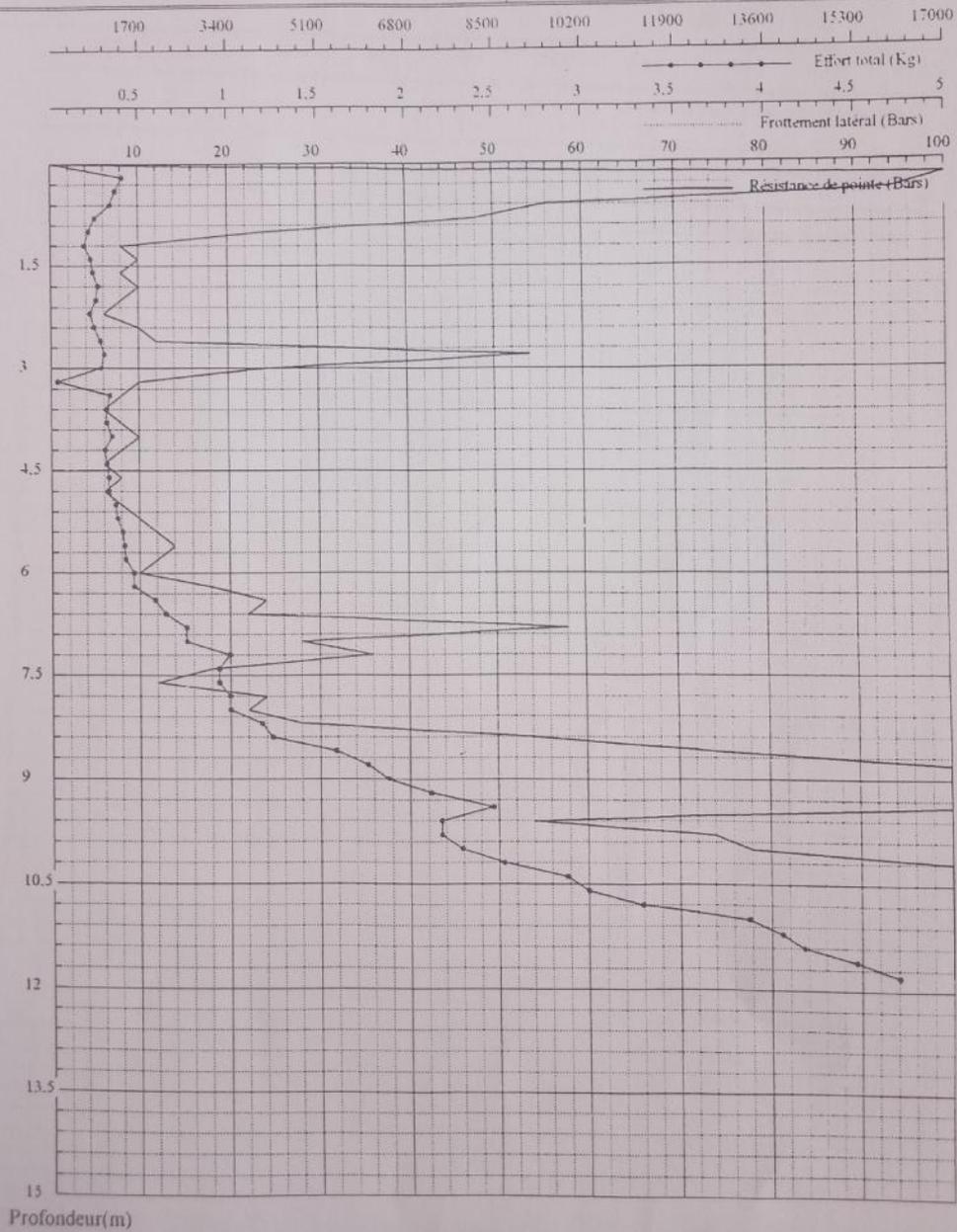


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Aïn Arnat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N°: 9



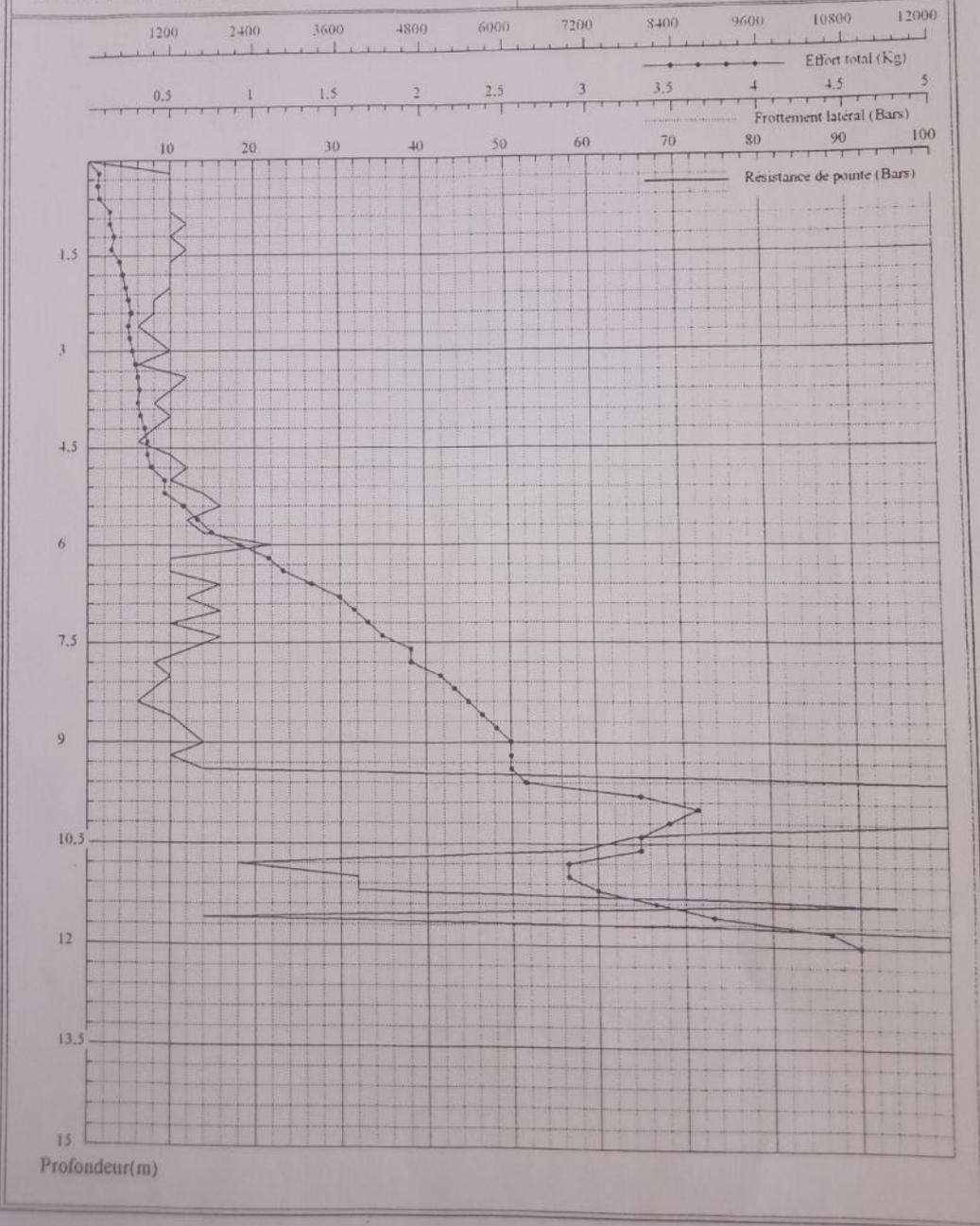


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aérodrôme Ain Arnat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOUDR GOUDA 20T
Essai N°: 11



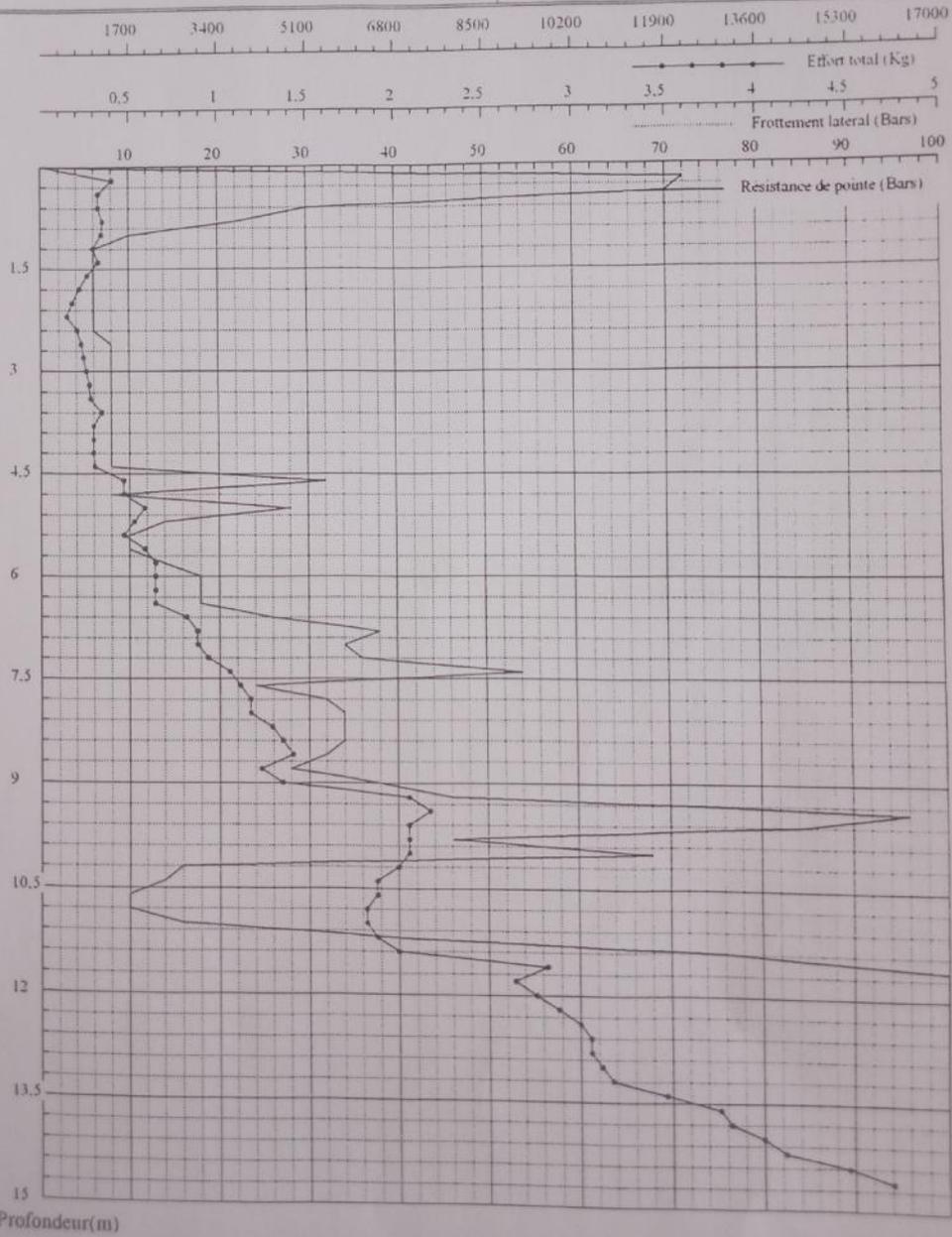


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Aïn Arnat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N°: 12



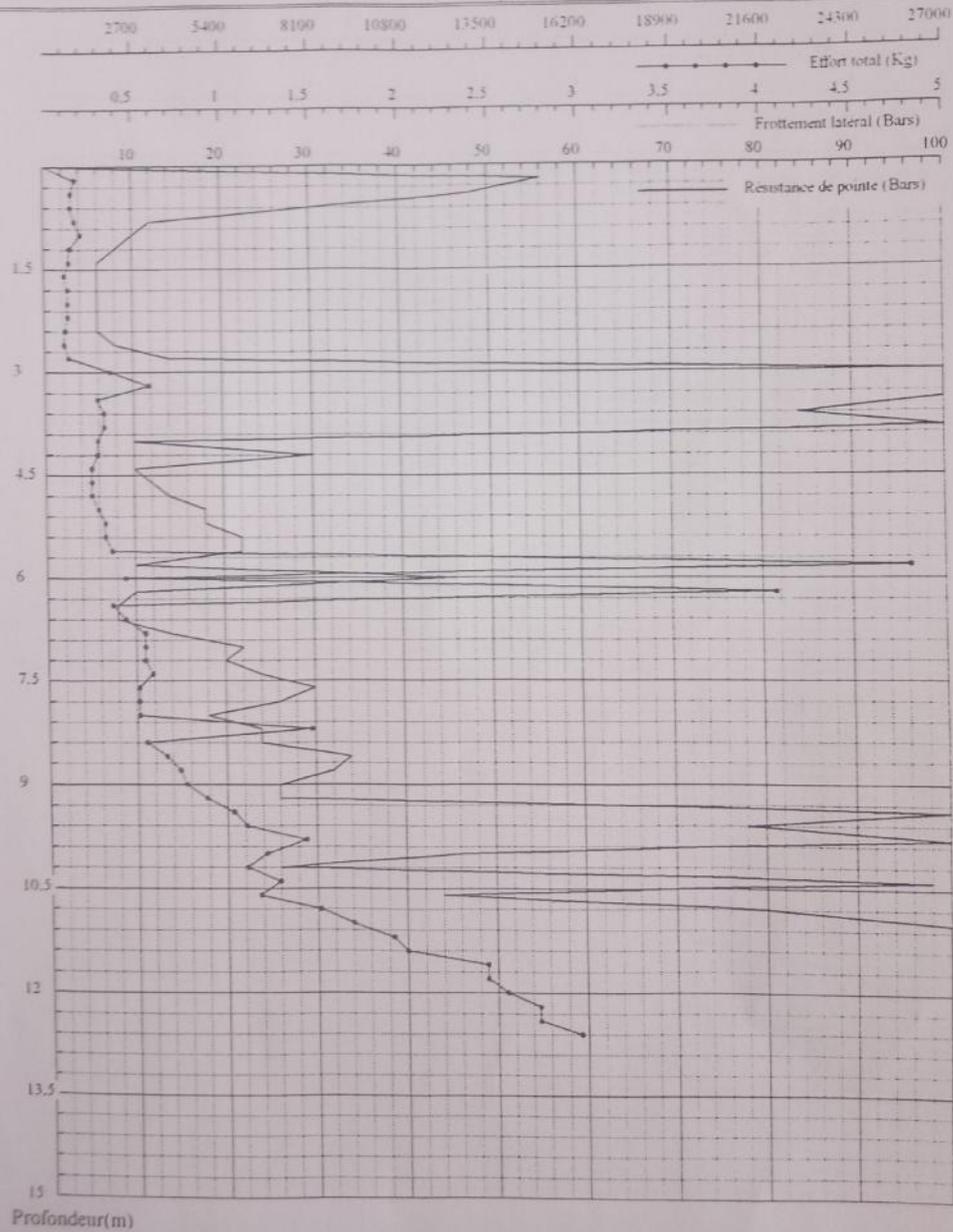


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Aïn Armat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N°: 13



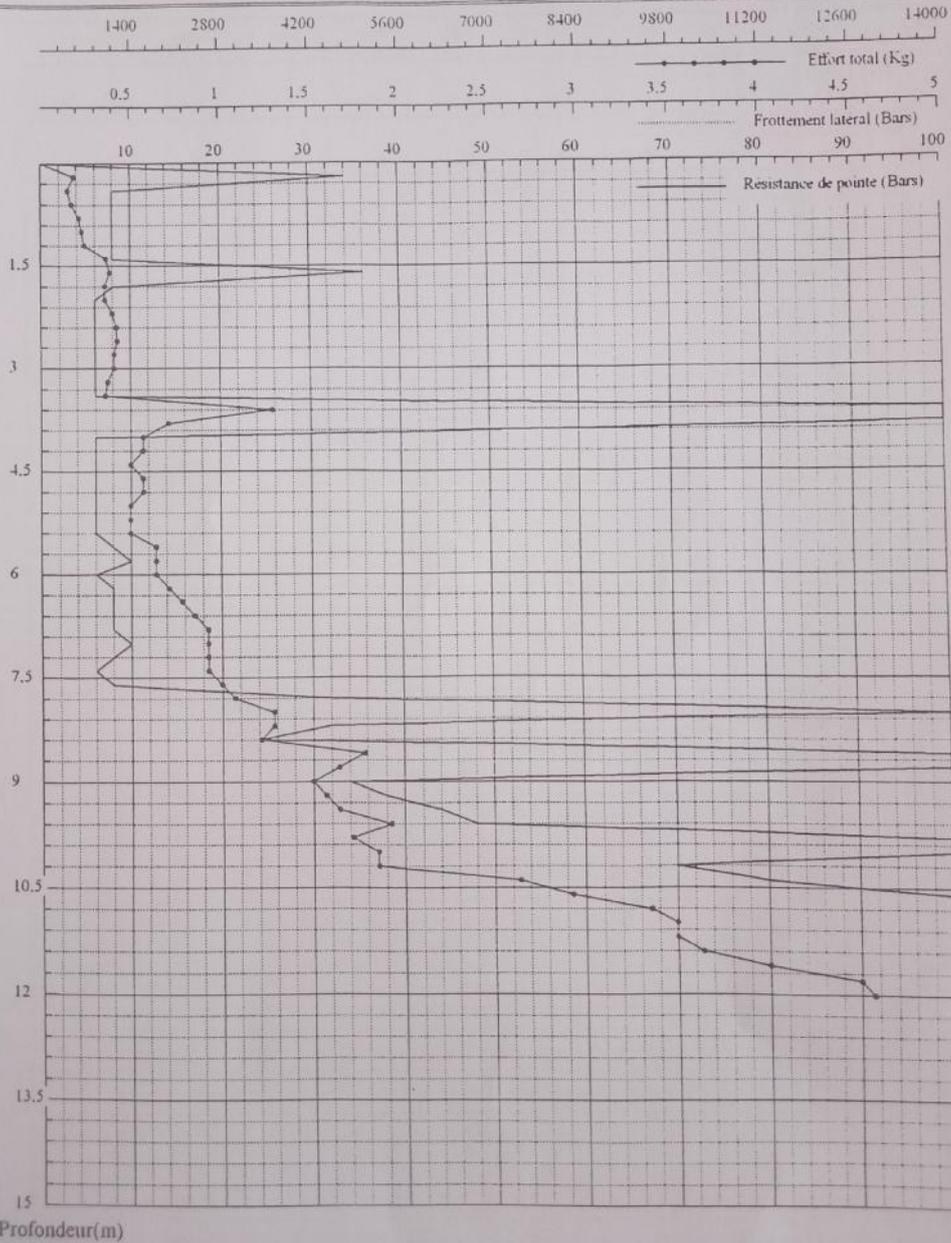


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Ain Armat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N°: 14



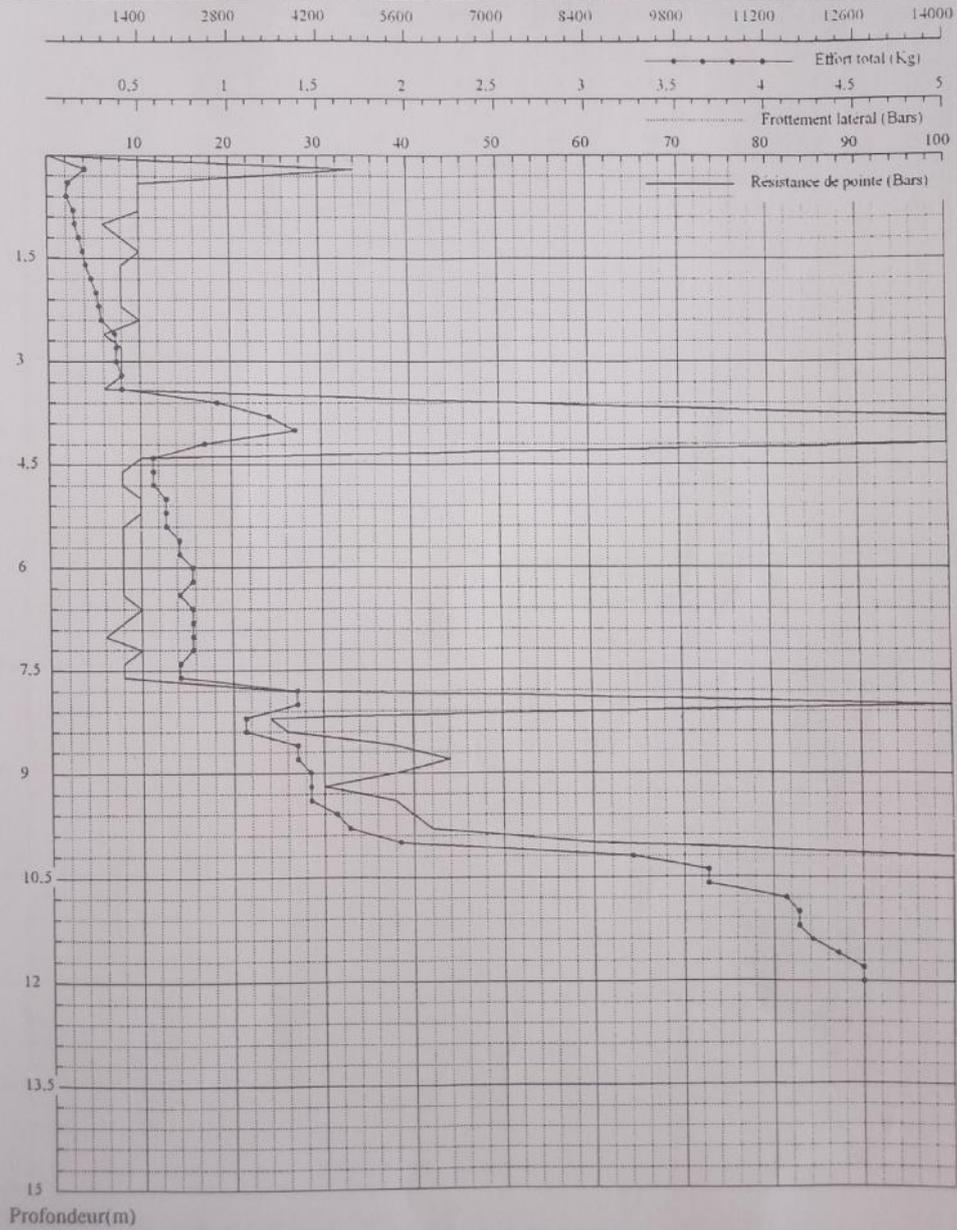


ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport de Ain Arnat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N°: 15

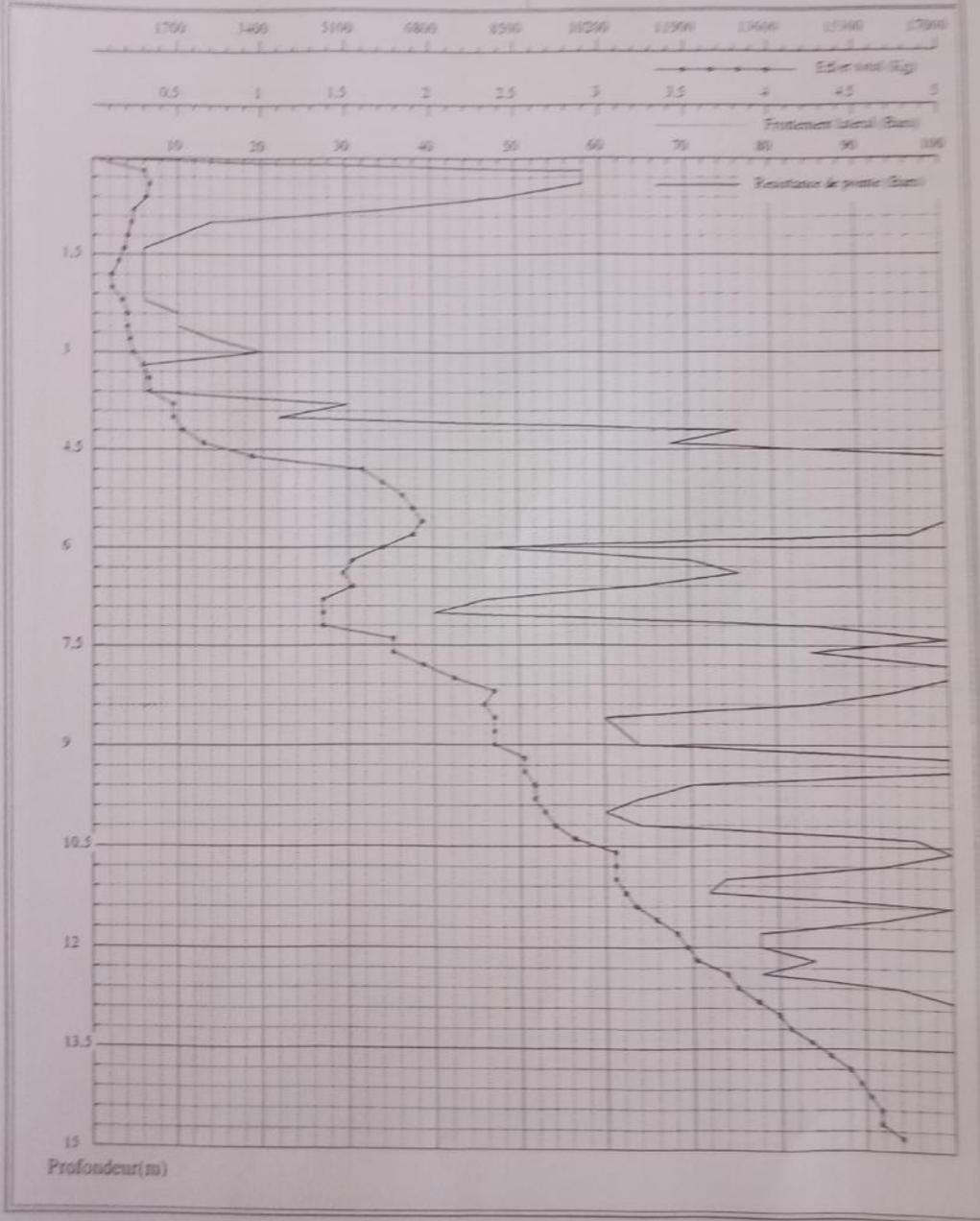




ETUDE : aéroport Aïn Armat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T

Essai N°: 16





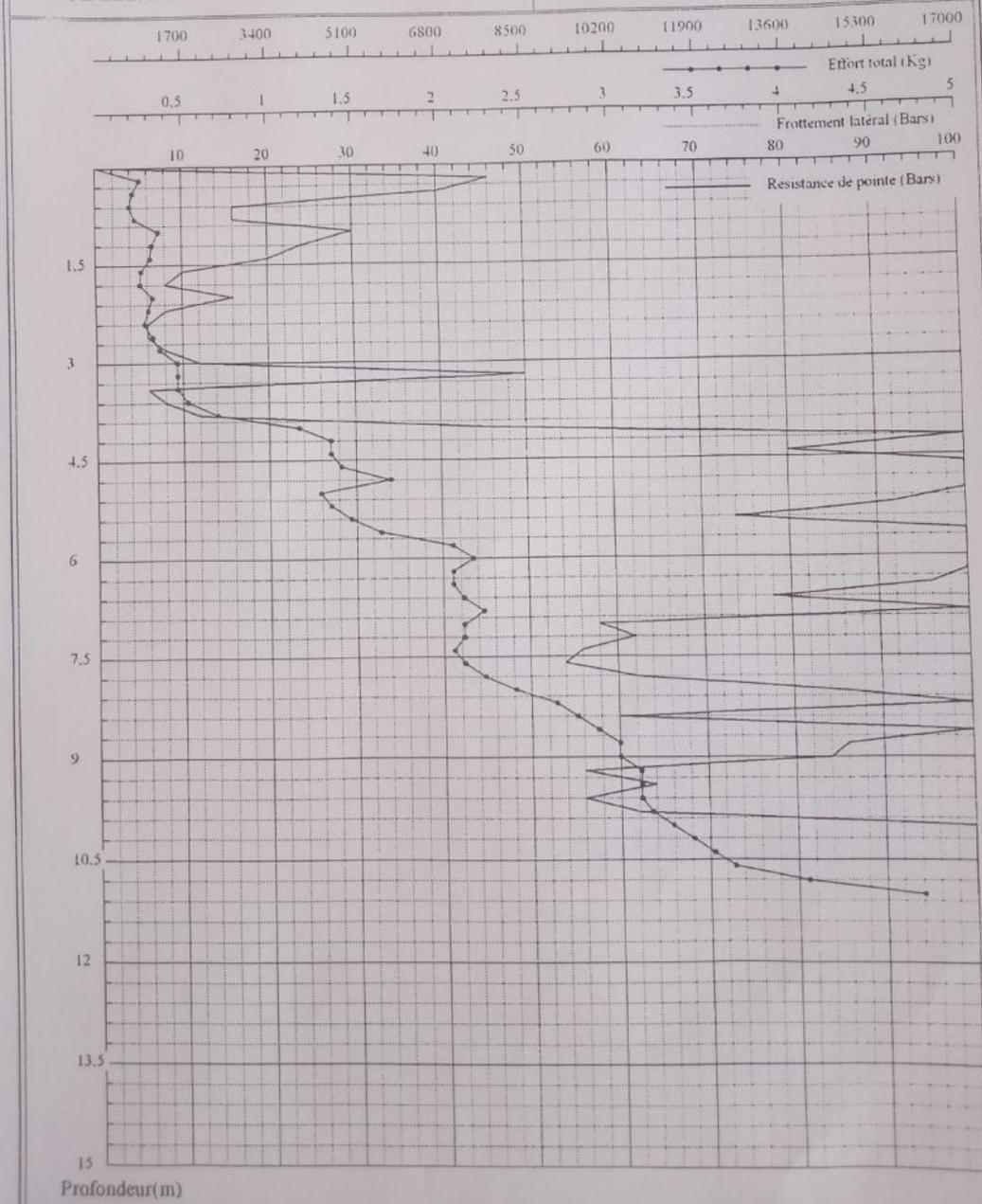
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Ain Amat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T

Essai N°: 17





ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

ETUDE : aéroport Aïn Arnat
CLIENT : DTP SETIF
DATE ESSAI : 15/06/2003

PENETROMETRE STATIQUE
LOURD GOUDA 20T
Essai N°: 18

