

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

Université Abdelhamid Ibn Badais de Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et Architecture



UNIVERSITE
Abdelhamid Ibn Badis
MOSTAGANEM

N° d'ordre : M/GCA/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Voies et Ouvrages d'art (VOA)

Thème :

**ÉTUDE DE LA DEUXIÈME PISTE ET L'ÉXTENSION DE LA
PREMIÈRE PISTE DE L'AERODROME AHMED BEN BELLA
ORAN**

Présenté par :

- M^{lle}. KAIS Tafsut .
- M^{lle}. TALBI Kheira .

Soutenu le 18/ 06/ 2022 devant le jury composé de :

- **Président** : MR.KERAOUTI Rabah .
- **Examineur**: MR.TALIA Ahmed .
- **Encadrant** : MR.ROUAM Serik M .

Année Universitaire : 2022/ 2023

Remerciements

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire. Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mr ROUAM, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nos remerciement s'adresse également à tout nos professeurs pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Nous remerciments s'adressent aux membres de jury qui ont accepte de juger ce modeste travail.

Merci à tous.



Dedication

Je dédie ce mémoire :

A

*mes chers PARENTS qui m'ont donné le courage, et m'ont guidé
durant toute ma vie pour que je réussisse .*

A

*mon frère Akli et mes sœurs Tiziri et Tafat qui mon toujours aidé et
qui ont été ma première source d'inspiration et de courage.*

A

mon neveu NAFA .

A

Med RABAH pour son soutien et ses encouragements .

TAFSUT





Dedication

Je dédie ce mode

A

mes chères parents, qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études,

A

ma Sœur FATIMA et mon frère MOULAY ALI CHERIF.

A

A tout la famille TALBI et KHETTAF sans exception..

A

mes chers Cousines HACHMIA ET DJAMILA.

A tous mes amis.

KHEIRA



Abstract

The project is part of a study for the design and sizing of the new airport runway at AHMED BENBELLA Airport in Oran. In fact, our objective is to go through the first part of this work, and on the basis of an extensive bibliographic study, to explain and clarify the methodology to be followed in the study of airport projects to determine the superstructures associated with these last.

The results of the technical studies carried out in this thesis allowed us to widen the old runway and to plan a second runway according to the specifications of the ICAO standards, by solving the geotechnical problems and by remedying the existing terrain.

Résumé

Le projet s'inscrit dans le cadre d'une étude de conception et du dimensionnement de la nouvelle piste aéroportuaire de l'Aéroport AHMED BENBELLA d'Oran. En fait, notre objectif est de suivre une méthodologie de calcul des piste aéroportuaire , et sur la base d'une vaste étude bibliographique, d'expliquer et de clarifier les étapes à suivre dans l'étude des projets aéroportuaires pour déterminer les superstructures associées à ces derniers.

Les résultats des études techniques réalisées dans ce mémoire nous ont permis d'élargir l'ancienne piste et de planifier une deuxième piste suivant les spécifications des normes OACI, en résolvant les problèmes géotechniques ,assainissements et corrections des divers de la piste existante .

ملخص

المشروع جزء من دراسة لتصميم وتحجيم مدرج المطار الجديد في مطار أحمد بنبيللا في وهران. في الواقع ، هدفنا هو متابعة الجزء الأول من هذا العمل ، وعلى أساس دراسة بليوغرافية موسعة ، لشرح وتوضيح المنهجية التي يجب اتباعها في دراسة مشاريع المطارات لتحديد الهياكل الفوقية المرتبطة بهذه الأخيرة

أتاحت لنا نتائج الدراسات الفنية التي تم إجراؤها في هذه الأطروحة توسيع المدرج القديم وتخطيط مدرج ثانٍ وفقاً لمواصفات معايير منظمة الطيران المدني الدولي من خلال حل المشكلات الجيوتقنية ومعالجة التضاريس الموجودة.

Table des matières

Dédicace	2
Abstract	5
Introduction générale	11
1 GÉNÉRALITÉ.	1
1.1 LE TRANSPORT AERIEN	1
1.2 EVOLUTION DU TRANSPORT AERIEN	1
1.3 CARACTÉRISTIQUES DU TRANSPORT AERIEN	3
1.4 ACTIVITÉS AÉRIENNES	3
1.5 CLASSIFICATION DU TRANSPORT AÉRIEN	3
1.6 LE MATÉRIEL AÉRIEN :	4
1.6.1 Catégorie d'aéronefs	4
1.6.2 Influence du matériel aérien sur l'infrastructure	4
1.7 CLASSIFICATION DES AVION	5
1.8 FLOTTE AERIENNE COMMERCIALE	5
1.9 CARACTÉRISTIQUE PHYSIQUES DES AVIONS	6
1.9.1 Performances des avions	6
1.9.2 Caractéristiques des avions types	6
1.10 L'INFRASTRUCTURE AÉRIENNE	7
1.11 DISPOSITIFS ET MOYENS DE NAVIGATION	7
1.12 TELECOMMUNICATIONS	7
1.13 METEOROLOGIE	7
1.14 CONCEPTION DES AERODROMES	7
1.15 LE BRUIT OCCASIONNE PAR LES AERONEFS	8
1.16 INSTALLATIONS DE L'AERODROME	8
1.17 LE PLAN DE MASSE	8
1.18 CONSTRUCTION DES AERODROMES	9
1.19 PROBLEMES ADMINISTRATIFS ET FINANCIERS RELATIFS AUX AERODROMES	9
2 PRÉSENTATION DU PROJET	10

2.1	INTRODUCTION	10
2.2	TAUX DE CROISSANCE DE LA POPULATION	11
2.3	HISTORIQUE	11
2.4	PRÉSENTATION DE L'AERODROME	11
2.5	ENVIRONNEMENT DE L'AERODROME	12
2.6	DONNEES DE BASE DE L'AERODROME	12
2.7	LOCALISATION ET GEOLOGIE DU SITE	14
2.8	CLIMATOLOGIE	14
3	GEOTHECHNIQUE	16
3.1	INTRODUCTION	16
3.2	LOCALISATION ET GÉOLOGIE DU SITE	17
3.3	HYDROGÉOLOGIE DU SITE	17
3.4	GÉOTECHNIQUE DU SITE	17
3.5	EXÉCUTION DES TERRASSEMENTS	20
3.6	CONCLUSIONS	22
4	DIMENSSIONNEMENT	23
4.1	INTRODUCTION	23
4.2	CONSTITUTIONS DES CHAUSSÉES SOUPLES	23
4.3	METHODES DE DIMENSIONNEMENT	25
4.3.1	Méthode empirique « STBA »	25
4.3.2	Méthode analytique	25
4.3.3	- La méthode ACN / PCN	25
4.4	Utilisation de la méthode	27
4.4.1	La procédure en cas de dépassement du PCN	28
4.5	Résistance des Chaussées	30
4.5.1	Généralités	30
4.5.2	Méthode de publication ACN-PCN	31
4.6	CHOIX DE LAMETHODE	32
4.7	DIMENSIONNEMENT CLASSIQUE	32
4.7.1	Calcul du PCN de la nouvelle piste	32
4.7.2	Détermination des épaisseurs de renforcement	33
4.7.3	LA PISTE	33
4.7.4	Volume du trafic	34
4.7.5	Détermination du nombre de départ annuel équivalent de l'avion de calcul	34
4.7.6	Détermination de la structure de chaussée	35
4.8	CONCLUSION	36
5	ETUDES GEOMETRIQUE	38
5.1	IINTRODUCTION	38
5.2	EXTENTION PISTE, NOUVELLE PISTE	38
5.2.1	Profil en long	38

5.2.2	Profil en travers	43
5.3	AMÉNAGEMENTS COMPLÉMENTAIRES DE LA PISTE	44
5.4	VOIE DE CIRCULATION	45
5.5	AMÉNAGEMENTS COMPLÉMENTAIRES DE LA VOIE DE CIRCULATION	47
5.6	BRETELLES	47
5.7	AMÉNAGEMENTS COMPLÉMENTAIRES DES BRETELLES	47
5.8	PARKING	48
5.9	CONCLUSION	48
6	ASSINAISSEMENT	49
6.1	INTRODUCTION	49
6.2	RAPPEL SUR L'HYDROGÉOLOGIE DU SITE	50
6.3	PRINCIPE DE CONCEPTION DES OUVRAGES DE DRAINAGE SOUTERRAIN	50
6.4	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	57
6.5	LIMITATIONS IMPORTANTES	58
7	BALISAGE ET SIGNALISATION	59
7.1	GENERALITES	59
7.2	LES PRINCIPAUX MARQUAGES SUR L'AERODROME D'ORAN	59
7.3	LES LIGNES DE SYSTEME DE GUIDAGE	62
7.4	MISE EN ŒUVRE DU MARQUAGE	62
7.5	LE BALISAGE LUMINEUX	62
7.6	RÉSISTANCE À L'USURE	63
8	DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	64
8.1	DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	64
	Conclusion Générale	67
	Bibliography	68
	Annexes	71

Table des figures

2.1	Carte géographique de la Wilaya d'Oran	10
2.2	Piste de l'aéroport Ahmed Ben Bella Oran	12
3.1	représentant les différents types de cavités	21
3.2	Représentant les différents types de cavités	21
4.1	Algorithme de la méthode ACN-PCN. Procédures d'autorisation	29
5.1	Profil en travers type de l'extension piste	45
7.1	les principaux marquages sur l'aerodrome	61
7.2	le balisage lumineux de l'aérodrome	63

Liste des tableaux

3.1	Pression de pré-consolidation au niveau des sondages	19
5.1	pentcs longitudinales et les rayons de courbure proposée à l'extension piste	41
5.2	vérification de la distance entre changement de pente	41
5.3	pentcs longitudinales et les rayons de courbure proposée à l'extension piste.	43
5.4	vérification de la distance entre changement de pente	43
6.1	caractéristiques moyennes des sols rencontrés à l'endroit de SN1 aSN6 entre 1.00 m et 6.00m de profondeur et à l'endroit de P1 à P19 entre 1.60m et 3.20 de profondeur.	54

Introduction

Ces dernières années, l'Algérie a accumulé un retard indéniable dans le secteur des travaux publics. Aujourd'hui, la tendance a profondément changé et les grands projets qui sont en train d'être menés en ce moment en sont la preuve.

Pour ne pas être en reste du monde, l'Algérie a consenti un grand effort pour les constructions d'infrastructures aéronautiques dans l'objectif de relier toutes ses régions afin de désenclaver les plus lointaines et faire face ainsi au déséquilibre régional laissé par le colonisateur, entre le Nord et le Sud. L'Algérie dont la superficie est de 2 381 741 km prévoit ce type d'infrastructure en vue de faciliter les communications entre les plus importantes villes du Nord, du Sud, d'Est et d'Ouest.

La wilaya d'Oran n'a pas échappé à cette fatalité, elle a souffert de graves problèmes liés à la croissance du trafic et aux dégradations des infrastructures de transport existantes à l'instar de l'aérodrome « d'AHMED BEN BELLA ».

Actuellement, ces problèmes sont en voie de résorption grâce au boum économique que connaît l'Algérie en ce moment d'une part et d'autre part à des nouvelles politiques et visions fondées sur des projections tous azimuts qui commencent à apporter leurs fruits avec des projets déjà livrés et de nombreux autres en cours. Cette mise à niveau des infrastructures nous a offert la chance d'en participer par le biais de notre projet de fin d'études, aussi bien à la rénovation qu'à l'innovation.

Notre projet de fin d'études s'intitule : Étude de la deuxième piste et extension de la première piste de l'aérodrome AHMED BEN BELLA Oran.

1.1. LE TRANSPORT AERIEN

Les problèmes aéronautiques datent du 20^e siècle. Ils ont pris une extension considérable et occupent, malgré leur jeunesse, une place importante dans la vie de la nation .

1.2. EVOLUTION DU TRANSPORT AERIEN

En 1908 qu'eut lieu le premier vol avec passagers, et la première ligne commerciale « le linge PARIS-LONDRES » a été ouverte en 1919, après la première guerre mondiale, par un avion français, qui provenait d'ailleurs de la guerre et était piloté par Bossoutrot. Personnalité aéronautique bien connue décédée il y a quelques années.

Dés lors, l'évolution a été relativement rapide. En voici les grandes lignes :

- A la fin de l'année 1919, ouverture de la ligne «TOULOUSE-MAROC » c'est la ligne Latécoère qui devait, par la suite, être illustrée par Mermoz, Saint- Exupéry et tant d'autres dont vous avez tous entendu parler.
- En 1925 ouvertures aux « ÉTATS-UNIS » de la première ligne commerciale régulière toute l'année. C'est cette notion de « ligne régulière ouverte au public toute l'année qui a fait réellement classer l'aviation parmi les moyens de transport et de déplacement modernes
- En 1930, première traversée commerciale de l'atlantique sud.
- En 1937, premier vol commercial transatlantique

Ces vols océaniques se faisaient par hydravion. Ce n'est pas qu'à partir de 1945 seulement, c'est-à-dire à la fin de la deuxième guerre mondiale, que ces vols commerciaux ont été faits par avion

Quant à la première liaison transatlantique par quadriréacteur, elle date seulement de 1958.

Ce moyen de transport est certainement, de tous ceux que vous avez eu l'occasion d'étudier, le plus récent et celui qui a évolué le plus vite : parti de zéro il ya 30 ans il assure maintenant le transport d'un nombre très important de passagers et de quantités de marchandises non négligeables

Considérons l'Atlantique Nord qui est l'un des lieux du monde où les problèmes de transport à grande distance sont les plus importants :

- De 1950 à 1955, le d'accroissement avait été de 69%, taux beaucoup plus faible que celui constaté pour le trafic de voyageurs ;
- De 1955 à 1960, l'augmentation était de 68%, soit de même ordre que celle des voyageurs.

Mais à partir de 1960, les taux de croissance du transport de fret sont plus élevés que ceux du transport de voyageurs puisque de 1960 à 1965 l'augmentation a atteint 124% et qu'en 1966 elle était de 18% sur 1965. Tout le monde s'accorde à reconnaître qu'il existe des possibilités d'accroissement du transport de passagers.

Les techniciens se réfèrent fréquemment, quand ils étudient les taux d'accroissement des activités économiques, au dévalement de la consommation d'électricité :

L'expérience a prouvé que cette consommation double tous les 10 ans Or, le trafic aérien croît beaucoup plus vite puisque son importance double tous les 6 ans.

Le transport aérien constitue donc un moyen de transport et une activité en pleine expansion qui pose d'une manière continue des problèmes très complexes d'adaptation aux besoins.

A titre d'exemple, chaque heure du jour ou de la nuit sept avions en moyenne transitent des deux côtes de l'Atlantique Nord.

A l'heure actuelle, le nombre de passagères-kilomètres est de 8 millions en 1945 à 130 millions en 1962, de 172 millions en 1964 à 275 millions en 1967, la distance moyenne parcourue à chaque voyage par un passager étant de l'ordre de 1050 à 1070 KM.

Dans ces résultats, plus de 50% Alors qu'en Europe et en Afrique la plus grande partie du trafic a un caractère international, Si bien que la part du trafic international est de 45% des chiffres globaux.

Ces quelques chiffres donnent une idée de ce que représente un le transport et de se qu'il a des chances de représenter au cours des prochaines décennies. On peut qu'il est maintenant devenu une industrie au sens plein du terme, moderne et dynamique.

Les problèmes essentiels qu'il pose sont désormais autant de nature économique et commerciale que de nature technique. Le présent ouvrage reste néanmoins essentiellement technique et se borne à donner des aperçus sur les problèmes économiques et administratifs soulevés par cette activité.

1.3. CARACTÉRISTIQUES DU TRANSPORT AÉRIEN

Quelles sont les principales caractéristiques du transport aérien et comment le comparer aux autres moyens de transport ?

L'étude d'un moyen de transport doit porter sur les huit points suivant que nous examinerons successivement :

La capacité individuelle de chaque élément de transport, La vitesse, Le rayon d'action, La régularité, La sécurité, Le confort, La commodité d'emploi, Le prix.

1.4. ACTIVITÉS AÉRIENNES

Les activités aériennes peuvent être classées en quatre catégories : Le transport aérien, Le travail aérien, L'aviation générale, L'aviation d'état .

1.5. CLASSIFICATION DU TRANSPORT AÉRIEN

♠ **Différent types de transport** : on peut d'abord distinguer d'un part le transport de personnes et le transport de marchandises, est d'autre part le transport régulier. On peut également, dans les transports réguliers qui sont ceux auxquels nous intéressons le plus, faire une distinction portant sur la distance du transport. On a alors :

- a) Les transports à grande distance,
- b) Les transports à moyenne distance,
- c) Les transports à courte distance,

♠ **Transport de fret** : il existe deux catégories particulières de marchandises qui ne sont généralement pas désignées comme du fret courant.

- a) ce sont tout d'abord les bagages du passager qui, en principe, sont placés dans le même avion que celui qu'emprunte le passager qui, dans la limite d'un certain poids (20 à 30Kg selon les lignes) ne donnent pas lieu à tarification distincte,
- b) ce sont ensuite les transports postaux qui, bien classés séparément, suivant des règles comparables à celles des transports de fret.

♠ **Catégories de transports aériens** : en France, l'ensemble des transports aériens est classé en quatre catégories :

- a) La catégorie A correspond aux transports à grande distance, c'est-à-dire aux transports pour des étapes de plus de 3000 Km ;
- b) La catégorie B correspond aux transports réguliers à moyenne et à courte distance ;
- c) La catégorie C groupe les transports à la demande, le travail aérien et l'aviation diverse (ou générale) de voyage (affaires et tourisme) ;

- d) La catégorie D comprend l'aviation diverse élémentaire, l'école, l'entraînement, le vol à voile, toute la petite activité aéronautique qui trouve son utilisation sur le plan local.

1.6. LE MATÉRIEL AÉRIEN :

1.6.1. Catégorie d'aéronefs

Le matériel de transport aérien est constitué par les aéronefs parmi les quels on distingue habituellement quatre catégorie :

Les avions : sont des aéronefs à moteur et à ailes fixes. Ils représentent la majeure partie du matériel aérien.

Les hydravions : sont des avions conçus pour manœuvrer non sur le sol, mais sur l'eau.

Les giravions : ces appareils se soutiennent sur l'aire, non par des ailes fixes, mais par des ailes rotatives.

Les planeurs : sont des avions sans moteur ; ils ne peuvent se soutenir sur l'air qu'après avoir été lancés.

1.6.2. Influence du matériel aérien sur l'infrastructure

L'étude du matériel aérien intéresse le responsable des problèmes d'infrastructure du fait que la conception des ouvrages en cause résulte :

- Des caractéristique des aéronefs puisque leur envergure et hauteur influent
Sur les dimensions des hangars, l'implantation des ouvrages, la dimension des aires ; leur poids et les caractéristiques de leur train d'atterrissage et de leur pneumatiques influent sur l'épaisseur des pistes, etc. . . ;
- Des performances des aéronefs : les performances de décollage influent sur la longueur des pistes ; l'angle de montée sur les dégagements ; le rayon de virage sur les circuits d'attente. De plus, il doit être tenu compte de la susceptibilité de l'avion aux vents traversiers pour l'orientation des pistes.
- Des conditions de sécurité qui introduisent la marge de sécurité nécessaire entre les caractéristiques minimales et la caractéristique réelles des ouvrages.

1.7. CLASSIFICATION DES AVION

Les avions doivent être dans toute la mesure du possible adaptés aux missions qui leur sont confiées.

On pourrait donc les classer suivant le type de transport qu'ils auront à effectuer en respectant le classement que nous avons indiqué précédemment.

On préfère, en générale, les classer suivant les quatre catégories suivantes :

- ▶ Les longs courriers ;
- ▶ Les moyens courriers ;
- ▶ Les avions de défrichage de lignes ;
- ▶ La petite aviation.

On ne peut définir chaque catégorie par des caractéristiques bien précises chaque type d'avion évoluant différemment, il semble préférable d'étudier les caractéristiques actuelles et l'évolution probable de quelques appareils de chaque catégorie.

1.8. FLOTTE AERIENNE COMMERCIALE

La flotte aérienne commerciale comprend relativement peu d'appareils. Le nombre d'avions en U.R.S.S. et en Chine communiste n'est pas connu, mais pour le reste du monde, la flotte aérienne commerciale se compose en 1966 d'environ 5500 avions qu'on peut classer comme suite :

- ♠ 1100 turboréacteurs,
- ♠ 1200 turbopropulseurs,
- ♠ 1200 quadrimoteurs à pistons,
- ♠ 900 bimoteurs à pistons, non compris le DC 3,
- ♠ 1100 DC 3.

Prix des avions : le prix d'achat d'un avion de transport est très élevé.

Amortissement des avions : lorsqu'un nouveau type d'avion est mis en service. On voit généralement les voyageurs, mais par l'attrait de la nouveauté, se précipiter sur ce nouveau type d'avion.

1.9. CARACTÉRISTIQUE PHYSIQUES DES AVIONS

L'étude des caractéristiques physiques d'un avion déborde largement ce cours, mais nous regarderons rapidement les trois éléments principaux qui le constituent :

- ▶ La cellule,
- ▶ Les groupes motopropulseurs,
- ▶ Les trains d'atterrissage

1.9.1. Performances des avions

- ▶ La vitesse,
- ▶ L'attitude,
- ▶ Le virage,
- ▶ Le décollage
- ▶ L'atterrissage,
- ▶ Évolution des distances de décollage,
- ▶ Influence de la charge sur les distances de décollage,
- ▶ Les avions à décollage court.

1.9.2. Caractéristiques des avions types

A chaque catégorie de transport correspond un type d'avion dont les caractéristiques sont données par le tableau ci-dessous :

Catégorie	Poids max	Envergure	Longueur	Hauteur	Largeur du train	Pression des pneus
A	135 t	70 m	50 m	15 m	12 m	10 bras
B	60 t	50 m	35 m	10 m	9 m	7 bras
C	20 t	30 m	20 m	6 m	6 m	5 bras
D	5 t	15 m	12 m	4 m	4 m	3 bras

1.10. L'INFRASTRUCTURE AÉRIENNE

Les problèmes aéronautiques peuvent être classés en catégories :

- ▶ D'une part, ceux qui pour objet de fabriquer, d'acheter, d'équiper, d'entretenir, de faire voler des avions ;
- ▶ D'autre part, ceux qui sont dus à la nécessité de disposer d'un ensemble d'équipements au sol pour le service des avions.

1.11. DISPOSITIFS ET MOYENS DE NAVIGATION

- Services intéressés par la circulation aérienne,
- Navigation aérienne,
- Radionavigation,
- Aides à la navigation pour l'atterrissage,
- Disposition des aides radio intéressant un aéroport.

1.12. TELECOMMUNICATIONS

: La discipline des télécommunications intéresse, elle aussi, plus particulièrement les ingénieurs de la navigation aérienne.

1.13. METEOROLOGIE

Le service météorologique est l'un des organismes importants permettant de fournir une assistance à la circulation aérienne.

1.14. CONCEPTION DES AERODROMES

- Destination des aéroports,
- Classification des aéroports civils,
- Constituants d'un aéroport,
- La plate-forme.

1.15. LE BRUIT OCCASIONNE PAR LES AERONEFS

- Les sons,
- Les bruits,
- Gene provoquée par le bruit,
- Lutte contre le bruit,
- Bang sonique.

1.16. INSTALLATIONS DE L'AERODROME

Les installations d'un aéroport, c'est-à-dire d'un aéroport destiné aux besoins du transport aérien, comportent :

- Les installations techniques destinées à permettre aux techniciens d'assurer la direction et l'exploitation technique de l'aéroport.
- Les installations terminales ou installations commerciales destinées à permettre aux avions fréquentant l'aéroport d'assurer leurs fonctions commerciales.
- Les installations industrielles mises à la disposition compagnies aériennes pour l'entretien, l'aménagement et les divers travaux qui doivent être faits sur les appareils de transport utilisés.
- Les installations générales, ensemble des réseaux divers qui assurent la vie des installations.

1.17. LE PLAN DE MASSE

Les dispositions relatives des différents éléments constitutifs d'un aéroport sont synthétisées par un plan que l'on appelle le plan de masse de l'aéroport.

Nous allons étudier les schémas susceptibles de servir de base à la conception d'un plan de masse d'aéroport.

1.18. CONSTRUCTION DES AERODROMES

La réalisation d'un aérodrome et de ses installations exige des constructions d'ouvrages et de bâtiments, des travaux de voirie et de réseaux divers qui relèvent de diverses disciplines étudiées dans l'autres cours auxquels vous devrez vous reporter.

On se bornera à évoquer plus particulièrement ici :

- ▶ D'une part, les ouvrages dotés ou susceptibles d'être dotés de chaussés,
- ▶ D'autre part, les installations de balisage.

Même les :

- ▶ Établissement du projet de construction des aires de manœuvre,
- ▶ Drainage et évacuation des eaux,
- ▶ Les bandes en herbe,
- ▶ Chaussées,
- ▶ Balisage et signalisation.

1.19. PROBLEMES ADMINISTRATIFS ET FINANCIERS RELATIFS AUX AERODROMES

- ▶ Création et régime juridique des aérodromes,
 1. Aérodromes ouverts à la circulation aérienne publique,
 2. Aérodromes réservés à l'usage de certaines administrations de l'état,
 3. Aérodromes agréés à usage restreint,
 4. Aérodromes privés ;
 5. Régime spécial à certaines activités,
- ▶ Exploitation des aérodromes ouverts a la circulation aérienne publique
 1. Destination entre les natures des exploitations,
 2. Modalités d'exploitation.
- ▶ Conditions de gestion administrative et financière des aéroports
 1. Gestion technique,
 2. Gestion commerciale.

PRÉSENTATION DU PROJET

2.1. INTRODUCTION

La wilaya d'Oran s'étend sur une superficie de 2121 km². c'est une ville portuaire de la mer méditerranée située au nord-ouest de l'Algérie à 432 km de la capital Alger et le chef-lieu de la wilaya du même nom en bordure de golfe d'Oran. La ville est située au fond d'une baie ouverte au nord et dominée directement à l'ouest par la montagne de l'Aidour d'une hauteur de 420m ainsi que par le plateau de Moulay Abdelkader El- jilani. La wilaya d'Oran compte 26 communes périphériques dont 09 sont des chefs-lieux de daïra en 2016 la commune comptait 80500 habitants alors que la population de l'agglomération oranaise était d'environ 2500 000 habitants .



FIGURE 2.1 – Carte géographique de la Wilaya d'Oran .

2.2. TAUX DE CROISSANCE DE LA POPULATION

Le taux d'accroissement annuel moyen de la wilaya était de 2,45 occupée par secteur d'activité :

- BTPH : 36%.
- Commerces : 18%.
- Transport & communication : 9%.
- Hôtellerie et restauration : 8%.
- Industrie : 6%.

2.3. HISTORIQUE

- En **1909** : 14 décembre, sur un terrain de la **Es Senia**, **Julien Serviès** effectue le premier vol retentissant en **Oranie**, avec un monoplan Sommer. Le 9 janvier suivant, un grand meeting rassemble quarante mille personnes, toujours à la Es-Senia **AHMED BEN BELLA**, en présence du Maréchal Hubert Lyautey.
- Entre **1930** et **1932** : Oran Es Senia est l'aérodrome utilisé sur lequel sont établis plusieurs records mondiaux de durée et de distance en circuit fermé.
- En **1984** : Communication sur l'aménagement et le renforcement de l'aérodrome. Aéroport d'Oran Es-Senia **AHMED BEN BELLA**. Par M. Chiali, F. directeur des travaux, mai 1984 .

2.4. PRÉSENTATION DE L'AERODROME

NOM DE L'AERODROME	ES SENIA (AHMED BEN BELLA)
WILAYA D'IMPLANTATION	ORAN
CLASSE DE L'AERODROME	A



FIGURE 2.2 – Piste de l'aéroport Ahmed Ben Bella Oran .

2.5. ENVIRONNEMENT DE L'AERODROME

- Altitude : 90 m.
- Température de référence : 20°c.
- Pluviométrie : la moyenne annuelle des précipitations est de 420 mm.

2.6. DONNEES DE BASE DE L'AERODROME

Infrastructures existantes

1. Une piste existante de longueur de 3000 m avec 600 m de prolongement et de largeur de 45 m + extension piste existante de longueur 539.02m orientée Est-Ouest avec accotements de 7,5 m et de bondes de 50 m de chaque côté.
2. Projection d'une deuxième piste de longueur de 3000m et de largeur de 45m Est-Ouest avec accotements de 7.5m et de bondes de 50m de chaque cote.
3. Un parking Fret (230m x 123m). L'extension du parking avions (200m x 140 Ou surface équivalente)
4. deux voies de circulations VCO de 864.788 m de longueur et de 23 m de largeur .VCE de 160m de longueur et de 23m de largeur avec accotements de 10,5 m et de bondes de 4 m de chaque côté.
5. Les cinq (5) bretelles notées : BRA, BR B, BR C, BR D et BR E. BRA de 376.217 m de longueur et de 23m de largeur avec accotements de 10.5m et de bondes de 4m de chaque coté.
 - BRB de 376.217m de longueur et de 23m de largeur avec accotements de 10.5m et de ondes de 4m de chaque coté.

- BRC de 103.405m de longueur et de 23m de largeur avec accotements de 10.5m et de ondes de 4m de chaque coté.
- BRD de 103.405m de longueur et de 23m de largeur avec accotements de 10.5m et de ondes de 4m de chaque coté.
- BRE de 300m de longueur et de 23m de largeur avec accotements de 10.5m et de bondes de 4m de chaque coté.

6. Deux raquettes de manœuvre ayants un rayon de 50 m à chaque bout de la piste

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.

a. Résultats et analyse des données du trafic

L'aéroport d'Oran est essentiellement fréquenté par des avions de type B747-400, B737, B727, A310, B767, A319, A732, A320, B722, B738, B736, A330, A340, B763, B734, B733, L101, IL.YU, B707, IL.76, DC9, B777, 382, DC10, AIRBUS, B757. Pour le calcul du trafic équivalent nous avons pris comme référence le trafic de l'année 1990

- 2004 avec une majoration de 5 dans le tableau suivant

Nature de trafic	Mouvements commerciaux	Nationaux	Internationaux	Mouvements non commerciaux	Totale général	Fret en tonnes
1990	10037	6016	4021	765	10802	7473
1991	7412	5129	2283	534	7946	4056
1992	7654	5280	2374	587	8241	2899
1993	8005	5526	2479	865	8870	2943
1994	8156	5493	2663	576	8732	4448
1995	8315	6075	2240	865	9180	2240
1996	8002	6090	1912	1840	9842	1912
1997	7424	5686	1738	2643	10097	1738
1998	7315	5457	1858	1854	9169	1706
1999	8159	6198	1961	2319	10478	1763
2000	11541	8877	2664	2830	14371	1446
2001	15577	12539	3038	1822	17399	1617
2002	16346	12243	4103	1759	18105	N.D
2003	11061	6983	4078	890	11951	N.D
2004	10437	6516	3921	1011	11448	N.D
2005	10352	5992	4360	1484	11836	N.D

b. 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 d'Oran et ses environs, ainsi qu'au développement de toute la région.

2.7. LOCALISATION ET GEOLOGIE DU SITE

Le site du projet fait partie de la plaine du Figuier, à vocation partiellement agricole, située à environ 6km au sud de la localité d'Oran et au Nord de la grande sebkha d'Oran. Le site, d'une altitude moyenne de 90m, est caractérisé par un dépôt alluvionnaire d'âge quaternaire constitué essentiellement d'argile gypseuse beige blanchâtre, beige brunâtre à brun verdâtre, plastique, concrétionnée et alternée de croûte gréco-gypsifères par endroits.

Cette formation sédimentaire, d'une épaisseur dépassant les 40 m, résulte du dépôt des produits fins résultant généralement du démantèlement des massifs avoisinants. Elle est susceptible (vulnérable) aux effets de dissolution causée par les précipitations et les eaux souterraines. Ces formations de gypse pur à 96%, ont une teneur en éléments solubles .

notamment le CaSo₄ de 85% et une teneur en éléments insolubles que de 3 à 4%. La solubilité du gypse dans l'eau douce est de 2.4 g/l alors que sa solubilité dans l'eau salée (en présence de Na Cl) est d'environ 10g/l.

Cette formation est couverte en surface par une mince couche de terre végétale et/ou remblai de 20 à 50 cm d'épaisseur .

2.8. CLIMATOLOGIE

Il est nécessaire de connaître pour un aéroport donné les relevés effectués par les Services de météorologie qui donnent les différents paramètres tels que le vent, la température et la pluviométrie

■ Les vents

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

■ Les 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. Par conséquent, puisqu'il existe un lien entre les caractéristiques d'un avion et

celles d'un aéroport, pour chaque catégorie d'aéroport, il y a un vent traversier admissible défini sous la forme :

$$V_t = V_v \times \sin \alpha$$

La force du vent traversier admissible exprimée en mètres/secondes ou en Nœuds.

$$V_v = 13m$$

■ La température

La température ambiante au niveau d'un aéroport affecte en modifiant la densité ; de l'air, influe sur 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 et la moyenne mensuelle 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 Température maximale au mois le plus chaud 22°.

■ La pluviométrie

Cette région possède des ressources en eau très précieuses et aléatoires, car elles sont en relation avec les ruissellements. Les précipitations sont très rares et insignifiantes où on registre moins de 420 mm de pluie pour l'année la plus pluvieuse.

3.1. INTRODUCTION

Un programme de reconnaissance préliminaire a intéressé une partie de l'axe de la deuxième piste projetée entre le PK0+600 et le PK3+400, soit sur 2800 mètres de long. Ce programme a permis d'avoir une idée sommaire sur la nature des sols de fondations et leurs particularités. Un programme de reconnaissance complémentaire de géotechnique, hydrogéologique et géophysique est prévu. Ce programme sera complété par le LTPO en deux phases : phase 1 avant les travaux de terrassement (dans l'immédiat) et phase 2 après les travaux de terrassement (SAETI,). Cette investigation complémentaire sera menée à l'endroit de toutes les surfaces d'implantation des ouvrages projetés à l'aérodrome Es-Senia, En particulier :

- les 400 m restant de la deuxième piste projetée
- le prolongement Ouest de 600 m de la piste existante,
- les deux (2) voies de circulations, VC O, pour relier la nouvelle piste projetée au taxiway et VC E pour relier le parking Fret projeté au taxiway,
- les cinq (5) bretelles notées : BRA, BR B, BR C, BR D et BR E.
- la bretelle BR E laquelle reliera la piste existante à la nouvelle piste projetée,
- les deux bretelles BR A et BR B lesquelles relieront la nouvelle piste projetée au taxiway,
- les deux bretelles BR C et BR D reliant le taxiway à l'extension projetée du parking avions.
- l'extension du parking avions (200 m × 140 Ou surface équivalente)
- le parking Fret (230m x 123m).

3.2. LOCALISATION ET GÉOLOGIE DU SITE

Le site du projet fait partie de la plaine du Figuier, à vocation partiellement agricole, située à environ 6 km au sud de la localité d'Oran et au Nord de la grande sebkha d'Oran. Le site, d'une altitude moyenne de 90 m, est caractérisé par un dépôt alluvionnaire d'âge quaternaire constitué essentiellement d'argile gypseuse beige blanchâtre, beige brunâtre à brun verdâtre, plastique, concrétionnée et alternée de croûte grésogypsifères par endroits. Cette formation sédimentaire, d'une épaisseur dépassant les 40 m, résulte du dépôt des produits fins résultant généralement du démantèlement des massifs avoisinants. Elle est susceptible (vulnérable) aux effets de dissolution causée par les précipitations et les eaux souterraines. Ces formations de gypse pur à 96 %, ont une teneur en éléments solubles notamment le CaSO₄ de 85 % et une teneur en éléments insolubles que de 3 à 4 %. La solubilité du gypse dans l'eau douce est de 2.4 g/l alors que sa solubilité dans l'eau salée (en présence de NaCl) est d'environ 10 g/l.

Cette formation est couverte en surface par une mince couche de terre végétale et/ou remblai de 20 à 50 cm d'épaisseur.

3.3. HYDROGÉOLOGIE DU SITE

Les eaux de ruissellement aboutissent dans les dépressions formées par la grande sebkha d'Oran, Daït Morselly, petit lac et autres petites cuvettes constituant des zones de recharge de la nappe phréatique. La profondeur de la nappe phréatique entre le 20 juillet et le 21 novembre 2005 fluctuait entre 3.00 m et 4.20 m par rapport au niveau du terrain naturel, pratiquement dans tous les puits et sondages carottés réalisés dans le cadre du programme préliminaire de reconnaissance géotechnique et hydrogéologique. L'écoulement de l'eau souterraine étant Nord-Est / sud-ouest déversant dans la grande Sebkha d'Oran.

3.4. GÉOTECHNIQUE DU SITE

La formation naturelle d'argile gypseuse est de faible à moyenne compacité (LTPO, oct 2005). Des $R_p < 20$ bars suggèrent la présence de cavités vides ou remplies par des dépôts de très faible portance. Les pics superficiels ainsi que les refus à faibles profondeurs sont dus à la densification des couches superficielles d'argile gypseuse par l'évaporation de l'eau (matériau à l'état sec). Les autres pics, enregistrés, par endroits au-delà du niveau de la nappe phréatique, sont dus à la présence de niveaux de croûtes grésogypsifères enrobés dans les formations d'argile gypseuse. Entre 1.60 m et 3.20 m de profondeur, le dépôt d'argile présente une limite de liquidité (wL) pour les 7 échantillons testés qui varie entre 29.75 et 36.11. Le sol est donc de plasticité faible à moyenne. Les essais de compactage au Proctor modifié a donné une densité sèche optimale variant entre 1.51 t/m³ et 1.75 t/m³ pour une teneur en eau optimale de 9.6% à 24.1%. La résistance au cisaillement UU (échantillon non consolidé et non drainé) mesurée sur 2 échantillons prélevés entre 4.20 m

et 4.40m de profondeur au SN4 et entre 2.40m et 2.70m de profondeur au SN5 est égale à 44.0 KPa et 14.0 KPa, respectivement. Ces valeurs décrivent une argile de consistance ferme (SN5) à consistance molle (SN4). Les essais œdométriques montrent une argile normalement consolidée à légèrement sur consolidée en surface. En profondeur, une indication de cavités et présence de matériau d'effondrement non-consolidé (Tableau 1).

Il est à rappeler que la présence de cavités est un phénomène très dangereux qui peut s'étendre en volume, comme il pourrait être localisé en d'autres endroits du terrain (cas très fréquent dans la région et rencontré également lors de la reconstruction en 1984 de la piste existante. Une zone particulière des cavernes a été relevée entre le PK2+050 et le PK1+750 et le PK1+000 et le PK1+300 le long de l'axe de la piste existante. Une indication des zones critiques en profondeurs et en surface est présentée au tableau 2. La nouvelle zone de cavités est située entre le PK2+600 et le PK3+000.

Trois types de cavités liées à la dissolution du gypse répandu dans le sous-sol de la plate-forme de l'aéroport peuvent être rencontrés :

Cavité de type I : Cavités superficielles dont la profondeur et le diamètre avoisinent le mètre. La formation de ces cavités est causée par l'infiltration des eaux de surface très agressives (eau non saturée en sulfate). A détecter et éliminer

Cavité de type II : de plus grands diamètres, autour de 3.0m, se situant dans la zone de battement de la nappe, à une profondeur de 2.50 – 3.50m. A détecter et traiter (réparer)

Cavité de type III : situées entre 6m et 20m de profondeur, ces cavités représentent un danger négligeable du fait de la diffusion des contraintes avec la profondeur. A traiter si communicantes avec les cavités de type II.

L'entreprise de réalisation doit utiliser tous les moyens judicieux afin de bien délimiter les cavités de type II en profondeur et en plan. Il est également à souligner, que l'existence des cavités déjà formées stabilisées ou en progression soit de type 1 ou de type 2 sous les ouvrages existants n'est pas à exclure.

No. sondage	Profondeur moyenne nappe (m)	Profondeur de prélèvement (m)	No. commentaire	Profondeur moyenne (m)	Pression pré consolidation (bar = 100KPa)
SN1	3.6	4.30/4.45	1	4.375	0.91
		9.60/9.80	1	9.7	1.483
		14.30/14.45	4	14.375	1.991
SN2	3.4	6.0/6.30	4	6.15	1.05
		11.50/11.80	5	11.65	0.559
		14.00/14.30	5	14.15	0.906
SN3	3.8	2.80/3.00		2.9	1.964
		5.80/6.00	2	5.9	0.962
		14.40/14.70	2	14.55	1.206
SN4	3.2	4.20/4.40	3	4.3	1.893
		8.30/8.60	1	8.45	1.497
		4.20/4.40	1	13.6	0.994
SN5	3	2.40/2.70	2	2.55	0.63
		8.30/8.50	1	8.4	0.624
		14.30/14.60	2	14.45	0.596
SN6	3.8	1.60/1.80	2	1.7	1.251
		5.15/5.30	1	5.225	1.384
		9.45/9.70	4	9.575	1.767

TABLE 3.1 – Pression de pré-consolidation au niveau des sondages

Commentaires par numéro :

1. essai satisfaisant
2. essai acceptable
3. essai acceptable excepte dans partie vierge
4. partie vierge médiocre
5. mauvaise courbe ; probablement matériau d'effondrement de toit de cavités

L'évaluation de la portance du sol de fondation a été faite par la mesure du CBR d'échantillons de sol compactés à 95la profondeur 1.95m et 2.75m soit entre -0.60m et -1.40m sous la base du corps de la chaussée d'épaisseur 1.35m (LTPO, octobre 2005). La valeur minimale obtenue sur l'ensemble des essais réalisés est de 12 (Tableau 3.2). Cependant, dans le cadre de l'étude de renforcement des annexes (voies de circulation, bretelles et parking) de la piste existante, le LTPO (mars 2002) avait réalisé 16 sondages par puits (notés S1 à S16) de 1.00m à 2.80m de profondeur (Figure 3.1). Les valeurs du CBR imbibé mesurées sur des échantillons prélevés à des profondeurs moyennes allant de 0.90 m à 1.20 m par rapport au terrain naturel variaient entre 7.0 (au niveau du parking fret projeté) et 36 (au niveau de la VC15, proche du taxiway). Compte tenu du manque d'information sur le phénomène de dissolution du gypse (formation des cavités) et son évolution dans le temps et dans l'espace et de l'incertitude sur la distribution aléatoire en plan et

en profondeur des cavités vides ou remplies par des sédiments non-consolidés, une valeur du CBR imbibé, égale à la valeur de 9 a été considérée pour le dimensionnement de la chaussée. Il importe de rappeler que la procédure d'essai CBR sous-entend que le sol support est de type conventionnel dont la perte de portance est uniquement liée à la présence de l'eau. Dans notre cas la perte de portance sera également causée par l'apparition de cavités dont l'essai CBR ne pourra en tenir compte.

Des essais de compactage, de CBR et de résistance sur le tuf qui sera utilisé pour le remplissage des cavités sont à réaliser.

3.5. EXÉCUTION DES TERRASSEMENTS

Tout en offrant l'avantage de demeurer économiques, les infrastructures doivent offrir des garanties éprouvées en matière de sécurité, notamment vis à vis de l'instabilité causée par les cavités de dissolution du gypse sous-jacent. Le site de la construction projetée impose des mesures particulières pour obtenir une conception et un comportement satisfaisants à court, moyen et long terme, et cela par une détection systématique et un traitement efficace des cavités existantes, par la prévention de la formation de nouvelles cavités et par la conception d'un programme des auscultations et du suivi de la sécurité des ouvrages construits. L'entrepreneur est tenu de détecter et de réparer les cavités de type I et de type II, comme décrit ci-après :

A. détection des cavités

1. d'excaver sur 1.35 a 1.50 m de profondeur pour éliminer les cavités de type I (cavités superficielles)
2. de compacter de manière très énergique (après excavation) au compacteur de 50 tonnes le fond de forme non seulement pour obtenir une bonne densité du terrain d'assise mais aussi pour identifier les cavités, par effondrement sous le poids des compacteurs, qui sont situées plus bas que (-135cm), soit les cavités de type II (dans la zone de battement de la nappe phréatique).

Le personnel de chantier doit être bien former et informer de la problématique. Le personnel doit exploiter toute observation découlant de l'expérience susceptible de donner un indice d'existence de cavités.



FIGURE 3.1 – représentant les différents types de cavités .



FIGURE 3.2 – Représentant les différents types de cavités .

B. Remplissage des cavités

Avant remplissage de toute cavité, cette dernière doit être soigneusement délimitée mécaniquement ou à la main, positionner par l'ingénieur de chantier sur le plan de masse avec toutes les dimensions utiles en plan et en profondeur avec mention de toutes les observations particulières (photographies, conditions de découverte, nature du matériau éboulé, état de surface des parois, présence d'eau stagnante ou en écoulement, etc. . .). Après cette étape de repérage et description, la cavité sera taillée selon la forme géométrique facilitant le compactage de son fond énergiquement. On précédera par la suite à son remplissage par couche de 20 cm de tuf de meilleure qualité possible (préalablement humidifié autour de son optimum) et compacté à 100. Des mesures de contrôle aléatoire de densité devront être effectuées par le maître de l'ouvrage. Toute insuffisance entraînera la reprise des opérations de remplissage et de compactage aux frais de l'entrepreneur.

La profondeur du décaissement sera fonction de la densité et des dimensions des cavités rencontrées et bien sûr de la tenue du sol sous-jacent. Cette profondeur ne sera donc pas uniforme

à travers le site. Le volume des sols à excaver et donc à remplacer (volume de tuf de remplacement) ne sera connu qu'une fois la phase de détection des cavités sera complétée.

3.6. CONCLUSIONS

Pour la durabilité des ouvrages à construire, une prévention contre la formation des cavités de types I et II est prévue par :

- Un dispositif de collecte et drainage des eaux de surface. Ce qui aura pour effet d'empêcher l'infiltration des eaux de surface responsables de la formation des cavités de type I.
- Un dispositif de drainage souterrain est retenu. Ce dispositif aura un double objectif : d'isoler le corps de chaussée de la nappe phréatique, d'une part et de minimiser les battements de la nappe d'autre part. Ce qui aura pour rôle de minimiser voire ralentir la formation des cavités de type II (l'élimination s'avère ultimement impossible).

Un programme de suivie et d'auscultation des ouvrages existants et projetés pourraient nous renseigner sur l'efficacité de l'approche de traitement et de renforcement préconisé pour ce projet. Le relevé topographique périodique s'avèrera bien efficace. A cet effet un maillage de $2.0 \times 2.0m$ doit être levé sur toute la surface des ouvrages à la fin des travaux pour constituer des côtes de référence auxquelles on se rapportera lors des contrôles ultérieurs pour détecter les affaissement. Ces contrôles devront être exécutés 4 fois par année (à la fin de chaque saison), les trois premières années et une fois par année, par après .

DIMENSIONNEMENT

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 répondant aux paramètres fondamentaux dans lesquels l'aérodrome est appelé à fonctionner, à savoir :

- le trafic prévisible à un horizon donné.
- la durée de vie de la chaussée.

La chaussée se dégrade et se fatigue tout au long de sa durée de service jusqu'à atteindre un état faisant chuter considérablement le niveau de service et mettant en danger la sécurité des usagers, donc les travaux d'entretiens ne seront plus suffisants et il est, pratiquement, nécessaire de reconstruire une nouvelle chaussée qui repose sur l'ancienne.

Cette nouvelle chaussée est appelée « renforcement » et comprendra, au moins, une couche de base et/ou une couche de roulement.

4.2. CONSTITUTIONS DES CHAUSSÉES SOUPLES

Les infrastructures de l'aérodrome d'ORAN sont constituées par des chaussées souples.

a. Définition

Une chaussée souple est en général constituée de bas en haut par trois couches différentes de matériaux de qualité croissante (non traités et traités aux liants hydrocarbonés)

Couche de fondation, couche de base et couche de surface - les deux premières constituant l'assise de la chaussée.

Une couche de forme éventuelle (drainante ou anti-contaminant) peut être interposée entre le sol support et la couche de fondation, la mise en place de cette couche permet en outre d'améliorer les caractéristiques de la plate-forme support de la chaussée ainsi que sa praticabilité pendant la phase de chantier.

Le dimensionnement de ce type de chaussées est basé sur l'hypothèse que l'endommagement de la chaussée proviendrait de la rupture du sol support.

- **Couche de surface ou roulement** Cette couche est en contact direct avec les pneumatiques des aéronefs et les charges extérieures. Elle a pour rôle essentiel d'encaisser les efforts de cisaillement provoqués par la circulation. Elle est, en général, composée d'une couche de roulement et d'une couche de liaison.

La couche de roulement a pour rôles :

- D'imperméabiliser la surface de la chaussée.
- D'assurer la sécurité (adhérence) et le confort des usagers (bruit, uni).

La couche de liaison a pour rôle essentiel d'assurer une transmission avec les inférieures plus rigides.

- **Couche de base**

La couche de base a pour rôle essentiel de reprendre les efforts verticaux et de répartir les contraintes normales qui en résultent sur les couches sous-jacentes.

- **Couche de fondation**

Cette couche a pour rôle de reprendre les contraintes normales et les répartir sur le sol support (ou couche de forme éventuellement).

- **Couche de forme**

La couche de forme est généralement prévue pour répondre à certains objectifs en fonction de la nature du sol support :

- Sur un sol rocheux, la couche de forme aura un rôle de nivellement afin d'aplanir la surface avant de mettre en œuvre la couche de fondation.
- Sur un sol peu portant, la couche de forme est mise en œuvre essentiellement pour assurer une portance suffisante à court terme permettant aux engins de chantier de circuler librement.

Actuellement, on tient de plus en plus compte du rôle de portance à long terme apporté par la couche de forme dans le dimensionnement et l'optimisation des structures de chaussées.

b. Comportement d'une chaussée souple

Toutes les chaussées aéronautiques 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.

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, 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.

4.3. METHODES DE DIMENSIONNEMENT

4.3.1. Méthode empirique « STBA »

Pour la détermination des épaisseurs de renforcement nécessaires pour les chaussées auscultées, nous avons utilisé la méthode empirique du service technique des bases aériennes (STBA) basée sur le trafic et la portance du sol (CBR).

Dimensionnement forfaitaire : Lors de dimensionnement, cette méthode prend en considération l'évolution d'un type d'avion nettement le plus fréquent de l'aérodrome concerné sur une hypothèse de trafic de dix mouvements par jour pendant dix ans.

Dimensionnement optimisé : Différemment au dimensionnement forfaitaire qui ne prend en compte qu'un type d'avions, celui optimisé ne permet le dimensionner d'une structure de chaussée qu'en tenant compte de plusieurs types d'avions, leurs fréquences et leurs charges respectives, pour une durée de vie bien déterminée.

La méthode, présente l'avantage de convertir les mouvements réels de chacune des charges et atterrisseurs considérés en mouvements équivalents de même charge de référence.

Deux couples (charge et atterrisseurs, nombre de mouvements), sont équivalents quand ils produisent la même fatigue (chaussée et sol support)

4.3.2. Méthode analytique

Contrairement aux méthodes empiriques utilisées dans le calcul de dimensionnement des chaussées, les méthodes analytiques permettent le dimensionnement de n'importe quel type de chaussée tout en prenant compte de l'environnement dont lequel ces chaussées viennent s'inscrire, à savoir les conditions climatiques qui ont un rôle très important.

4.3.3. - La méthode ACN / PCN

- Les paramètres de base

La méthode ACN/PCN 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.

- Le PCN : Pavement classification number

Le principe de cette méthode est relativement simple puisque l'on associe à chaque zone homogène - section de chaussée dont les caractéristiques techniques sont identiques ou du moins suffisamment proches pour être assimilées - d'une plate-forme un PCN qui reflète la capacité portante de la chaussée. Cette information est publiée de la manière suivante conformément aux spécifications de l'Annexe 14 de l'OACI :

$$PCN = 27/F/A/W/T$$

Le nombre est le numéro de classification de chaussée arrondi à un nombre entier.

La première lettre correspond à la nature de la chaussée :

- F : pour les chaussées souples (Flexible en anglais), c'est à dire composées essentiellement d'enrobés bitumineux ;
- R : pour les chaussées rigides composées essentiellement de béton de ciment.

Pour les chaussées atypiques composées à la fois de béton de ciment et d'enrobés bitumineux, on utilise la publication qui correspond le mieux au comportement mécanique de la chaussée.

La deuxième lettre désigne la catégorie de résistance du sol support soit encore le sol « naturel » sous la chaussée :

- A : résistance élevé ;
- B : résistance moyenne ;
- C : résistance faible ;
- D : résistance ultra faible.

La troisième lettre fait référence à la limite de pression de gonflage des pneumatiques :

- W : pas de limite ;
- X : 1,5 MPa ;
- Y : 1 MPa ;
- Z : 0,5 MPa.

Remarque

les limitations en pression de gonflage sont relativement rares. Lorsqu'elles existent, elles sont la plupart du temps liées à l'état de la couche de roulement (limite de cisaillement des matériaux). C'est pour cette raison qu'il n'en sera pas fait mention ultérieurement. Mais bien entendu pour tout accueil d'aéronef, il convient de vérifier que les pressions de gonflage respectent les tolérances lorsque des limitations sont indiquées au niveau de la chaussée.

La dernière lettre indique la base d'évaluation du PCN :

- T : évaluation technique c'est à dire basée essentiellement sur les caractéristiques mécaniques de la chaussée ;
- U : évaluation « par expérience » basée essentiellement sur le trafic existant que la chaussée supporte sans dommage significatif.

- L'ACN : Aircraft Classification Number

Cet autre paramètre représente « l'apressivité » d'un aéronef sur une chaussée. Il est déterminé, conformément à certaines procédures normalisées, par les constructeurs aéronautiques. Cet ACN est publié sous la forme simplifiée suivante :

Exemple :A321-100		CLASSES (Catégorie de résistance du sol support)			
		Chaussées Souples		Chaussées Rigides	
Masse de calcul		A	B	C	D
Masse maximale au roulage	83 400 kg	45	48	53	59
Masse à vide opérationnelle	47 000 kg	23	24	26	30

Avec ce tableau et en connaissant la masse M à laquelle un aéronef veut fréquenter une plateforme dont les caractéristiques du sol support sont connues, il est possible de déterminer son ACN. Pour se faire, on utilise la formule suivante :

$$ACNm = ACNmin + (ACNmax - ACNmin) \times (M - Mmin) / (Mmax - Mmin)$$

Où Mmin et Mmax représentent respectivement la masse à vide opérationnelle et la masse maximale au roulage, ACNmin et ACNmax représentant les ACN correspondants.

4.4. Utilisation de la méthode

Principe général

Les éléments de base posés, l'explication de cette méthode peut être schématisée par le principe suivant : si l'ACN de l'aéronef est inférieur au PCN de la chaussée, celui-ci peut manœuvrer sur cette aire sans restriction. Dans le cas contraire, c'est à dire si ACN > PCN, l'aéronef peut néanmoins être accepté sous certaines conditions, en se voyant appliquer des limitations en terme de masse et/ou de fréquence d'accueil. Reprenons le cas de l'A 321 qui veut se poser sur la piste de portance publiée 27/F/A/W/T.

- Cas 1 : supposons que ce A 321 veut opérer à une masse de 50 tonnes. L'ACN est alors de 25. Dès lors ACN < PCN, l'aéronef peut venir sans restriction à une masse inférieure ou égale à 50 tonnes.

- ▶ Cas 2 : soit le même aéronef désirant opérer à une masse de 60 tonnes. L'A 321 présente un ACN de 31 à cette masse. On constate donc que $ACN > PCN$. L'acceptation de cet aéronef mérite une attention particulière (cf. système dérogatoire).

Remarque

Des études particulières ne sont déclenchées que si l'ACN de l'aéronef dépasse de 10 PCN de la chaussée pour des chaussées souples ou de 5

4.4.1. La procédure en cas de dépassement du PCN

Elle est décrite de manière exhaustive dans le « Guide pratique d'utilisation de la méthode ACN-PCN - STBA 1988 ». Si le rapport ACN/PCN est supérieur à 1,1 pour une chaussée souple (1,05 pour une chaussée rigide), il faut évaluer les charges admissibles par la chaussée (cf. algorithme) et les comparer aux charges appliquées par l'aéronef.

En d'autres termes, une chaussée dont on connaît les caractéristiques techniques (celles-là mêmes qui permettent de calculer le PCN) est capable de supporter un aéronef donné à une charge maximale admissible P_0 qui est fonction de la configuration du train et de la pression de gonflage des pneumatiques de cet aéronef. Si l'on veut faire venir ce dernier à une masse réelle P , il faut déterminer la valeur du rapport P'/P_0 pour se prononcer sur les possibilités d'accueil. La masse P' correspond à la masse réelle P que l'on aura pondérée selon la fonction de la chaussée (piste ou aire de stationnement). En fonction du pourcentage de dépassement de la charge admissible par la chaussée, on peut alors être amené à :

- ▶ refuser d'accueillir l'aéronef ;
- ▶ déterminer le trafic équivalent total, trafic qui représente le cumul des effets relatifs de chaque avion sur la chaussée. En fonction de sa valeur, on peut soit refuse
- ▶ l'aéronef soit l'accepter avec des restrictions appliquées à sa masse et / ou à son taux de fréquentation de la chaussée.

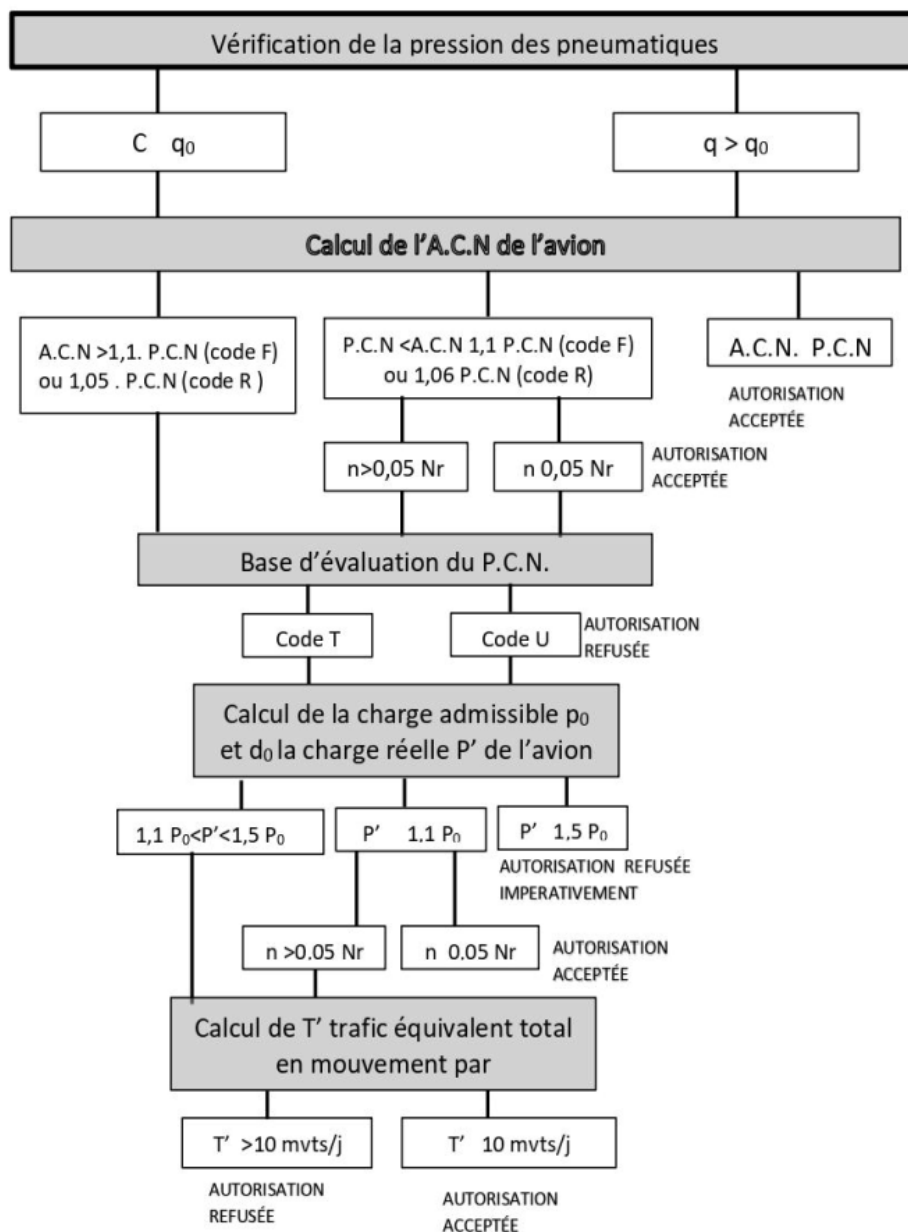


FIGURE 4.1 – Algorithme de la méthode ACN-PCN. Procédures d'autorisation

4.5. Résistance des Chaussées

4.5.1. Généralités

Norme

- La force portante d'une chaussée doit être déterminée.

Norme

- La force portante d'une chaussée d'un aéroport international, destinée à des avions dont la masse sur l'aire de trafic est supérieure à 5 700 kg doit être indiquée au moyen de la méthode ACN-PCN (Numéro de classification d'avion - numéro de classification de chaussée) en indiquant tous les renseignements suivants :

1. numéro de classification de chaussée (PCN) ;
2. type de chaussée considéré pour la détermination des numéros ACN-PCN ;
3. catégorie de résistance du terrain de fondation ;
4. catégorie de pression maximale des pneus ou pression maximale admissible des nœuds ; et
5. Method devaluation.

Recommandation

La force portante d'une chaussée destinée à des avions dont la masse sur l'aire de trafic est supérieure à 5 700 kg devrait être communiquée au moyen de la méthode ACN-PCN (Numéro de classification d'avion - numéro de classification de chaussée) en indiquant tous les renseignements suivants :

1. numéro de classification de chaussée (PCN) ;
2. type de chaussée considéré pour la détermination des numéros ACN-PCN ;
3. catégorie de résistance du terrain de fondation ;
4. catégorie de pression maximale admissible des pneus ou valeur de pression maximale admissible des pneus ; et
5. Method devaluation.

Note 1.

Si nécessaire, les PCN peuvent être publiés avec une précision d'un dixième de nombre entier.

Recommandation

La force portante d'une chaussée destinée à des avions dont la masse sur l'aire de trafic est égale ou inférieure à 5 700 kg devrait être donnée en indiquant tous les renseignements suivants :

1. la masse maximale admissible de l'avion ; et
2. la pression maximale admissible des pneus (exemple : 4 000 g/0,50 MPa).

4.5.2. Méthode de publication ACN-PCN

Note 2. La méthode ACN-PCN sert seulement à la publication des informations sur la résistance de la chaussée. Elle ne doit pas servir à la conception ou à l'évaluation d'une chaussée.

Norme

Le numéro de classification de chaussée (PCN) communiqué indiquera qu'un aéronef dont le numéro de classification (ACN) est inférieur ou égal à ce PCN peut utiliser la chaussée sous réserve de toute limite de pression des pneus ou de masse totale de l'aéronef, définie pour un ou plusieurs types d'aéronefs.

Note 3.

Différents numéros PCN peuvent être communiqués si la résistance d'une chaussée est soumise à des variations saisonnières significatives.

Note 4.

Le numéro ACN d'un aéronef sera déterminé conformément aux procédures normalisées qui sont associées à la méthode ACN-PCN.

Note 5.

Les procédures normalisées pour la détermination du numéro ACN d'un aéronef ont décrites dans le Manuel de conception des aéroports, 3e Partie. Plusieurs types d'avions actuellement en service ont été évalués sur des chaussées rigides et des chaussées souples sur la base des quatre catégories de terrains de fondation indiquées au Tableau 2-1, et les résultats sont présentés dans ce manuel.

Norme

Pour déterminer l'ACN, le comportement d'une chaussée doit être classé comme équivalant à celui d'une construction rigide ou souple.

Norme

Les renseignements concernant le type de chaussée considéré pour la détermination des numéros ACN et PCN, la catégorie de résistance du terrain de fondation, la catégorie de pression maximale admissible des pneus et la méthode d'évaluation seront communiqués au moyen des lettres de code spécifiées au Tableau 2-1.

Recommandation

Il est recommandé d'établir des critères pour réglementer l'utilisation d'une chaussée par un aéronef dont l'ACN est plus élevé que le PCN communiqué pour cette chaussée conformément aux dispositions de 2.4.2.2 et 2.4.2.3.

4.6. CHOIX DE LA METHODE

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 ACN / PCN pour le dimensionnement de la chaussée souple de la nouvelle piste l'aérodrome d'Oran AHMED BEN BELLA.

4.7. DIMENSIONNEMENT CLASSIQUE

4.7.1. Calcul du PCN de la nouvelle piste

Le calcul du PCN est un calcul approché, Il constitue une valeur caractéristique de la portance de la chaussée. Les hypothèses de calcul sont :

- CBR du sol support sans traitement : 09
- Epaisseur équivalente totale : 115 cm
- CBR du sol support après traitement : 15
- Epaisseur équivalente totale après traitement : 69 cm

$$PCN = H(CBR) \times RSI$$

$H(CBR)$: coefficient fonction du CBR et la catégorie de résistance du sol support associé (l'abaque, figure 2) en annexe fournit les valeurs de ce coefficient approprié.

RSI : Roue simple isolée

Le calcul de la RSI se fait à partir de la formule CBR

$$RSI = \frac{e^2}{1000} \times \frac{6.12}{(4,231 - 5,013x \log(CBR/06) + 2,426x(\log(CBR/0,6))^2 - 0,473x(\log(CBR/06))^3)^2}$$

e : en cm

RSI : en tonnes

log : logarithme décimal

Le RSI peut être lue directement, mais avec une valeur approximative sur l'abaque S1 donnée en annexe (Abaque « atterrisseur type à roue simple » pour chaussée souple).

La valeur de la RSI obtenue est de 64,539.

Le coefficient H (CBR) est égal à 1,75 (Voir l'abaque en annexe) pour la catégorie C de résistance du sol support (CBR = 15).

La valeur du PCN obtenue se déduit comme suit :

$$PCN = 64,539 \times 1,75 = 112,943$$

Soit une valeur publiable :

$$PCN = 113/F/A/W/I$$

4.7.2. Détermination des épaisseurs de renforcement

Dans les tableaux suivants, nous allons déterminer les épaisseurs équivalentes des couches résiduelles et des couches de renforcement correspondantes à chaque aire de manœuvre.

Les coefficients d'équivalences que nous allons utiliser sont indiqués dans le chapitre « ETUDE GEOTECHNIQUE » par détail.

Indice CBR du sol support est de 10.

Zone 1 :PK0 + 000AUPK1 + 500

4.7.3. LA PISTE

Les standards de sécurité élevés dans les transports aériens posent des exigences de plus en plus élevées à l'homme au matériel et à la technique.

La sollicitation de plus en plus forte des pistes d'envol et d'atterrissage requiert des solutions techniques sûres et durables.

L'assiette de l'aéroport d'Oran Es-Sénia AHMED BEN BELLA, qui renferme un sol très particulier que l'on découvre à proximité de la grande Sebkhia se caractérise par une nappe phréatique assez proche de la surface du sol, et une richesse extraordinaire en sels solubles et plus particulièrement en gypse.

Il s'agit, très certainement, de sels empruntés à la nappe phréatique, qui est toujours très riche, et qui alimenté par capillarité la tranche de sol qui la surmonte.

Le dimensionnement de structure qui va suivre s'appuie principalement sur trois paramètres importants : Le trafic consommé période 1990 à 2004 v Le trafic prévisionnel à l'horizon 2020.

Les caractéristiques du sol support et son environnement (notamment les conditions hydrogéologiques)

Si les deux premiers paramètres sont plus ou moins maîtrisables et reposent sur des données certaines le dernier paramètre à considérer reste à notre avis difficile à fixer compte tenu de la variabilité spatiale des données de caractérisation géotechnique et hydrogéologique. De là, le choix de l'indice portant du sol support à considérer dans les calculs de dimensionnement restera subjectif tant que des essais de reconnaissance réalisés, tant au laboratoire que sur terrain, et en nombre

suffisant, dans le respect des normes et des standards reconnus. Car chacun de nous sait combien dans le domaine des sols et des chaussées on peut en jouer.

1. « Renforcement surdimensionné extrêmement sécuritaire, exigeant beaucoup d'argent), est à la portée de tout le monde et extrêmement facile ».
2. « Renforcement optimisé sécuritaire, exigeant le minimum d'argent nécessaire est infiniment plus difficile »

4.7.4. Volume du trafic

Des données portant sur le nombre de départs et arrivées annuels par type d'avion durant la période 1990 à 2004, (résultats des quinze (15) années) ont été présentés dans les tableaux qui suivent.

L'exploitation de ces données ont abouti à la détermination de l'avion de calcul.

L'avion choisi comme avion de calcul est celui qui exige l'épaisseur de chaussée la plus importante, cette dernière est déterminée à l'aide des abaques appropriés en fonction de la portance du sol support choisie et de la charge totale.

Pour les calculs de dimensionnement présentés ci après, une valeur du CBR égale à 9 est considérée, cette valeur devra être vérifiée par les essais de portance qui seront réalisés une fois les travaux de terrassement et par la suite de traitement des cavités terminés.

Dans notre cas l'avion de référence est le Boeing 747-400 avec les caractéristiques suivantes :

* Charge totale	: 395 987 kg
* Charge à vide	: 178 459 kg
* % de répartition de charge	: 23,4 %
* Pression pneumatique	: 1,41 Mpa
* Charge par Bogie	: 92 661 Kg
* (S) = 112 cm	
* (ST) = 147 cm	
* (SD) = 184,8	
* Surface de contact par roue	: 1 580,64 cm ²

4.7.5. Détermination du nombre de départ annuel équivalent de l'avion de calcul

Etant donné que les prévisions de trafic portent sur des avions différents dont la masse et le type d'atterrisseur sont également différents, donc il y a lieu d'exprimer les effets de l'ensemble du trafic en fonction des caractéristiques de l'avion de calcul.

Pour cela on a utilisé les facteurs de conversion ci-après :

Pour convertir un atterrisseur à	En atterrisseur à	Multiplier le nombre de départs par
Roue simple	Jumelage	0,8
Roue simple	Bogie	0,5
Jumelage	Bogie	0,6
Bogie double	Bogie 1,0	
Bogie	Roue simple	2,0
Bogie	Jumelage	1,7
Jumelage	Roue simple	1,3
Bogie	double Jumelage	1,7

A partir de la formule suivante :

$$\log R_1 = \log R_2 \times \left(\frac{W_2^{1/2}}{W_1} \right) \text{ dont :}$$

R_1 : Nombre de départs annuels équivalent de l'avion de calcul

R_2 : Nombre de départs annuels exprimés en fonction de l'atterrisseur de l'avion de calcul.

W_1 : Charge sur roue de l'avion de calcul.

W_2 : Charge sur roue de l'avion en question.

On détermine le nombre de départs annuels équivalent de l'avion de calcul.

A travers le tableau « n°2 » on abouti à un cumul de mvts pour l'horizon 2020 à environ 3 300 départs annuels pour l'avion de référence équivalent à 10 mvts/j

4.7.6. Détermination de la structure de chaussée

En application de l'abaque de calcul figure 4-39 relatif aux chaussées souples du (B.747), l'épaisseur totale équivalente nécessaire pour supporter le trafic équivalent de 3 300 départs/annuels est de : e_{peq} : 114,5 cm.

Cette épaisseur sera répartie comme suit :

- Couche de roulement en béton bitumineux 0/14 : e_p : 8 cm
- Couche de base en grave bitume 0/20 e_p : 12 cm
- Couche de fondation en grave concassée e_p : 35 cm
- Couche de forme en tuf 0/40 e_p : 60 cm

* L'épaisseur minimale des matériaux traités tirée de l'abaque en fonction de l'épaisseur équivalente de 115 cm est de : 48 cm.

4.8. CONCLUSION

Bien que les mêmes matériaux et équipements soient utilisés pour la construction des chaussées routières ou aéronautiques, les besoins fonctionnels des chaussées aéronautiques sont tels qu'il est nécessaire d'adopter une approche différente avec une attention particulière qui se résume en quatre points :

- Intégrité et durabilité des chaussées
- Adhérence suffisante
- Bonne rugosité/uni
- Dimensionnement structurel répondant aux exigences des avions de plus en plus lourds.

Ces exigences sont principalement mises en place en raison de l'importance de la sécurité des mouvements d'avions au sol.

La piste existante et annexes de l'aéroport d'Oran Es-Sénia ont subi une rénovation importante au cours de la période 1981-1984.

Depuis l'ouverture de la piste, l'accroissement important du trafic de l'aéroport et l'augmentation de sollicitations qui ont résultent ont amené les revêtements de la piste, vieux d'une vingtaine d'années d'où il s'avère nécessaire à ce jour de procéder à une auscultation approfondie de la chaussée.

A travers les résultats qui seront obtenus , un constat sera fait sur la fiabilité de la solution du treillis soudés qui a été intégré comme système d'armature (de renforcement en tension) dans l'ancien corps de chaussée et d'en tirer des conclusions sur l'efficacité de ce système.

A nos jours, et compte tenu de l'application des solutions nouvelles de géosynthétiques dans le domaine des travaux publics et dont les résultats obtenus après plusieurs années de sollicitations de (service) sont très positifs, nous proposons pour ce projet l'utilisation d'un géotextile de résistance similaire au treillis soudé intégré à la base du corps de chaussée, ce qui permettra de réduire considérablement les coûts relatifs aux terrassements en profondeur.

Lors du dossier d'exécution, l'entreprise adjudicatrice du projet est tenue de vérifier par une note de calcul détaillée cette variante , toute en présentant les références du produit et les certificats de qualité (ISO) provenant d'un organisme certificateur agréé.

Solution adoptée

L'épaisseur totale de la structure à mettre en place est égale à (115 cm) , répartie du bas vers le haut comme suit :

- 1/- Décaissement de la plate-forme actuelle à un niveau (-135 cm), avec prospection et élimination des cavités superficielles de (type I), sur toute l'étendue de la plate-forme relative aux infrastructures nouvelles.
- 2/- Traitement du fond de forme par compactage lourd après auscultation par géoradar et délimitation des zones à risques majeurs de portance faible à nulle liés à la présence de cavités de type II, à leur densité de distribution et à leurs propriétés géométriques.
- 3/- Couche supérieure de terrassement en tuf 0/80 jouant le rôle de couche d'égalisation du fond de forme, d'épaisseur minimale 20 cm.
- 4/- Mise en place de deux nappes superposées et croisées de géotextile de résistance 400/50 KN/ml jouant le rôle d'armature et empêchant la remontée par capillarité des eaux de la nappe. (Largeur d'application 65 ml).
- 5/- Couche de forme en tuf 0/40 d'épaisseur 60 cm
- 6/- Interposition d'une nappe de géogridde structurale de résistance 30kN/ml destinée au renforcement du matériau granulaire tuf 0/40 au niveau de la chaussée et accotement (Largeur d'application : 65 m).
- 7/- Couche de fondation en grave concassée 0/31,5 d'épaisseur : 35 cm.
- 8/- Couche d'imprégnation au cut-back 0/1.
- 9/- Couche de base en grave bitume 0/20 d'épaisseur 12 cm.
- 10/- Couche d'accrochage en émulsion cationique.
- 11/- Couche de roulement en béton bitumineux 0/14 d'épaisseur : 8 cm .
- 12/- Marquage des chaussées (Peinture blanche et jaune).

ETUDES GEOMETRIQUE

5.1. INTRODUCTION

Une étude géométrique s'avère indispensable pour les nouvelles chaussées projetées, ceci revient à assurer l'uni entre les différentes aires, en se référant aux directives de conception des aérodromes.

Des pentes longitudinales et transversales conformes aux normes internationales (OACI) seront proposées pour les différentes aires de manœuvres de l'aérodrome d'Oran.

5.2. EXTENSION PISTE, NOUVELLE PISTE

5.2.1. 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 doivent être conformes à celles fixées par l'OACI.

Pentes admissibles

La pente longitudinale moyenne du profil en long ne doit pas dépasser les maximums suivants :

classe	Pente moyenne	Pente en chaque point
A	1%	1 ,25 %
B	1%	1 ,5%
C	1 ,5%	2%

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.

$$(\text{ALTITUDE MAX} - \text{ALTITUDE MIN}) / \text{LONGUEUR DE LA PISTE} < 1\%$$

- 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%

Changement de pente

Quand on se trouvera dans l'impossibilité d'éviter un changement de pente, il est recommandé qu'entre deux pentes consécutives, le changement de pente n'excède pas la valeur de 1.5 classe A, B ou C.

Rayon de courbure

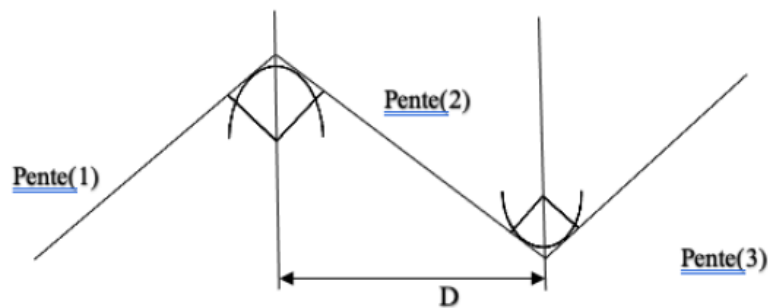
Le passage d'une pente à une autre doit s'effectuer par les courbes de raccordement dont les rayons ne doivent pas être inférieurs à 30000 m.

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. (Article 3.1.17).

$$D \geq R \min |(P1 - P2) - (P2 - P3)|$$

R_{\min} : le rayon de courbe (30000m)



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. (Article 3.1.16).

$$D2L/2$$

Application

nouvelle piste

- Le profil en long de la nouvelle piste les caractéristiques ci-dessous :

Pente longitudinale moyenne

$$(90.80 - 89.19) / 3200 = 0,00050 < 1\%$$

Pente longitudinale moyenne

$$(90.80 - 89.19) / 2678.855 = 0.000601 < 1\%$$

Changement de pente Il est recommandé que les changements de pentes entre deux pentes consécutives n'excèdent pas la valeur de 1.25%.

Le changement de pente maximum pour la nouvelle piste est de 0,4% ce qui est effectivement inférieur à 1.25%.

rayon de courbure Les rayons de courbures adoptés pour cette piste sont de l'ordre de -160000, 150000, 50000 (Toutes ces valeurs sont exprimées en mètres) donc très largement respectés.

Trace de la ligne rouge Les caractéristiques du profil en long de la nouvelle piste sont données dans le tableau suivant :

Élément	Caractéristique Des éléments	Longueur (m)	Abscisse	Cote
D1	0.4%	100.000	0.000 100.000	89.54 89.94
D2	-0.3%	175.796	100.000 275.796	89.94 84.42
R1	-50000	205.349		
D3	0.11%	244.207	481.145 725.352	89.22 89.49
R2	150000	163.362		
D4	0%	1458.932	888.714 2347.646	89.58 89.59
R3	-160000	317.135		
D5	0.2%	435.219	2664.781 3100.000	89.93 90.80
D6	-0.3%	100.000	3100.000 3200.000	90.80 90.50

TABLE 5.1 – pentes longitudinales et les rayons de courbure proposée à l’extension piste

Notons que les pentes choisies sont confirmes aux normes OACI.

Distance entre changement de pente La vérification de la distance entre changement de pente nous donne les résultats suivants :

Points D’intersection	P1	P2	P3	L(m)
PK0-639.02 PK0+400.00	0.4%	-0.3%	0.11%	1039.02
PK0+400.00 PK1+400.00	0%	0%	0%	1000.00
PK1+400.00 PK2+560.98	0%	-0.2%	-0.3%	1160.98

TABLE 5.2 – vérification de la distance entre changement de pente

On observe bien que la distance entre les points d’intersection des tangentes est nettement

Courbe de raccordement

Le but des ces raccordement est d’assurer un confort aux passagers, mais le but le plus important est de sauvegarder les instruments de l’avion, une secousse peut causer un dérèglage au niveau des appareils, ce qui peut entrainer de grave conséquences.

Le calcul de ces courbes se fait de la manière suivante :

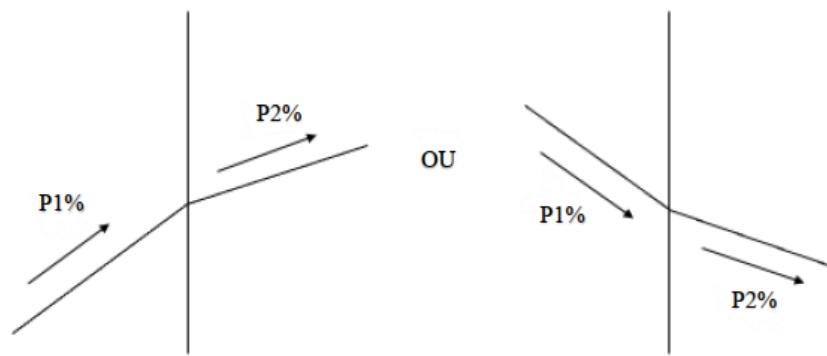
Par un calcul itératif, les des tangentes sont déterminées a travers celles proposées pour les rayons.

Si après calcul, on arrive avoir des tangentes suffisamment grandes est qui ne chevauchent pas entre elles, alors les résultats trouvés sont jugés satisfaisante.

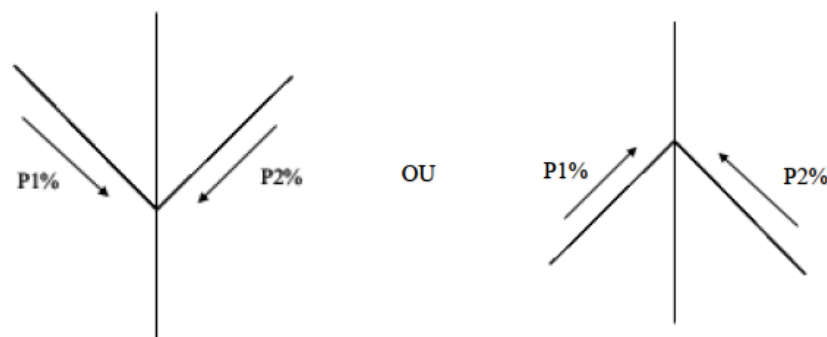
Une fois les tangentes fixées, une valeur de « Y » est calculée entre le rayon et le somme. Cette valeur nous permet de déterminer la cote réelle du projet au niveau des sommets On : $y = T^2/2r$
 Avec : T : tangente.

R : rayon choisi au sommet.

1. **Pente de même signes** : $T = (R/200) \times [P1 - P2]$



2. **Pente de signes différent** : $T = (R/200) * [P1 + P2]$



Extension piste existante

- Le profil en long d’extension piste les caractéristiques ci-dessous :

Pente longitudinale moyenne :

$$(90.52 - 89.98)/639.02 = 0.000844\% < 1\%$$

Pente longitudinale maximale :

$$(90.52 - 89.98)/368.389 = 0.00146\% < 1.25\%$$

hangement de pente Il est recommandé que les changements de pentes entre deux pentes consécutives n'excèdent pas la valeur de 1.25%.

Le changement de pente maximum pour la extension piste est de 0.5% ce qui est effectivement inférieur à 1.25%.

Rayon de courbure Les rayons de courbures adoptés pour cette piste sont de l'ordre de 80000 (toutes ces valeurs sont exprimées en mètres) donc très largement respectés.

Trace de la ligne rouge Les caractéristiques du profil en long de la extension piste sont données dans le tableau suivant :

Elément	Caractéristique Des éléments	Longueur (m)	Abscisse	Cote
D1	Pente=0.5%	100.000	0.000	90.020
			100.000	90.520
D2	Pente =0.2 %	190.657	100.000	90.520
			290.657	90.160
R1	R1=-80000	177.732		
D3	Pente=0.02%	450.632	468.389	89.980
			919.020	90.020

TABLE 5.3 – pentes longitudinales et les rayons de courbure proposée à l'extension piste.

Notons que les pentes choisies sont confirmes aux normes OACI.

Distance entre changement de pente : La vérification de la distance entre changement de pente nous donne les résultats suivants

Points D'intersection	P1	P2	P3	L(m)
PK0-639.02 PK0+000	0 ,5	-0,2%	0,02%	539.2

TABLE 5.4 – vérification de la distance entre changement de pente

5.2.2. Profil en travers

Le choix du 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.

Profil en travers type

Le profil en travers type de la nouvelle piste est en toit avec une pente de 1% pour la chaussée ; 1.5% pour les accotements ; 1,5% pour les 20 m venant après les accotements c.-à-d. pour les bandes et 2% pour les autres 25 m. Au delà des 45m (bandes) on adopte les pentes existantes c. à .d la pente des talus reste de 20% pour le cas de remblai et de 5% dans le cas de déblai.

5.3. AMÉNAGEMENTS COMPLÉMENTAIRES DE LA PISTE

- **accotement**

L'accotement d'une piste est une bande de terrain traité et raccordée symétriquement de part et d'autre de la piste.

Les accotements d'une piste doivent être aménagés ou construits de manière à réduire au minimum les risques, pour un avion qui s'écarte de la piste.

Au raccordement de la piste et son accotement, la surface de ce dernier doit être de niveau avec celle de la piste et sa pente transversale ne doit pas dépasser 2.5

La largeur est gardée telle qu'elle est (7.5 m), par contre on a opté pour une pente transversale de 1.5%.

- **Le prolongement occasionnellement roulable (POR)**

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

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

- **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 nouvelle piste (1%) afin d'assurer la continuité de revêtement.

- **Bande**

C'est une aire rectangulaire concentrique à la piste, cette bande est destinée à réduire les risques de dommage auxquels est exposé un aéronef qui sort accidentellement de la piste, éventuellement dépasse l'accotement.

Dans notre étude nous avons gardé la même largeur que celle de l'existante qui est de 45 m et nous avons opté pour une pente de 2Le profil en travers de la nouvelle piste est sous forme de pente unique avec des pentes moyennes de :

	Pente
Chaussée	P=1%
accotement	P=1.5%
bandes	P=1.5% pour les 20 première mètres
	P=2% pour les 25m dernière

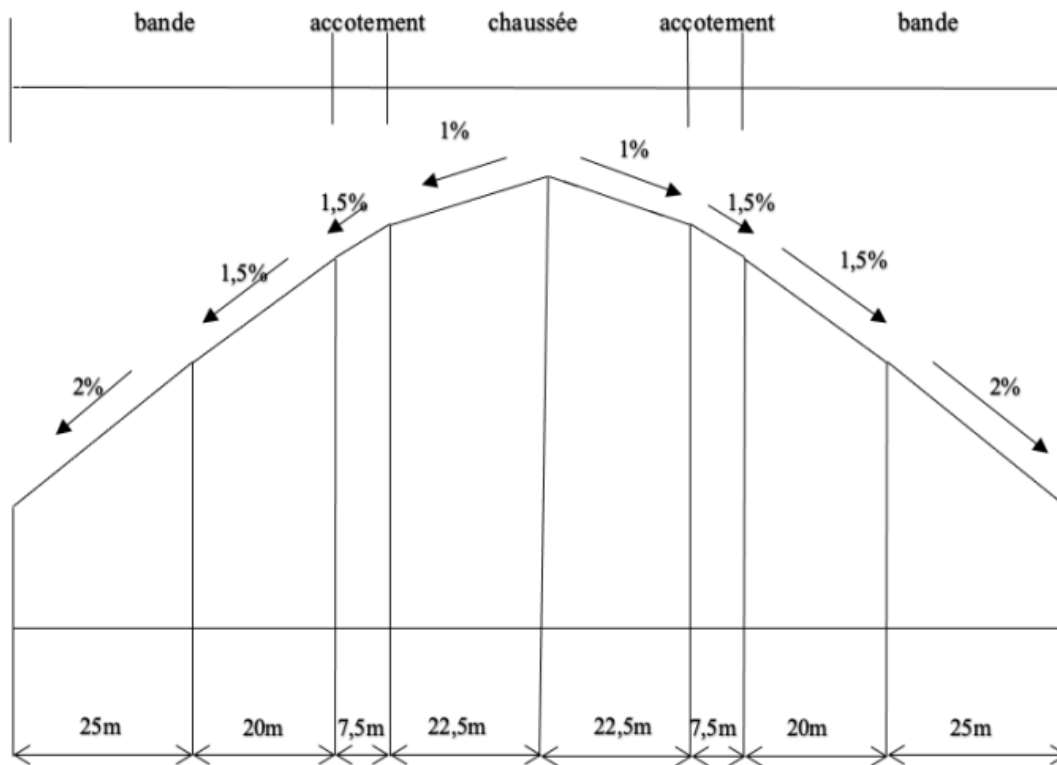


FIGURE 5.1 – Profil en travers type de l’extension piste

Supérieure au produit de la somme des valeurs absolues des changements.

5.4. VOIE DE CIRCULATION

- VCO pour relier la nouvelle piste projetée au taxiway,
- VCE pour relier le parking projeté au taxiway
- VCO
- profil en long

D’après les recommandations de l’annexe 14 de l’OACI la pente longitudinale à ne pas dépasser est de 1.5%, le rayon de courbure à ne pas descendre est de 3000 m, et la fourchette de variation de la pente transversale à respecter pour le cas des chaussées souples revêtues est de 1% à 1.5%.

Pour notre projet :

La pente longitudinale moyenne est de $(89.910 - 89.170)/864.788 = 0.00085\%$

La pente maximale est de $(89.910 - 89.170)/164.840 = 0.00448\%$

Le changement de pente maximum pour cette voie de circulation est de -0.5%

Les rayons de courbures adoptés sont de l'ordre de ; $-150m, -22000m$;

- **profil en travers**

Le profil en travers de cette voie de circulation est en toit.

La pente transversale est de 1% pour la chaussée, 1.5% accotements on opté les pentes existantes c. t. d 2.5% .

On remarque que ces pentes sont conformes aux normes de l'O.A.C.I

	Pente
Chaussée	1%
Accordement	1.5%

VCE

- **Profil en long**

La pente longitudinale moyenne est de $(90.28 - 90.120)/160.000=0.00100\%$ longitudinale maximale est de $(90.28 - 90.120)/125.000 = 0.00128\%$

Le changement de pente maximum pour cette voie de circulation est de 0.12% Les rayons de courbures adoptés sont de l'ordre de ; $8000m,-6000m$.

- **Profil en travers**

Le profil en travers de cette voie de circulation est en toit.

La pente transversale est de 1% pour la chaussée, 1.5% pour les accotements, au-delà des accotements on opté les pentes existantes c. t. d 2.5% .

On remarque que ces pentes sont conformes aux normes de l'O.A.C.I.

5.5. AMÉNAGEMENTS COMPLÉMENTAIRES DE LA VOIE DE CIRCULATION

A. accotement de la voie de circulation

Comme déjà dit pour la piste, le bute des accotements est de réduire au maximum les risques qui peuvent parvenir aux aéronefs. A cet effet nous avons adopté l'accotement existant qui est de 10.5m.

B. Bande de la voie de circulation

Les bandes de la voie de circulation sont des zones entourant la voie de circulation et destinées à constituer une zone protégée pour les aéronefs circulant sur la voie de circulation.

Pour le cas de notre projet, elle est optée comme celle déjà existante.

5.6. BRETELLES

Pour l'aérodrome d'Oran il existe cinq bretelles dont : la bretelle BR E laquelle reliera la piste existante à la nouvelle piste projetée, les deux bretelles BR A et BR B lesquelles relieront la nouvelle piste projetée au taxiway, les deux bretelles BR C et BR D reliant le taxiway à l'extension projetée du parking avions.

A. Profil en long

L'A.O.C.I recommande que la pente longitudinale de voie de circulation ou de bretelle, ne doit pas excéder un pourcentage de 1.5 et que les changements de la pente se réalisent par des surfaces curvilignes, de rayon de courbure supérieur ou égale à 3000m.

B. Profil en travers

Le profil en travers des bretelles est le même que celui de la voie de circulation (cf. profil en travers de la voie de circulation).

5.7. AMÉNAGEMENTS COMPLÉMENTAIRES DES BRETELLES

Vue que le profil en travers des bretelles est le même que celui de la voie de circulation, les aménagements complémentaires des bretelles seront les mêmes que ceux de la voie de circulation (10.50m pour les accotements).

5.8. PARKING

Parking fret a les dimensions de (230m x 123m), l'extension du parking avions a les dimensions de (200m x 140 Ou surface équivalente)

Pour ce qui concerne le profil en travers, nous avons opté pour un profil en travers type de dévers unique.

5.9. CONCLUSION

Selon les normes internationales de l'OACI, nous avons donné des pentes et des profils en travers pour les différentes parties de l'aérodrome d'Oran (extension piste, nouvelle piste, voie de circulation, bretelles et parking), tout en gardant les largeurs et les longueurs existantes qui nous semble conforme aux exigences requises pour un tel aérodrome.

ASSINAISSEMENT

6.1. INTRODUCTION

Pour la durabilité des ouvrages à construire, une prévention contre la formation des cavités de types I et II est prévue par :

- Un dispositif de collecte et drainage des eaux de surface. Ce qui aura pour effet d'empêcher l'infiltration des eaux de surface responsables de la formation des cavités de type I.
- Un dispositif de drainage souterrain (**tuyau drainant enveloppé dans un matériau drainant**) est retenu. Ce dispositif aura un double objectif : d'isoler le corps de chaussée de la nappe phréatique, d'une part et de minimiser les battements de la nappe d'autre part. Ce qui aura pour rôle de minimiser voire ralentir la formation des cavités de type II (l'élimination s'avère ultimement impossible (SAETI, nov 2005, jan 2006)

Cette note traite le dimensionnement préliminaire du drain souterrain. Ce drain doit s'inscrire à l'intérieur du tracé topographique de la base des chaussées et fondations des ouvrages à construire à l'aérodrome Es-Senia. En particulier, ces ouvrages sont :

- réalisation d'une deuxième piste d'une longueur de 3000 m,
- prolongement de 600 m de la piste existante,
- construction de deux voies de circulations : VC O, pour relier la nouvelle piste projetée au taxiway et VC E pour relier le parking Fret projeté au taxiway,
- 5 bretelles notées : BRA, BR B, BR C, BR D et BR E.
 - i. La bretelle BR E reliera la piste existante à la nouvelle piste projetée,
 - ii. les bretelles BR A et BR B relieront la nouvelle piste projetée au taxiway,
 - iii. les deux bretelles BR C et BR D relieront le taxiway à l'extension projetée du parking avions.
- extension du parking avions (200m × 140 ou surface équivalente)
- construction d'un parking Fret (230m × 123m).

Seul, le drain de part et d'autre sur une partie de la piste d'atterrissage est examiné. Les données nécessaires et utiles à la conception, avec précision, d'un tel ouvrage, en particulier le réseau piézométrique et les mesures de conductivité hydraulique au site du projet ne sont toujours pas disponibles à la date de la rédaction de la présente note.

6.2. RAPPEL SUR L'HYDROGÉOLOGIE DU SITE

Les eaux de ruissellement aboutissent dans les dépressions formées par la grande sebkha d'Oran, Daït Morselly, petit lac et autres petites cuvettes constituant des zones de recharge de la nappe phréatique. La profondeur de la nappe phréatique entre le 20 juillet et le 21 novembre 2005 fluctuait entre 3.00 m et 4.20 m par rapport au niveau du terrain naturel, pratiquement dans tous les puits et sondages carottés réalisés dans le cadre du programme préliminaire de reconnaissance géotechnique et hydrogéologique. Ce programme s'est limité uniquement à une partie de l'emplacement projeté de la deuxième piste d'atterrissage. L'écoulement de l'eau souterraine étant sud-ouest déversant dans la grande Sebkha d'Oran. **Le réseau d'écoulement et ses caractéristiques importantes (gradients d'écoulement, vitesse de l'écoulement, débit de l'écoulement, battement de la nappe en fréquence et en vitesse, conductivité hydraulique, etc. . .) ne sont pas connus et doivent être déterminés afin de valider voire compléter les calculs présentés dans ce rapport.**

6.3. PRINCIPE DE CONCEPTION DES OUVRAGES DE DRAINAGE SOUTERRAIN

A. Schéma de principe

Sur la base des mesures géotechniques effectuées le long du parcours d'un drain perforé, à l'intérieur de la hauteur mouillée du sol support. Le schéma de principe prévoit la mise en place de ce drain à l'intérieur d'une tranchée fermée, isolée de la surface et remplie d'un matériau granulaire (filtre) sélectionné. Selon la nature exacte des matériaux rencontrés sur son parcours. Le drain aura une pente choisie de entre 0.5 et 1% le long de son parcours entre les puits d'accès (figure 1)

La nature définitive des matériaux de remplissage de la tranchée sera déterminée à partir du fuseau granulométrique établi par les échantillons prélevés dans la couche du sol support lors de la campagne de reconnaissance complémentaire. Ils seront destinés à servir de filtre entre le drain et le sol en place afin de réduire au minimum l'entraînement de particules et ainsi protéger le drain contre l'accumulation de sédiments.

B. Choix du type de drain et son emplacement

Afin de remplir son rôle qui consiste à maintenir la nappe à 1m au moins en dessous de la chaussée et minimiser les fluctuations de cette nappe qui contribue efficacement à la dissolution du gypse et la formation de cavité de type II, le drain sera installé le long de la chaussée de part et d'autre, à une profondeur de 2.50m à peu près. Ce drain doit également être prévu à l'endroit des autres ouvrages afin de maintenir la nappe à -1 m au moins sous la chaussée et minimiser ses fluctuations (battements)

Des accès au drain seront installés tous les 200m pour l'inspection et l'entretien des tuyaux situés de part et d'autre et pour la vidange des sédiments accumulés, le cas échéant. Ces accès sont des parties de tuyau remontant à la surface avec une faible inclinaison et se branchant sur celui-ci.

S'il y a du blocage, il est possible d'envoyer une camera, et procéder à du développement ou du nettoyage par air comprimé.

Un drain en plastique lisse (PE ou PVC) est recommandé pour le présent projet. Pour autant que l'installation du drain soit faite correctement, la performance des différents types de drains est comparable du point de vue hydraulique, mais les qualités mécaniques et la fiabilité des tuyaux de plastique militent dans le cas présent en faveur de leur utilisation.

Le sol en contact avec les ouvertures du tuyau (enveloppe ou sol-filtre) doit respecter trois conditions :

- avoir une granulométrie appropriée pour garantir une perméabilité forte
- Ne pas contenir plus de 5% de fines
- Résister à l'érosion interne sous écoulement.

Dans le cas de matériaux ne contenant pas de fines cohérentes, il est reconnu que la résistance à l'érosion interne d'un sol est assurée lorsque la pente de la courbe granulométrique n'est jamais inférieure à 25-30 % par cycle logarithmique. La présence d'une discontinuité granulométrique ou d'un plateau dans ce contexte incite à la prudence.

De façon à éviter le colmatage des tuyaux de drainage perforés, les trous circulaires sur la paroi du tuyau auront des dimensions inférieures ou égales à D85 (filtre) du remblai adjacent. Dans le cas des tuyaux fendus, la largeur de la fente devrait être inférieure ou égale à D70 et préférablement D_{60} du sol en contact avec le tuyau.

Dans tous les cas, même si le sol filtre en contact avec les ouvertures du tuyau de drainage satisfait les critères de résistance à l'érosion interne, les particules fines, plus petites que les ouvertures du drain, seront progressivement entraînées. Il en résultera une modification de la granulométrie du sol-filtre (phénomène du filtre inverse) et une stabilisation éventuelle de celle-ci, assurant un comportement satisfaisant à long terme. En général, l'entraînement initial est toutefois inévitable et l'inspection régulière en début d'opération est donc très importante.

Dans ce contexte, une enveloppe minimale de 30 cm protégera le tuyau tout autour (figure 6.1) La vitesse d'écoulement dans le tuyau, plus grande que celle dans la tranchée l'entourant doit permettre de transporter les fines (argile, silts et sables fins) qui auront passé à travers le filtre et les perforations du tuyau.

C. L'enveloppe ou sol-filtre

Tel qu'indiqué précédemment, l'enveloppe du drain ou sol-filtre est un matériau choisi, que l'on place autour du drain et qui a pour but de :

- Réduire la perte de charge à l'entrée du drain en facilitant l'écoulement (de l'eau) vers les ouvertures dans le drain (fonction hydraulique)

- Empêcher le mouvement des particules fines qui participent à la stabilité du filtre vis à vis des matériaux en place (CL, SC, etc..). Ceci est obtenu physiquement dans la matrice du filtre et hydrauliquement en réduisant la vitesse d'écoulement de l'eau vers les points d'entrée (d'eau) et donc en limitant la capacité de transport de cette eau (rôle filtre)

Les matériaux filtrants, certaines catégories de sables, graviers et les géotextiles, sont utilisés pour retenir la partie érodable des sols. Ces matériaux doivent avoir des caractéristiques granulométriques compatibles avec la distribution granulométrique du sol drainé et avec la dimension, l'emplacement et la répartition des perforations du tuyau de drainage « compatible » dans ce contexte signifie que :

- Les interstices des filtres doivent être assez petits pour prévenir tout le lessivage des particules (du sol érodable) adjacentes. C'est le « critère de filtre » ;
- Les interstices doivent être suffisamment grands pour permettre l'écoulement libre de l'eau et assurer ainsi le contrôle des forces d'écoulement et des pressions hydrostatiques. C'est le « critère de perméabilité » ;
- Les particules du filtre doivent être assez grossières pour empêcher le lessivage du matériau filtrant, à travers les perforations du tuyau de drainage (stabilité interne) ;
- Le matériau filtrant doit être chimiquement stable et inerte vis-à-vis de l'eau et du sol avec lequel il est en contact ;
- Les filtres doivent être résistants et suffisamment durables pour supporter les charges qui leur seront imposées durant et après la construction ;

La conception du filtre est fonction de la courbe granulométrique du sol à protéger. En général, sa granulométrie doit vérifier :

$$R15 = D_{15} \text{ du filtre} / D_{15} \text{ du sol à protéger} : 20 > D_{15F} / D_{15S} > 4$$

$$R50 = D_{50} \text{ du filtre} / D_{50} \text{ du sol à protéger} : D_{50F} / D_{50S} < 25$$

Parmi les critères de filtre utilisés, on peut citer les éléments suivants :

- Un filtre doit être constitué de particules dures et résistantes aux chocs (tenace) ;
- Un filtre ne doit pas contenir plus de 5% de particules fines (< à 80 microns) ;
- Un filtre ne doit pas contenir de particules supérieures à 76 mm ;
- Afin d'éviter les pertes de charges dans le filtre, le filtre doit vérifier $R15 > 4$
- Afin d'éviter le mouvement des particules fines du sol à protéger, on doit avoir :

$$D_{15F} / D_{85S} < 5 \text{ à } 6, \text{ si le sol à protéger est uniforme } (Cu = D_{60} / D_{10} < 1.5),$$

Si le sol à protéger est étalé ($Cu > 4$), on peut augmenter à 40 la limite du rapport D_{15F} / D_{85S}

Interprétations des courbes granulométriques

Dans le cadre de la campagne de reconnaissance préliminaire, Le LTPO a réalisé des essais granulométriques et de consistances (limites d'Atterberg) sur des échantillons prélevés aux six sondages (SN1 à SN6) et aux 19 puits (P1 à P19), (LTPO, Octobre 2005).

Une interprétation rigoureuse de ces données granulométriques et de consistance (limite d'Atterberg) entre 1.00m et 6.00 m (Annexe A) de profondeur nous a permis.

1. une classification des sols rencontrés suivant la classification USCS -Norme ASTM D- 2487
2. Le calcul des critères minimal de filtres
3. détermination (grossière) de la conductivité hydraulique

Données du SN1-SN6

Classées en deux groupes en fonction de la profondeur d'échantillonnage. Groupe 1 pour une profondeur comprise 1.00 et 3.00 m par rapport à la surface du terrain naturel (Figure 6.2), 6 courbes au total, et groupe 2 pour une profondeur comprise entre 3.00 et 6.00m (Figure 6.3), 5 courbes au total. Pour chacun des deux groupes une courbe de la granulométrie moyenne est représentée sur les deux figures respectives.

Données de P1-P19

La profondeur d'échantillonnage est comprise entre 1.60 et 3.20m. Au total, 19 échantillons ont été analysés (**P1-P19**). Les sols sont plus ou moins homogènes, dans leurs ensemble (figure 6.4). Exception aux deux échantillons P3 et P5 lesquels présentent un pourcentage de graviers plus élevé à celui du sable. Il reste à confirmer par la campagne de reconnaissance complémentaire, l'étendu de cette formation qui présente entre 40% et 45% de graviers.

Le tracé de la granulométrie moyenne pour chaque groupe est présenté à la figure 6.5, Laquelle inclue :

- Moyenne de SN1 à SN6 entre 1.00 et 3.00 m de profondeur
- Moyenne de SN1 à SN6 entre 3.00 et 6.00 m de profondeur
- Moyenne de P1 à P19 en excluant P3 et P5
- Moyenne de P1 à P19 en incluant P3 et P5
- Les données en P3 et P5

Cette figure 6.5 identifie ainsi trois sols différents comme montré au tableau 1 ci- dessous :

TABLE 6.1 – caractéristiques moyennes des sols rencontrés à l’endroit de SN1 aSN6 entre 1.00 m et 6.00m de profondeur et à l’endroit de P1 à P19 entre 1.60m et 3.20 de profondeur.

Echantillons de Valeurs sols	Valeurs					
	D10 (mm)	D15 (mm)	D30 (mm)	D50 (mm)	D60 (mm)	D85 (mm)
Moyenne SN1-SN6 entre 1.00-6.00m	<0.02	<0.02	0.025	0.04	0.053	0.12
Moyenne(*) P1-P19 entre 1.60-3.20m	0.022	0.027	0.055	0.15	0.28	2
Moyenne(**) P1-P19 entre 1.60-3.20m	0.022	0.027	0.055	0.16	0.31	3
Région entre P3 et P5	0.028	0.037	0.09	entre 2 et 2.6	>5(gravier)	>5

En suivant le **Système de Classification (USCS) - Norme ASTM D-2487**, la zone

Echantillons de sols	Indice de plasticité Ip	Limite de liquidité WL(%)	Système de Classification (USCS) - Norme ASTM D-2487			
			C_u D_{60}/D_{10}	C_c $(D_{30})^2/D_{60} \cdot D_{10}$	Symbole groupe	Nom du groupe
Moyenne SN1-SN6 entre 1.00-6.00m	8.45 - 11.06	42.48 - 49.74	>2.65	>0.59	CL	argile de faible plasticité (WL<50%)
Moyenne(*) P1-P19 entre 1.60-3.20m	8.09-14.29	29.75-36.11	12.73	0.49	SC	sable argileux (WL>ligne A et Ip>7)
Moyenne(**) P1-P19 entre 1.60-3.20m	8.09-14.30	29.75-36.12	14.09	0.44	SC	sable argileux (WL>ligne A et Ip>7)
Région entre P3 et P5	10.06-11.51	31.18-34.25	>178	<0.06	GC	gravier argileux avec sable (>15% graviers)

entre P3 et P5 est classée (GC), graviers argileux avec sable, les 3 premiers mètres interceptés par P1 à P19 comme des sables argileux (SC) et les sols interceptés par SN1 à SN6 comme une argile de faible plasticité (CL).

Les valeurs moyennes de D_{50S} , D_{85S} , D_{15S} , D_{60S} et de D_{10S} sont présentées au Tableau 1. Ainsi :

- Pour la zone CL : $0.4 > D_{15F} > 0.08mm$ et $D_{50F} > 1mm$
- Pour la zone SC : $0.54 > D_{15F} > 0.108mm$ et $D_{50F} > 4mm$
- Pour la zone GC : $7.4 > D_{15F} > 1.48mm$ et $D_{50F} > 65mm$

La conception du filtre est fonction de la courbe granulométrique du sol à protéger; par conséquent, les courbes granulométriques le long du tracé du drain doivent être établies avec précision, pour tout les ouvrages projetés.

D. Les géotextiles de filtration

Les géotextiles non tissés peuvent être utilisés avantageusement comme filtres fin d’empêcher les mouvements de particules indésirables et ainsi empêcher le sol encaissant de pénétrer le système de drainage. Il faut cependant qu’ils respectent les critères de performance suivants :

- Le géotextile permet l’écoulement libre de l’eau
- Il retient les particules du sol à protéger
- Il minimise la migration des particules fines dans les drains
- Il est chimiquement et physiquement stable et inerte vis-à-vis de l’eau souterraine
- Il est suffisamment résistant et durable pour agir de façon satisfaisante pendant la durée de vie de l’ouvrage

Dans le cas présent, le géotextile jouera le rôle de séparateur entre le sol en place et le sol filtrant. Tissé ou non tissé, le choix des spécifications du géotextile (O₉₅) est fonction de la compacité du sol et de sa granulométrie. La méthode de mise en place du géotextile est donc très importante et doit faire l'objet d'une attention particulière lors de sa sélection afin de ne pas être la cause d'un fonctionnement inadéquat ou d'un colmatage dans le temps.

E. Dimensionnement du drain

Du point de vue hydraulique, le dimensionnement du drain est obtenu en utilisant l'équation suivante pour le cas d'un écoulement uniforme :

$$Q = a.d^b.i^c$$

Où Q est le débit ($m^3.s^{-1}$),

d est le diamètre intérieur du tuyau (m) et

i le gradient hydraulique .

a , b et c sont des coefficients dépendants du type de tuyau. Pour un tuyau lisse, $a = 50$, $b = 2.71$ etc $= 0.57$.

Le calcul est réalisé en faisant l'hypothèse que l'écoulement dans le drain est libre (pas de surpression) mais pour une capacité de transport maximale du drain (le tuyau coule plein). Afin de prendre en compte un certain envasement potentiel du drain au fil du temps et d'éventuels défauts lors de sa mise en place, le débit du projet est multiplié par un facteur de sécurité (FS) de 1.3 pour un tuyau plastique dans un sol stable.

Étant donné qu'on a ni relevé piézométriques ni mesures de la conductivité hydraulique, une estimation grossière de ces dernières valeurs est effectuée. Ces calculs devront être validés par des mesures de terrain et de laboratoire arrêtés dans le programme de reconnaissance complémentaire (SAETI).

Le calcul qui suit donne juste un ordre de calcul du diamètre du tuyau. Il doit être validé par des données complémentaires de piézométrie et de conductivité hydraulique au site

On considère les valeurs des conductivités hydrauliques, k , tirées de la littérature (Todd, 1981).

Formation GC $k = 5 \times 10^{-3} m/s$

Formation SC $k = 2.5 \times 10^{-5} m/s$

Formation CL $k = 2.0 \times 10^{-9} m/s$

Ces valeurs sont très importantes et doivent obligatoirement être évaluées dans le cadre de la campagne de reconnaissance complémentaire prévue.

Ainsi, le gradient hydraulique moyen étant estimé à 0.3% le débit unitaire sera **au plus**

$$\begin{aligned} Q &= k \times i = 5 \times 10^{-3} \times 0.3 \\ &= 1.5 \times 10^{-5} m^3/s/m^2 \text{ (faible débit).} \end{aligned}$$

Pour une section d'écoulement $A = 100 \times 30 = 3000m^2$, le débit sera $Q = 4.5 \times 10^{-3}m^3/s$: ce qui donne un prédimensionnement du tuyau de 11 cm de diamètre.

Toutefois, le choix du diamètre du tuyau (drain) doit aussi tenir compte des besoins d'inspection et le diamètre final pourrait être plus grand que 11 cm afin de permettre l'utilisation sans restriction de cameras autotractées pour l'inspection périodique du drain.

F. Réalisation des travaux

S'il existe plusieurs méthodes alternatives pour réaliser les travaux, fouille ouverte ou blindée, l'utilisation d'une trancheuse pourrait être favorisée. En général, les trancheuses disponibles peuvent atteindre jusqu'à 5 m de profondeur.

Du point de vue pratique, étant donné que le drain sera gravitaire, le tuyau qui en constitue le cœur sera posé selon une légère pente, suffisante pour réduire la sédimentation le long de son parcours. A cet effet, les machines chargées de la pose seront équipées de système laser et de contrôle de niveau pour régler cette pente.

G. Entretien des drains

Le colmatage des drains peut se produire suite à l'accumulation des fines. Le nettoyage des drains souterrains est effectué à l'aide de jets d'eau sous pression (10-15atm. ; 400m/h, 250- 300 m maximum). Il est bon de prévoir un premier nettoyage 1 ou 2 ans après l'installation, et ensuite tous les 5 à 10 ans.

Toutefois, un suivi préventif et documenté, comprenant la mesure des niveaux d'eau en amont et en aval du site, dans les puits d'accès et dans les puits d'observations permanents (voir SAETI, nov 2005) situés à proximité du drain devra être réalisé sur une base mensuelle, la première année. Une inspection des fosses de sédimentations dans les puits d'accès pour évaluer l'entraînement général de particules dans le drain au cours de la première année. Enfin, une inspection visuelle (vidéo -inspection) après six (6) mois d'opération et au besoin pendant les deux premières années de fonctionnement.

H. Vérification du fonctionnement du drain

Le fonctionnement du drain peut être vérifié sur base des niveaux piézométriques dans les puits d'accès. Tel que mentionné précédemment, Le dysfonctionnement du drain sont plus probables dans les deux premières années suivant l'installation, pour autant que le réseau soit correctement entretenu.

Le contrôle de l'ouvrage et le mode opératoire des contrôles qui lui seront appliquées prendront en compte les niveaux d'eau et le comportement général de la tranchée durant cette période initiale de 2 ans

Sur la base des résultats obtenus pour les variations des niveaux d'eau au cours de l'année, des volumes de particules collectées par les drains et ramenées aux points de contrôle (fosses à sédiments aux puits d'accès), les fréquences de contrôle seront ajustées en fonction des observations

faites sur le terrain. En effet, dans le cas d'une conception adéquate, l'entraînement de particules en début d'opération est normal et tend à se résorber quand l'ensemble des matériaux « érodables » a été comploté. Dans le cas contraire, l'entraînement peut être important.

Quelques situations défectueuses types sont présentées

1. Rabattement insuffisant de la nappe. Indicateur d'une forte résistance à l'écoulement de l'eau vers le drain, généralement suite à un sous-dimensionnement du réseau de drainage. Ceci peut être dû à une surestimation de la conductivité hydraulique ou de la profondeur de la couche perméable. Cette situation peut être corrigée par l'installation de drains supplémentaires
2. Forte résistance à l'entrée de l'eau dans le drain (perte de charge importante). Résulte d'une mauvaise installation des drains (par exemple en conditions trop humides), l'absence ou le colmatage de l'enveloppe (zone filtre), etc... Nécessite la réinstallation complète du drain.
3. Drain colmaté. Peut être dû à un niveau d'eau trop élevé, à un diamètre insuffisant du drain (ajouter de nouveaux drains), à l'envasement du tuyau (mauvais choix de l'enveloppe), à un mauvais placement du drain, etc...

6.4. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les valeurs arrêtées dans la présente note doivent être validées par les données réelles de terrain. Une campagne de reconnaissance géotechnique et hydrogéologique complémentaire, tel que présenté dans (SAETI, jan 2006) est recommandée. Cette campagne permettra en particulier de :

- Compléter l'information disponible le long du tracé proposé pour la piste et les ouvrages annexes à construire
- Confirmer les hypothèses de calcul et concevoir l'ouvrage
- Conclure et donner les limitations de la solution retenue

Pour l'instant, il est préconisé une conduite de transport (tuyau plein transversal installé) à chaque 60 à 100 m (à confirmer avec les données de la campagne de reconnaissance complémentaire) seront mises en place et se déverseront dans la tranchée avale laquelle rejoindra l'écoulement local (par la suite, régional) vers la Sebkha (Figure 6.1).

L'étude hydrogéologique nous permettra d'évaluer les caractéristiques réelles de l'écoulement à l'endroit du site. Des essais de perméabilité in situ de type Lefranc ou au laboratoire doivent être effectués dans les dépôts de surface entre 2.00 et 6.00m de profondeur. Le débit réel à évacuer et alors mieux connu ce qui permettra d'optimiser le prédimensionnement des ouvrages de drainage souterrain. La mesure du niveau d'eau stabilisé doit être effectuée et mise en relation avec l'élévation du terrain naturel à l'endroit des sondages. Il est entendu que ces niveaux piézométriques fluctuent sur une année voire d'une année à l'autre en fonction de différents facteurs dont les précipitations, la capacité de recharge de l'aquifère, les débits de pompes régionaux et locaux, les variations extrêmes de température, etc. En un point donné du terrain, lorsque les variations dans le temps

du niveau piézométrique de la nappe sont élevées, il est important de bien identifier (estimer) les niveaux piézométriques extrêmes probables soit le niveau bas (nappe basse) et le niveau haut (nappe haute), pour la conception de tout dispositif de drainage souterrain, objet du présent rapport.

Il serait judicieux de proposer à ce niveau, que les niveaux piézométriques soient bien suivis durant toutes les phases du projet et analysés en fonction des précipitations et des variations

climatiques et d'exploitation de l'aquifère (recharge de l'aquifère, décharge de l'aquifère, etc) comme discute dans le présent rapport.

Il serait judicieux de proposer à ce niveau, que les niveaux piézométriques soient bien suivis durant toutes les phases du projet et analysés en fonction des précipitations et des variations climatiques et d'exploitation de l'aquifère (recharge de l'aquifère, décharge de l'aquifère, etc) comme discute dans le présent rapport.

6.5. LIMITATIONS IMPORTANTES

Cette étude s'est basée sur les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques historiques et tirées de la campagne de reconnaissance préliminaire d'octobre 2005 (LTPO, oct 2005). Ces données sont jugées incomplètes. De ce fait, toutes les dimensions de conception du drain souterrain de contrôle de battement de la nappe, faisant objet de la présente note, ne peuvent être considérées comme finales et doivent être validées ou complétées par les données nécessaires de terrains (conductivité hydraulique, piézométrie et réseau d'écoulement, etc..) qui seront obtenus dans la campagne de reconnaissance complémentaire PHASE I et PHASE II proposées (SAETI, nov 2005, jan 2006) et par les données qui seront obtenus pendant et après les travaux de terrassement

.

BALISAGE ET SIGNALISATION

Chapitre 7

7.1. GENERALITES

Tous les aérodromes 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 guider les 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.

7.2. LES PRINCIPAUX MARQUAGES SUR L'AERODROME D'ORAN

- Marques d'identification de piste
- Marques d'axe de piste
- Marques de seuil
- Marques de point cible.
- Marques de zone de poser des roues.
- Marquages des voies de circulation
- Marque d'attente de circulation
- Marques de distances constantes
- Marques latérales de piste

- Marques de postes de stationnement

Marques d'identification de piste L'identification de la piste est caractérisée par la représentation d'un nombre à deux chiffres sur chaque seuil de la piste, caractérisant l'angle que fait l'axe de la piste avec le Nord magnétique.

Dans notre cas l'identification de la nouvelle piste

Marques de seuil Chaque piste d'un aérodrome est constituée d'un marquage à chaque extrémité « seuil » de la piste par des lignes de 30m de longueur parallèles à l'axe de la piste.

Marquage d'axe de piste La piste d'un aérodrome doit être équipée d'un marquage d'axe, ce marquage est représenté par une ligne de trait uniforme centré sur l'axe de la piste, les dimensions de ces traits sont :

- De longueur = 30 m.
- De largeur = 0.90 m.
- D'espacement = 22.20 m.

Marques de point cible Les marques de point cible étaient préalablement connues sous le nom de marques de distance constante.

Il est recommandé que la marque de point cible soit constituée par deux bandes bien visibles. Les dimensions des bandes et l'écartement entre leurs bords intérieurs pour notre aérodrome sont comme suit :

- Longueur = 45m.
- Largeur = 6m.
- Ecartement = 18 m.

Longueur de piste	Paires de marques
Inferieur à 900 m	1
De 1 200 m à 1 500 m	3
De 1 500 m à 2 400 m	4
Superieure à 2 400 m	6

Marques de zone de poser des roues

Les marques de zone de poser des roues se présenteront sous forme de paires de marques rectangulaires symétriquement disposées de part et d'autre de l'axe de la piste ; le nombre de ces paires de marques variera en fonction de la distance utilisable à l'atterrissage et lorsque les marques doivent être disposées sur une piste pour les approches dans les deux sens, en fonction de la distance entre les seuils, comme suit :

Les marques ne seront pas inférieures à 30 m de long et 1.80m de large et leur espacement transversal entre les côtés intérieurs des rectangles sera égal à celui de la marque de point cible, le cas échéant.

Marquages des voies de circulation

Ce marquage est constitué par une ligne sur l'axe de la voie de circulation qui assure le guidage à partir de l'axe de la piste principale jusqu'au parking.

La ligne de marquage de la voie de circulation est discontinue ayant une largeur de trait de 15 cm.

Marque d'attente de circulation

Ce marquage indique l'emplacement des aéronefs avant d'accéder à la piste principale, qui se situe à l'intersection de la piste avec la voie de circulation ou la bretelle.

Marques de distances constantes

Ces marques sont situées aux extrémités de la piste ayant une distance constante de 300 mètres de seuil, de forme rectangulaire, qui ont une longueur de 45 m à 60 m et de 6m à 10 m de largeur.

Marques de postes de stationnement

Les marques de poste de stationnement d'aéronef sont disposées sur une aire de trafic avec revêtement, leur objectif est de mettre à la disposition du pilote un système de marquage au sol clair lui permettant d'effectuer les manœuvres sans l'aide du personnel au sol. Il faut toute fois ne pas multiplier les indications sur un même poste de stationnement, pour éviter les risques de confusion.

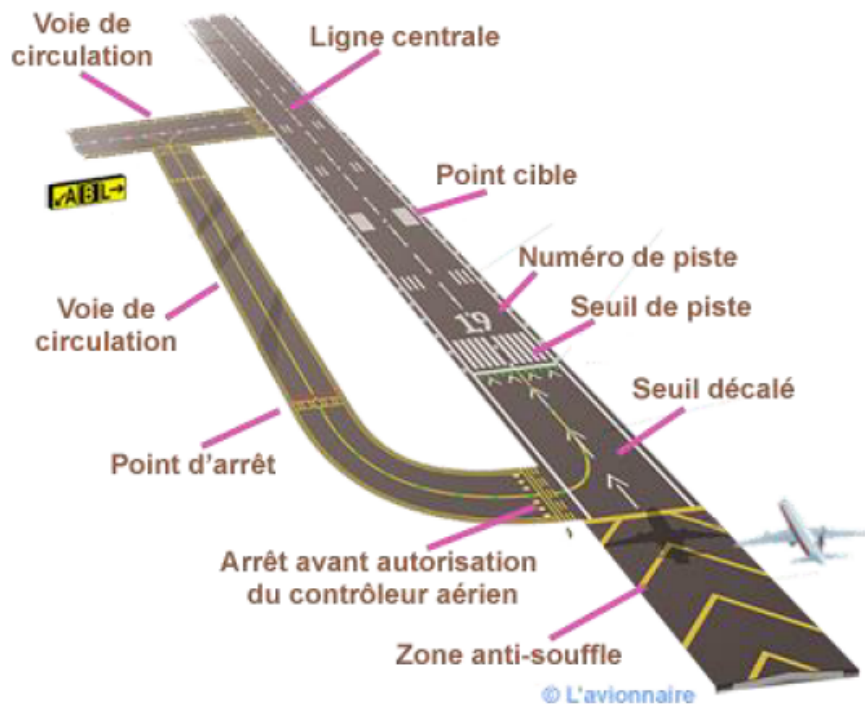


FIGURE 7.1 – les principaux marquages sur l'aérodrome

7.3. LES LIGNES DE SYSTEME DE GUIDAGE

- **Ligne d'entrée sur le poste** : elle est représentée par une ligne droite raccordée par un cercle à la ligne d'axe de la voie de desserte.
- **Repère de début de virage** : Une flèche de début de virage est tracée à l'extrémité et à gauche de la ligne d'entrée sur le poste, elle indique la direction vers laquelle doit s'effectuer le virage, le pilote amorce le virage dans la direction indiquée, dès qu'il voit la flèche par son travers.

Ligne d'orientation finale : une ligne droite rejointe par le train avant en fin de virage, donne au pilote l'orientation de positionnement retenu sur le poste de stationnement.

Repère d'arrêt : Un repère tracé sur la gauche de la ligne d'orientation finale indique au pilote l'arrêt, quand il est par son travers, après avoir racheté le train avant.

7.4. 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 fin 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 repeint en couche mince.

Couleur

Les lignes d'orientation, les repères, les marques d'identification des postes de stationnement, barres d'arrêt et les repères d'indication de virage sont de couleur jaune. (Chaussée souple d'après l'O.A.C.I, annexe 14)

7.5. LE BALISAGE LUMINEUX

Le balisage lumineux est très coûteux mais indispensable dans certain cas. Il faudra donc prévoir un réseau d'électricité très fiable.

- Le balisage d'extrémité de la piste : il est disposé perpendiculairement à l'axe de la piste, du feu rouge directionnels.
- Le balisage d'axe de la piste : ce sont des feux de couleur blanche et rouge espacés de 15 m.
- Le balisage de seuil de piste : ce sont de couleur vert.

Le balisage des voies de circulation : sont de couleur bleu espacés de 60 m.

- Le balisage des zones de toucher de roues : ce sont de couleur blanche.
- Le balisage de bord de la piste : constitué par des feux de couleur blanche.

7.6. 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 être pas glissantes.

Les marques de balisages sont soumises a une usure mécanique due au passage des pneumatiques, généralement cette usure est moins importante en raison du trans 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, sont soumises à des contraintes beaucoup plus sévères.
- Les peintures faiblement dosées (400 g/m^2) pour éviter les risques de faïençage, sont indiquées pour les voies de circulation et les bretelles.



FIGURE 7.2 – le balisage lumineux de l'aérodrome

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Chapitre 8

8.1. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

				Prix unitaire en H.T	Montant Total en H.T
N°	DESIGNATIONS	U	Quantité	En dinars Algériens en	Partie payable en dinars algériens

Report montant de la section 0 : Installation

Préparatoires.....

	SECTION 1 : AMENAGEMENT ET DEGAGEMENT DE CHANTIER	Ff	1	10 000 000,00	10 000 000,00
1.1	Amenée du matériel	Ff	1	10 000 000,00	10 000 000,00
1.2	Dégagement du chantier				
	SECTION 2 : TRAVAUX				

	<u>PREPARATION ET TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Débroussaillage et Essartage,	m2	700 000	80,00	56.000.00
2.2	Décapage de la terre végétale sur 20 cm	m2	150 000	100,00	15000000
2.3	Démolition d'Ouvrages existants en béton ou en maçonnerie	m2	120	5000,00	600000
2.4	Terrassements	m3	275 200	400,00	110080000
2.4.1	Déblais mis en dépôt	m3	61 000	600,00	36600000
2.4.2	Remblai en provenance d'emprunt Ouverture et remblaiement des tranchées de visites et des cavités avec le tuf	m3	300	350,00	105000
2.5	Réglage et compactage de la forme	m2	460 000	50,00	23000000
2.6					
	<u>SETION 3</u>	m2	243 500	200,00	48700000
	<u>CHAUSSES ET ACCOTEMENT</u>	m2	487 000	400,00	194800000
3.1	Géotextile de renforcement		42 100	600,00	25260000
3.1.1	Exécution d'un Géogrille structural 30 /30	m3	238 900	650,00	155285000
3.1.2	Exécution d'un Géotextile de renforcement 400/50	m3			
3.2	Tuf pour couche de forme et fondation				
3.2.1	Exécution d'un tuf 0/80				
3.2.2	Exécution d'un tuf 0/40				

3.3	Grave concassée 0/31,5	m3	58 000	1300,00	75400000
3.4	Imprégnation au cut back 0/1	m2	409 050	110,00	44995500
3.5	Grave bitume 0/20 sur 12 cm	t	82 500	4900,00	404250000
3.6	Couche d'accrochage en émulsion	m2	297 000	110,00	32670000
3.7	Béton bitumineux				
3.7.1	Exécution d'un Béton bitumineux 0/14	t	57 100	6500,00	371150000
3.7.2	Exécution d'un Béton bitumineux 0/10	t	25 000	7000,00	175000000
3.8	Enduit superficiel bicouche	m2	32 800	250,00	8200000
3.9	Protection anti-Kérosène	m2	15 000	300,00	4500000
4.1	<u>SETION 4 :</u>				
4.2	<u>Ouvrages d'Assainissement</u>				
	Exécution de Tranchées pour PVC phi 100mm	ml	8500	1000,00	8500000
4.3	Fourniture et mise en place de tubes en PVC phi 200 perforés	ml	7000	1200,00	8400000
4.3.1	Canalisation en béton armé	ml	5 040	200,00	1008000
4.3.2	Buse en béton phi 600	ml	505	1800,00	909000
4.4	Buse en béton phi 800	ml	6 700	5000,00	33500000
4.4.1	Béton pour ouvrage annexes	u	112	10000,00	1120000
4.4.2	Caniveau fendus en béton armé	u	6	20000,00	120000
4.4.3	Regards pour caniveau fendus	u	120	3000,00	360000
4.4.4	Tête de buse phi 800mm	u	170	4200,00	714000
4.4.5	Regard en béton armé pour câbles	ml	1 700	400,00	680000
4.4.6	Regard en béton légèrement armé pou câble	u	58	15000,00	870000
4.4.7	Conduits de câbles 4 phi 200	ml	7 000	60,00	420000
4.4.8	Chambre de tirage				
	Fossé en terre				

	SETION 5 :				
	<u>SIGNALISATION</u>				
5.1	Marquage de chaussées				
5.1.1	Peinture blanche	m2	13 400	700,00	9380000
5.1.2	Peinture jaune	m2	800	700,00	560000
5.1.3	Peinture rouge	m2	400	700,00	280000
6.1	<u>SETION 6 :</u>				
	<u>DIVERS</u>				
6.1.1	Clôture d'Aérodrome				
	Clôture de l'Aérodrome en maçonnerie	ml	300	30000,00	9000000
6.1.2	Clôture de l'Aérodrome en grillage type Zimmermann				
	Reconnaisances	ml	3 000	900,00	2700000
6.2	Géotechniques et Géophysique				
6.2.1	Auscultation Géophysique	ml	45 000	800,00	36000000
	Montant total en hors taxes				
	Montant de la TVA 17%				1 921 156 500,00

Bibliographie

- [1] Cours de base aérienne.
- [2] Renforcement des chaussées aéronautiques.
- [3] " Dimensionnement des chaussées d'aérodromes (STBA).
- [4] Cours de route (dimensionnement et renforcement).
- [5] Manuel du laboratoire routier (R.PELTIER).
- [6] Annexe 14 de l'OACI(deuxième édition : juillet 1995).
- [7] Notions générale sur les GEOTEXTILES en géotechnique routières.
- [8] Thèses de fin d'études.
- [9] " Conception, construction et gestion des aérodromes (G.MEUNIER).
- [10] Entretien des chaussées aéronautiques (STBA).
- [11] Guide national pour des infrastructures municipales durables, Canada.
- [12] Recommandations de l'OACI (annexe14).
- [13] Catalogue des dégradations des chaussées aéronautiques STBA.
- [14] Instructions techniques sur les aérodromes Civil Fascicules 1 et 10.
- [15] Revues routes et aérodromes.
- [16] Mémoire de fin d'étude « étude de renforcement et d'entretien de la piste secondaire (06/24) de l'aérodrome de Bechar ».
- [17] Mémoire de fin d'étude « étude de renforcement de l'aérodrome d'Adrar avec intégration des bouts bétonnes et Géotextiles ».
- [18] Mr Chiali, Farouk (1984). Communication sur l'aménagement et le renforcement de l'aérodrome. Aéroport d'Oran Es-Senia. Par M. Chiali, F. directeur des travaux, mai 1984
- [19] Laboratoire des travaux publics de l'Ouest, (LTPO), unité d'Oran (19 octobre 2005). Reconnaissance géotechnique préliminaire de la deuxième piste (07/25) de l'aérodrome d'Oran Es-Senia.
- [20] Laboratoire des travaux publics de l'Ouest, (LTPO), unité d'Oran (31 mars 2002). Renforcement des annexes de la piste actuelle de l'aérodrome d'Es-Senia d'Oran. Rapport d'étude géotechnique. Étude réalisée pour la direction des travaux publics (DTP) de la wilaya d'Oran.

- [21] Société algérienne d'études et d'infrastructures (SAETI) (Mars 1986). Piste principale 07/25 et dépendances. Aéroport d'Oran Es-senia. Projet d'exécution : mémoire. Etude réalisée pour le ministère des travaux publics, wilaya d'Oran, division de l'infrastructure et de l'équipement (rapport très intéressant).
- [22] SAETI (1984). Communication sur l'aménagement et le renforcement de l'aéroport. Aéroport d'Oran Es-Senia. Par M. Chiali, F. directeur des travaux, mai 1984
- [23] Laboratoire des travaux publics de l'Ouest, (LTPO), unité d'Oran (19 octobre 2005). Reconnaissance géotechnique préliminaire de la deuxième piste (07/25) de l'aéroport d'Oran Es-Senia.
- [24] Laboratoire des travaux publics de l'Ouest, (LTPO), unité d'Oran (19 octobre 2005). Renforcement des annexes de la piste actuelle de l'aéroport d'Es-Senia d'Oran. Rapport géotechnique. Étude réalisée pour la direction des travaux publics (DTP) de la wilaya d'Oran.
- [25] TC Mirafi, 2006 Durability of High-Strength Geosynthetics, Technical note, 6 pages
- [26] Mr Pousse, Marcel (déc. 1958). Les aéroports de l'Algérie et du Sahara. Méthodes et principes utilisés pour la construction des nouvelles pistes d'envol. Extrait de construction T.XIII n.12
- [27] Société algérienne d'études et d'infrastructures (SAETI, 1986). Piste principale 07/25 et dépendances. Aéroport d'Oran Es-senia. Projet d'exécution : mémoire. Etude réalisée pour le ministère des travaux publics, wilaya d'Oran, division de l'infrastructure et de l'équipement.



ANNEXES

ANNEXE (A)

Tableau 3.1 : Détermination des zones et profondeurs critiques et des valeurs CBR

PK	DCPT			PU				
	No. DCPT	Profondeur De refus (m)	Profondeur Critique (m)	No.	Profondeur de prélèvement (m)	CBR(%)		
						Immédiat	Imbibé (4 jours)	% variation
PK0+500								
PK0+600	PE15	15.00	1.80 4.20					
PK0+700				PU15	2.10 à 2.60	33.0	18.0	45.45
PK0+800	PE14	8.77	4.80 5.80					
PK0+900				PU14	2.20 à 2.50	35	18.0	48.57
PK1+000	PE13	12.90	-					
PK1+100				PU13	1.90 à 2.20	27	14	48.15
PK1+200	PE12	15.00	8.00 et 11.00					
PK1+300				PU12	1.80 à 2.10	40.5	23	43.21
PK1+400	PE11	2.96	-					
PK1+500				PU11	1.90 à 2.40	36	20	44.44
PK1+600	PE10	3.78	-					
PK1+700				PU10	2.00 à 2.40	31	18	41.94
PK1+800	PE9	1.98	-					
PK1+900				PU9	2.20 à 2.60	39.5	31.0	21.52
PK2+000	PE8	15.00	4.20 10.80 et 12.00					

PK2+100				PU8	2.50 à 3.00	44.5	24.0	46.10
PK2+200	PE7	9.30	5.00 et 6.50					
PK2+300				PU7	2.10 à 2.60	44.0	22.0	50.00
PK2+400	PE6	13.98	6.20 à 8.60					
PK2+500				PU6	2.20 à 2.70	20.5	12.0	41.46
PK2+600	PE5	15.00	4.60 à 9.80					
PK2+700				PU5	2.10 à 2.40	32.5	20.0	38.46
PK2+800	PE4	10.18	2.50 à 8.10 9.00 à 9.80					
PK2+900				PU4	2.20 à 2.60	35.0	23.0	34.29
PK3+000	PE3	12.77	3.00 à 11.50					
PK3+100				PU3	2.20 à 2.60	33.5	18.0	46.27
PK3+200	PE2	6.72	4.20 à 4.50					
PK3+300				PU2	2.00 à 2.50	35.0	19.0	45.71
PK3+400	PE1	14.34	5.00 à 5.60 6.50 à 8.20					
PK3+500				PU1	1.95 à 2.50	37.5	20.0	46.67
PK3+600								
PK3+700								
PK3+800								

Tableau 3.2 : Détermination des zones et profondeurs critiques et des valeurs CBR (suite)

Remarque : Pour le tableau ci-dessus, une valeur de $R_p < 20$ bars avec un facteur de sécurité de 1.5 sont considérés ($R_p < 30$ bars) pour l'identification des zones de dissolutions voire de cavités

() valeur CBR(2)

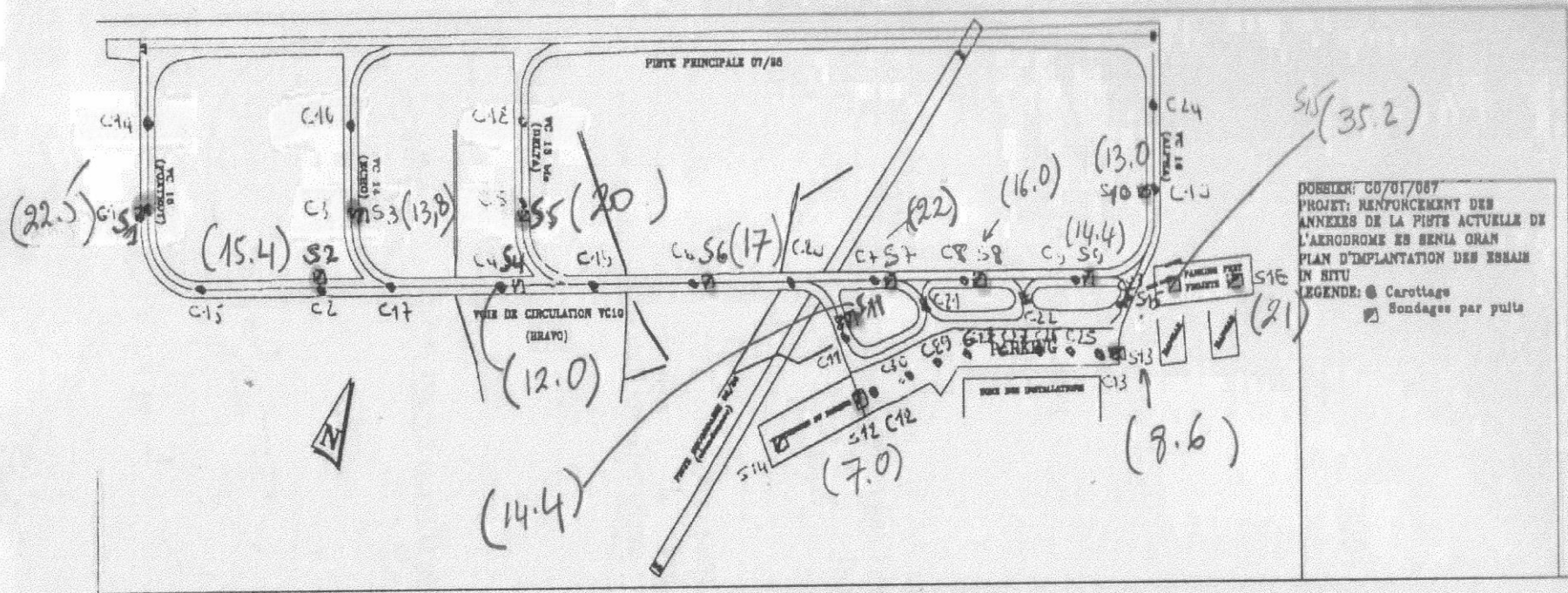


FIGURE 3.1:valeur du CBR imbibé mesuré sur le sol support .

ANNEXE (B)

Tableau 4-2-1. Codes relatifs au numéro de classification de chaussée (PCN)

Types de chaussée pour la détermination des numéros ACN et PCN :	Codes	
	Chaussées rigides	R
	Chaussées souples	F
	Note - Si la construction est composite ou non normalisée, ajouter une note en précisant (voir l'exemple 2 ci-après)	
Catégorie de résistance du terrain de fondation		
	Résistance élevée : caractérisée par $K=150$ MN/m ³ et représentant toutes les valeurs de K supérieure à 120 MN/m ³ pour les chaussées rigides, et par CBR = 15 et représentant toutes les valeurs CBR supérieures à 13 pour les chaussées souples.	A
	Résistance moyenne : caractérisée par $K = 80$ MN/m ³ et représentant une gamme de valeurs K de 60 à 120 MN/m ³ pour les chaussées rigides, et par CBR = 10 et représentant une gamme de valeurs CBR de 8 à 13 pour les chaussées souples.	B
	Résistance faible : caractérisée par $K=40$ MN/m ³ et représentant une gamme de valeurs de K de 25 à 60 MN/m ³ pour les chaussées rigides, et par CBR = 6 et représentant une gamme de valeurs CBR de 4 à 8 pour les chaussées souples.	C
Catégorie de la pression maximale admissible des pneus		
	élevée : 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
Méthode d'évaluation		
	Method devaluation : évaluation technique: étude spécifique des caractéristiques de la chaussée et utilisation de techniques d'étude du comportement des chaussées	T
	Evaluation 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

Note - Les exemples ci-après illustrent la façon dont les donnée sur la résistance des chaussées sont communiquées selon la méthode ACN-PCN.

Exemple 1 - Si la force portante d'une chaussée rigide reposant sur un terrain de fondation de résistance moyenne a, par évaluation technique, été fixée à PCN = 80 et s'il n'y a pas de limite de pression des pneus, les renseignements communiqués seront les suivants :

PCN 80/ R / B / W / T

Exemple 2 - Si la force portante d'une chaussée composite, qui se comporte comme une chaussée souple et qui repose sur un terrain de fondation de résistance élevée a été évaluée, selon l'expérience acquise sur les avions, à PCN = 50, et que la pression maximale admissible des pneus soit de 1,00 MPa, les renseignements communiqués seront les suivants :

PCN 50/F/A/Y/U Note - Construction composite.

Exemple 3 - Si la force portante d'une chaussée souple reposant sur un terrain de fondation de résistance moyenne a été évaluée par un moyen technique à PCN = 40 et que la pression maximale admissible des pneus soit de 0,80 MPa, les renseignements communiqués seront les suivants :

PCN 40 / F / B / 0.80 MPa / T

Exemple 4 - Si la chaussée peut être utilisée sous réserve de la limite de masse totale au décollage d'un avion B747-400, soit 390 000 kg, les renseignements communiqués comprendront aussi la note suivante :

Note - Le numéro PCN communiqué est soumis à la limite de masse totale au décollage d'un B747-400, soit 390 000 kg.

TYPE D'AVION	COFF.DE PONDERATION	TYPE D'ATTERISSEUR	ARRIVEE+ DEPART TOTAL 1990-2004 (mvts)	DEPART PREVUS 2020 $\tau=5\%$ (mvts)	NBRE DE DEPARTS ANNUELS PAR TYPE D'AVION PONDERES (R2)	CHARGE PAR ROUE L'AVION CONSIDERE Kg (W1)	CHARGE PAR ROUE DE CALCUL B-747-400 Kg (W2)	NBRE DE DEPARTS ANNUELS EQUIVALENT DE L'AVION DE CALCUL (mvts) (R1)
B.747-400	-	Bogie	70	2.63	4.46	23 165	23 165	4,46
B.737	1.7	Jumelage	60114	2254	3832	15 210	23 165	801,06
B.727	1.7	Jumelage	27230	1021	1736	22 147	23 165	1 470,85
A.310	1.7	Jumelage	12431	466	792	18 605	23 165	396,10
B.767	-	Bogie	5886	221	221	21 335	23 165	186,26
A.319	1.7	Jumelage	5112	170	179	17 273	23 165	88,18
B.732	1.7	Jumelage	4282	143	150	15 210	23 165	57,98
A.320	1.7	Jumelage	1984	66	70	17 273	23 165	39,20
B.722	1.7	Jumelage	3080	103	108	15 210	23 165	44,43
B.738	1.7	Jumelage	2778	92	97	15 210	23 165	40,73
B.736	1.7	Jumelage	2646	88	93	15 210	23 165	39,36
A.330	-	Bogie	1416	47	47	15 210	23 165	23,81
A.340	-	Bogie	868	29	29	21 335	23 165	26,16
B.763	1.7	Jumelage	966	32	34	21 335	23 165	29,49
B.734	1.7	Jumelage	566	19	20	17 273	23 165	13,29
B.733	1.7	Jumelage	524	18	18	15 210	23 165	10,40
L.101	1.7	Jumelage	262	9	10	15 210	23 165	6,46
IL.YU	1.7	Jumelage	240	8	9	19 000	23 165	7,31
B.707	-	Bogie	144	5	5,0	17 794	23 165	4,10
IL.76	-	Bogie	106	4	4,0	19 000	23 165	3,27
DC.9	-	Bogie	40	1.3	1,3	15 210	23 165	1,31
B.777	1.7	Jumelage	62	2.0	2,17	21 335	23 165	2,10
L.382	-	Bogie	54	1.8	1,89	26 000	23 165	1,96
DC10	-	Bogie	28	0,9	0,95	23 850	23 165	0,94
Airbus	-	Bogie	4	0,13	0,13	20 346	23 165	0,16
B-757	-	Bogie	2	0,06	0,06	21 335	23 165	0,08
TOTAL								3 299,45 mvts

**AEROPORT D'ORAN ES-SENIA
CALCUL DU NBRE DE DEPARTS ANNUELS EQUIVALENT
TABLEAU N°2**

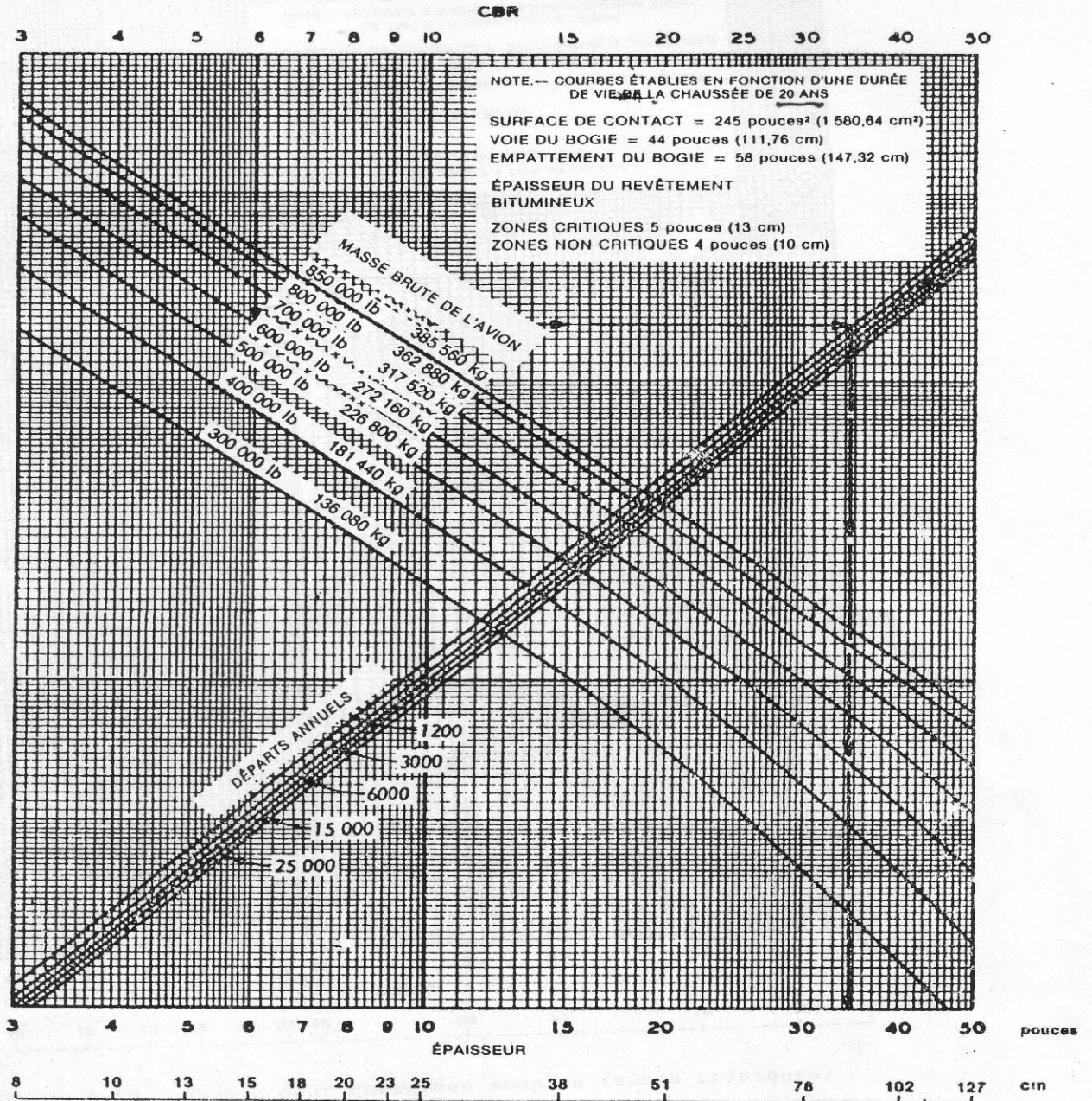


Figure 4-39. Abaque pour chaussées souples (zones critiques)
 B-747-100, SR, 200 B, C, F

Nombre de mouvements (arrivées + départs) par type d'aéronefs sur l'aérodrome d'Oran pour la période 1990-2004

Type d'aéronef	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	Total
B737	4962	3962	3882	4308	4392	4228	4554	4658	1144	4546	5244	7356	6672	138	68	60114
B727	4442	2280	2230	1736	2154	2386	1604	1746	1780	1316	2546	1768	1220	476	22	27230
A310											3488	3160	2010		186	9320
AUTRES																8153
B767		176	224	280	382	750	670	412	344	320	670	1006	644		8	5886
AIR	624			1482		718	1132	1152				1280	3378	454		5112
A319																4278
AIR B 310		666			1128				948	1536				2488	1794	4282
B732										108						1984
AIR B320		666	1210											1450	1630	3080
B722														1334	1436	2770
B738														1194	1452	2646
B736											224	112	272	450	358	1416
A 330																1005
HER	542	180	88	78		23	34	34	26					354	1532	1886
A172															8	890
ANT		4	2		4	2			2	868			2	4		772
C208										50	340	376	650	218		868
A340													612		32	644
ATR											402		24	266	34	726
A 320											65		88			487
FOK	56	14	14	14	8	24	34	30	40	100				370	596	966
B763												192	132	58	86	468
B206													318			386
DC 8													4			382
BE 80	68									268		110		6		302
DHC 6										132	64	100		218	348	566
B734															524	524
B733																262
L101					110						60	78		14		254
B200										2	252			392	88	480
AT42																240
MYU		20	2			4			2		106	22	26	64	100	318
B190	212															466
CRJ1																

Type d'aéronef	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	Total
B100										222						222
BE10										170						202
B707	126	10				8										144
A 321														32	206	238
C130										28	10	12		54	48	152
BE100												94				94
TUP	42	8			8	10										68
B747							16	16	20	4					14	70
IL76										2				50	54	106
DC 9	10		4							26						40
TRSTAR	32															32
B777														62		62
L382										6				26	22	54
DC10										28						28
BE20												2	6	14	22	44
L420														4	26	30
AN2													14			14
FK27														12	16	28
G4															26	26
B42																20
DHC7													6			10
BE90										4						18
BE 9														2	16	18
MYSTER				8										18		18
A45																8
BE19														14		14
AIR B300													2		10	12
GRU		2			2					4						4
F406																4
B164																0
B757						2				2						2
HS 25										2						2
CR2																2
PC6															2	2
MDO															2	2
MD 2															2	2
TOTAL Général	11116	7988	7656	7906	8728	8315	9842	8840	9169	9744	13503	15668	16080	10724	10768	

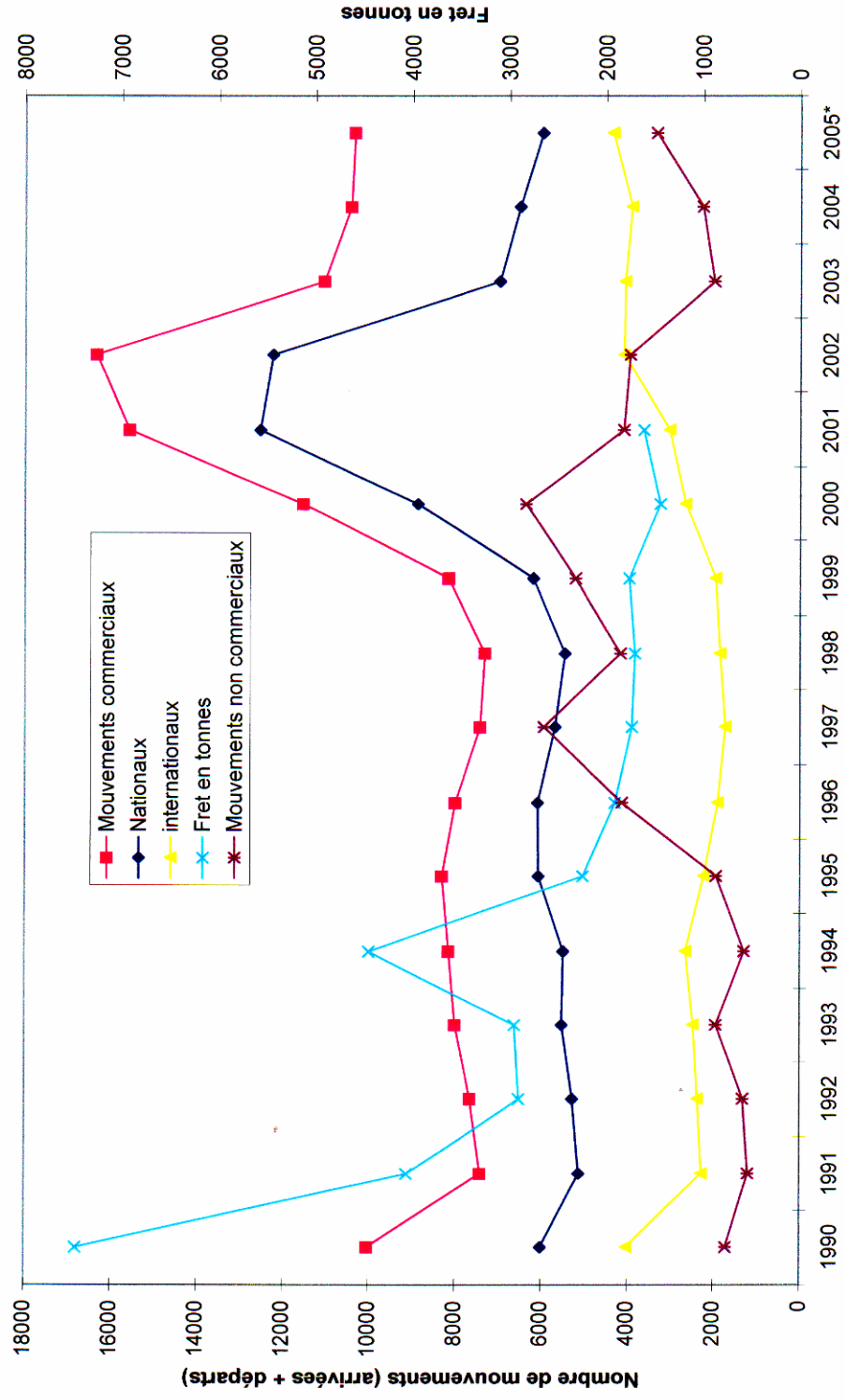
Evolution du trafic aérien sur l'aérodrome d'Oran de 1990 à 2004

Nature de trafic	Mouvements commerciaux	Nationaux	internationaux	Mouvements non commerciaux	TOTAL GENERAL	Fret en tonnes
1990	10037	6 016	4021	765	10802	7473
1991	7412	5 129	2283	534	7946	4056
1992	7654	5 280	2374	587	8241	2899
1993	8005	5 526	2479	865	8870	2943
1994	8156	5 493	2663	576	8732	4448
1995	8315	6075	2240	865	9180	2240
1996	8002	6090	1912	1840	9842	1912
1997	7424	5686	1738	2643	10067	1738
1998	7315	5457	1858	1854	9169	1706
1999	8159	6198	1961	2319	10478	1763
2000	11541	8877	2664	2830	14371	1446
2001	15577	12539	3038	1822	17399	1617
2002	16346	12243	4103	1759	18105	N.D.
2003	11061	6983	4078	890	11951	N.D.
2004	10437	6516	3921	1011	11448	N.D.
2005*	10352	5992	4360	1484	11836	N.D.

*Prévision de clôture

N.D. Non disponible

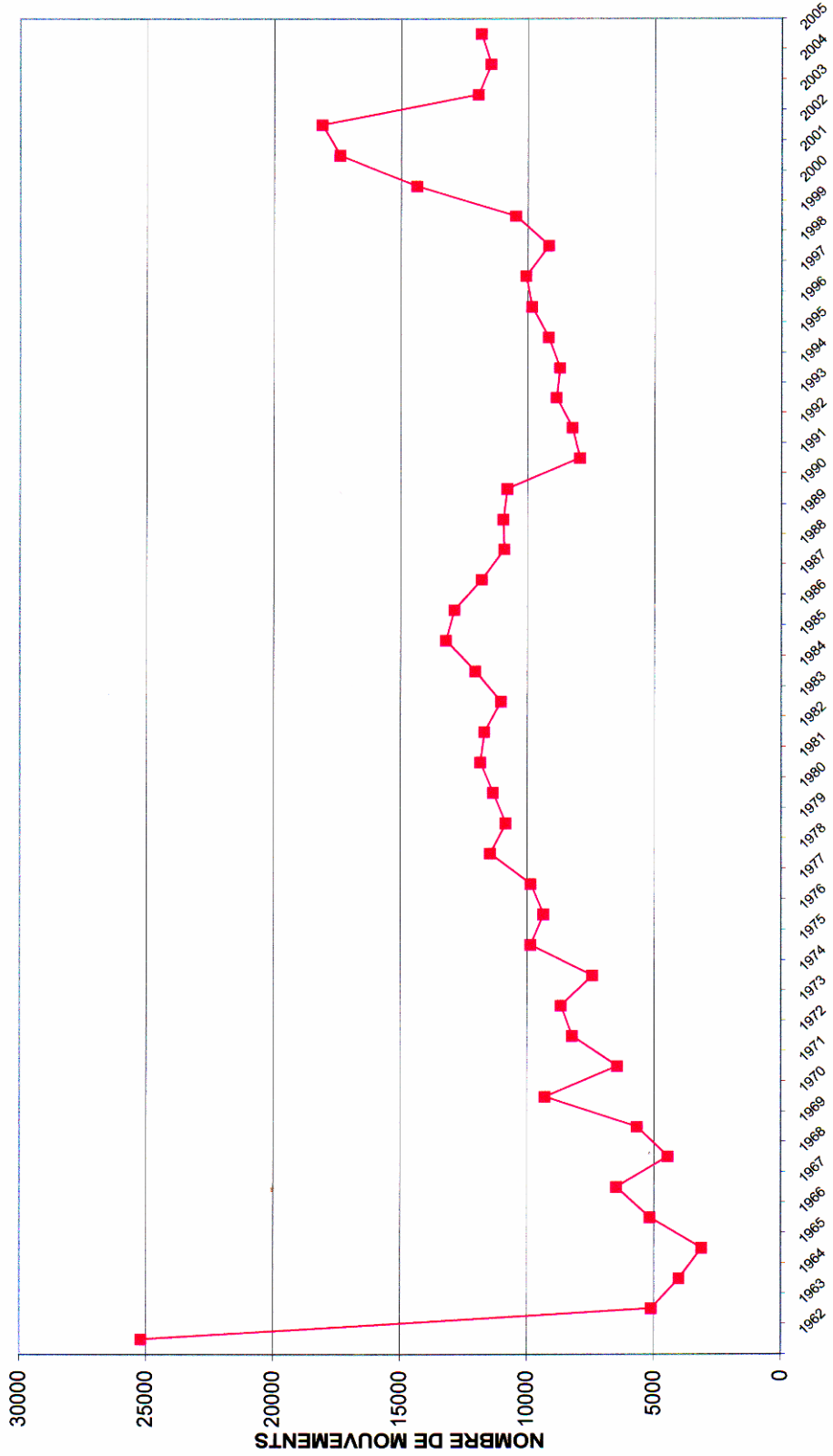
Evolution du trafic aérien sur l'aérodrome d'Oran de 1990 à 2004



Evolution du trafic aérien sur l'aérodrome d'Oran de 1962 à 2005

Année	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971
Nombre de mouvements	25208	5106	4019	3118	5159	6474	4453	5664	9299	6447
Année	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981
Nombre de mouvements	8216	8669	7428	9871	9363	9856	11465	10855	11352	11851
Année	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991
Nombre de mouvements	11689	11047	12043	13206	12874	11800	10915	10955	10802	7946
Année	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
Nombre de mouvements	8241	8870	8732	9180	9842	10067	9169	10478	14371	17399
Année	2002	2003	2004	2005						
Nombre de mouvements	18105	11951	11448	13642						

EVOLUTION DU TRAFIC AERIEN A L'AERODROME D'ORAN PERIODE DE 1962 A 2005



Octobre 2005

ANNEXE (C)

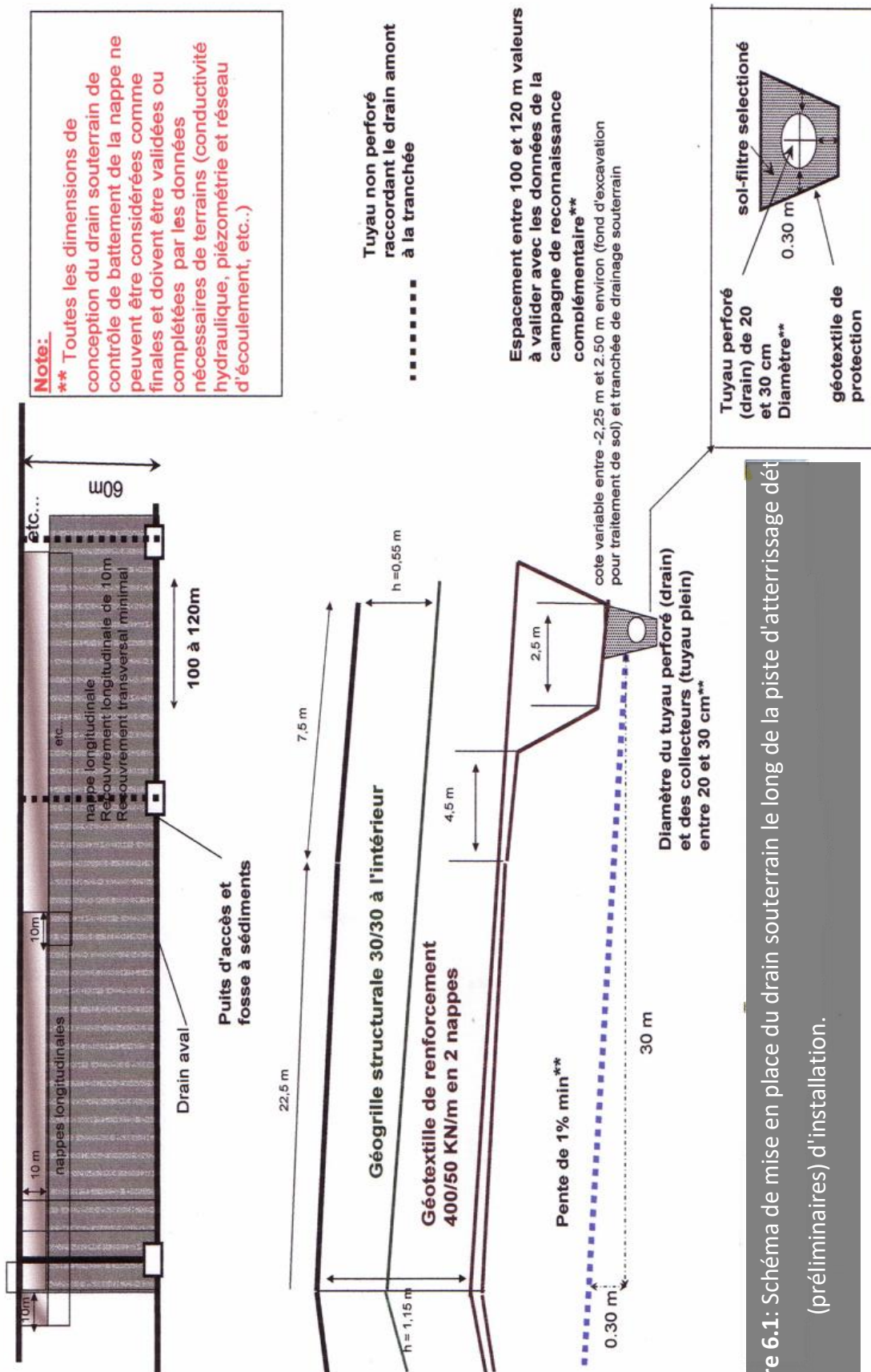


Figure 6.1: Schéma de mise en place du drain souterrain le long de la piste d'atterrissage dét (préliminaires) d'installation.

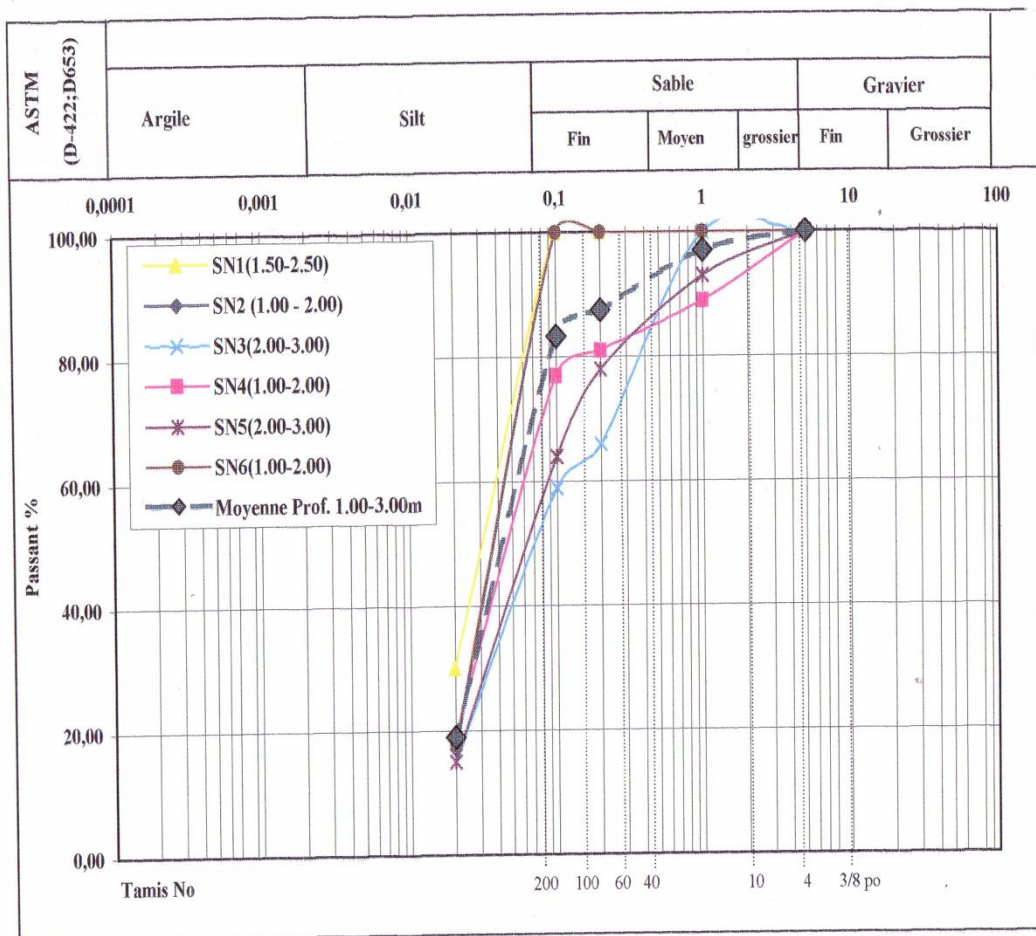


Figure 6.2 : Analyses granulométriques des échantillons de sols prélevés aux SN1 à SN6 entre 1.00m et 3.00m de profondeur. Sols classés CL (argile de faible à moyenne plasticité) selon le système de classification USCS – Norme ASTM D-2487

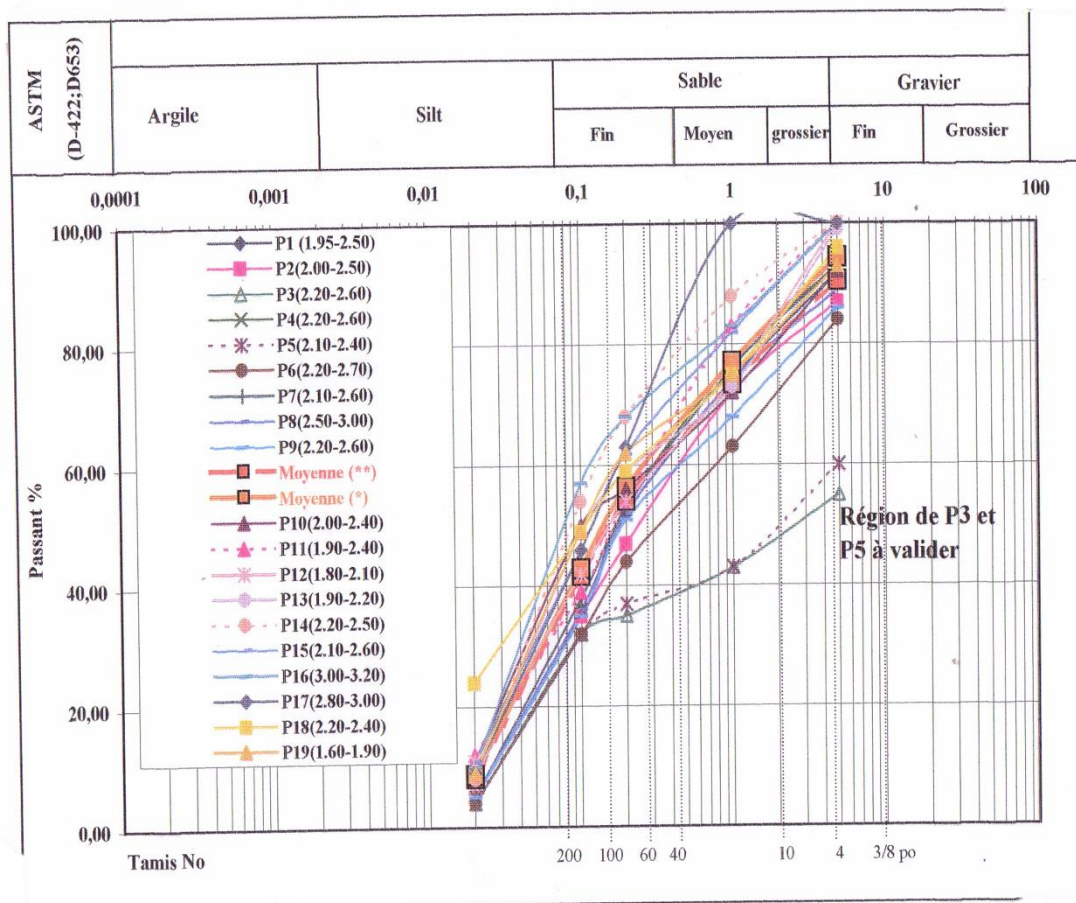


Figure 6.4 : Analyses granulométriques des échantillons de sols prélevés aux P1 à P19 entre 1.60m et 3.20m de profondeur. 17 sur 19 sont des sols classés SC (sable argileux) selon le système de classification USCS – Norme ASTM D-2487

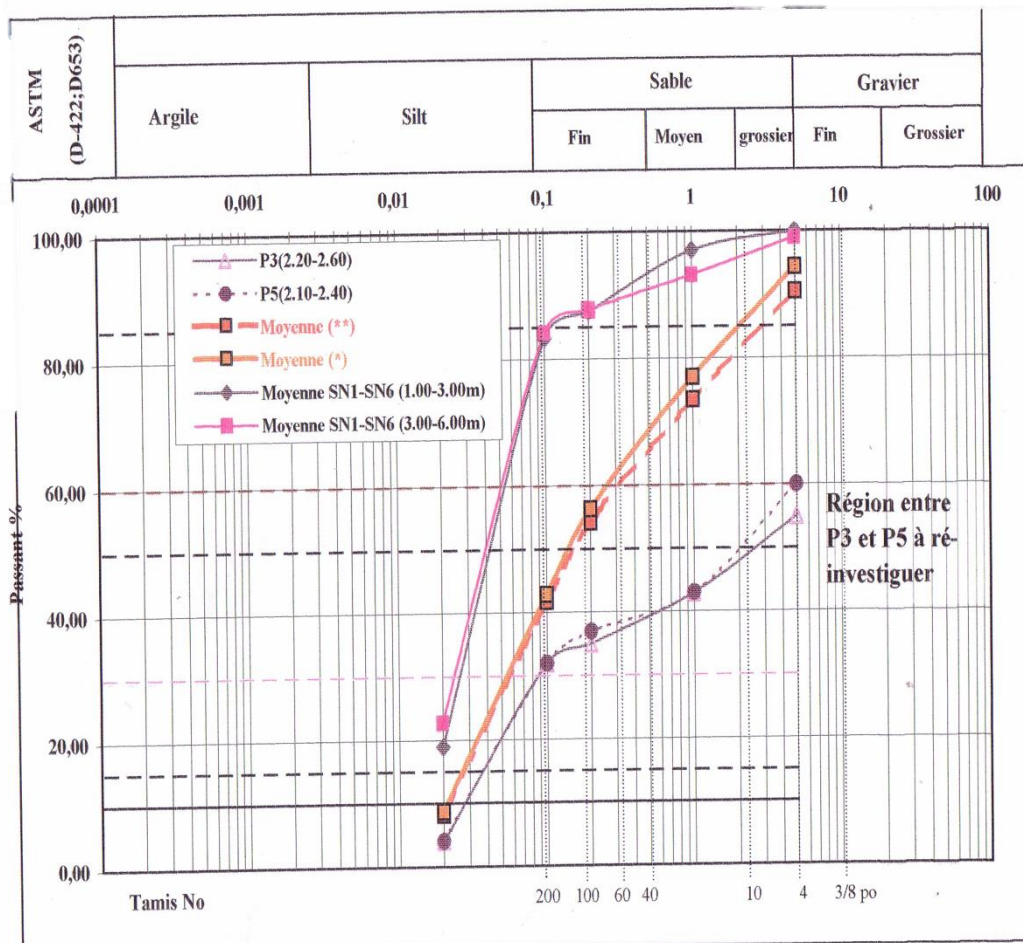


Figure 5 : Comparaison des analyses granulométriques moyennes obtenues pour les échantillons de sols prélevés aux SN1 à SN6 (1.00m à 6.00m), P1 à P19 (1.60m à 3.20m) et P3 et P5 (2.10 à 2.60m) de profondeur . Ces derniers classés GC (gravier argileux avec sables) selon le système de classification USCS – Norme ASTM D-248

Date d'exécution du test : LTPO, Aout 2005 (rapport octobre 2005)
 sols à l'endroit des sondages SNI à SN6, Piste de l'Aéroport d'Oran

Désignation du sol :

Ouverture de maille (mm)	% passant cumulés											Courbe moyenne 1.00-3.00mm		Courbe moyenne 3.00-6.00mm		
	SNI (1.50-2.50)	SNI (4.00-5.00)	SN2 (1.00-2.00)	SN3 (2.00-3.00)	SN3 (5.00-6.00)	SN4 (1.00-2.00)	SN4 (4.00-5.00)	SN5 (2.00-3.00)	SN5 (4.00-4.50)	SN6 (1.00-2.00)	SN6 (4.50-5.50)	SN6 (1.00-3.00mm)	SN6 (4.50-5.50)	SN6 (1.00-3.00mm)	SN6 (4.50-5.50)	SN6 (1.00-3.00mm)
5	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99	100	96	100	100	100	100	100	100	100
1	100,00	100,00	100,00	100,00	88,00	89,00	92	93	86	100	100	100	100	100	97	93
0,2	100,00	100,00	100,00	66,00	71,00	81,00	88	78	80	100	100	100	100	100	88	88
0,1	100,00	100,00	100,00	59,00	64,00	77,00	83	64	74	100	100	100	100	100	83	84
0,02	30,00	40	17	15	16	19,00	23	15	21	18	14	14	14	19	23	23
Ip	10,09	9,24	16,39	?	?	?	?	?	?	?	?	8,45	11,06	?	?	?
WL	42,48	42,57	49,74	?	?	?	?	?	?	?	?	48,32	47,63	?	?	?

Désignation du sol :

sols à l'endroit des sondages par profils PUI à PUI9, Piste de l'Aéroport d'Oran
 Pour les P1-P19 les profondeurs d'échantillonnage varient entre 1,60 et 3,20m

Ouverture de maille (mm)	% passant cumulés																				
	P1 (1.95-2.50)	P2 (2.00-2.50)	P3 (2.20-2.60)	P4 (2.20-2.60)	P5 (2.10-2.40)	P6 (2.20-2.70)	P7 (2.10-2.60)	P8 (2.50-3.00)	P9 (1.60-1.90)	P10 (2.00-2.40)	P11 (1.90-2.40)	P12 (1.80-2.10)	P13 (1.90-2.20)	P14 (2.20-2.50)	P15 (2.1-2.60)	P16 (3.00-3.20)	P17 (2.80-3.00)	P18 (2.20-2.40)	P19 (1.60-1.90)	Moyenne (*)	
5	92,00	87,00	55,00	93,00	60,00	84,00	93	89	86	93	83	83	93	88,00	100,00	100	100	96	100	93	
1	74,00	72,00	43,00	77,00	43,00	63,00	76	74	68	76	63,00	74	75	82,00	83	100	100	75	77	73	
0,2	52,00	47,00	35,00	53,00	37,00	44,00	53	52	51	53	37,00	51	59	62,00	68	63	63	59	56	54	
0,1	36,00	35,00	32,00	36,00	32,00	32,00	38	36	35	38	32,00	36	35	46,00	57	46	49	49	43	42	
0,02	5,00	5,00	4	5	4	4,00	5	5	5	5	4	4	4	11,00	10	9	24	9	9	8	
Ip	?	?	11,51	?	10,06	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?
WL	?	?	34,25	?	31,18	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?	?

Ouverture de maille (mm)	% passant cumulés										
	P10 (2.00-2.40)	P11 (1.90-2.40)	P12 (1.80-2.10)	P13 (1.90-2.20)	P14 (2.20-2.50)	P15 (2.1-2.60)	P16 (3.00-3.20)	P17 (2.80-3.00)	P18 (2.20-2.40)	P19 (1.60-1.90)	Moyenne (*)
5	92,00	100,00	100,00	99,00	100,00	100,00	100	100	96	93	94
1	72,00	83,00	74,00	73,00	88,00	82,00	83	100	75	75	77
0,2	56,00	54,00	54,00	59,00	68,00	62,00	68	63	62	62	56
0,1	50,00	39,00	42,00	49,00	54,00	46,00	57	46	49	49	43
0,02	11,00	1,2	11	8	8	11,00	10	9	24	9	9
Ip	14,29	?	9,8	9,27	?	?	10,42	?	?	?	8,09
WL	36,11	?	29,75	30,08	?	?	34,06	?	?	?	30,05

(*) en incluant P3 et P5

Ip indice de plasticité

WL limite de liquidité

ANNEXE E

LTPO/ANTENNE DE MOSTAGANEM

Analyse granulométrique : -méthode par tamisage et après lavage-

(Selon norme NFP-94-056 mars 1996)

Tableau 1

site : zone fornaka	nature de sol : tuf jaunâtre de type (0/60)		échantillon n°01	
date de prélèvement : 23/03/2010	date d'essai : 24/03/2010		T° étuve 105	
Masse utilisée	tamis (mm)	masse refus mesuré (g)	masse refus R Cumulé (%)	tamiséat cumulé (%)
	100	-	-	-
	63	243.3	1.93	98.07
	40	917.4	7.28	92.72
	25	1555.2	12.34	87.66
12600 g	12.5	2314.7	18.37	81.63

5	42,7			4,2		95,8		
2	81,5			8,15		91,85		
1	118,5			11,85		88,15		
0.400	167,3			16,63		83,37		
0.200	586,3			58,63		41,37		
0.160	690,2			69,02		30,98		
0.100	710,7			71,07		29,93		
0.080	765,7			76,57		23,43		

(8)
1000

LTPO/ANTENNE DE MOSTAGANEM

Analyse granulométrique par tamisage

NA2607-92 Norme algérienne

Tableau 2

site : zone kharouba		nature de sol : sable		Echantillon n°02	
date de prélèvement : 25/03/2010		date d'essai : 26/03/2010		T° étuve 105°	
Masse utilisée	tamis (mm)	masse refus mesuré (g)	masse refus R Cumulé %	tamisé cumulé (%)	
	5	20.5	2.05	97.95	
	2	101.3	10.13	89.87	
	1	216.1	21.61	78.39	
	0.4	348.7	34.87	65.13	
1000					

	0.200	899	89.9	10.1	
	0.160	978.5	97.85	2.5	
	0.080	991	99.1	0.9	

ANNEXE «F»

A-1. Principe de dimensionnement d'une chaussée sur vide de diamètre D, en accord avec le British Standard 8006 (traduction française)

A-2. Principe de dimensionnement d'une chaussée sur vide de diamètre D, en accord avec le British Standard 8006 (texte d'origine de la norme en anglais)

Le principe de dimensionnement d'une chaussée sur un vide de diamètre D, en accord avec le British Standard 8006

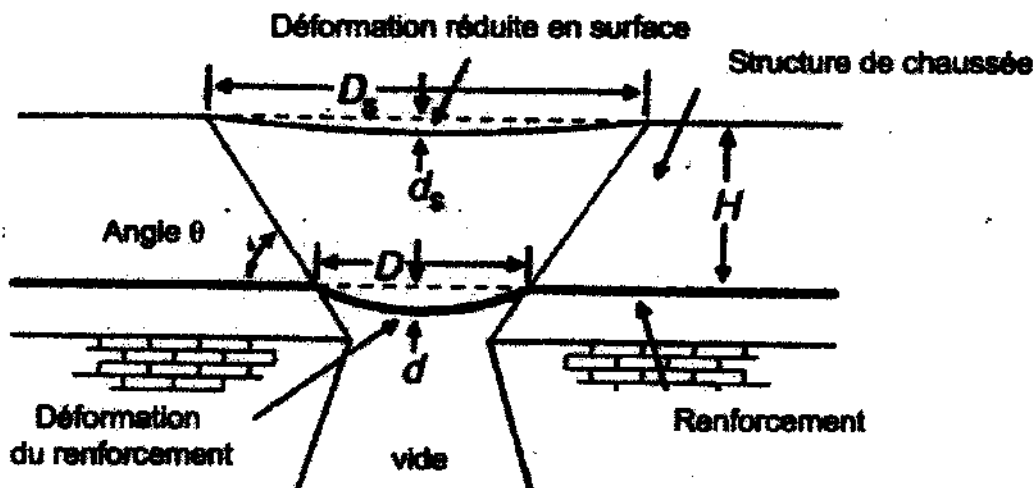


Figure 1 : Coupe type d'un vide – Principe de dimensionnement selon la norme BS 8006-1995

Déformation maximale limitée sur la surface de la chaussée

$$\frac{ds}{Ds} \leq 1\% \text{ (pour les routes nationales)}$$

$$\frac{ds}{Ds} \leq 2\% \text{ (pour les routes locales)}$$

Ds Diamètre de la cuvette de la surface de la chaussée
ds Déformation sur la surface de la chaussée

Détermination d'élongation maximale du renforcement

$$\varepsilon_{\max} = \frac{8 \times \left(\frac{ds}{Ds}\right)^2}{3 \times D^6} \times \left(D + \frac{2 \times H}{\tan \varphi}\right)^6$$

Hypothèse d'un vide circulaire

Détermination de l'effort de traction (de tension) en fonction de l'élongation

$$F_d = 0,5 \times \lambda \times (\gamma \times H \times \omega_s) \times D \sqrt{1 + \frac{1}{6 \times \varepsilon}}$$

$\lambda = 1,0$ (mono axial)

$\lambda = 0,67$ (bi axial)

ω_s = trafic

ε = élongation limitée du renforcement $\leq \varepsilon_{\max}$

Section 8

BS 8006 : 1995

8.4.4 Design procedure

8.4.4.1 General

While the presence of the reinforcement protects against a serviceability limit state for the embankment as a whole, when designing the reinforcement both the ultimate limit state and the serviceability limit state for the reinforcement should be considered. The general design procedure for determining the characteristics needed by the reinforcement includes:

- determination of the maximum acceptable surface deformation limits for the pavement or embankment;
- determination of a suitable design value for the void diameter D , see figure 74;
- determination of the maximum allowable strain in the reinforcement such that the criterion in a) is satisfied;
- determination of the tensile properties of the reinforcement needed for the design.

8.4.4.2 Acceptable surface deformations

For principal roads, except Department of Transport trunk roads and motorways, the maximum differential surface deformation (d_s/D_s), see figure 74, should be limited to 1%. For non-principal roads differential settlement should be limited to 2%. [84]. Other deformation limits for trunk roads and motorways may be needed.

8.4.4.3 Design void diameter

The determination of a suitable design value for the void diameter is normally based on experience of similar conditions, a subterranean survey, and/or a probabilistic approach. A conservative value should be assumed because of the uncertainties of future subsidence, and the consequent risks involved.

8.4.4.4 Maximum allowable reinforcement strain

The deflected shape of the reinforcement spanning the void may be approximated to a parabola, where the maximum allowable strain in the reinforcement is:

For plane strain conditions (i.e. long voids);

$$\epsilon_{\text{MAX}} = \frac{8 \left(\frac{d_s}{D_s} \right)^2 \left(D + \frac{2H}{\tan \theta_d} \right)^4}{3 D^3}$$

For axisymmetric conditions (i.e. circular voids);

$$\epsilon_{\text{MAX}} = \frac{8 \left(\frac{d_s}{D_s} \right)^2 \left(D + \frac{2H}{\tan \theta_d} \right)^6}{3 D^5}$$

where

- ϵ_{MAX} is the maximum allowable strain in the reinforcement;
- d_s/D_s is the maximum allowable differential deformation occurring at the surface of the embankment or pavement, see 8.4.4.2;
- D is the design diameter of the void, see 8.4.4.3;
- H is the height of the embankment;
- θ_d is the angle of draw of the embankment fill, which is approximately equal to its peak friction angle, see figure 74.

8.4.4.5 Reinforcement tensile properties

For extensible reinforcements (e.g. polymeric) the tensile load T_{R} in the deflected reinforcement is given by (see also [81]):

$$T_{\text{R}} = 0.5\lambda (f_{\text{ts}}\gamma H + f_{\text{q}}w_s)D \sqrt{1 + \frac{1}{6\epsilon}}$$

where

- T_{R} is the tensile load in the reinforcement per metre 'run';
- λ is a coefficient dependent on whether the reinforcement support is to function as a one-way or two-way load shedding system;
- γ is the unit weight of the embankment fill;
- H is the height of the embankment;
- w_s is the surcharge intensity on top of the embankment;
- D is the design diameter of the void, see 8.4.4.3;
- ϵ is the strain in the reinforcement which is less than or equal to ϵ_{MAX} , see 8.4.4.4;
- f_{ts} is the partial load factor for soil unit weight, see table 27;
- f_{q} is the partial load factor for external applied loads, see table 27.

For circular or rectangular voids (spanning two ways) $\lambda = 0.67$, while for longitudinal voids (spanning one way) $\lambda = 1.0$.

The value of T_{R} should be calculated using the value for reinforcement strain determined from 8.4.4.4 or from a knowledge of the strain of the reinforcement under consideration (provided the strain of this reinforcement satisfies the conditions given in 8.4.4.4). The strain value used in the above equation should be the initial strain of the reinforcement, i.e. before any allowances are made for creep.

Section 8

BS 8006 : 1995

8.4.4 Design procedure

8.4.4.1 General

While the presence of the reinforcement protects against a serviceability limit state for the embankment as a whole, when designing the reinforcement both the ultimate limit state and the serviceability limit state for the reinforcement should be considered. The general design procedure for determining the characteristics needed by the reinforcement includes:

- a) determination of the maximum acceptable surface deformation limits for the pavement or embankment;
- b) determination of a suitable design value for the void diameter D , see figure 74;
- c) determination of the maximum allowable strain in the reinforcement such that the criterion in a) is satisfied;
- d) determination of the tensile properties of the reinforcement needed for the design.

8.4.4.2 Acceptable surface deformations

For principal roads, except Department of Transport trunk roads and motorways, the maximum differential surface deformation (d_s/D_s), see figure 74, should be limited to 1%. For non-principal roads differential settlement should be limited to 2%. [84]. Other deformation limits for trunk roads and motorways may be needed.

8.4.4.3 Design void diameter

The determination of a suitable design value for the void diameter is normally based on experience of similar conditions, a subterranean survey, and/or a probabilistic approach. A conservative value should be assumed because of the uncertainties of future subsidence, and the consequent risks involved.

8.4.4.4 Maximum allowable reinforcement strain

The deflected shape of the reinforcement spanning the void may be approximated to a parabola, where the maximum allowable strain in the reinforcement is:

For plane strain conditions (i.e. long voids);

$$\epsilon_{\text{MAX}} = \frac{8 \left(\frac{d_s}{D_s} \right)^2 \left(D + \frac{2H}{\tan \theta_d} \right)^4}{3 D^3}$$

For axisymmetric conditions (i.e. circular voids);

$$\epsilon_{\text{MAX}} = \frac{8 \left(\frac{d_s}{D_s} \right)^2 \left(D + \frac{2H}{\tan \theta_d} \right)^6}{3 D^5}$$

where

- ϵ_{MAX} is the maximum allowable strain in the reinforcement;
- d_s/D_s is the maximum allowable differential deformation occurring at the surface of the embankment or pavement, see 8.4.4.2;
- D is the design diameter of the void, see 8.4.4.3;
- H is the height of the embankment;
- θ_d is the angle of draw of the embankment fill, which is approximately equal to its peak friction angle, see figure 74.

8.4.4.5 Reinforcement tensile properties

For extensible reinforcements (e.g. polymeric) the tensile load T_{R} in the deflected reinforcement is given by (see also [81]):

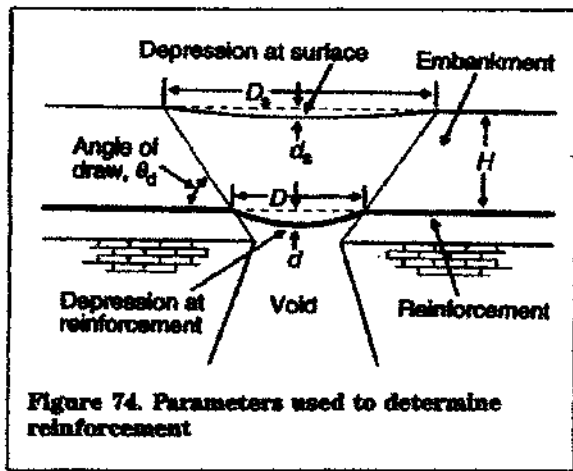
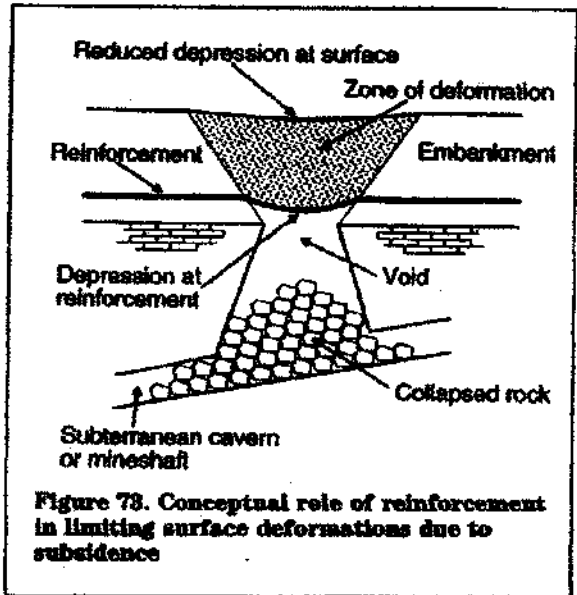
$$T_{\text{R}} = 0.5\lambda (f_{\text{ts}}\gamma H + f_{\text{q}}w_s)D \sqrt{1 + \frac{1}{6\epsilon}}$$

where

- T_{R} is the tensile load in the reinforcement per metre 'run';
- λ is a coefficient dependent on whether the reinforcement support is to function as a one-way or two-way load shedding system;
- γ is the unit weight of the embankment fill;
- H is the height of the embankment;
- w_s is the surcharge intensity on top of the embankment;
- D is the design diameter of the void, see 8.4.4.3;
- ϵ is the strain in the reinforcement which is less than or equal to ϵ_{MAX} , see 8.4.4.4;
- f_{ts} is the partial load factor for soil unit weight, see table 27;
- f_{q} is the partial load factor for external applied loads, see table 27.

For circular or rectangular voids (spanning two ways) $\lambda = 0.67$, while for longitudinal voids (spanning one way) $\lambda = 1.0$.

The value of T_{R} should be calculated using the value for reinforcement strain determined from 8.4.4.4 or from a knowledge of the strain of the reinforcement under consideration (provided the strain of this reinforcement satisfies the conditions given in 8.4.4.4). The strain value used in the above equation should be the initial strain of the reinforcement, i.e. before any allowances are made for creep.



ANNEXE «G»

Coefficient de sécurité sur les géotextiles et produits apparentés (BNSR, 1991)



**BUREAU DE NORMALISATION SOLS ET ROUTES
LCPC - SETRA**

membre du Réseau National de Normalisation Française agréé par décision interministérielle du 18 juin 1989

Commission Géotextiles et produits apparentés

Président : Ph. Delmas

Secrétaire : Y. Metchard

Coefficients de sécurité sur les géotextiles et produits apparentés

*Projet établi suite à la réunion de la
Commission de Normalisation du BNSR
Géotextiles et Produits apparentés du 5
novembre 1991.*

**LCPC, 98 Bd. Lefebvre, 75732 PARIS Cedex 15, TF (1) 40 43 30 00, télécopie (1) 40 43 54 99
Secrétariat commission : LCPC Nancy, 71 rue de la Grande Halle, BP 8, 54510 TOMBLAINE, TF 83 18 41 14, télécopie 83 18 41 09**

Coefficients de sécurité sur les géotextiles et produits apparentés

L'objectif de ce document est de présenter la démarche générale de prise en compte de la sécurité vis à vis de la rupture par traction des géotextiles et des produits apparentés.

Elle permet d'aboutir à la valeur de l'effort de traction admissible à partir de la résistance en traction.

$$\alpha_{adm}(t) = 1 / F_{geo} \cdot \alpha(t_0)$$

avec:

- $\alpha_{adm}(t)$ effort de traction admissible du géotextile au temps t ;
- F_{geo} coefficient de sécurité vis à vis de la rupture par traction du géotextile;
- $\alpha(t_0)$ effort de traction de rupture du géotextile au temps t_0 ;
- t_0 temps de "mesure" maximum lors de l'essai de fluage: il correspond soit au temps de mesure directe, soit, si on utilise l'accélération par la température, à la valeur maximum du temps lu sur la courbe (à 20°C) obtenue par transposition directe temps/température de la courbe obtenue à une température plus élevée, en se limitant à une extrapolation d'une puissance de 10, et uniquement dans le domaine du fluage primaire.

Le coefficient de sécurité vis à vis de la rupture par traction du géotextile est évalué par le produit de plusieurs coefficients.

$$F_{geo} = F_{mat} \cdot F_{flu} \cdot F_{comp} \cdot F_{amv}$$

avec:

- F_{mat} coefficient de sécurité vis à vis de la valeur de rupture par traction. Il s'applique à la valeur minimale de l'effort de traction de rupture initial, évalués avec une probabilité de 95%.

$$F_{mat} = 1,2$$

F_{flu}

- coefficient de sécurité sur les incertitudes liées à la validité et la précision de la loi d'extrapolation des données de résistances en traction obtenues à partir des essais de fluage. A partir d'un essai permettant d'obtenir des données jusqu'au temps t_0 ,

- et une extrapolation jusqu'à 10 t_0 , on prendra $F_{flu} = 1,5$
- et une extrapolation jusqu'à 100 t_0 , on prendra $F_{flu} = 3$

F_{comp}

- coefficient de sécurité vis à vis de l'endommagement lors de la mise en oeuvre.

Ce coefficient peut être défini soit par un essai de compactage, soit par un essai de simulation en laboratoire. En absence de tout essai, et s'il est possible de connaître à priori l'agressivité de la mise en oeuvre (agressivité du sol et/ou du compactage, épaisseur des couches), on choisira les valeurs suivantes:

- mise en oeuvre peu agressive (par exemple sable) $F_{comp} = 1,1$
- mise en oeuvre agressive (par exemple sols concassés)
(ou absence de données) $F_{comp} = 1,5$

En absence d'essai de fluage, et à partir des essais de fluage publiés dans la littérature, on pourra considérer les valeurs suivantes:

$$\alpha_T(2,2 \cdot 10^8 s) = 0,66^* \cdot \alpha_T(0) \quad \text{pour le polyester}$$

$$\alpha_T(2,2 \cdot 10^8 s) = 0,33^* \cdot \alpha_T(0) \quad \text{pour le polypropylène et le polyéthylène}$$

note: $2,2 \cdot 10^8 s = 7 \text{ ans}$

ce qui revient à appliquer les coefficients suivants sur un:

Ouvrage définitif (70 ans) dans un environnement normal

Polymère	Polyester		Polypropylène Polyéthylène	
	peu agressive	agressive	peu agressive	agressive
	3,3	4,5	6,6	9

Note:

* Ces valeurs ont été obtenues en s'appuyant les valeurs publiées dans de nombreux ouvrages de la littérature publiés à ce jour et en particulier de la synthèse réalisée par l'OCDE sur les coefficients pris en compte vis à vis du fluage dans différents pays (Ground Engineering Applications of Geotextiles in Road Construction and Maintenance, OCDE, Paris, 1991, pp. 151)

F_{env}

coefficient de sécurité vis à vis des modifications de résistances en traction liées à l'environnement. Pour un environnement "normal" (pas d'exposition aux UV, pH [5,9]), on choisit les valeurs suivantes:

pour un ouvrage provisoire ($t < 5$ ans)

$$F_{env} = 1$$

pour un ouvrage de durée de vie supérieure

$$F_{env} = 1,1$$

Pour un environnement différent, une étude spécifique sera indispensable.

Note: La température normalisée de référence des essais étant de 20°C, et la température moyenne au voisinage du parement pouvant être considérée comme supérieure d'environ 5°C de la température dans le massif, on ne tiendra pas compte de son effet si elle est en moyenne inférieure à 15°C dans le sol, ce qui est le cas en France métropolitaine. Dans le cas contraire, on tiendra compte des modifications de comportement qui pourraient découler d'une température plus élevée.

TABLEAU RECAPITULATIF

Ouvrage provisoire

Dans ce cas, le coefficient de sécurité s'appliquera sur la résistance initiale de produit $\alpha_1(0)$ mesurée suivant la norme (NF G 3901,4).

Mise en oeuvre	peu agressive	agressive
F_{gpc}	2	2,7

Ouvrage définitif dans un environnement normal

Dans ce cas, le coefficient de sécurité s'appliquera sur la résistance en traction produite, évaluée au temps t_0 , $\alpha(t_0)$.

Extrapolation	10 t_0		100 t_0	
	peu agressive	agressive	peu agressive	agressive
	2,18	3	4,4	3,9

ANNEXE «H»

Commentaires relatifs au CPS – partie concernant les géosynthétiques

Cette annexe rappelle certaines remarques importantes à souligner concernant la certification des produits géosynthétique. De plus, lors de la consultation du CPS, quelques erreurs, certainement de transcription, ont été relevées (annexe C-1). Il a été donc jugé nécessaire de vous les signaler.

1) Certification ASQUAL

d) Types et fréquences des contrôles

d.1. Sur produits

A) Certifiés

- Il est spécifié que les produits doivent être certifiés ASQUAL ou strictement équivalent.
- Les certificats et fiches techniques descriptives des produits sont exigés, ainsi qu'une vérification de la concordance entre produits livrés et fiches techniques produites.

Note :

Le système ASQUAL permet, pour les produits d'origine française et pour les produits étrangers qui souhaitent être mis en vente sur le territoire français, d'assurer que le produit livré est conforme à la fiche technique annoncée. Un système de contrôle régulier des méthodes de production mené chez le manufacturier, permet de maintenir le niveau requis de concordance entre ce qu'annonce la fiche technique et ce que présente le produit rendu sur le chantier.

Cependant, il est important de noter qu'en date du 6 mars 2006, la liste officielle des produits référencés ASQUAL ne contient aucun produit de type 'renforcement polyester' ayant des caractéristiques de force de l'ordre de 400 kN/m. Il semble par conséquent inopportun d'exiger une certification ASQUAL pour ce type de produit.

Le second point est donc essentiel et doit être scrupuleusement respecté. Il est le garant, à lui seul, de l'assurance qualité sur les produits. Aussi, il est recommandé au maître d'ouvrage de demander de réaliser des tests de contrôle, pour les caractéristiques pertinentes du produit, sur chaque lot de produit livré sur le chantier, et de comparer les résultats obtenus à la fiche technique du manufacturier

Ces caractéristiques pourront être :

- tension à la rupture,
- allongement jusqu'à la rupture,
- masse surfacique.
- poids moléculaire (sur manufacture*),

- groupe carboxyl terminal (sur manufacture*).
 - * peut être plus économique si le contrôle de la résine se fait au amont de la production (au niveau de la manufacture). Autre alternative serait la certification de qualité.

2) Caractéristiques techniques géogrille 30/30

Tult : rien
Résistance à 2% : 30 kN/m
Résistance à 5% : 10.5 kN/m

Note :

Les bonnes valeurs sont les suivantes :

Tult : 30 kN/m
Résistance à 2% : 10.5 kN/m
Résistance à 5% : 21 kN/m

3) Caractéristiques techniques géotextile Polyester 400/50

Résistance à la rupture par fluage à long terme ULS : 30 kN/m
Poids moléculaire (Mn) : < 45000

Note :

Les bonnes valeurs sont les suivantes :

Résistance à la rupture par fluage à long terme ULS : 254 kN/m
Poids moléculaire (Mn) : > 54000

4) Remarque importante sur la durabilité des géosynthétiques

Cette partie sur la durabilité des géosynthétiques a été préparée afin d'assister le bureau d'études dans l'évaluation de la qualité et par conséquent de la performance à long terme des produits de renforcement géosynthétiques. La durabilité est très importante à assurer pour les produits polymères, incluant les géosynthétiques de renforcement comme les géogrilles et les géotextiles tissés hautes résistances, lorsque la performance à long est requise. La dégradation des produits polymères provoque la perte de résistance. Les deux facteurs importants affectant la performance à long terme de ces produits sont le poids moléculaire du produit (Mn) et le groupe carboxyl terminal (Carboxyl End Group, CEG) qui sont examinés ci-dessous (Mirafi, 2000) :

4-1) Influence du poids moléculaire dans la caractérisation du produit

Le poids moléculaire indiqué sur la fiche technique du produit Polymère (PET) du renforcement principal est un élément important dans l'appréciation de la qualité et des performances à long terme du produit.

Il existe plusieurs manières de présenter le poids moléculaire. La plus courante est le poids moléculaire moyen (number-average molecular weight Mn). Pour le PET, ce poids moléculaire commence vers 20,000 et peut dépasser 80,000 pour des produits de qualité supérieure et d'utilisation particulière. Le mode de fabrication est directement lié à la valeur Mn et cette valeur joue un rôle dans les propriétés mécaniques du produit.

En règle générale, plus le poids moléculaire augmente, plus la tension, l'allongement et le module augmentent. Par conséquent, pour un produit destiné au renforcement, le poids moléculaire sera idéalement plus élevé que 25,000.

Par ailleurs, le poids moléculaire joue un rôle dans le phénomène de cristallisation du polyester. Nous retiendrons que plus le poids moléculaire est faible, plus la mobilité des chaînes et le taux de cristallisation sont forts. Pour un produit de renforcement, la mobilité des chaînes doit être la plus faible possible, et donc le poids moléculaire le plus fort possible.

Enfin, en termes de durabilité, le poids moléculaire joue un rôle direct sur la dégradation des matériaux à long terme. En effet, plus le poids moléculaire est important, plus la tenue à long terme sera satisfaisante. Ainsi, les facteurs de réductions de durabilité utilisés dans le dimensionnement doivent tenir compte des poids moléculaires des matériaux utilisés.

4.2) Influence du groupe carboxyl terminal (Carboxyl End Groups (CEG)) dans la caractérisation du produit

Le groupe carboxyl terminal (Carboxyl End Group) caractérise la résistance des extrémités de chaînes carbonées face aux attentes chimiques de l'environnement sur le matériau. Plus cette valeur est faible, plus le matériau considéré est résistant aux agressions externes. Dans certains ouvrages, il est recommandé que le CEG ne dépasse pas 30 pour les ouvrages de renforcement (AASHTO 1997).

En conclusion :

L'association de Mn et de CEG joue un rôle important dans l'évaluation de la durabilité du produit utilisé, et les coefficients de réduction de durabilité doivent tenir compte de ces caractéristiques, pouvant ainsi varier du simple au double comme montré au tableau ci-dessous (tableau C1). Le document de TC Mirafi 2000 (en anglais) dont le contenu essentiel a été incorporé dans la présente annexe est fournie en annexe C-2 à titre de référence, uniquement.

Tableau C-1 : Valeurs par défauts du facteur de réduction partielle de la durabilité (RF_D) selon le poids moléculaire (M_n) et groupe carboxyl terminal (Carboxyl End Group (CEG)) (TC Mirafi, 2000)

Type de Géosynthétique	3 < pH < 5	5 < pH < 8	8 < pH < 9
Géotextile tissé en polyester (PET) $M_n < 25000$ et CEG > 30	2.0	1.6	2.0
Géotextile tissé en polyester (PET) $M_n > 25000$ et CEG < 30	1.3	1.15	1.3

ANNEXE «I»

Page 26 du CPS de février 2006 corrigée

Spécifications techniques de la géo grille 30/30		
Polymère		PP
Minimum de noir de carbone	%	2
Largeur de rouleau*	Ml	-
Longueur de rouleau**	ml	-
Poids de l'unité	Kg/m ²	0.33
Roll weight	kg	-
Résistance longitudinale		
T _{ult}		30.0 *
Résistance à 2 %	kN/m	10.5 *
Résistance à 5 %	kN/m	21.0 *
Allongement à T _{ult}	%	11.0 *
Résistance des nœuds	%	95
Résistance transversale		
T _{ult}	kN/m	30.0
Résistance à 2 %	kN/m	10.5
Résistance à 5 %	kN/m	21.0
Allongement à T _{ult}	%	10.0 *
Résistance des nœuds	%	95

La géogrille doit être inerte à tout produit chimique présent dans de sol, et n'a aucun solvant à température ambiante. Elle doit être non sensible à l'hydrolyse, et non biodégradable.

Elle doit être très résistante aux solutions aqueuses de sels d'acides, et d'alcalis.

7.07.2.2 Caractéristique du géotextile de renforcement 400/50

Le géotextile devra présenter l'ensemble des caractéristiques suivantes :

Géotextile 400/50		
Polymère		PET
Largeur de rouleau*	m	-
Longueur de rouleau**	m	-
Masse surfacique	Kg/m ²	0.80
Epaisseur	mm	2.5
Poids d'un rouleau	Kg	-
Résistance à la traction sans production		
Résistance à la traction	kN/m	400.0
Allongement à la charge max	%	10.0
Résistance à la rupture par fluage à long terme ULS		
P _c ou T _{CR} pour 20° C	kN/m	254.0 *
Résistance à l'hydrolyse		
Poids moléculaire (Mn)		> 54.000 *
Groupe carboxyle terminal (CEG)		26
Propriété hydrauliques		
Taille d'ouverture effective	µm	>500
Tête de percée	mm	0
Débit	l/m ² /s	110

Geolon PET 600/100

Geolon PET 600/100 is composed of high tenacity polyester multifilament yarns which are woven into a stable network such that the yarns retain their relative position. Geolon PET 600/100 is inert to biological degradation and resistant to naturally encountered chemicals, alkalis, and acids.

Mechanical Properties	Test Method	Unit	Minimum Average Roll Value	
			MD	CD
Tensile Strength (at ultimate)	ASTM D 4595-86	kN/m (lbs/ft)	600 (41119)	100 (6853)
Creep Reduced Strength	ASTM D 5262-04	kN/m (lbs/ft)	360 (24671)	60 (4111)
Long Term Design Strength*	GRI-GT7	kN/m (lbs/ft)	297.5 (20389)	49.5 (3398)
Carboxyl End Group	GRI-GG7	mmol/kg	< 30	
Molecular Weight	GRI-GG8	--	> 25000	
UV Resistance (at 250 hours)	ASTM D 4355-02	% strength retained	50	

* Long Term Allowable Design values are for sand, silt and clay.

Physical Properties	Test Method	Unit	Typical Value
Roll Dimensions (length x width)	--	m (ft)	5 (16.4) x 150 (492)
Roll Area	--	m ² (yd ²)	750 (896)

Disclaimer: MIRAFI® Construction Products assumes no liability for the accuracy or completeness of this information or for the ultimate use by the purchaser. MIRAFI® disclaims any and all express, implied, or statutory standards, warranties or guarantees, including without limitation any implied warranty as to merchantability or fitness for a particular purpose or arising from a course of dealing or usage of trade as to any equipment, materials, or information furnished herewith. This document should not be construed as engineering advice.

Durability of TC Mirafi Geosynthetics

As long as polymer stability can be demonstrated and the anticipated soil environment is typically nonaggressive, it is common to use a "default" partial reduction factor for durability, RF_D . The FHWA / geosynthetics industry has given some conservative guidance on the selection of the RF_D in the absence of product-specific testing (see Figure 1 and Table 3). Yet, specific product testing and field experience has demonstrated that the RF_D values shown in Table 1 are commonly applicable to TC Mirafi geosynthetics and are allowed by industry guidelines.

Table 1. Recommended RF_D for TC Mirafi Geosynthetics in Typical Soils (4 □ pH < 8.5)

Geosynthetic Type	Min. Criteria (see Table 2)	RF_D
Woven Polyester (PET) Geotextiles	$M_w > 25,000$; CEG < 30	1.1
Woven/Coated Polyester (PET) Geogrids	$M_w > 25,000$; CEG < 30	1.1
Woven Polypropylene (PP) Geotextiles	70% Retained after 500 Hrs	1.1

Defining Stable Polymers

Numerous studies have been conducted over the last four decades to assess the degradability of various polymers, including extensive evaluations of polyester, polypropylene, and polyethylene - the most common polymers used in geosynthetics. These studies have demonstrated that, when buried in soil environments, polypropylene and polyethylene degrade through a process called oxidation while hydrolysis is the degradation process for polyesters. A recent FHWA sponsored study found that, while the degradation of polypropylene and polyethylene can be controlled by adding anti-oxidants to the polymer, polyester can be made hydrolysis resistant by increasing its molecular weight above and reducing its number of carboxyl end groups below threshold levels. Table 2 details the threshold criteria for reinforcing geosynthetics that define them as stable for typical reinforcing applications. Table 3 provides conservative default reduction factors for geosynthetics with no other product-specific testing.

Table 2. Criteria for Using Default RF_D based on FHWA/Industry Guidelines

Polymer Type	Property	Test Method	Criteria for Default RF_D
Polypropylene	Oxidation Resistance	ASTM D 4355	Min. 70% strength retained after 500 hrs. in weatherometer
Polyethylene	Oxidation Resistance	ASTM D 4355	Min. 70% strength retained after 500 hrs. in weatherometer
Polyester	Hydrolysis Resistance	GRI GG8	Min. Number (Mn) Molecular Weight of 25,000
Polyester	Hydrolysis Resistance	GRI GG7	Max. Carboxyl End Group Number of 30

Durability is a major issue for all polymeric materials, including geosynthetic-reinforcing materials such as geogrids and high-strength woven geotextiles, when long design lifetimes are required. Degradation of a polymeric material typically results in a loss of strength. All generally accepted soil reinforcement design procedures require that this potential strength loss be accounted for in the determination of the reinforcing material's long-term design strength.

The purpose of this technical note is to discuss the relation between the potential affect of chemical and biological degradation and the partial reduction factor for durability, RF_D , used in the calculation of the long-term design strength of TC Mirafi geogrids and high-strength woven geotextiles.

Geosynthetic Durability - Background Studies

Geosynthetics, like all other construction materials, will degrade over time. The rate of degradation will depend on the molecular make-up of the geosynthetic polymer and the nature of the environment to which the geosynthetic is exposed. Since most geosynthetics are buried in non-aggressive soil environments, geosynthetic degradation normally occurs at a very slow, almost unmeasurable, rate. Still, it is possible for significant rates of degradation to take place if unstable polymers are used or extreme conditions are encountered as described in subsequent sections.

The partial reduction factor for durability, RF_D , is derived from testing. Figure 1 compiles the reduction factors associated with durability testing reported by Salmon, et al (1997); Elias, et al (1998); Schmidt, et al (1994); Jailloux, et al (1992) and Risseeuw (1990); and Burgoyne and Merii (1993). These reduction factors are compared with the more conservative FHWA/Industry guidelines based on Elias, et al (1997) and IFAI (1997). TC Mirafi geosynthetics were included in several of the referenced tests.

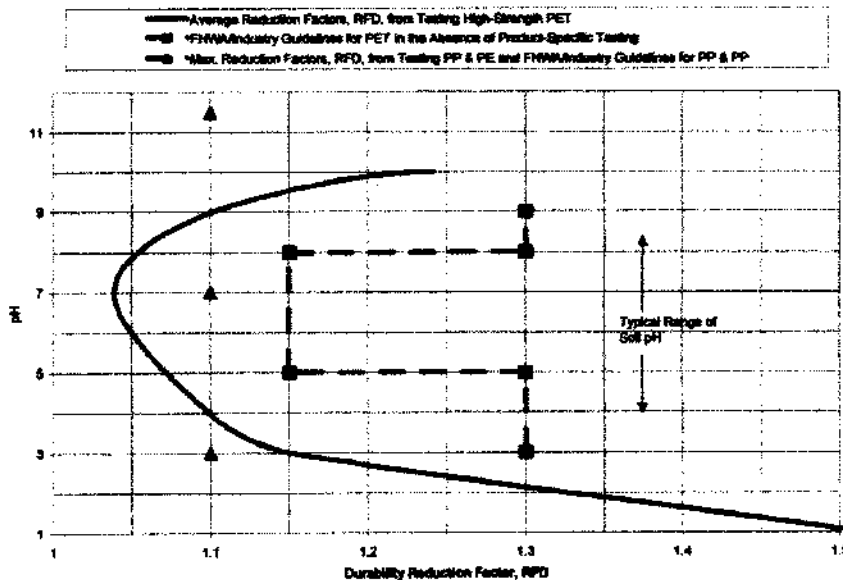


Figure 1. Durability Reduction Factors, RF_D , for High Strength Geosynthetics @ 75 Years

Table 3. Default Partial Reduction Factors for Durability, RF_D

Geosynthetic Type	3 < pH ≤ 5	5 < pH < 8	8 ≤ pH < 9
Polyester - $M_n < 25,000$; CEG > 30	2.0	1.6	2.0
Polyester - $M_n > 25,000$; CEG < 30	1.3	1.15	1.3
Polypropylene	1.1	1.1	1.1
Polyethylene	1.1	1.1	1.1

Extreme Environments

The partial reduction factor for durability is dependent on the soil environment, as well as on the geosynthetic polymer, as shown in Table 3. The soil presents a complex environment that is usually non-aggressive. However, all (or "most") polymers, including polypropylene and polyethylene, may experience an acceleration in the rate of degradation under certain extreme conditions. For instance, extreme soil environments that may accelerate the degradation of polypropylene and polyethylene contain acid-sulfates or transition metals in high concentrations. Saturated, high pH soils may adversely effect polyester, but, according to Allen and Elias (1996), the degradation rate decreases as the temperature and/or humidity decreases, as the polymer molecular weight increases, and as the polymer carboxyl end group content decreases.

Durability of TC Mirafi Geosynthetics

In an effort to provide quality reinforcement products with high durability in all soil environments, TC Mirafi uses very high molecular weight and low carboxyl end group, high-tenacity polyester in the manufacture of our high-strength geotextiles and geogrids for soil reinforcement applications. TC Mirafi has conducted product-specific testing in common and extreme environments. For common soil environments TC Mirafi recommends a durability reduction factor, RF_D , of 1.1 as shown in Table 1. Because of the many variables such as temperature, humidity, and pH that may contribute to an "extreme soil environment" condition, TC Mirafi recommends that you contact us directly for our recommendations on appropriate durability reduction factors for unusual project-specific conditions that may be considered aggressive.

References

1. Allen, T.M. and Elias, V. (1996), "Durability of Geosynthetics for Highway Applications - Interim Report", FHWA-RD-95-016.
2. Burgoyne, C.J. and Merii, A.L., (1993) "Hydrolysis Tests on Polyester Yarns", Technical Report No. CUED/D-Struct/TR 138, Cambridge University, Department of Engineering, Cambridge, United Kingdom, 83 p.
3. Elias, V., DiMaggio, J.A., and DiMilio, A. (1997) "FHWA Technical Note on the Degradation-Reduction Factors for Geosynthetics", Geotechnical Fabrics Report, August, pp. 24-26.
4. Elias, V., Salman, A., and Goulias, D., (1998), "The Effect of pH, Resin Properties, and Manufacturing Process on Laboratory Degradation of Polyester Geosynthetics", Geosynthetics International, Vol. 5, No. 5, pp. 459-490.
5. IFAI (1997) "Industry Response to FHWA Technical Note", Geotechnical Fabrics Report, August, pp. 27.

6. Interim Draft Report, "Durability of Geosynthetics for Highway Applications," Tasks D and E, DTFH 61-91-R-00054.
7. Jailloux, J-M., Anderson, P.L., and Thomas, R.W. (1992) "Chemical-Compatibility Studies of Polyester Filaments and Yarns to be Used in Geocomposites. Phase 1: Tests at 95°C", *Journal of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 11, pp. 277-290.
8. Risseuw, P., and Schmidt, H.M., (1990) "Hydrolysis of HT Polyester Yarns in Water at Moderate Temperatures", *Proc. of the 4th Int'l Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Balkema, Vol. 2, The Hague, The Netherlands, pp. 691-696.
9. Salman, A., Elias, V., Juran, I., Lu, s. and Pierce, E. (1997) "Durability for Geosynthetics Based on Accelerated Laboratory Testing," *Geosynthetics '97 Conference Proceedings*, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, MN, pp. 217-234.
10. Schmidt, H.M., te Pas, F.W.T., Risseuw, P., and Voskamp, W. (1994) "The Hydrolytic Stability of PET Yarns Under Medium Alkaline Conditions", *Proc. of the 5th Int'l Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Vol. 3, Singapore, pp. 1153-1158.

Durability of High-Strength Geosynthetics

Prepared by



TC Mirafi
365 South Holland Drive
Pendergrass, GA 30567
Tel: (706) 693-2226
Fax: (706) 693-2083
www.tcmirafi.com

January 1, 2000



ANNEXE K

Tableau 2 : Détermination des zones et profondeurs critiques et des valeurs CBR

PK	DCPT			PU				
	No. DCPT	Prof De refus (m)	Prof Critique (m)	No.	Prof de prélèvement (m)	Immédiat	Imbibé (4 jours)	% variation
PK0+500								
PK0+600	PE15	15.00	1.80 4.20					
PK0+700				PU15	2.10 à 2.60	33.0	18.0	45.45
PK0+800	PE14	8.77	4.80 5.80					
PK0+900				PU14	2.20 à 2.50	35	18.0	48.57
PK1+000	PE13	12.90	-					
PK1+100				PU13	1.90 à 2.20	27	14	48.15
PK1+200	PE12	15.00	8.00 et 11.00					
PK1+300				PU12	1.80 à 2.10	40.5	23	43.21
PK1+400	PE11	2.96	-					
PK1+500				PU11	1.90 à 2.40	36	20	44.44
PK1+600	PE10	3.78	-					
PK1+700				PU10	2.00 à 2.40	31	18	41.94
PK1+800	PE9	1.98	-					
PK1+900				PU9	2.20 à 2.60	39.5	31.0	21.52
PK2+000	PE8	15.00	4.20 10.80 et 12.00					
PK0+600	PE15	15.00	1.80					

PK0+700			4.20	PU15	2.10 à 2.60	33.0	18.0	45.45
PK0+800	PE14	8.77	4.80 5.80					
PK0+900				PU14	2.20 à 2.50	35	18.0	48.57
PK1+000	PE13	12.90	-					
PK1+100				PU13	1.90 à 2.20	27	14	48.15
PK1+200	PE12	15.00	8.00 et 11.00					
PK1+300				PU12	1.80 à 2.10	40.5	23	43.21
PK1+400	PE11	2.96	-					
PK1+500				PU11	1.90 à 2.40	36	20	44.44
PK1+600	PE10	3.78	-					
PK1+700				PU10	2.00 à 2.40	31	18	41.94
PK1+800	PE9	1.98	-					
PK1+900				PU9	2.20 à 2.60	39.5	31.0	21.52
PK2+000	PE8	15.00	4.20 10.80 et 12.00					

Remarque

Pour le tableau ci-dessus, une valeur de $R_p < 20$ bars avec un facteur de sécurité de 1.5 sont considérés ($R_p < 30$ bars) pour l'identification des zones de dissolutions voire de cavités.

PK0+700			4.20	PU15	2.10 à 2.60	33.0	18.0	45.45
PK0+800	PE14	8.77	4.80 5.80					
PK0+900				PU14	2.20 à 2.50	35	18.0	48.57
PK1+000	PE13	12.90	-					
PK1+100				PU13	1.90 à 2.20	27	14	48.15
PK1+200	PE12	15.00	8.00 et 11.00					
PK1+300				PU12	1.80 à 2.10	40.5	23	43.21
PK1+400	PE11	2.96	-					
PK1+500				PU11	1.90 à 2.40	36	20	44.44
PK1+600	PE10	3.78	-					
PK1+700				PU10	2.00 à 2.40	31	18	41.94
PK1+800	PE9	1.98	-					
PK1+900				PU9	2.20 à 2.60	39.5	31.0	21.52
PK2+000	PE8	15.00	4.20 10.80 et 12.00					

Remarque

Pour le tableau ci-dessus, une valeur de $R_p < 20$ bars avec un facteur de sécurité de 1.5 sont considérés ($R_p < 30$ bars) pour l'identification des zones de dissolutions voire de cavités.

$$W_l = 38 \%$$

$$W_p = 23 \%$$

$$\text{Ainsi on a } l_p = W_l - W_p = 38 - 23 = 15 \%$$

$$\text{d'où : } \boxed{IP = 15\%}$$

5) Calcul de l'indice de consistance

$$\text{On a : } I_c = (W_l - W) / l_p$$

Avec : $W = 4.79 \%$ (teneur en eau).

$$I_c = (38 - 4.79) / 15 \quad \text{d'où } \boxed{I_c = 2.21\%}$$

$$IP = 15\% < 20\%$$

$W_p = 38\%$ appartient de (30 - 40)

ANNEXE « D »

LTPC/ANTENNE DE MOSTAGANEM

Essai Proctor modifié Selon la norme NF B - 093

Provenance : kharouba.

Nature de sol : gravier 0/40.

Température de séchage : 105°.

Durée de séchage : 12H à 24H.

Les calculs et les résultats dans un tableau suivant :

nature d'échantillon : gravier 0/40		moule 1	moule 2	moule 3
volume du moule	V (cm ³)	2340		
teneur en eau	W	0.06	0.08	0.10
pds du moule vide	Pm (g)	9620	10885	9095
pds moule plein	Ph (g)	9747.24	10529.96	8312.18
poids du sol sec	Ms (g)	4712.76	4928.04	4967.82
densité sèche apparente (Yd)		1.90	1.95	1.93

ANNEXE `

```

#
# AVANT PROJET DETAILLE
# AERODROME D'ES-SENIA ORAN
#
#          CALCUL DES QUANTITES
#          *****
#          TABLEAU Nø 1: CUBATURES
#          *****
#
#      PK          Deblais    Remblais  Accotement   C.base  C.Fondati
#              M3           M3         M3           M3      M3
#-----
-0+546.520      3.129      .195      .000      21.150    36.000
   7.500      22.956      1.750      .000     158.625   270.000

-0+539.020      2.992      .272      .000      21.150    36.000
  11.500     52.053      1.564      .000     243.225   414.000

-0+527.520      6.060      .000      .000      21.150    36.000
   7.520     53.227      .000      .000     159.048   270.720

-0+520.000      8.096      .000      .000      21.150    36.000
  20.000    210.567      .000      .000     423.000   720.000

-0+500.000     12.961      .000      .000      21.150    36.000
  20.000    265.226      .000      .000     423.000   720.000

-0+480.000     13.562      .000      .000      21.150    36.000
  20.000    276.624      .000      .000     423.000   720.000

-0+460.000     14.101      .000      .000      21.150    36.000
  20.000    371.886     94.244     43.554     423.744   786.177

-0+440.000     23.088      9.424      4.355      21.224    42.618
  20.000    379.699    220.125    87.108     424.488   852.353

-0+420.000     14.882     12.588      4.355      21.224    42.618
  20.000    302.107    364.274   130.661     425.232   918.530

-0+400.000     15.329     23.839      8.711      21.299    49.235
  20.000    405.756    446.395   174.215     425.976   984.707

-0+380.000     25.247     20.800      8.711      21.299    49.235
   2.470     64.823     49.475     21.516     52.608   121.611

-0+377.530     27.241     19.260      8.711      21.299    49.235
   7.610    411.882     79.245     66.289    162.084   374.681

-0+369.920     81.006      1.566      8.711      21.299    49.235
   1.690    140.426      2.061     14.721     35.995     83.208

-0+368.230     85.178      .873      8.711      21.299    49.235
   4.760    421.503      3.985     41.463    101.382   234.360

-0+363.470     91.924      .801      8.711      21.299    49.235
   3.470    318.283      2.769     30.226     73.907   170.847

-0+360.000     91.525      .795      8.711      21.299    49.235
  20.000   1812.848    15.761   174.215     425.976   984.707

-0+340.000     89.760      .781      8.711      21.299    49.235
-----
      SUMME 1    5509.866    1281.648    783.968    4381.289    8625.900
    
```

PK	Deblais M3	Remblais M3	Accotement M3	C.base M3	C.Fondati M3
-0+340.000	89.760	.781	8.711	21.299	49.235
20.000	1791.425	15.242	174.215	425.976	984.707
-0+320.000	89.382	.743	8.711	21.299	49.235
20.000	1862.115	14.878	174.215	425.976	984.707
-0+300.000	96.829	.745	8.711	21.299	49.235
20.000	1978.138	14.917	174.215	425.976	984.707
-0+280.000	100.985	.747	8.711	21.299	49.235
20.000	2039.439	14.920	174.215	425.976	984.707
-0+260.000	102.959	.745	8.711	21.299	49.235
20.000	2074.739	14.875	174.215	425.976	984.707
-0+240.000	104.515	.742	8.711	21.299	49.235
20.000	2095.809	14.886	174.215	425.976	984.707
-0+220.000	105.066	.746	8.711	21.299	49.235
20.000	2048.272	15.539	174.215	425.976	984.707
-0+200.000	99.761	.807	8.711	21.299	49.235
20.000	1888.987	15.833	174.215	425.976	984.707
-0+180.000	89.138	.776	8.711	21.299	49.235
20.000	1714.799	28.869	174.215	425.976	984.707
-0+160.000	82.342	2.111	8.711	21.299	49.235
20.000	1626.112	64.911	174.215	425.976	984.707
-0+140.000	80.269	4.380	8.711	21.299	49.235
20.000	1653.782	81.049	174.215	425.976	984.707
-0+120.000	85.109	3.725	8.711	21.299	49.235
20.000	1846.436	47.721	174.215	425.976	984.707
-0+100.000	99.535	1.047	8.711	21.299	49.235
20.000	2159.045	17.852	174.215	425.976	984.707
-0+080.000	116.370	.738	8.711	21.299	49.235
20.000	2321.173	15.182	174.215	425.976	984.707
-0+060.000	115.747	.780	8.711	21.299	49.235
20.000	2231.523	15.802	174.215	425.976	984.707
-0+040.000	107.405	.800	8.711	21.299	49.235
20.000	1501.512	8.000	87.108	424.488	852.353
-0+020.000	42.746	.000	.000	21.150	36.000
SUMME 1	30833.306	400.477	2700.333	6814.126	15622.953
SUMME 2	36343.172	1682.125	3484.300	11195.416	24248.853

```

#
# AVANT PROJET DETAILLE
# AERODROME D'ES-SENIA ORAN
#
#          CALCUL DES QUANTITES
#          *****
#          TABLEAU Nø 1: CUBATURES
#          *****
#
#   PK           Deblais   Remblais   Accotement   C.base   C.Fondati
#               M3         M3         M3           M3       M3
#-----
-0+020.000      42.746      .000        .000         21.150   36.000
   9.500      404.667      .000        .000         200.925  342.000
-0+010.500      42.447      .000        .000         21.150   36.000
  10.500      467.676      .000        .000         222.075  378.000
  0+000.000      46.634      .000        .000         21.150   36.000
  11.500      503.861      .000        .000         243.225  414.000
  0+011.500      40.994      .000        .000         21.150   36.000
   8.500      317.689      .000        .000         179.775  306.000
  0+020.000      33.757      .000        .000         21.150   36.000
   3.000      97.624      .000        .000         63.450   108.000
  0+023.000      31.326      .000        .000         21.150   36.000
  10.500      292.280      .000        .000         222.075  378.000
  0+033.500      24.347      .000        .000         21.150   36.000
   6.500      181.822      .000        .000         137.475  234.000
  0+040.000      31.599      .000        .000         21.150   36.000
   2.780      93.058      .000        .000         58.797   100.080
  0+042.780      35.350      .000        .000         21.150   36.000
  11.790      871.068      3.026      25.675      249.797  463.451
  0+054.570     112.414      .513        4.355        21.224   42.618
   5.430     596.253      2.401      23.650      115.248  231.414
  0+060.000     107.200      .371        4.355        21.224   42.618
  20.000    1910.612      7.613      87.108      424.488  852.353
  0+080.000      83.861      .390        4.355        21.224   42.618
  20.000    1526.315      9.242      87.108      424.488  852.353
  0+100.000      68.770      .534        4.355        21.224   42.618
  20.000    1302.289      27.496      87.108      424.488  852.353
  0+120.000      61.458      2.216        4.355        21.224   42.618
  20.000    1320.747      50.026     130.661     425.232  918.530
  0+140.000      70.616      2.787        8.711        21.299   49.235
  20.000    1322.095      69.687     174.215     425.976  984.707
  0+160.000      61.593      4.182        8.711        21.299   49.235
  20.000    1208.037      91.488     174.215     425.976  984.707
  0+180.000      59.210      4.967        8.711        21.299   49.235
-----
      SUMME 1    12416.093      260.980      789.738     4243.490     8399.949
-----
      SUMME 2    48759.265     1943.105     4274.039    15438.906    32648.802
-----

```

PK	Deblais M3	Remblais M3	Accotement M3	C.base M3	C.Fondati M3
0+180.000	59.210	4.967	8.711	21.299	49.235
20.000	1164.636	95.009	174.215	425.976	984.707
0+200.000	57.253	4.534	8.711	21.299	49.235
20.000	1118.657	93.821	174.215	425.976	984.707
0+220.000	54.613	4.848	8.711	21.299	49.235
20.000	1159.276	79.577	174.215	425.976	984.707
0+240.000	61.315	3.109	8.711	21.299	49.235
20.000	1310.336	52.626	174.215	425.976	984.707
0+260.000	69.719	2.153	8.711	21.299	49.235
20.000	1424.667	42.564	174.215	425.976	984.707
0+280.000	72.748	2.103	8.711	21.299	49.235
20.000	1395.777	50.082	174.215	425.976	984.707
0+300.000	66.830	2.905	8.711	21.299	49.235
20.000	1251.140	89.456	174.215	425.976	984.707
0+320.000	58.284	6.040	8.711	21.299	49.235
20.000	1141.312	130.700	174.215	425.976	984.707
0+340.000	55.847	7.030	8.711	21.299	49.235
20.000	1197.476	120.759	174.215	425.976	984.707
0+360.000	63.901	5.046	8.711	21.299	49.235
20.000	1356.699	82.707	174.215	425.976	984.707
0+380.000	71.769	3.224	8.711	21.299	49.235
20.000	1483.243	57.716	174.215	425.976	984.707
0+400.000	76.555	2.547	8.711	21.299	49.235
20.000	1572.002	52.694	174.215	425.976	984.707
0+420.000	80.645	2.722	8.711	21.299	49.235
20.000	1726.737	56.396	174.215	425.976	984.707
0+440.000	92.029	2.917	8.711	21.299	49.235
20.000	1932.049	52.513	174.215	425.976	984.707
0+460.000	101.176	2.334	8.711	21.299	49.235
20.000	2036.060	41.338	174.215	425.976	984.707
0+480.000	102.430	1.800	8.711	21.299	49.235
20.000	1979.960	35.245	174.215	425.976	984.707
0+500.000	95.566	1.725	8.711	21.299	49.235
SUMME 1	23250.027	1133.203	2787.440	6815.614	15755.307
SUMME 2	72009.293	3076.308	7061.479	22254.520	48404.109

```

#
# AVANT PROJET DETAILLE
# AERODROME D'ES-SENIA ORAN
#
#          CALCUL DES QUANTITES
#          *****
#          TABLEAU Nø 1: CUBATURES
#          *****
#
# PK          Deblais      Remblais      Accotement      C.base      C.Fondati
#              M3          M3            M3              M3          M3
#-----
0+500.000      95.566         1.725         8.711           21.299      49.235
   20.000     1821.024       46.831        174.215         425.976     984.707

0+520.000      86.536         2.958         8.711           21.299      49.235
   20.000     1650.720       69.954        174.215         425.976     984.707

0+540.000      78.536         4.037         8.711           21.299      49.235
   20.000     1501.889       93.756        174.215         425.976     984.707

0+560.000      71.653         5.339         8.711           21.299      49.235
   20.000     1376.549      113.959        174.215         425.976     984.707

0+580.000      66.002         6.057         8.711           21.299      49.235
   20.000      968.054       60.573         87.108         424.488     852.353

0+600.000      30.804          .000           .000            21.150       36.000
   4.440      136.335          .000           .000            93.906     159.840

0+604.440      30.609          .000           .000            21.150       36.000
   10.500     354.285          .000           .000           222.075     378.000

0+614.940      36.874          .000           .000            21.150       36.000
   5.060     195.298          .000           .000           107.019     182.160

0+620.000      40.319          .000           .000            21.150       36.000
   6.440     273.853          .000           .000           136.206     231.840

0+626.440      44.729          .000           .000            21.150       36.000
   11.500     466.993          .000           .000           243.225     414.000

0+637.940      36.487          .000           .000            21.150       36.000
   2.060      73.669          .000           .000            43.569       74.160

0+640.000      35.036          .000           .000            21.150       36.000
   8.440     273.100          .000           .000           178.506     303.840

0+648.440      29.680          .000           .000            21.150       36.000
   11.560     489.906          5.457         25.174         244.924     454.410

0+660.000      55.079          .944           4.355           21.224       42.618
   20.000     1147.476       17.438         87.108         424.488     852.353

0+680.000      59.669          .800           4.355           21.224       42.618
   20.000     1247.408       12.600         87.108         424.488     852.353

0+700.000      65.072          .460           4.355           21.224       42.618
   20.000     1332.387          9.184         87.108         424.488     852.353

0+720.000      68.167          .458           4.355           21.224       42.618

-----
SUMME 1     13308.946       429.751       1070.464       4671.285     9546.490

-----
SUMME 2     85318.239       3506.060       8131.943       26925.805    57950.599
-----

```

```

#
# AVANT PROJET DETAILLE
# AERODROME D'ES-SENIA ORAN
#
#          CALCUL DES QUANTITES
#          *****
#          TABLEAU Nø 1: CUBATURES
#          *****
#
# PK          Deblais      Remblais   Accotement   C.base   C.Fondati
#              M3           M3         M3           M3       M3
#-----
0+720.000     68.167         .458        4.355        21.224   42.618
  20.000     1593.046       13.632      130.661      425.232  918.530

0+740.000     91.138         .905        8.711        21.299   49.235
  20.000     1732.556       31.170      174.215      425.976  984.707

0+760.000     82.118         2.212        8.711        21.299   49.235
  20.000     1530.174       63.020      174.215      425.976  984.707

0+780.000     70.900         4.090        8.711        21.299   49.235
  20.000     1264.083      115.014      174.215      425.976  984.707

0+800.000     55.508         7.411        8.711        21.299   49.235
  20.000     1120.149      160.098      174.215      425.976  984.707

0+820.000     56.506         8.598        8.711        21.299   49.235
  20.000     1222.944      155.177      174.215      425.976  984.707

0+840.000     65.788         6.919        8.711        21.299   49.235
  20.000     1401.454      131.852      174.215      425.976  984.707

0+860.000     74.357         6.266        8.711        21.299   49.235
  20.000     1607.763       99.201      174.215      425.976  984.707

0+880.000     86.419         3.654        8.711        21.299   49.235
  20.000     1893.860       52.158      174.215      425.976  984.707

0+900.000    102.967         1.562        8.711        21.299   49.235
  20.000     2193.713      20.514      174.215      425.976  984.707

0+920.000    116.404         .490         8.711        21.299   49.235
  16.110     1921.571      65.514      140.330      343.124  793.181

0+936.110    122.152         7.644        8.711        21.299   49.235
   2.090     168.920      41.021      18.205      44.514  102.902

0+938.200    39.494         31.611        8.711        21.299   49.235
   1.800     41.012     113.497      15.679      38.338   88.624

0+940.000     6.075         94.497        8.711        21.299   49.235
   .730       3.563      78.388       5.519      15.521   35.942

0+940.730     3.688        120.265        6.411        21.224   49.235
   2.460     4.536     510.673      12.942      52.121  121.119

0+943.190     .000        294.916         4.111        21.150   49.235
   2.900     .000     746.787      11.922      61.335  142.782

0+946.090     .000        220.110         4.111        21.150   49.235
-----
SUMME 1  17699.345    2397.716    1903.196    4813.967  11065.440
-----
SUMME 2 103017.584    5903.776   10035.139   31739.772  69016.039
-----

```

PK	Deblais M3	Remblais M3	Accotement M3	C.base M3	C.Fondati M3
0+946.090	.000	220.110	4.111	21.150	49.235
2.870	67.938	444.282	15.099	60.807	141.305
0+948.960	47.343	89.494	6.411	21.224	49.235
11.040	717.801	589.543	83.472	234.728	543.558
0+960.000	82.693	17.307	8.711	21.299	49.235
20.000	1661.346	294.003	174.215	425.976	984.707
0+980.000	83.442	12.093	8.711	21.299	49.235
20.000	1642.636	222.251	174.215	425.976	984.707
1+000.000	80.822	10.132	8.711	21.299	49.235
20.000	1606.009	179.528	174.215	425.976	984.707
1+020.000	79.779	7.821	8.711	21.299	49.235
20.000	1623.245	129.174	174.215	425.976	984.707
1+040.000	82.546	5.096	8.711	21.299	49.235
20.000	1698.511	72.771	174.215	425.976	984.707
1+060.000	87.306	2.181	8.711	21.299	49.235
20.000	1807.482	30.153	174.215	425.976	984.707
1+080.000	93.443	.835	8.711	21.299	49.235
20.000	1921.655	15.910	174.215	425.976	984.707
1+100.000	98.723	.756	8.711	21.299	49.235
5.940	575.024	4.520	51.742	126.515	292.458
1+105.940	94.888	.765	8.711	21.299	49.235
14.060	871.907	5.381	61.237	298.415	599.204
1+120.000	29.138	.000	.000	21.150	36.000
.530	15.267	.000	.000	11.209	19.080
1+120.530	28.473	.000	.000	21.150	36.000
10.500	337.469	.000	.000	222.075	378.000
1+131.030	35.807	.000	.000	21.150	36.000
8.970	344.329	.000	.000	189.715	322.920
1+140.000	40.967	.000	.000	21.150	36.000
2.530	105.573	.000	.000	53.509	91.080
1+142.530	42.490	.000	.000	21.150	36.000
11.500	441.645	.000	.000	243.225	414.000
1+154.030	34.317	.000	.000	21.150	36.000
SUMME 1	15437.836	1987.515	1431.055	4422.031	9694.552
SUMME 2	118455.419	7891.291	11466.193	36161.803	78710.591

```

#
# AVANT PROJET DETAILLE
# AERODROME D'ES-SENIA ORAN
#
#          CALCUL DES QUANTITES
#          *****
#          TABLEAU Nø 1: CUBATURES
#          *****
#
# PK          Deblais      Remblais   Accotement   C.base   C.Fondati
#              M3          M3          M3           M3       M3
#-----
1+154.030     34.317         .000         .000         21.150   36.000
   5.970     192.732         .000         .000        126.265  214.920

1+160.000     30.250         .000         .000         21.150   36.000
   4.530     131.468         .000         .000         95.810  163.080

1+164.530     27.794         .000         .000         21.150   36.000
  15.470     559.662        30.382        33.689       327.766  608.108

1+180.000     44.561         3.928         4.355         21.224   42.618
  20.000    1027.201        48.154        87.108       424.488  852.353

1+200.000     58.159         .888         4.355         21.224   42.618
  20.000    1273.582        13.320        87.108       424.488  852.353

1+220.000     69.199         .444         4.355         21.224   42.618
  20.000    1437.981         8.870        87.108       424.488  852.353

1+240.000     74.599         .443         4.355         21.224   42.618
  20.000    1950.839        12.174       130.661       425.232  918.530

1+260.000    120.485         .775         8.711         21.299   49.235
  20.000    2544.594        15.253       174.215       425.976  984.707

1+280.000    133.975         .751         8.711         21.299   49.235
  20.000    2865.904        11.363       174.215       425.976  984.707

1+300.000    152.615         .386         8.711         21.299   49.235
  20.000    3048.786         8.707       174.215       425.976  984.707

1+320.000    152.263         .485         8.711         21.299   49.235
  20.000    2607.376       389.419       151.217       425.232  984.707

1+340.000    108.474        38.457         6.411         21.224   49.235
   1.590    169.649        60.753        10.193        33.747   78.284

1+341.590    104.921        37.962         6.411         21.224   49.235
   1.050    108.523        39.438         6.732        22.286   51.697

1+342.640    101.789        37.157         6.411         21.224   49.235
   3.150    308.771       114.271        20.195        66.857  155.091

1+345.790     94.256        35.396         6.411         21.224   49.235
   2.620    238.398       102.267        16.797        55.608  128.997

1+348.410     87.727        42.670         6.411         21.224   49.235
   7.090    579.711       250.790        45.454       150.481  349.079

1+355.500     75.803        28.074         6.411         21.224   49.235
-----
SUMME 1  19045.177    1105.161    1198.905    4280.674    9163.672
-----
SUMME 2 137500.596    8996.452   12665.098   40442.478   87874.263
-----

```



```

#
# AVANT PROJET DETAILLE
# AERODROME D'ES-SENIA ORAN
#
#          CALCUL DES QUANTITES
#          *****
#          TABLEAU Nø 1: CUBATURES
#          *****
#
# PK          Deblais      Remblais      Accotement      C.base      C.Fondati
#              M3           M3            M3              M3          M3
#-----
1+355.500     75.803         28.074         6.411           21.224      49.235
   4.500      423.259        108.724        34.024          95.677      221.559
1+360.000     112.313        20.247         8.711           21.299      49.235
   20.000     2329.014       287.525       174.215         425.976     984.707
1+380.000     120.589         8.505          8.711           21.299      49.235
   20.000     2338.868        90.733       174.215         425.976     984.707
1+400.000     113.298          .568           8.711           21.299      49.235
   20.000     2235.248       14.169       174.215         425.976     984.707
1+420.000     110.227          .849           8.711           21.299      49.235
   20.000     2305.631       15.624       174.215         425.976     984.707
1+440.000     120.336          .714           8.711           21.299      49.235
   20.000     2499.617       13.404       174.215         425.976     984.707
1+460.000     129.625          .627           8.711           21.299      49.235
   20.000     2561.195       16.642       174.215         425.976     984.707
1+480.000     126.494          1.038          8.711           21.299      49.235
   20.000     2372.147       18.294       174.215         425.976     984.707
1+500.000     110.720          .792           8.711           21.299      49.235
   20.000     2079.839       32.660       174.215         425.976     984.707
1+520.000      97.263          2.474          8.711           21.299      49.235
   20.000     1940.186       32.477       174.215         425.976     984.707
1+540.000      96.755          .773           8.711           21.299      49.235
   20.000     1923.889       15.434       174.215         425.976     984.707
1+560.000      95.634          .770           8.711           21.299      49.235
   20.000     1872.362       15.748       174.215         425.976     984.707
1+580.000      91.602          .805           8.711           21.299      49.235
   20.000     1800.973       16.995       174.215         425.976     984.707
1+600.000      88.495          .895           8.711           21.299      49.235
   20.000     1786.429       17.393       174.215         425.976     984.707
1+620.000      90.148          .845           8.711           21.299      49.235
   20.000     1873.049       15.009       174.215         425.976     984.707
1+640.000      97.157          .656           8.711           21.299      49.235
   20.000     2004.903       11.663       174.215         425.976     984.707
1+660.000     103.333          .510           8.711           21.299      49.235
-----
SUMME 1  32346.608      722.494      2647.249      6485.316     14992.159
-----
SUMME 2 169847.204     9718.946     15312.347     46927.793    102866.422
-----

```

```

#
# AVANT PROJET DETAILLE
# AERODROME D'ES-SENIA ORAN
#
#          CALCUL DES QUANTITES
#          *****
#          TABLEAU Nø 1: CUBATURES
#          *****
#
# PK          Deblais      Remblais   Accotement   C.base   C.Fondati
#              M3           M3         M3           M3       M3
#-----
1+660.000    103.333      .510       8.711        21.299   49.235
   20.000    2253.930    12.128     174.215     425.976  984.707

1+680.000    122.060      .703       8.711        21.299   49.235
   20.000    2473.162    14.946     174.215     425.976  984.707

1+700.000    125.257      .792       8.711        21.299   49.235
   20.000    2452.412    23.715     174.215     425.976  984.707

1+720.000    119.985      1.579      8.711        21.299   49.235
   20.000    2217.993    31.833     174.215     425.976  984.707

1+740.000    101.815      1.604      8.711        21.299   49.235
   20.000    1538.902    48.663     130.661     425.232  918.530

1+760.000     52.075      3.263      4.355        21.224   42.618
   20.000    1002.294    67.046     87.108     424.488  852.353

1+780.000     48.154      3.442      4.355        21.224   42.618
   15.500     728.105    55.962     67.508     328.978  660.574

1+795.500     45.795      3.779      4.355        21.224   42.618
    4.500     204.941    17.073     19.599     95.510   191.780

1+800.000     45.290      3.809      4.355        21.224   42.618
   20.000     945.534    79.906     87.108     424.488  852.353

1+820.000     49.264      4.181      4.355        21.224   42.618
   20.000     994.636    77.787     87.108     424.488  852.353

1+840.000     50.200      3.597      4.355        21.224   42.618
   20.000    1004.443    65.568     87.108     424.488  852.353

1+860.000     50.244      2.959      4.355        21.224   42.618
   20.000     998.278    53.751     87.108     424.488  852.353

1+880.000     49.583      2.416      4.355        21.224   42.618
   20.000    1244.064    54.229    130.661     425.232  918.530

1+900.000     74.823      3.007      8.711        21.299   49.235
   20.000    1533.497    79.657     174.215     425.976  984.707

1+920.000     78.527      4.959      8.711        21.299   49.235
   20.000    1523.843   108.528     174.215     425.976  984.707

1+940.000     73.858      5.894      8.711        21.299   49.235
   20.000    1369.030   174.153     174.215     425.976  984.707

1+960.000     63.046     11.521      8.711        21.299   49.235
-----
SUMME 1  22485.065    964.945    2003.473    6379.223  13844.127
-----
SUMME 2 192332.269  10683.891  17315.820  53307.016 116710.549
-----

```

PK	Deblais M3	Remblais M3	Accotement M3	C.base M3	C.Fondati M3
1+960.000	63.046	11.521	8.711	21.299	49.235
20.000	1084.769	632.092	174.215	425.976	984.707
1+980.000	45.431	51.688	8.711	21.299	49.235
7.110	273.093	350.626	61.933	151.434	350.063
1+987.110	31.388	46.941	8.711	21.299	49.235
.960	30.427	40.187	8.362	20.447	47.266
1+988.070	32.002	36.783	8.711	21.299	49.235
3.450	126.746	94.353	30.052	73.481	169.862
1+991.520	41.473	17.914	8.711	21.299	49.235
3.330	132.048	76.473	29.007	70.925	163.954
1+994.850	37.835	28.015	8.711	21.299	49.235
2.690	98.439	90.823	23.432	57.294	132.443
1+997.540	35.354	39.511	8.711	21.299	49.235
2.460	94.697	72.694	21.428	52.395	121.119
2+000.000	41.636	19.590	8.711	21.299	49.235
20.000	822.276	553.489	174.215	425.976	984.707
2+020.000	40.592	35.759	8.711	21.299	49.235
20.000	858.483	444.740	174.215	425.976	984.707
2+040.000	45.256	8.715	8.711	21.299	49.235
20.000	828.736	202.782	174.215	425.976	984.707
2+060.000	37.617	11.563	8.711	21.299	49.235
20.000	671.920	249.493	174.215	425.976	984.707
2+080.000	29.575	13.386	8.711	21.299	49.235
20.000	624.415	315.319	174.215	425.976	984.707
2+100.000	32.867	18.146	8.711	21.299	49.235
20.000	711.384	367.149	174.215	425.976	984.707
2+120.000	38.272	18.569	8.711	21.299	49.235
13.390	560.755	266.208	116.637	285.191	659.261
2+133.390	45.486	21.193	8.711	21.299	49.235
2.620	84.433	83.687	22.822	55.803	128.997
2+136.010	18.967	42.690	8.711	21.299	49.235
3.990	69.578	183.480	34.756	84.982	196.449
2+140.000	15.909	49.280	8.711	21.299	49.235
SUMME 1	7072.198	4023.594	1567.935	3833.783	8862.360
SUMME 2	199404.466	14707.484	18883.755	57140.799	125572.909

PK	Deblais M3	Remblais M3	Accotement M3	C.base M3	C.Fondati M3
2+140.000	15.909	49.280	8.711	21.299	49.235
20.000	265.135	1198.771	174.215	425.976	984.707
2+160.000	10.604	70.597	8.711	21.299	49.235
9.210	107.261	665.303	80.226	196.162	453.457
2+169.210	12.688	73.877	8.711	21.299	49.235
3.150	41.185	232.857	27.439	67.091	155.091
2+172.360	13.461	73.969	8.711	21.299	49.235
2.210	30.285	162.918	19.251	47.070	108.810
2+174.570	13.946	73.469	8.711	21.299	49.235
5.430	79.890	389.962	47.299	115.652	267.348
2+180.000	15.480	70.164	8.711	21.299	49.235
7.990	166.130	466.682	69.599	170.177	393.390
2+187.990	26.105	46.653	8.711	21.299	49.235
3.490	103.250	112.111	30.401	74.333	171.831
2+191.480	33.064	17.594	8.711	21.299	49.235
8.520	265.270	162.807	74.216	181.466	419.485
2+200.000	29.206	20.623	8.711	21.299	49.235
20.000	590.696	378.685	174.215	425.976	984.707
2+220.000	29.864	17.245	8.711	21.299	49.235
20.000	671.802	322.176	174.215	425.976	984.707
2+240.000	37.317	14.972	8.711	21.299	49.235
20.000	803.891	277.949	174.215	425.976	984.707
2+260.000	43.072	12.822	8.711	21.299	49.235
20.000	867.257	249.957	174.215	425.976	984.707
2+280.000	43.653	12.173	8.711	21.299	49.235
20.000	857.946	256.688	174.215	425.976	984.707
2+300.000	42.141	13.495	8.711	21.299	49.235
20.000	824.350	284.000	174.215	425.976	984.707
2+320.000	40.294	14.904	8.711	21.299	49.235
20.000	777.832	322.415	174.215	425.976	984.707
2+340.000	37.490	17.337	8.711	21.299	49.235
20.000	721.604	350.457	174.215	425.976	984.707
2+360.000	34.671	17.709	8.711	21.299	49.235
SUMME 1	7173.784	5833.737	1916.365	4685.735	10831.773
SUMME 2	206578.251	20541.222	20800.120	61826.533	136404.683

```

#
# AVANT PROJET DETAILLE
# AERODROME D'ES-SENIA ORAN
#
#          CALCUL DES QUANTITES
#          *****
#          TABLEAU Nø 1: CUBATURES
#          *****
#
#      PK          Deblais    Remblais    Accotement    C.base    C.Fondati
#              M3            M3            M3            M3            M3
#-----
# 2+360.000      34.671      17.709      8.711      21.299      49.235
#   20.000      594.488      415.986      174.215      425.976      984.707
#
# 2+380.000      24.778      23.890      8.711      21.299      49.235
#   20.000      351.587      434.417      130.661      425.232      918.530
#
# 2+400.000      10.381      19.552      4.355      21.224      42.618
#   20.000      197.761      459.460      87.108      424.488      852.353
#
# 2+420.000      9.395      26.394      4.355      21.224      42.618
#   9.560      55.615      294.239      41.637      202.905      407.425
#
# 2+429.560      2.240      35.162      4.355      21.224      42.618
#   10.440      35.269      379.952      45.470      221.583      444.928
#
# 2+440.000      4.517      37.626      4.355      21.224      42.618
#   20.980      47.383      963.250      91.376      445.288      894.119
#
# 2+460.980      .000      54.200      4.355      21.224      42.618
#   7.500      .024      389.526      32.665      159.183      319.633
#
# 2+468.480      .006      49.674      4.355      21.224      42.618
#-----
#      SUMME 1      1282.128      3336.829      603.132      2304.654      4821.695
#-----
#      SUMME 2 207860.378  23878.051  21403.253  64131.188  141226.377
#-----

```

CUBATURES DU POR

DU PK -0+639.02 AU PK-0+546.520 ET DU PK 2+468.48 AU PK 2+560.98

PK	Deblais M3	Remblais M3	Accotement M3	C.base M3	C.Fondati M3
-0+639.020	1.382	104.365	2.979	5.417	.530
19.020	23.842	2118.205	56.660	103.029	10.076
-0+620.000	1.125	118.370	2.979	5.417	.530
20.000	11.248	2414.926	59.580	108.338	10.595
-0+600.000	.000	123.123	2.979	5.417	.530
20.000	.000	2482.594	59.580	108.338	10.595
-0+580.000	.000	125.136	2.979	5.417	.530
20.000	.000	2525.088	59.580	108.338	10.595
-0+560.000	.000	127.372	2.979	5.417	.530
13.480	.000	1184.471	20.078	72.906	6.604
-0+546.520	.000	48.365	.000	5.400	.450
.000	.000	.000	.000	.000	.000
-0+546.520	.000	.000	.000	.000	.000
3015.000	.000	.000	.000	.000	.000
2+468.480	.000	.000	.000	.000	.000
.000	.000	.000	.000	.000	.000
2+468.480	.000	114.440	1.489	5.408	.490
11.520	.000	1256.506	17.159	62.305	5.643
2+480.000	.000	103.703	1.489	5.408	.490
20.000	.000	1892.815	29.790	108.169	9.798
2+500.000	.000	85.579	1.489	5.408	.490
20.000	.000	1913.742	44.685	108.253	10.197
2+520.000	.000	105.796	2.979	5.417	.530
20.000	14.131	1901.741	59.580	108.338	10.595
2+540.000	1.413	84.378	2.979	5.417	.530
20.000	53.933	1527.639	59.580	108.338	10.595
2+560.000	3.980	68.386	2.979	5.417	.530
.980	3.930	66.816	2.919	5.309	.519
2+560.980	4.041	67.974	2.979	5.417	.530
SUMME 1	107.083	19284.544	469.190	1001.659	95.814
SUMME 2	107.083	19284.544	469.190	1001.659	95.814
SUMME AXE1	207860.378	23878.051	21403.253	64131.188	141226.377
SOMME TOTALE	207967,461	43162,595	21872,443	65132,847	141322,191