

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **GÉNIE – CIVIL**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة – BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**S U J E T**

**Aérodrome De Ouargla  
variante au projet**

Proposé par :  
**SONATRO**

Etudié par :  
**ILLOUL .CHERIF  
IHADDOUDENE ABD.NACER.T**

Dirigé par :  
**M<sup>me</sup> KERATI  
ABDELADIM. A**

PROMOTION : **1986**



# DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce travail:

- À la mémoire de ma chère mère.
- À mon père, pour toute sa confiance, sa compréhension et tous les sacrifices consentis pour moi.
- À mes sœurs que je ne saurais remercier.
- À mes beaux frères, pour tout leur soutien.
- À mes neveux et nièces, auxquels j'ai pu une grande réussite dans les études.
- À tous mes amis.

CHERIF

Je dédie ce travail:

- À la mémoire de mon père.
- À mon adorable mère qui m'a tant soutenu et encouragé.
- À mon unique frère ALLAOUA.
- À mes tendres sœurs, pour leur aide si précieuse.
- À mes beaux-frères, nièces et neveux.
- À tous mes amis en particulier JAMILA et SMAÏL.

Nacer.

# SOMMAIRE

## CHAPITRE 1: ETUDE GEOTECHNIQUE

- Géologie du site -----	3
- Reconnaissance in situ -----	7
- Reconnaissance au laboratoire -----	7
- Recherche de matériaux d'emprunt -----	8
- Résultats des essais -----	9
- Commentaire -----	10
- Utilisation du sable gypseux en couche de fondation -----	12

## CHAPITRE 2: ETUDE GEOMETRIQUE

- INFRASTRUCTURES -----	17
- Etude préliminaire -----	18
- Caractéristiques géométriques des accotements - bandes et pistes -----	26
- Dimensionnement - Présentation des Méthodes -----	28
- Application à notre étude -----	31

## CHAPITRE 3: LA GRAVE - EMULSION

- Généralités - Constituants - Caractéristiques diverses -----	35
- Etude au laboratoire -----	37
- Caractéristiques mesurées au laboratoire -----	41
- ANALYSE des résultats -----	44

## CHAPITRE 4: CHOIX DE STRUCTURES .

- A. Structure Souple	
A1. Structure de la partie centrale de la piste -----	46
A2. Structure des accotements -----	46
A3. Structure de la bretelle GA -----	47
A4. Structure de l'aire de stationnement -----	47
- B. Structure RIGIDE	
B.1. Modes de sollicitations -----	49

B.2. Problèmes particuliers aux revêtements pour pistes	50
B.3. Les joints de chaussée	50
B.4. Application à notre étude	51
B.4.1. Caractéristiques des agrégats	53
B.4.2. Choix du type de ciment	53
B.4.3. Formulation	56
B.5. Cure du béton	57
B.6. Produit pour joints	57
B.7. Traitement de la fondation au ciment	57
B.8. Drainage	57
CHAPITRE 5 : TERRASSEMENTS	
I. Généralités	59
II. Calcul des Cubatures	59
III. Tableaux de valeurs	60
CHAPITRE 6 : METRE	
I. Calcul des surfaces	62
II. Devis quantitatif	65
CHAPITRE 7: CALCUL ECONOMIQUE	
I. Piste Principale 00/18	66
II. Bretelle de liaison 6A	67
III. Montant global	67

# INTRODUCTION

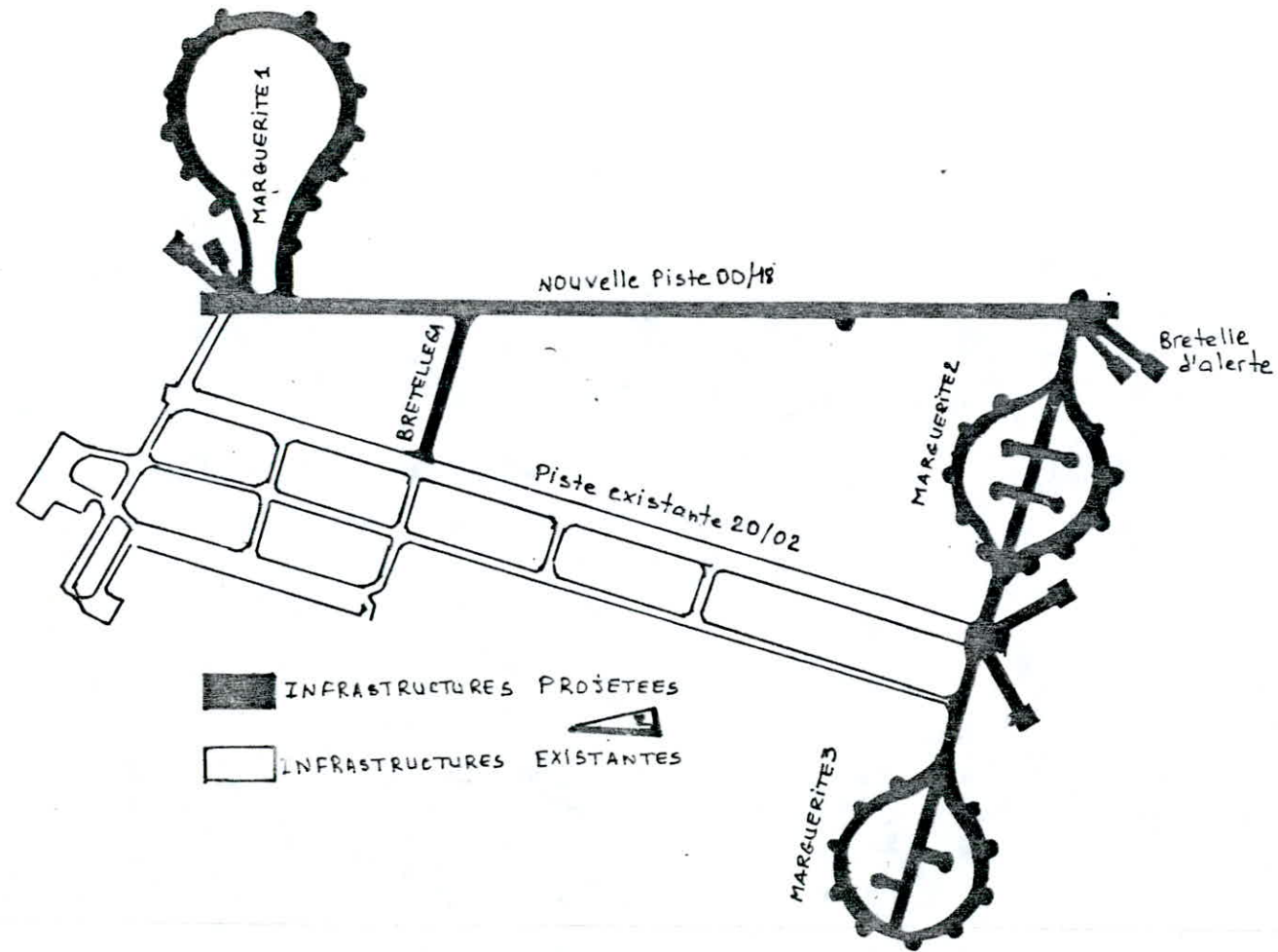
Au lendemain de son indépendance, l'ALGERIE a hérité d'un énorme déséquilibre régional entre le Nord et le Sud du fait que la quasi-totalité des activités économiques étaient concentrées sur une mince bande côtière.

Ainsi l'épanouissement de cette partie du territoire national qui couvre plus des deux tiers de la superficie de l'ALGERIE, et qui renferme en son sein l'une des richesses les plus importantes, est devenue l'une des plus importantes préoccupations politiques et économiques.

La SOCIETE NATIONALE des TRAVAX ROUTIERS (SONATRO) déploie des efforts considérables afin de répondre aux exigences du développement intense que connaît notre pays.

L'étude qui nous a été confiée répond pleinement à cette réalité. Elle concerne l'exécution de la première phase d'extension de l'aérodrome de OUARGLA. L'accroissement des capacités d'accueil de cet aérodrome allégera sans nul doute l'afflux croissant que subissent les aérodromes des villes du Nord.

Nous encourageons vivement de telles initiatives et souhaiterions qu'elles se multiplient dans le futur pour le bien être de tout Citoyen.



AERODROME DE OUARGLA

PLAN GENERAL

ECHELLE 1/25000

الدرسة الوطنية للهندسة والتكنولوجيا  
 BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
 Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# CHAPITRE 1



# ETUDE GEOLOGIQUE DU SITE

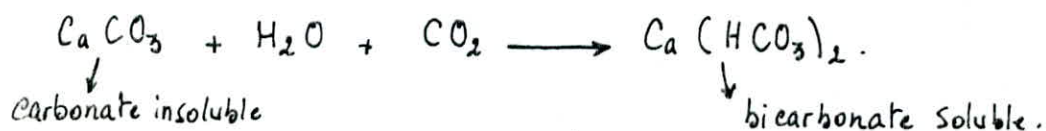
## I. INTRODUCTION :

L'étude géologique de la région de Ouargla, nous révèle une prédominance d'encroûtements (calcaires - gypseux) dus à la remontée capillaire d'eau de nappes, chargées en sels divers qu'elles déposent sous l'influence de l'évaporation (encroûtements gypseux ou salins) ou au départ du  $\text{CO}_2$  d'équilibre (encroûtements calcaires).

### a. ENCROûTEMENTS CALCAIRES :

Définition et mode de formation :

La solubilité du carbonate de calcium dépend de la teneur de l'eau en anhydride carbonique. L'équilibre chimique est le suivant :



D'après F. NETTERBERG, l'eau du sol contient jusqu'à 1% ou d'avantage d'anhydride carbonique, tandis que l'air atmosphérique n'en contient que 0,032%. Cette eau interstitielle est donc capable de maintenir en solution des quantités importantes de carbonate de chaux.

Comme l'eau interstitielle se trouve à une pression inférieure à la pression atmosphérique, il se produit une succion qui donne lieu au dégagement de  $\text{CO}_2$ .

En temps chaud, l'évaporation accentue la succion par suite de l'abaissement de la nappe ; il y a augmentation du potentiel capillaire et précipitation de la calcite par suite du dégagement de  $\text{CO}_2$ .

À un stade avancé, lorsque la teneur en carbonate on a alors à faire aux encroûtements calcaires. L'enrichissement en calcaire se poursuivant, le sol devient imperméable et à la base de celui-ci va se former une croûte durcie (80 à 90% de carbonates) qui peut évoluer vers une dalle compacte.

### b. ENCROûTEMENTS GYPSEUX :

Les encroûtements gypseux se présentent souvent en bancs blanchâtres, riches en sulfates de chaux plus ou moins hydratés suivant les conditions de dépôt. Fraîchement formés, ils sont durs, les anciens encroûtements sont peu compacts et friables, mais il n'en perdent pas pour autant leurs qualités comme matériaux de chaussée. Des encroûtements gypseux ont pu être obtenus expérimentalement en laboratoire par R. COQUE qui a ainsi vérifié que le gypse commençait par se déposer aux points de contact entre les grains de sable. Ces grains sont écartés et dispersés dans l'encroûtement. Les sables encroûtés par le gypse sont très souvent des sables éoliens, il peut aussi s'agir de sédiments lacustres.

Les gisements de sable gypseux sont situés le plus souvent sur des surfaces topographiques anciennes.

## OBSERVATIONS SUR UN ECHANTILLON DE CROûTE CALCAIRE :

L'échantillon préparé en lame mince a un aspect noduleux et breché.

L'observation microscopique montre que la roche est entièrement composée de quartz détritiques et de calcite.

La plus grande partie des particules de quartz ont un diamètre moyen d'environ 0,1 mm et une forme sub-anguleuse à sub-arrondie. Les plus gros grains observés, environ 0,8 mm sont arrondis. Il existe toujours à la limite des grains une trace de patine ferrugineuse irrégulière.

Les grains de quartz ne sont jamais jointifs, mais isolés dans la matrice calcaire (photo 5-5A). La cimentation calcaire se présente sous deux formes distinctes :

Rayt: Cobalt 1,79 Å  
 Rég. Kv, mA: 35 x 10  
 Fen. entr.: 1 Degré  
 Sort.: 1/4 degré  
 H. T. compl.: 1130 Volts  
 Imp. min.: 1,104  
 Err. Slot.: 2 %  
 Discrim: 4-1

N° éch.: Cr. Calcaire  
 Elalon: Néant  
 Vit. gonis.: 1/4 °2theta/min  
 pop.: 1/8 °2theta/min  
 Temps compl.:  
 Nbre impul.:  
 Atten.: X 2

Quartz 1,82 Å (112)  
 Calcite 1,88 Å (116)  
 Calcite 1,91 Å (108)  
 Calcite 1,93 Å (204)  
 Quartz 1,98 Å (201)

Calcite 2,09 Å (202)  
 Quartz 2,13 Å (200)  
 Quartz 2,24 Å (111)  
 Calcite 2,28 Å (113)

Quartz 2,46 Å (110)  
 Calcite 2,50 Å (110)

Calcite 2,85 Å (006)

Calcite 3,03 Å (104)

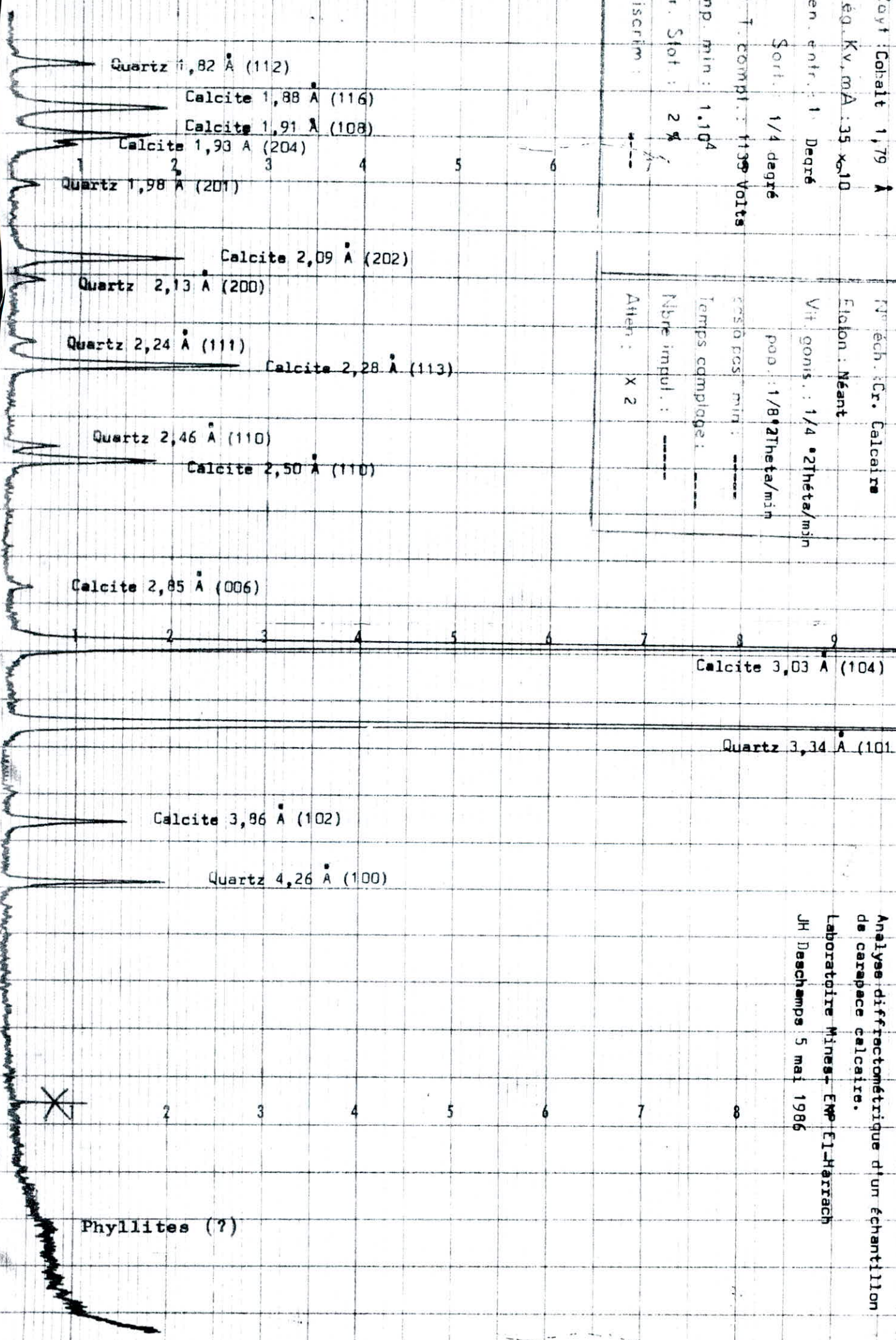
Quartz 3,34 Å (101)

Calcite 3,86 Å (102)

Quartz 4,26 Å (100)

Analyse diffractométrique d'un échantillon  
 de carapace calcaire.  
 Laboratoire Mines - EMP El-Harrach  
 JH Deschamps 5 mai 1986

Phyllites (?)



1) Dans les "fragments" d'aspect bréchiqve, le quartz joue le rôle de support de cristallisation et on observe les grains encapuchonnés de calcite (photo -6A). Le groupement de ces granules a l'aspect d'une mosaïque polygonale dont les joints sont constitués de calcite microcristalline peut-être mêlée de quelques traces argileuses (photo 1, 2 et 3)

2) En dehors de ces "fragments", la cimentation carbonatée est uniforme, on ne voit pas le type polygonal.

Cet aspect hétérogène doit correspondre à la succession de deux étapes:

- Formations de "nodules" à structure polygonale
- Concristionnement ultérieur liant ces éléments en une formation continue.

L'analyse diffractométrique sur roche totale confirme la présence de deux phases cristallines dominantes : Quartz et calcite. Le domaine de détection des argiles (5 à 20 degrés) ne donne pas d'indication claire sur l'existence de ces minéraux. Un léger relèvement du diffractogramme vers 3° peut suggérer la présence de quelques phyllites du type micas.

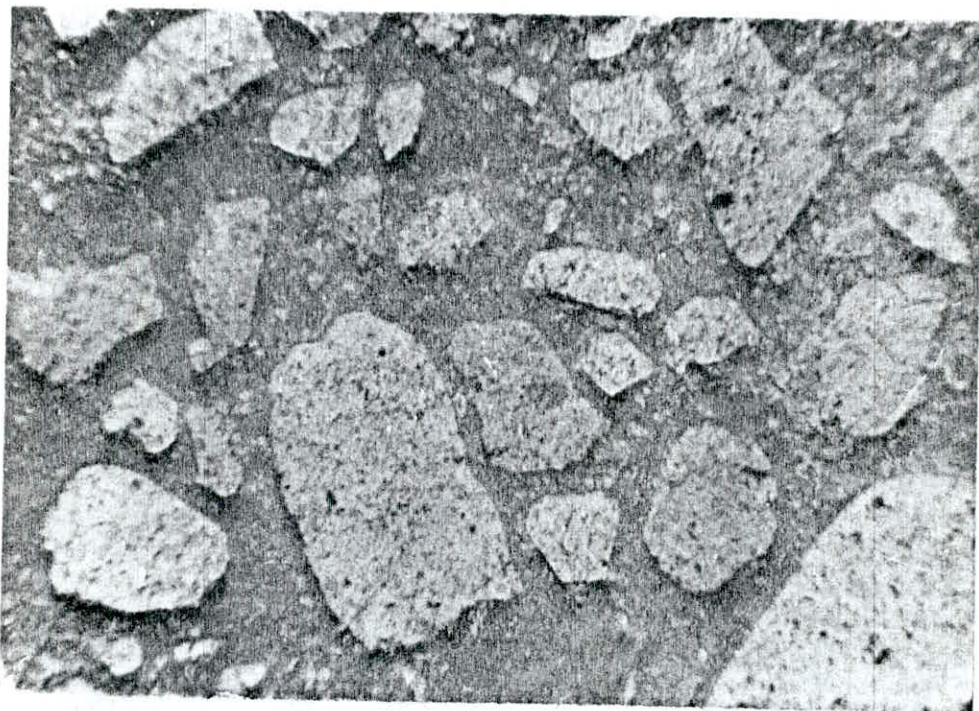
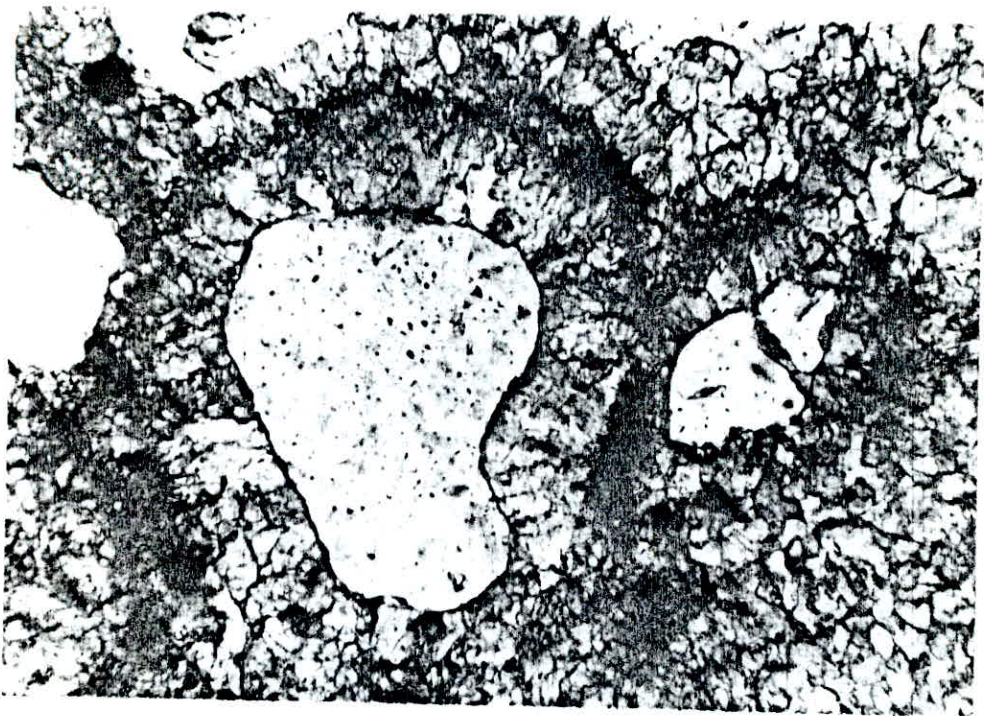


Photo 5-5A

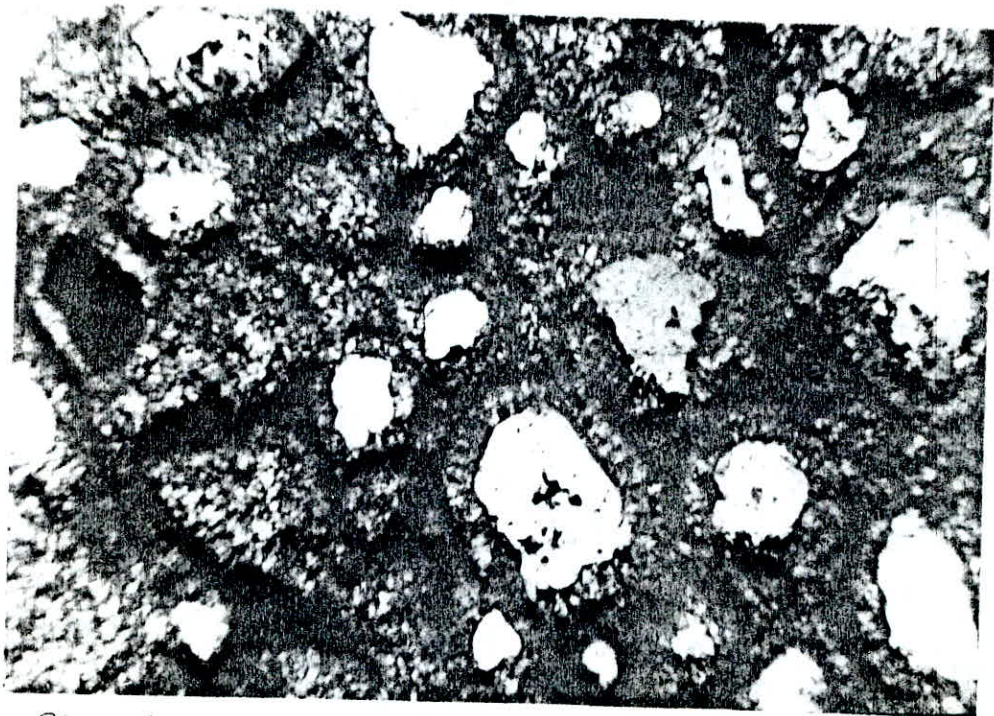
Aspect générale de la structure de la croûte calcaire en dehors des structures polygonales des "nodules".

(Photo G-6A)



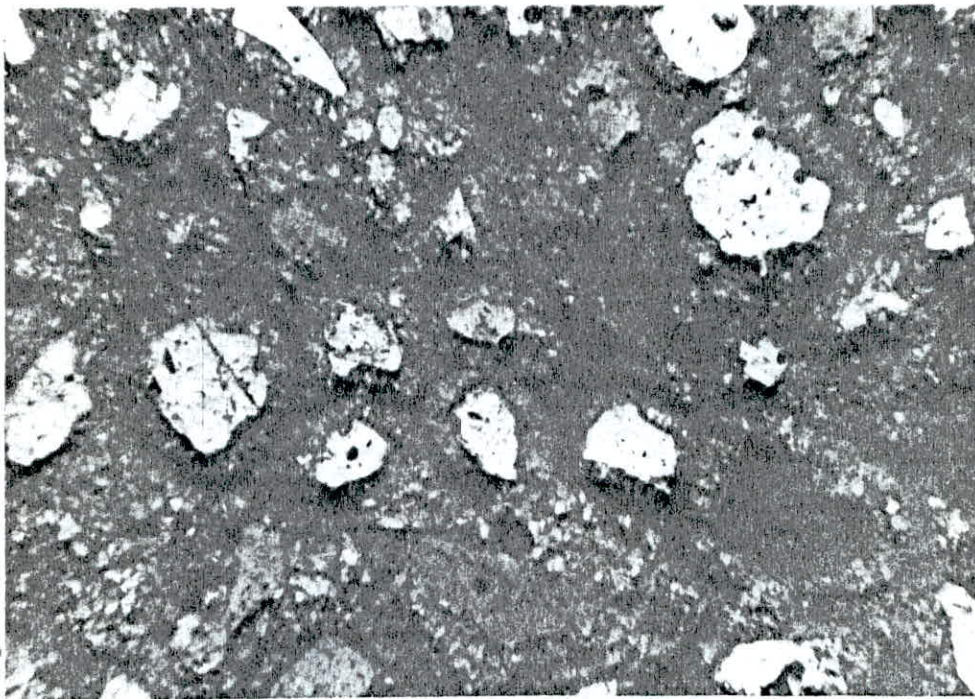
Encapuchonnement des grains de quartz dans les éléments d'aspect bréché = "modules".

(Photo 1et2)



Structure du concrétionnement polygonal dans les "modules".

(Photo n°3)



Aspect de la mosaïque polygonale des "nodules".

(Photo n°4)



Contact "nodule", concrétionnement secondaire.

# ETUDE GÉOTECHNIQUE

## A. INTRODUCTION :

Les caractéristiques physiques et chimiques du sol support sont l'un des facteurs déterminants pour le dimensionnement du corps de chaussées. L'analyse du sol se fait - en plus - au moyen d'essais spéciaux permettant d'avoir ces caractéristiques à savoir :

- L'indice C.B.R, module de réaction  $k$ , granulométrie, teneur en eau....  
La S.A.E.T.I a lancé un programme de reconnaissances géotechniques. Le programme comprend :

### I. RECONNAISSANCE "IN SITU" :

- a - Deux sondages carotés de 10 m de profondeur.
- b - 28 sondages au pénétromètre.
- c - 31 puits.
- d - 08 essais de plaques.
- e - Densités et teneurs en eau.

#### I.1 : DESCRIPTIONS :

##### I.1.1 : DEFINITIONS DES ESSAIS SPECIAUX :

###### I.1.1.1 : L'ESSAI CBR :

Cet essai consiste à déterminer la qualité du sol donc d'apprécier sa résistance au poinçonnement. Il exprime, en pourcentage, le rapport entre les pressions produisant dans le même temps un enfoncement dans le matériau à étudier et un matériau type.

###### I.1.1.2 : L'ESSAI DE PLAQUE :

Cet essai consiste à déterminer le coefficient de raideur servant au dimensionnement des chaussées rigides.

Ces essais sont prévus aux 300 premiers mètres des bouts de piste principale. A des profondeurs allant jusqu'à 0,50 m, ils sont prévus tous les 50 mètres.

###### I.1.1.3 : Nappe phréatique :

Deux sondages carotés effectués à la profondeur de dix (10) mètres ont montré l'inexistence de la nappe phréatique. Cette nappe a été rencontrée seulement à 6,80 m (niveau le plus haut) au mois de juin 1984. Deux mois plus tard, aucune nappe n'a été rencontrée.

## II. RECONNAISSANCE AU LABORATOIRE :

### II.1 : ESSAI PROCTOR MODIFIÉ :

Ces courbes ont une forme parabolique ou tout au moins un sommet dont les coordonnées sont :

- La densité sèche maximum varie entre 1,84 et 2,14 t/m<sup>3</sup>.
- La teneur en eau optimum varie entre 6 et 8%.

Les essais C.B.R in situ demandés, dans le programme géotechnique n'ont pas été exécutés.

Néanmoins, le L.T.P.S a proposé un C.B.R = 11 % pour le dimensionnement des chaussées souples, ainsi qu'un module de réaction du sol  $k = 7,7 \text{ kg/cm}^3$  pour le dimensionnement des chaussées rigides.

## B. RECHERCHE DES MATERIAUX

Cette étude fait suite à l'étude de l'aérodrome de Ouargla dans le but de commenter les résultats des prospections, en vue de rechercher des carrières pour matériaux susceptibles d'être utilisés en corps de chaussée. Elle concerne les différents sols rencontrés avec leurs caractéristiques géotechniques.

### 1. METHODE DE PROSPECTION :

- Reconnaissance géologique
- Creusements de 31 puits.
- Prélèvements faits sur les matériaux susceptibles d'être utilisés en corps de chaussée.
- Etude au laboratoire.

### 2. CHOIX DES SITES :

Les sites sont choisis selon :

- La densité des affleurements.
- L'abondance des matériaux pour :
  - . Matériaux de remblais
  - . Matériaux granulaires pour les couches de fondations et de base.
- L'accès et conditions d'exploitations
- Caractéristiques géotechniques des matériaux.

Le L.T.P.S a choisi pour la circonstance trois sites :

1<sup>er</sup> Site : Situé sur le plateau qui domine Ouargla à environ 7 kms en allant vers Ghardajia. On assiste dans cette région à un encroûtement gypse-calcaire de couleur blanchâtre, à aspect terreux.

2<sup>ème</sup> Site : Situé au sud de la ville, huit puits ont été ouverts dans ce site. Les gisements sont formés de sable gypseux, probablement des sables éoliens encroûtés par du gypse. La fraction carbonatée est assez faible ; en dessous de ces sables, on trouve un grès compact.

3<sup>ème</sup> Site : Trois puits ont été ouverts ; on distingue :

- un sable fin à moyen, rougeâtre, légèrement gypseux, faiblement carbonaté.
- un encroûtement blanchâtre dû se présente sous forme d'un grès grossier, siliceux, peu gypseux.

L'identification des sols a consisté essentiellement :

- En analyse granulométrique
- En analyse chimique.
- En essai proctor modifié.
- Equivalent de sable
- Essai de compression simple
- Essai C.B.R

L'identification a été faite sur différents échantillons prélevés dans les puits à des profondeurs de 0,70 m à 1,20 m

Les résultats des essais ont donné :

## RESULTATS DES ESSAIS

Compositions Carrières	SITE N°1					SITE N°2								SITE N°3	
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	6	7	8	1	2
CaCO <sub>3</sub>	14	10	3,7	5	3,4	3	2	13	—	3	19	3	18	5	4
CaSO <sub>4</sub>	44	34	44	35	49	18	27	26	—	1	24	10	15	4	5
Insoluble	39	44	46	53	43	75	70	55	—	91	60	76	63	86	80
(W) OPM	9,8	41,2	12	12,4	11,5	10,5	11	10,2	14,7	13,3	13,8	13,3	12,3	14	12
Densité	1,76	1,67	1,7	1,7	1,71	1,71	1,71	1,81	1,69	1,65	1,76	1,73	1,9	1,58	1,71
C.B.R	62,2	0	27,66	9,21	20	44,4	31,5	57,7	26,19	28,15	7,23	37	15,7	27,9	21,3
% < 80µ	24	33	36	20	25	40	36	20	30	23	28	35	27	26	30
% < 20µ	11	15	21	9	11	24	21	11	13	12	14	18	15	12	10
% < 2µ	2	3	5	2	3	4	4	2	3	3	3	4	3	2	1
ES	10,30	17,58	12,25	14,78	8,54	5,42	6,19	13	4	5,2	5	5,65	6,13	5	9,7
R.C	1,22	3,44	7,59	15,55	5,69	2,37	12,46	3,5	—	15,45	9,71	22,14	17,14	31,23	21
W% Finale	9,38	4,47	1,61	1,64	1,58	10,25	3,14	4	—	2,59	4,41	2,10	2,55	2,04	2,17



## COMMENTAIRE :

**SITE N°1 :** L'analyse chimique nous révèle que la teneur en carbonate dans cette zone décroît du Nord vers Sud.

Par contre en gypse est à peu près constante ne dépassant pas 50% (< au % demandé qui est de 70%).

### • EQUIVALENT DE SABLES :

Vu que les limites sont impossibles à réaliser, on s'est référé à l'essai E.S qui sert à détecter la présence d'éléments argileux.

E.S < 20 permet de prédire à un bon comportement du matériau.

L'équivalent de sable n'a pas son sens large, de ce fait, dépourvu de sens pour ce genre de matériaux. Néanmoins, il permet d'apprécier la surface spécifique des matériaux. Dans ce cas précis, on donnera la préférence à des E.S faibles. Ainsi les E.S inférieurs à 20 permet de prédire un bon comportement du sol.

### • ANALYSE GRANULOMETRIQUE :

Pour une même carrière, la granulométrie se présente en fuseau serré. Les courbes obtenues se trouvent largement au dessus du fuseau dit saharien. La moyenne se trouve à la limite des sables fins et grossiers. Le tableau de résultats nous indique que ce sable est propre ayant une granulométrie étalée.

### • ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE :

Le critère essentiel pour la sélection de ces matériaux reste la compression simple.

La cohésion est appréciée au laboratoire et il est demandé une compression simple de 20 bars sur des éprouvettes confectionnées à la teneur en eau optimale proctor modifiée et séchées à l'étuve. Cette précaution d'étuvage très particulière exige une température  $\leq 60^\circ\text{C}$  car au dessus de  $60^\circ\text{C}$ , le gypse se déshydrate. Les R.C obtenues sont nettement au dessous de la valeur demandée.

### • ESSAI MECANIQUE :

Le matériau n'est pas très sensible à l'eau, les courbes sont assez aplaties. On obtient d'assez bonnes densités sèches pour des teneurs en eau optimum moyennes. La teneur en eau finale (naturelle) est inférieure à la teneur en eau optimum, il n'y a donc pas de précautions à prendre lors du compactage, ni ajout de quantité d'eau pour obtenir une bonne compacité.

## SITE N°2 :

### • ANALYSE CHIMIQUE :

Cette analyse sommaire révèle que les matériaux sont à dominante siliceux, la teneur en insoluble est supérieure à 50%, les teneurs en carbonates sont très faibles, alors que la teneur en gypse est assez moyenne.

### • EQUIVALENT DE SABLES :

Il sont assez faibles, attestent d'une bonne homogénéité de la carrière.

### • ESSAI MECANIQUE :

Les courbes proctors sont étalées, le matériau n'est pas avide d'eau. On a généralement de bonnes densités sèches pour des teneurs en eau optimum moyennes.

Les C.B.R obtenues sont assez bons, dans la majorité des cas, dépassent 25%.

• ANALYSE GRANULOMETRIQUE :

Les courbes granulométriques sont étalées, elles se situent toutes au dessus du fuseau saharien.

• RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE :

Les R.C obtenues sont assez bonnes : 15,45 bars pour une teneur en eau 4,58%. Ces valeurs sont appréciées.

SITE 3:

• ANALYSE CHIMIQUE :

Les teneurs en sulfate et carbonates sont très faibles de l'ordre de 5%. Les insolubles formés de silice essentiellement ont un pourcentage de 80%.

• ESSAI MECANIQUE :

Les essais Proctors montrent des courbes relativement plates, le matériau est vide d'eau.

Les C.B.R sont assez bons de l'ordre de 20%.

• ANALYSE GRANULOMETRIQUE :

Les courbes sont étalées, l'allure des courbes montre un matériau sableux avec prédominance d'éléments fins.

• RESISTANCE A LA COMPRESSION :

Les résistances sont excellentes 31,23 bars pour teneur en eau finale de 20,4%.

CONCLUSION :

Les sites les plus intéressants sont les sites 2 et 3, leurs matériaux présentent de bonnes résistances à la C.S, ainsi que des portances forts appréciables.

Ce sont des matériaux à cohésion élevée, due à la présence de fines parfois supérieure à 30%. Celles-ci sont siliceuses, la morphoscopie de ces grains joue un grand rôle dans la stabilité.

## COUCHE DE FONDATION EN SABLE GYPSEUX :

### INTRODUCTION :

#### ORIGINE :

Les gisements de sable gypseux ont pour origine les encroûtements gypseux ; qui se sont formés à différentes étapes du quaternaire, par dépôt du gypse dans les sols à partir des nappes phréatiques séléniteuses. Le gypse commence à se déposer aux points de contact entre les grains de sable, disposition due à l'évaporation des menisques capillaires. Ces grains sont déposés et dispersés dans l'encroûtement.

Les encroûtements gypseux se délitent en sable à l'extraction car durant les climats moins arides, ils ont pu être exposés [R. époque] à des infiltrations ou des ruissellements d'eaux météoriques. Ils présentent ainsi des fissurations et l'eau y circule en déposant des pellicules de gypse qu'elle dissout à certains niveaux pour le déposer, à l'état finement divisé, à d'autres niveaux.

Ainsi l'encroûtement perd sa cohésion et sa compacité mais le sable gypseux qui en sera extrait pourra avoir une plus forte proportion de fines gypseuses qui en amélioreront sa compacité après compactage.

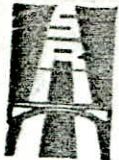
Les matériaux en sable gypseux fins, peuvent atteindre des cohésions très élevées. Cette cohésion, très élevée, peut être appréciée par la mesure de la résistance à la compression simple, est le résultat d'un mécanisme propre au gypse et dans une moindre mesure à certaines évaporites tels les calcaires.

Cette prise du gypse est la conséquence de deux phénomènes :

- Lors de l'humidification des matériaux en vue de leur mise en oeuvre et de leur compactage une partie du double hydrate ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) passe en solution. En raison de la faible solubilité des sulfates de calcium dans l'eau, cette solution reste saturée au contact des grains de gypse.

- Lors du séchage des matériaux compactés, les sulfates dissous recristallisent et les cristaux de neoformation assurent une assez bonne résistance traduite par la soudure entre grains.

Cette résistance - finale - ne dépend pas des conditions de séchage, elle sera atteinte d'autant plus vite que le séchage sera plus rapide. Elle dépend par contre de la teneur en gypse. En effet, la forme de cristallisation du gypse et surtout son état de division ont une très grande importance sur le niveau de résistance finale comme nous le montrent la section de partie du site B et ceux du site C, dans lesquelles les matériaux ont une cohésion très élevée.



SONATRO

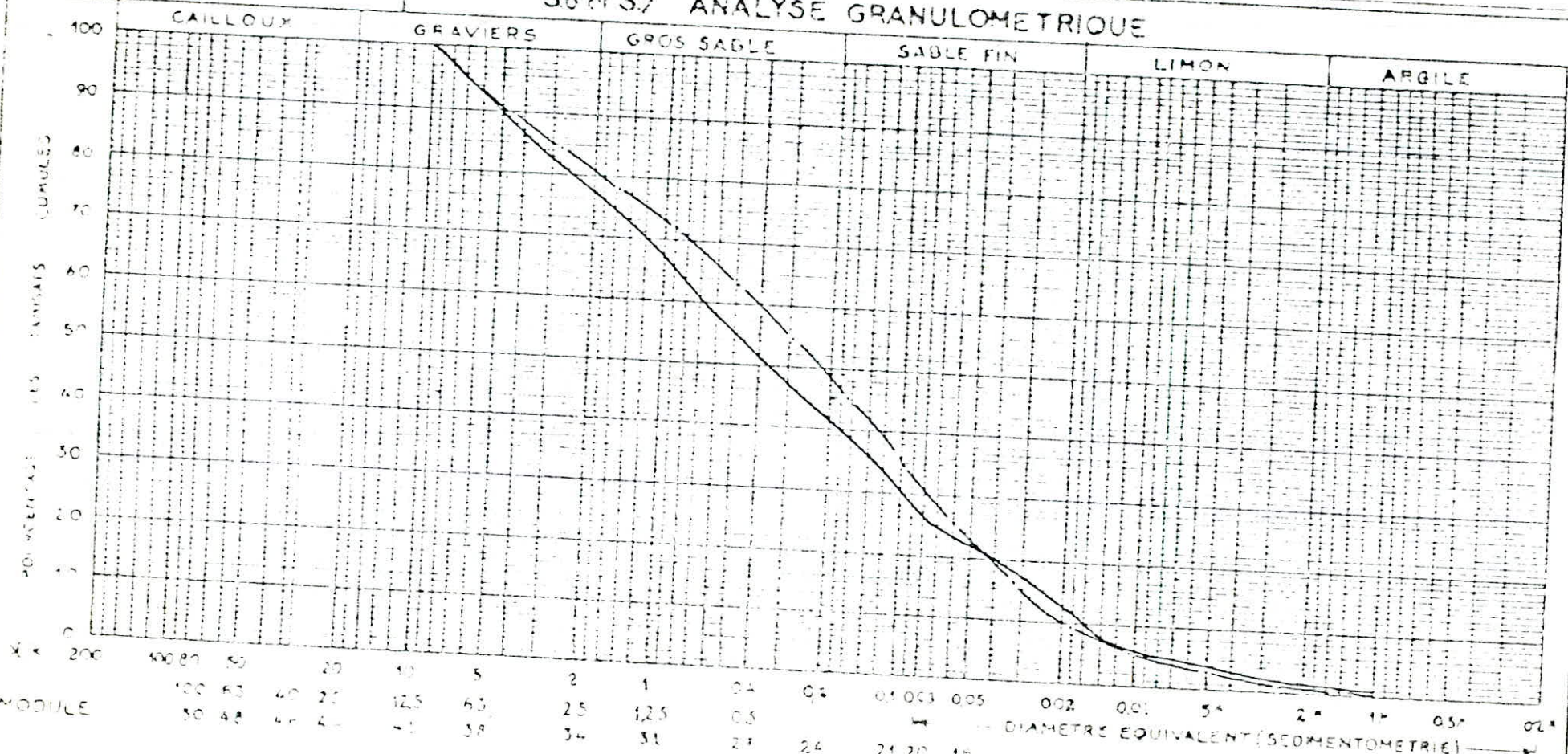
AERODROME GUASGUA

DÉSIGNATION  
DES  
ÉCHANTILLONS

— N°	Site 3	Puit 1	ech 1	Prof 0-70cm
- - N°	" "	Puit 2	ech 2	Prof 0-30cm
- - - N°				

DOSSIER

S6 N° S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



X ← 200 100 50 20 10 5 2 1 0.5 0.25 0.125 0.075  
 MODULE 50 45 40 35 30 25 20 15 12.5 10 7.5 5 4 3 2.5 2 1.5 1 0.75 0.5 0.25 0.125  
 ← DIAMÈTRE ÉQUIVALENT (SEDIMENTOMÉTRIE) →

S6  
 N° S7  
 MISE EN ŒUVRE



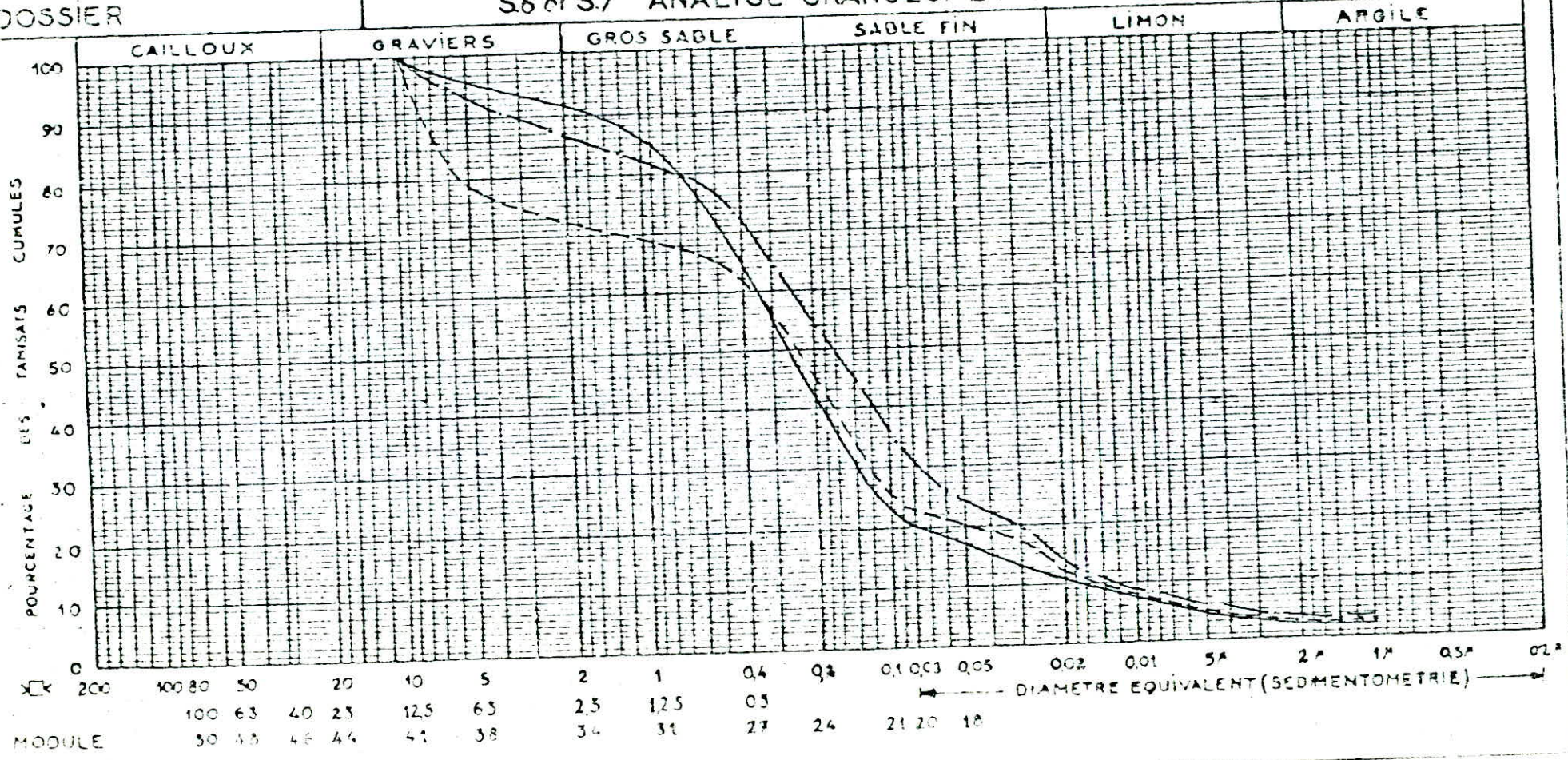
SONATRO

AERODROME QUARSLA

DÉSIGNATION DES ÉCHANTILLONS	N°	Site II	Puit 3	ech 3	Prof 0-80cm	
		"	"	Puit 4	ech 4	Prof 0-80cm
		"	"	Puit 5	ech 5	Prof 0-50cm

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE

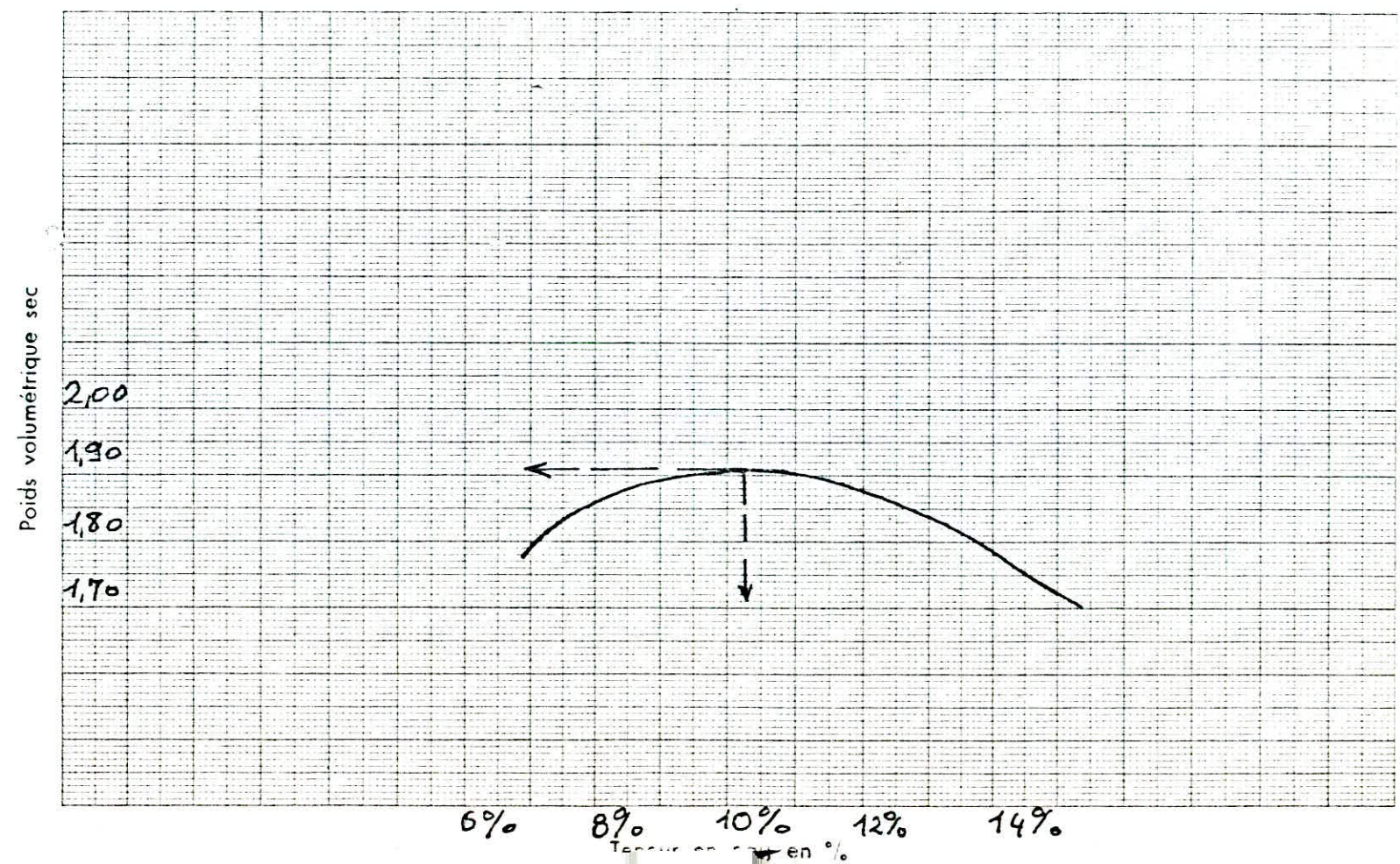


# ESSAI PROCTOR NORM. MODIFIE

ECHANTILLON: T8. C.B  
Prof. 0,20m.

Teneur en eau optimum: 10,10%

Poids volumétrique sec maximum: 1,90



# ESSAI PROCTOR NORMAL MODIFIE

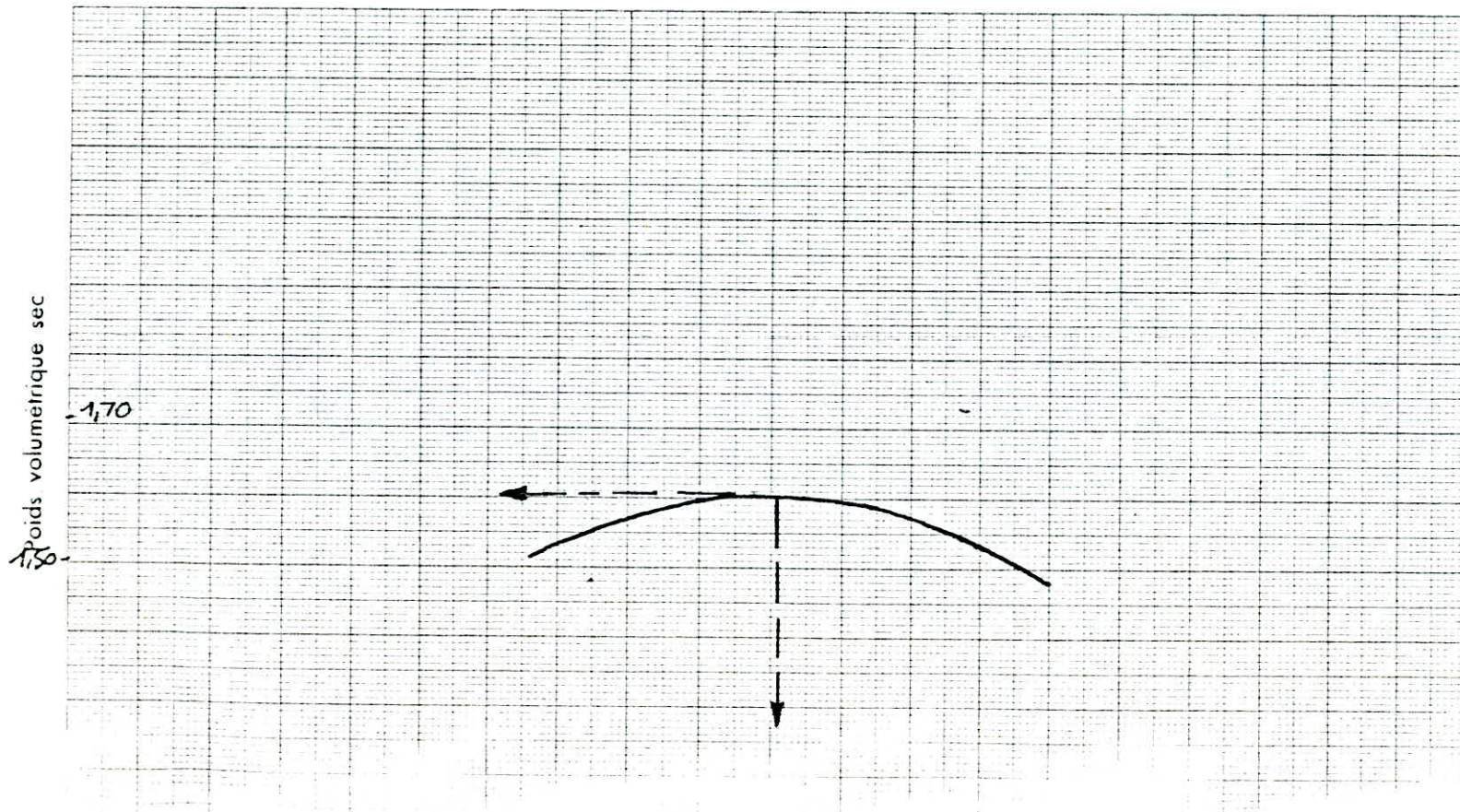
DOSSIER N° : OUARGLA

ECHANTILLON : T2 (C.B)

prof. 0,26m

Teneur en eau optimum : 15%

Poids volumétrique sec maximum : 1,60





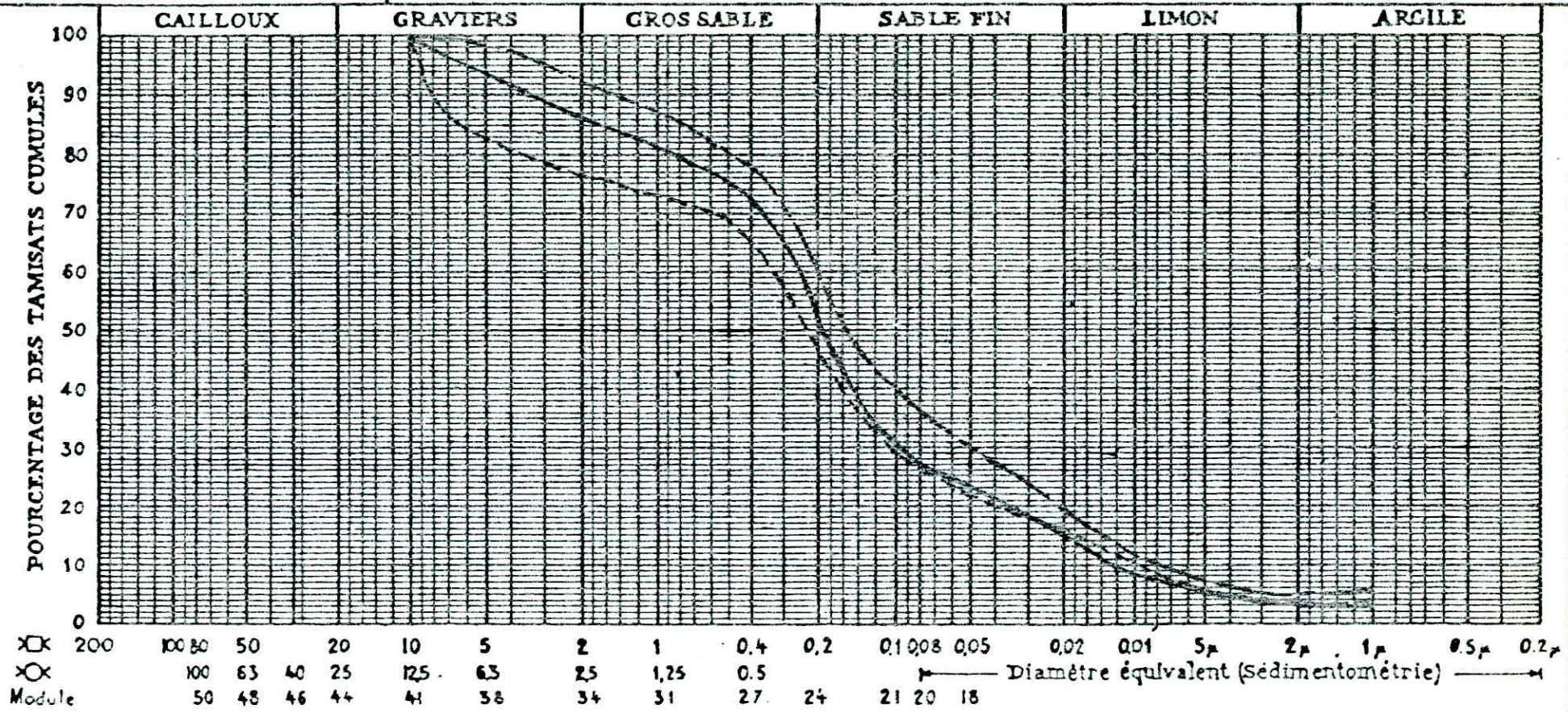
SONATRO

AERODROME OUARGLA

Désignation des échantillons	N°	Site II	Puit 6	ech 6	Prof 0 - 80 cm.
	N°	"	Puit 7	ech 7	Prof 0 - 70 cm.
	N°	"	Puit 8	ech 8	Prof 0 - 20 cm.

DOSSIER:

S. 6 ET S. 7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



%	S. 8			S. 20
	LIMITES D'ATTERBERG			
< 80 $\mu$	L.L.	I.P.	I.R.	E.S.



# **CHAPITRE 2**

# ETUDE GEOMETRIQUE

## 1. INFRASTRUCTURES:

### 1.1: GENERALITES:

Notre étude suit l'étude préliminaire du mois de janvier 1985, établie par la S.A.E.T. Cette partie concerne la description des aménagements ainsi que l'exposé des méthodes et hypothèses ayant conduit à l'élaboration de l'étude sus-citée.

Dans un second temps nous apportons des remarques et suggestions quand au choix qui ont été faites.

### 1.2: SITUATION DE L'AERODROME:

L'aérodrome est situé à sept (07) km environ au sud est de la ville de Ouargla, il est desservi par la RN 156.

Il occupe une plate forme de cote 150 m, dominant légèrement la ville.

Au nord se trouve le "Chott Ain-El-Beïda", au sud le "SIF BAHADI", à l'est les trois pitons et à l'ouest la ville de Ouargla.

L'aérodrome de OUARGLA a été construit sous l'administration coloniale française, vers l'année 1954, et ce à des fins militaires. Au lendemain de l'indépendance, il devint une base mixte à usage civil et militaire.

### 1.3: INFRASTRUCTURES EXISTANTES:

Elles sont énumérées comme suit:

- Une piste existante orientée 20/02 de dimensions 3000 x 45 m (POR compris), avec des accotements de 7,50 m de large et une bande de 55 à 60 m.
- Une voie de circulation de 2632,95 x 18 m.
- Cinq bretelles perpendiculaires aux axes de la piste et de la voie de circulation
  - Bretelle (1) : 465,37 m de long et 20 m de large (465,37 x 20).
  - " (2) : 443,67 x 18 m.
  - " (3) : 249,59 x 18 m.
  - " (4) : 249,79 x 18 m.
  - " (5) : 249,60 x 18 m.
- Une voie de roulement de 1200 x 30 m.
- Un parking civil de 181,19 x 100 m avec une seule bretelle d'accès de 25 m de large.
- Une aire de stationnement de 910 m de longueur, et de largeur variable (79 à 105 m) avec bretelles d'accès à partir de la voie de roulement.

### 1.4: PROBLEME ACTUEL:

L'état de fissuration très avancé en certaines parties de la piste existante (20/02), signifie que la structure de celle-ci est insuffisante pour recevoir le trafic actuel, et en particulier les avions à fort tonnage, type BOEING 727.

Ceci a conduit à l'étude de son renforcement, avec une extension de l'aérodrome.

### 1.5: INFRASTRUCTURES PROJÉTÉES:

Le présent rapport a pour objet l'étude d'exécution de la première phase qui consiste en la construction d'une nouvelle piste orientée 00-18, raccordée aux infrastructures existantes au moyen de bretelles.

Ce projet comprend:

- Une piste de 3000 x 45 (00-18).
- La construction des 125 derniers mètres de la piste existante en structure nouvelle.
- Une bretelle de 595,73 x 25 m issue du PK 0+000 origine de la bretelle (6).

- Junctions de la nouvelle piste avec les marguerites (I) et (II)
- Deux raquettes de manoeuvre, l'une au Pk 2+200 et l'autre au bout.

## 1.6 : NORMES A RESPECTER :

Dans l'étude des infrastructures projetées, nous tiendrons compte des règles techniques de calcul et de conception conformément aux normes internationales imposées par l'OACI, ainsi que des règles adoptées par l'administration algérienne à savoir :

- Le respect des pentes longitudinales et transversales.
- L'aménagement des accotements et bandes de pistes.
- Les raccordement entre bretelles et pistes par des courbes ou congés de raccordement.
- Les distances entre changement de pentes.

## 2. ETUDE PRELIMINAIRE :

### 2.1 : CARACTERISTIQUES DE L'AERODROME :

#### 2.1.1 : CLASSE :

L'article R.222.4 du code de l'aviation civile précise que : « les caractères du trafic aérien dont il est tenu compte pour la classification des aérodomes sont essentiellement :

- La nature du trafic assuré par l'aerodrome.
- La longueur d'étape au départ de l'aerodrome.
- La nécessité d'assurer normalement le service en toutes circonstances

L'aerodrome de OUARGLA est destiné aux services à moyenne distance appelés moyens courriers, les étapes moyennes variant de 1000 à 3000 km

Il sera donc considéré de classe B.

D'après le même article, les avions critiques sont le DC 10-30 et le BOEING 727-200 en ce qui concerne la longueur de piste.

Le B727 ADV 200 subira éventuellement certaines pénalisations car étant particulièrement contraignant en longueur de piste.

#### 2.1.2 : TRAFIC :

Le trafic actuel selon la BAO est composé de :

- 20 mouvements / semaine de C130 de poids maximum 80 t
- 20 mouvements / semaine de AN/12 de poids maximum 64 t
- 10 mouvements / semaine de BE 200 de poids maximum 5,5 t
- 30 mouvements / semaine de F27 de poids maximum 19,73 t
- 30 mouvements / semaine de B737 de poids maximum 50,21 t
- 12 mouvements / année de DC 8 de poids maximum 161,03 t

On note l'absence de prévisions de trafic exactes, toute fois la BAO nous propose 32 mv/jour de BOEING 727-200.

#### 2.1.3 : METEOROLOGIE :

Le recueil de données élimatologiques étudié par l'ENEMA nous fournit l'essentiel des renseignements traditionnels.

##### 2.1.3.1 : Temperature de reference :

Elle decolle de l'ancienne methode de calcul préconisée par l'OACI et qui s'annonce comme suit :

$$T_{ref} = T_1 + \frac{T_2 - T_1}{3} \quad \text{ou} : \begin{array}{l} T_1 : \text{temperature moyenne du mois le plus chaud} \\ T_2 : \text{ " maximal du mois le plus chaud.} \end{array}$$

Pour Ouargla, la temperature de reference est 36,2°C avec :  $T_1 = 33^{\circ}6$  et  $T_2 = 41^{\circ}4$

### 2.1.3.2: PLUVIOMETRIE :

Suite à une étude d'assainissement, nous avons obtenu les renseignements suivants :

- Hauteur moyenne des précipitations 53 mm.
- Nombre moyen de jours où les précipitations ont été supérieur ou égal à 10 mm : 2
- Evaporation moyenne annuelle 3237 mm.
- Nombre moyen de jours d'orage : 5.

La faible valeur des précipitations explique l'aridité des passages environnants.

### 2.1.3.3: GEL :

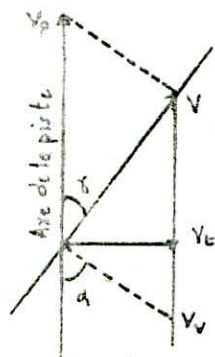
Aucune indication n'a été fournie à ce sujet. L'indice de gel est pratiquement nul. Ce facteur n'interviendra pas dans le dimensionnement du corps de chaussée.

### 2.1.3.4: VENTS

La prise en considération de la force et de la direction des vents dominants est primordiale pour l'orientation d'une piste. Chaque direction est caractérisée par un coefficient d'utilisation qui traduit le pourcentage de cas où la météorologie a été favorable.

#### a. Notion de vent traversier :

Le vent traversier est la composante du vent perpendiculaire à l'axe de la piste. L'atterrissage en vent de travers est une opération délicate qui dépend des caractéristiques de l'avion. Pour chaque classe d'aérodrome, on adopte une force de vent traversier admissible (m/s) notée sous la forme :



$$V_t = V_v \cdot \sin U$$

- avec :
- $V_v$  : Vitesse du vent
  - $U$  : fonction du poids de l'avion.
  - $V_p$  : vitesse propre de l'avion.
  - $V$  : direction du vol.
  - $V_t$  : vent traversier.

#### b. Choix de la valeur admissible du vent traversier :

La recommandation de l'OACI (article 3.1.2 Annexe 14), stipule que la valeur admissible à prendre en compte est de 10 m/s, soit 20 nœuds, pour les avions exigeant une piste dont le type d'identification est A ou B, ce qui est le cas pour OUARGLA.

Toutefois, lorsque le coefficient de frottement longitudinal est insuffisant, cette valeur est ramenée à 13 nœuds, soit 6,5 m/s.

Pour l'aérodrome de OUARGLA, les conditions climatiques étant peu contraignantes (faible visibilité, neige et verglas inexistants, ceci nous conduit à garder la valeur admissible de 10 m/s, toutes conditions d'état de piste confondues.

### C. Table de repartition des vents:

Les données recueillies auprès de l'ENESA, nous conduisent à la repartition suivante sur une année.

$$a = 0 - 5 \text{ m/s}; \quad b = 5 - 15 \text{ m/s}$$

Messe du vent	NORD		N. E		EST		S. E		SUD		S. O		OUEST		N. O		Calme %
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
Janv	5,3	1,2	2,6	1,3	0	0	1,3	0	16,5	2,0	14,3	5,3	8,6	3,3	9,3	2,0	27,0
Fev	12	4,6	6,0	2	3,3	1,3	2	0	12	2,6	7,3	2	6	2	9,3	2,6	25,0
Mars	9,3	8,6	10,3	4,6	5,7	3,6	3,3	0	9,3	2,6	5,3	2,6	5,3	2,6	9,3	2,6	15
Avril	11,6	10	8	9,3	3,7	2,6	4	0	8,6	3,3	5,3	3,1	4,6	2,6	8	5,3	10
Mai	16	9,3	14,4	5,3	10	4,6	4,6	0	7,3	3,3	2,0	2	3,3	2	5,3	2,6	8
Juin	12,6	8	18,6	10	12	6,6	2,6	9	5,3	4	2,6	2	2,6	1,5	3,3	1,3	5
Juil	12	4	22	8,6	13,6	2,6	3,3	0	12	3,3	2,6	0	2	0	4	0	10
Août	14	4	17,3	6,6	11,7	2,9	4	0	12	2,6	3,3	2	3,3	0	5,3	0	11
Sept	22,7	8,6	18,0	4,6	6,6	1,6	2,6	0	10	2,1	4	0	3	0	4,6	1,3	10
Oct	22,6	4	16,6	5,3	4,6	2	0	0	8	3,3	3,3	2	4	0	7	2	15
Nov	17	4,6	6,7	2,6	5,3	0	4,4	0	8,6	2,6	7,3	3,3	4,6	2	7,3	3,3	21
Dec	11,5	3,6	5,0	0	0	0	0	0	8,6	3,3	11,5	4,6	9,3	4,6	14	6,0	18
Moyenne annuelle	13,9	5,9	12,1	5,0	6,4	2,3	2,7	0,2	9,9	2,9	5,7	2,4	4,7	1,7	7,2	2,4	14,6

### d. Representation de la rose des vents:

- Chaque direction de vent est représentée par un secteur d'angle au centre  $45^\circ$ .
- Les vitesses du vent sont figurées par deux cercles concentriques, l'un englobant les valeurs de 0 à 5 m/s et l'autre les valeurs allant de 5 à 15 m/s.
- La moyenne annuelle figure dans chaque trapèze vitesse - azimut.

### e. Calcul du coefficient d'utilisation "Cu":

Pour chaque direction, on trace les tangentes ( $\Delta_1$ ) et ( $\Delta_2$ ) au cercle correspondant à la valeur admissible pour les vents traversiers, soit 10 m/s.

On compte ensuite le rapport des aires situées à l'extérieur et à l'intérieur de la bande, sur chaque secteur, en tenant compte de la moyenne annuelle sur celui-ci.

Le coefficient d'utilisation est obtenu en sommant les rapports aire intérieure - aire extérieure sur chaque secteur.

#### DETAIL DE CALCUL :

\* a  $0^\circ$  : Coefficient d'utilisation.

$$C_u - 100 = \frac{5,909}{17,66} \times 3,1 + \frac{16,79}{17,66} \times 1,42 + \frac{5,909}{17,66} \times 0,12 + \frac{5,909}{17,66} \times 1,47 + \frac{16,79}{17,66} \times 1,05 + \frac{5,909}{17,66} \times 1,47$$

$$\Rightarrow C_u = 95,59 \%$$

\*  $\tilde{\alpha} 22,5^\circ$  : direction NNE :

$$Cu - 100 = \frac{0,08}{17,66} \times 3,1 + \frac{13,42}{17,66} \times 1,42 + \frac{14,09}{17,66} \times 0,12 + \frac{0,08}{17,66} \times 1,47 + \frac{0,175}{17,66} \times 1,78 + \frac{17,79}{17,66} \times 1,05 + \frac{14,39}{17,66} \times 1,47 + \frac{0,08}{17,66} \times 3,63$$

$$- Cu + 100 = 3,247 \Rightarrow Cu = 96,753.$$

\*  $\tilde{\alpha} 45^\circ$  : direction NE :

$$Cu - 100 = \frac{5,564}{17,66} \times 1,42 + \frac{17,38}{17,66} \times 0,12 + \frac{4,516}{17,66} \times 1,78 + \frac{3,799}{17,66} \times 1,05 + \frac{17,39}{17,66} \times 1,47 + \frac{5,0625}{17,66} \times 3,63$$

$$Cu = 100 - 3,734 \Rightarrow Cu = 96,265\%$$

\*  $\tilde{\alpha} 67,5^\circ$  : direction ENE :

$$Cu - 100 = \frac{0,15}{17,66} \times 3,1 + \frac{14,36}{17,66} \times 3,63 + \frac{17,73}{17,66} \times 1,47 + \frac{0,28}{17,66} \times 1,05 + \frac{0,18}{17,66} \times 1,42 + \frac{16,33}{17,66} \times 0,12 + \frac{0,18}{17,66} \times 1,47 + \frac{13,63}{17,66} \times 1,78$$

$$\Rightarrow Cu = 94,36\%$$

\*  $\tilde{\alpha} 90^\circ$  : direction "Est" :

$$Cu - 100 = \frac{16,79}{17,66} \times 3,63 + \frac{16,79}{17,66} \times 1,78 + \frac{6,749}{17,66} \times 3,1 + \frac{6,749}{17,66} \times 0,12 + \frac{6,749}{17,66} \times 1,47 + \frac{6,749}{17,66} \times 1,47$$

$$\Rightarrow Cu = 92,50\%$$

\*  $\tilde{\alpha} 112,5^\circ$  : direction ESE :

$$Cu - 100 = \frac{0,08}{17,66} \times 1,42 + \frac{13,36}{17,66} \times 3,1 + \frac{0,08}{17,66} \times 1,47 + \frac{15,347}{17,66} \times 3,63 + \frac{0,125}{17,66} \times 0,12 + \frac{15,347}{17,66} \times 1,78 + \frac{13,36}{17,66} \times 1,17 + \frac{0,08}{17,66} \times 1,05$$

$$\Rightarrow Cu = 91,82\%$$

\*  $\tilde{\alpha} 135^\circ$  : direction SE :

$$Cu - 100 = \frac{5,512}{17,66} \times 1,42 + \frac{16,79}{17,66} \times 3,1 + \frac{6,412}{17,66} \times 3,63 + \frac{6,412}{17,66} \times 1,78 + \frac{16,79}{17,66} \times 1,47 + \frac{5,512}{17,66} \times 1,05$$

$$\Rightarrow Cu = 92,47\%$$

\*  $\tilde{\alpha} 157,5^\circ$  : direction SSE :

$$Cu - 100 = \frac{0,10}{17,66} \times 3,63 + \frac{13,89}{17,66} \times 3,1 + \frac{13,40}{17,66} \times 1,42 + \frac{0,10}{17,66} \times 1,78 + \frac{13,89}{17,66} \times 1,47 + \frac{13,40}{17,66} \times 1,05$$

$$\Rightarrow Cu = 94,50\%$$

## Tableau Récapitulatif

Direction	N-S	NNE-SSW	NE-SW	ENE-WSW	E-D	ESE-WNW	SE-NW	SSE-NNW
Coefficient d'utilisation	95,59	96,752	96,265	94,36	92,50	91,82	92,47	94,5

Les coefficients d'utilisation aussi obtenus, pour les huit directions classiques, sont reportés sur le graphe direction - coefficient d'utilisation en page suivante.

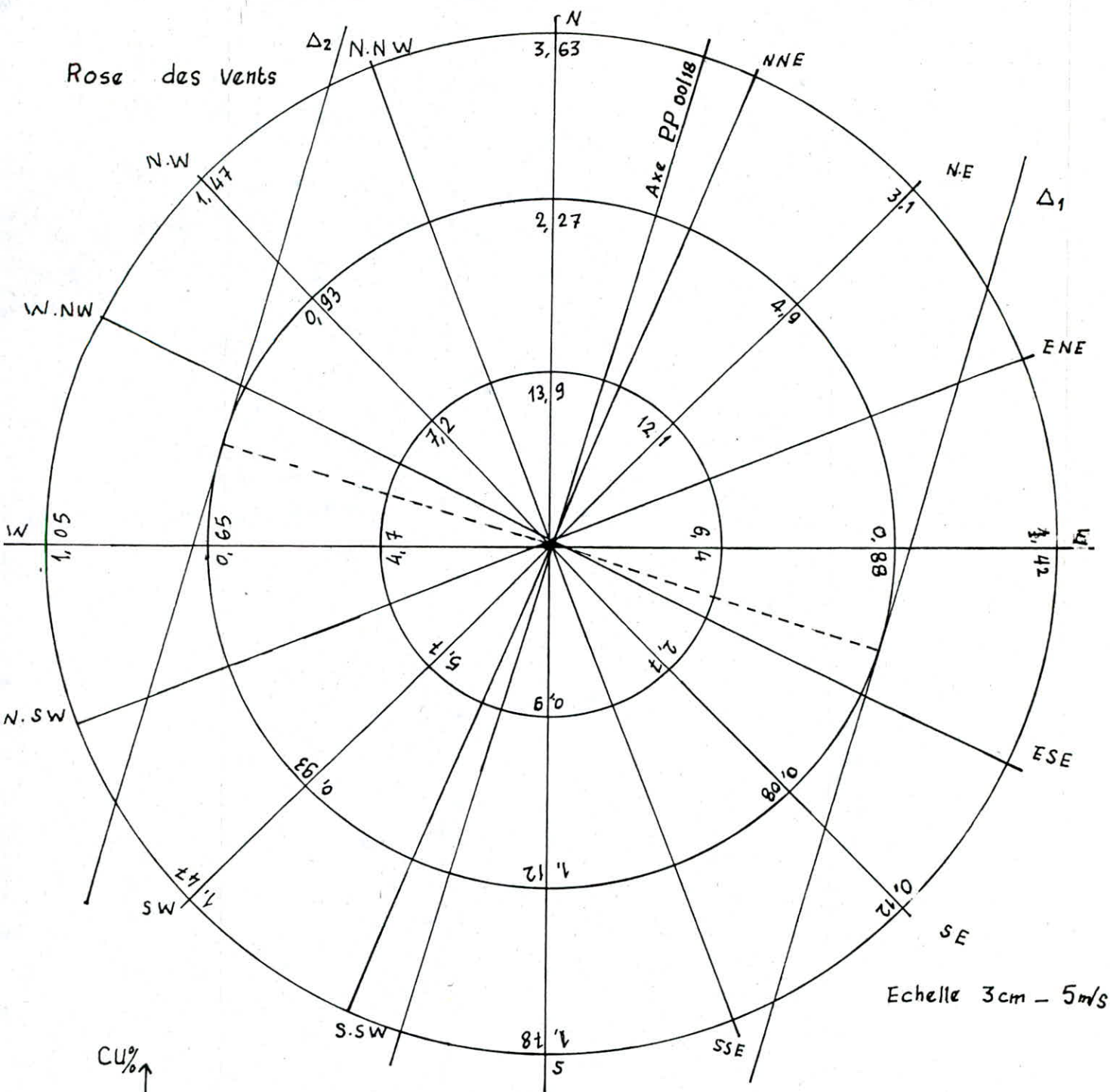
Coefficient d'utilisation pour l'orientation 00/18 :

$$C_u - 100 = \frac{0,91}{17,66} \times 3,1 + \frac{14,99}{17,66} \times 1,42 + \frac{12,59}{17,66} \times 0,12 + \frac{9,66}{17,66} \times 1,47 + \frac{15,29}{17,66} \times 1,05 + \frac{10,79}{17,66} \times 1,47 = 3,31$$

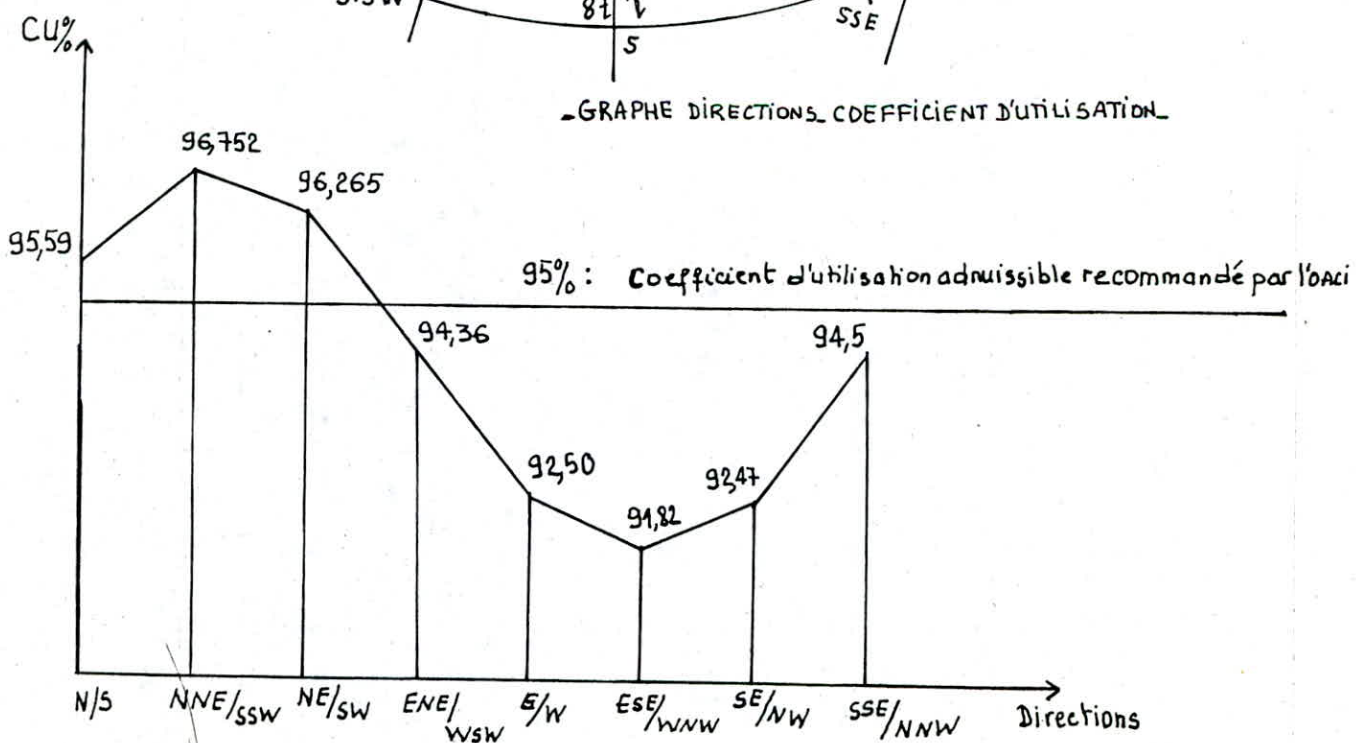
$$\Rightarrow C_u = 100 - 3,31 \Rightarrow C_u = 96,68\%$$

### Conclusion :

L'orientation 00/18 sera maintenue, car son coefficient d'utilisation dépasse le coefficient admissible recommandé par l'OACI qui est de 95% (Ret. Art 3.1.1 Annexe 14).



-GRAPHE DIRECTIONS COEFFICIENT D'UTILISATION-





## 2-2: VERIFICATION DE LA LONGUEUR DE LA PISTE ET CALCUL DE PENALISATION :

Lorsqu'on ne dispose pas de la connaissance exacte du trafic attendu, nous appliquons à la longueur de base des coefficients de correction, établis en fonction de l'état actuel de la flotte aérienne.

La longueur nécessaire de la piste est obtenue en multipliant sa longueur de base par un coefficient forfaitaire N qui tient compte de l'altitude, de la température et de la pente.

Si la longueur projetée est inférieure à la longueur nécessaire, le calcul de pénalité sur le poids de l'avion type s'impose.

### 2.2.1: LONGUEUR DE BASE POUR LA PISTE 00/18

Dans notre cas, le tableau ci-dessus, nous donne les caractéristiques.

Les performances des avions appelés à utiliser l'aérodrome.

Ceci, nous évite de prendre la longueur de base donnée dans le règlement de l'ITAC

Les avions types pris en compte sont : Le B727-200 ; Le BOEING 737-200 et le B747.

TYPE D'AVION	Poids maximal au décollage	Poids maximal à l'atterrissage	Longueur nécessaire pour décollage au niveau du S.L.	Longueur nécessaire pour atterrissage au niveau S.L.
BOEING 737-200	49 <sup>t</sup>	44 <sup>t</sup>	2000 m	1400 m
BOEING 727-200	77 <sup>t</sup>	67 <sup>t</sup>	2800 m	1420 m
BOEING 747	309 <sup>t</sup>	256 <sup>t</sup>	3000 m	2300 m

NOTA: Les longueurs nécessaires sont relevées de l'ouvrage des dispositifs d'atterrissage et de décollage.

### 2.3.2: COEFFICIENT DE CORRECTION N :

$$N \text{ est donné par : } N = \left(1 + \frac{n_1}{100}\right) \left(1 + \frac{n_2}{100}\right) \left(1 + \frac{n_3}{100}\right)$$

#### a. Coefficient d'altitude ( $n_1$ ) :

$$n_1 = \frac{7}{300} h \quad \text{où : } h : \text{ Altitude du point moyen de l'aérodrome, par rapport au niveau de la mer.}$$

On a  $h = 150 \text{ m}$  (Ref. carte aéronautique de l'ENESA)

$$\text{A.N. : } n_1 = \frac{7}{300} \times 150 \Rightarrow n_1 = 3,5\%$$

#### b. Correction de température ( $n_2$ ) :

$$n_2 = T - t \quad \text{où : } T : \text{ température moyenne du mois le plus chaud } T = 33,6^\circ\text{C}$$

$t$  : température de l'atmosphère standard. Elle est de  $15^\circ\text{C}$  au niveau de la mer, et diminue de  $0,0065^\circ\text{C}$  par mètre d'altitude

$$t = 15 - 0,0065 \times 150 = 14,025^\circ\text{C}$$

$$\text{d'où } n_2 = 33,6 - 14,025 \Rightarrow n_2 = 19,575$$

### C - Correction de pente ( $n_3$ ):

Elle est définie par les règles françaises :

$$P \leq 1\% \Rightarrow n_3 = 1,5P$$

$$P > 1\% \Rightarrow n_3 = 5P - 1,5$$

où :  $P$  : valeur absolue de la pente de la piste exprimée en %. Elle est calculée en divisant la différence d'altitude entre les deux extrémités de la piste par sa longueur.

$$P = \frac{151,93 - 140,713}{3000} = 0,374\%$$

$$P < 1\% \Rightarrow n_3 = 1,5 \times 0,374 \Rightarrow n_3 = 1,309$$

### 2.2.3 : LIMITATION D'EMPLOI DES CORRECTIONS FORFAITAIRES :

Les coefficients de correction déterminés précédemment, ne sont valables que lorsque la correction cumulée d'altitude et de température ne dépasse pas 3,5% (Recommandation de l'OACI)

Dans notre cas, on a :  $\left(1 + \frac{19,575}{100}\right) \left(1 + \frac{3,5}{100}\right) = 1,23\% < 3,5\%$

Ceci nous permet d'achever le calcul de  $N$ .

### 2.2.4 : LONGUEUR NECESSAIRE ET CALCUL DE PENALISATION :

a - Coefficient de correction  $N$ :

$$N = \left(1 + \frac{n_1}{100}\right) \left(1 + \frac{n_2}{100}\right) \left(1 + \frac{n_3}{100}\right) = \left(1 + \frac{3,5}{100}\right) \left(1 + \frac{19,575}{100}\right) \left(1 + \frac{1,309}{100}\right)$$

$$N = 1,254\%$$

b - Longueur corrigée nécessaire au décollage:

BOEING 737-200 :  $L = (2000 \times 1,254) = 2508 \text{ m}$ .

BOEING 727-200 :  $L = (2800 \times 1,254) = 3511 \text{ m}$ .

BOEING 747 :  $L = (3000 \times 1,254) = 3762 \text{ m}$ .

Les longueurs corrigées à l'atterrissage sont inférieures à la longueur projetée, soit 8000m.

c. Calcul de pénalisations :

Les valeurs des pénalités sont lues sur les monogrammes du manuel d'aérodromes (C.7020 - A1865 - 1<sup>ère</sup> Partie).

Les pénalisations sur le poids au décollage seront :

Type d'Avion	Poids max décollage	Poids autorisé	PENALISATION
B 737 - 200	49t	49t	0
B 727 - 200	77t	74,5t	2,5t
B 747	309t	297t	12t.

### 3: ETUDE GEOMETRIQUE

#### 3.1: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES ACCOTEMENTS, BANDES ET PISTE :

Piste N°	Longueur (m)	Largeur (m)	Largeur de Bande (m)	Accotements (m)	Pente moyenne %	Pente max
00/18	3000	45	2x45	2x7,50	0,421	0,901
20/10	2965,3	45	2x45	2x7,50		

PROFILS EN TRAVERS - PISTE 00/18		
PISTE 00/18	Accotements	Bande
Profil en toit de 1% sur toute la longueur	1,5%	- 2% sur les 20m premiers - Les 25m derniers de chaque côté ont une pente de 1%

P <sub>k</sub>	Cotes du projet	Pente au sommet (%)	Rayon
0 - 175	141,15		
0 - 100	141,33	+ 0,24	0
0 + 607	141,08	- 0,082	100 000
1 + 150	142,71	0,433	103 700
1 + 745	142,97	0,118	84 315
2 + 345	146,31	0,617	204 450
3 + 000	152,00	0,901	0
3 + 100	152,50	0,5	

#### 3.1.2: VERIFICATIONS DIVERSES:

1/ Pente moyenne de la piste :

Elle est obtenue en divisant par la longueur totale, la différence entre la cote maximale et la cote minimale. soit :  $p = (152 - 141,08) : 3000 = 0,36\%$   
 Cette valeur est de loin inférieure à la pente maximale admissible (1%).

2/ La pente maximale de 0,901% est inférieure à la pente admissible (1,25%).

3/ Distance entre changement de pente.

### 3/ Verification des distances entre changements de pente

Points d'intersection	X %	Y %	Z %	R (m)	D (m)	L (m)
P <sub>K</sub> 0 + 607 P <sub>K</sub> 1 + 150	-0,00895 +0,048	+0,300 +0,317	0,0436 0,284	100 000	302	543
P <sub>K</sub> 1 + 150 P <sub>K</sub> 1 + 745	-0,00349 +0,30	+0,087 +0,0436	0,429 0,556	103 700	448	595
P <sub>K</sub> 1 + 745 P <sub>K</sub> 2 + 345	+0,0436 +0,686	+0,556 +0,826	0,868 0,902	84 315	482	600

On observe bien que la distance L entre les points d'intersection des tangentes est supérieure au produit de la somme des valeurs absolues de changements de pente par le rayon correspondant.

$$D = (|x-y| + |y-z|) R \quad \text{avec } R: \text{ rayon de raccordement.}$$

4/ La largeur de la piste 00/18, soit 45m est conforme à la recommandation de l'OACI pour les aérodrôme de classe B

5/ La largeur des accotements et des bandes stabilisées est conforme à la recommandation 3.3.5 de l'annexe 14 qui stipule : Il est recommandé que toute bande à l'intérieur de laquelle s'inscrit une piste avec approche à vue s'étende latéralement sur toute sa longueur, de part et d'autre de l'axe de la piste et de ses prolongement d'arrêt, jusqu'à une distance de 75 m, pour une piste de catégorie B

### 3.2: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA BRETELLE GA :

La largeur de la chaussée est de 25m avec un profil en toit de 1%.

Les accotements ont une largeur de 9,50 m avec une pente de 1,5%.

La bande stabilisée s'étend sur 4m de largeur de part et d'autre avec une pente de 2%.

Profil en long :

P <sub>K</sub>	Pente entre sommets	Rayon	cotes du Projet (m)
0 + 000 0 + 22,50	0,978 %	0	142,53 142,31
0 + 22,50 0 + 572,36	-0,206 %	0	141,181
0 + 572,36 0 + 595,73	1,0916 %	0	141,436

La pente moyenne de la bretelle est de 0,906 %.

La pente maximale soit 1,0916 % est inférieure à la valeur admissible (1,25 %).

### 3.3: CONCLUSION :

Les caractéristiques géométriques de la nouvelle piste 00/31, et de la bretelle de liaison A sont conformes aux règlements et recommandations de l'OACI.

## 4. DIMENSIONNEMENT

### 4.1 : GENERALITES ET DEFINITIONS

#### 4.1.1 : CHAUSSEES SOUPLES :

Une chaussée souple comporte en général de haut en bas :

- Une couche de surface composée d'une couche de roulement et éventuellement d'une couche de Poisson. Cette couche assure un rôle fonctionnel (étanchéité, uni, rugosité) et un rôle structurel.

- Une couche de base qui assure essentiellement un rôle structurel en diffusant et en diminuant les contraintes sur la couche de fondation et le sol support.

- Une couche de fondation qui assure un support à la couche de base et permet un bon compactage de cette dernière.

La couche de fondation participe à la répartition des contraintes sur le sol support.

- Une sous-couche qui évite la remontée des eaux de la nappe phréatique, et empêche la contamination des couches supérieures du corps de chaussée par les fines argileuses.

Le critère retenu pour le dimensionnement des chaussées souples, est celui de la contrainte verticale  $\bar{\sigma}_z$  au niveau du sol support.

La formule CBR utilisée pour le calcul des abaques a été établie expérimentalement par le corps of ENGINEERS AMERICAIN. Elle est la suivante :

$$e = \sqrt{\frac{P}{10,2 q}} \left[ 4,231 - 5,013 \log \frac{CBR}{q} + 2,426 \left( \log \frac{CBR}{q} \right)^2 - 0,473 \left( \log \frac{CBR}{q} \right)^3 \right]$$

où : P : est la charge par atterrisseur.

q : la pression de gonflage.

Le dimensionnement d'une chaussée souple comporte cinq étapes :

- Prévission du trafic.
- Détermination des caractéristiques du sol support.
- Recensement des facteurs climatiques.
- Détermination d'une épaisseur équivalente.
- Choix d'une constitution de la chaussée.

#### 4.1.2 : CHAUSSEE RIGIDE :

Une chaussée rigide comporte en général de haut en bas :

- Une dalle de béton :

Par suite de la rigidité du béton, les contraintes verticales appliquées sur la fondation par une dalle de béton chargée sont faibles.

La dalle assure la répartition des efforts dus aux charges par mobilisation de sa résistance à la flexion. Par conséquent, le critère de dimensionnement d'une chaussée rigide est basé sur la limitation de la contrainte de traction par flexion du béton.

- Une couche de fondation : Elle intervient comme terme correctif du module de réaction du sol support. Par ailleurs, elle doit assurer la continuité de l'appui des dalles au droit des joints, s'opposer au gonflement, à la remontée des fines et offrir une surface stable pour le déroulement des travaux de bétonnage.

- Une sous-couche dont le rôle est anti-capillaire et anti-contaminatoire.

La contrainte admissible de traction par flexion du béton est donnée par :

$$\bar{\sigma}' = \frac{F_{t90}}{C_s} \quad \text{où : } F_{t90} : \text{résistance de traction par flexion à la rupture mesurée à 90 jours}$$

C<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité qui dépend du type de joint.

## 4.2 : CHOIX DE LA CHARGE DE CALCUL :

### 4.2.1 : MASSE DE L'AVION :

IL est nécessaire de recenser pour chaque type d'avion la masse au décollage ( $M_d$ ) pour un dimensionnement forfaitaire et les masses au décollage et à l'atterrissage pour un dimensionnement optimisé.

### 4.2.2 : CHARGES UTILISÉES DANS LES CALCULS :

L'espacement entre atterrisseurs pour les avions actuels, est tel qu'il est justifié d'étudier séparément chaque atterrisseur.

L'atterrisseur principal est en général le plus contraignant. Dans les calculs, nous ferons intervenir la charge par atterrisseur. Les abaques des avions les plus utilisés actuellement sont tracés selon cette règle.

### 4.2.3 : PONDÉRATION DE LA CHARGE SELON LA FONCTIONS DES AIRES :

Chaque type d'aire doit être dimensionné séparément pour tenir compte des conditions différentes de sollicitations. Ceci s'illustre par le fait que tout en étant soumises aux mêmes charges, deux chaussées de même structure peuvent subir des fatigues différentes.

Pour une piste dotée d'une voie de circulation, le tableau suivant donne les coefficients de pondération, selon la fonction des aires.

AIRES de MOUVEMENT	COFF de PONDÉRATION
PISTE	1
Aire de Stationnement	1,2
P O R	0,5
Bretelle	1
Accotements	0,7

## 4.3 : DIMENSIONNEMENT FORFAITAIRE :

Le dimensionnement forfaitaire est fonction d'une charge normale que la chaussée doit supporter. Il ne prend en compte que l'avion le plus contraignant pour un trafic normal de 10 mouvements par jour.

### 4.3.1 : PRINCIPE :

Le calcul est fait sur chaque partie d'aire définie selon les indications du paragraphe 4.2.3. Il permet de calculer l'épaisseur équivalente totale d'une chaussée, en fonction d'une charge normale de calcul  $P''$  obtenue à partir d'une charge réelle pondérée  $P'$  avec un nombre réel de mouvements journaliers donné par le trafic.

La charge réelle pondérée  $P'$  est elle-même obtenue à partir de la charge maximale sur l'atterrisseur principal.

Les abaques, caractéristiques de chaque type d'avion nous permettent de lire la valeur de l'épaisseur équivalente cherchée, connaissant la charge  $P''$  et le CBR du sol support.

### 4.3.2 : EXPOSE DE LA METHODE DE CALCUL :

Données du trafic sur l'aire  
considérée

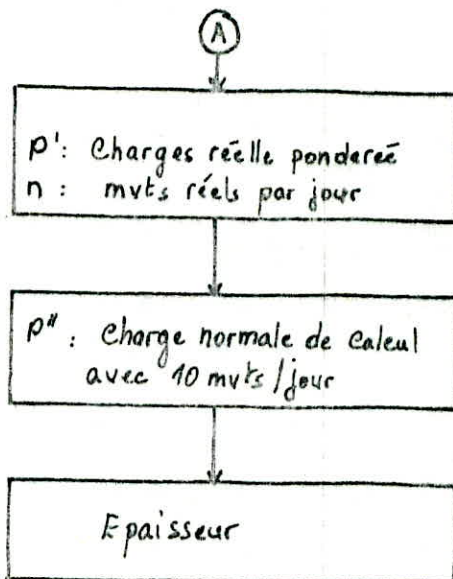
$P$ : Charge réelle  
 $n$ : mouvements réels par jour

A

Pondération selon la fonction de l'aire

Conversion de la charge  $P'$  considérée à  $n$  mvts/jours en une charge  $P''$  pour 10 mvts/jour

Utilisation des abaques ou des formules de dimensionnement pour l'atterrisseur considéré.



#### 4.3.3 : INTENSITE DU TRAFIC ET DURÉE DE VIE :

Le trafic normal de 10 mvts/jours pendant une durée de vie 10 ans a été retenu par convention. La correction de la charge réelle pondérée en fonction du trafic, consiste à partir d'un couple  $(P', n)$  et à se ramener au couple  $(P'', 10)$ .

La relation entre ces deux couples est la suivante :

$$P'' = \frac{P'}{C_T} \quad (1)$$

$$C_T = 1,2 - 0,2 \log n \quad (2)$$

où :

$C_T$  : Coefficient de correction des charges réelles pondérées selon l'intensité du trafic.

La valeur du coefficient  $C_T$  est limitée à 1,2 en borne supérieure.

Lorsque la valeur calculée par la relation (2) est supérieure à 1,2, il est recommandé d'utiliser le dimensionnement optimisé.

#### 4.4 : DIMENSIONNEMENT OPTIMISÉ :

Le dimensionnement optimisé est utilisé lorsque doivent être considérés plusieurs types d'avions quelque aussi contraignants les uns que les autres.

##### 4.4.1 : PRINCIPE :

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

##### 4.4.2 : EXPOSÉ DE LA METHODE DE CALCUL :

a. Le calcul est conduit pour chaque aire de finie au paragraphe 4.2.3

b. Tous les modèles d'avions sont recensés :

- Deux modèles du même avion sont considérés comme différents, si les caractéristiques de leurs atterrisseurs sont différents (nombre de roues, disposition, pression de gonflage).
- Plusieurs charges réelles  $P_{ij}$  peuvent être considérées par modèles (i), avec leur nombre de mouvements réels  $n_{ij}$ , et sont transformés en charges  $P'_{ij}$  pour tenir compte de la fonction de l'aire.

c. En vue d'un calcul itératif, une épaisseur initiale est choisie. Elle correspond à la plus grande des épaisseurs obtenues, pour chaque type d'avion considéré, par la méthode forfaitaire.

d. La charge admissible  $P_{oi}$  est déterminée à partir des abaques chemise souple ou rigide, pour chaque avion (i).

e - Pour chaque modèle d'avion (i), les  $n_{ij}$  mouvements réels de chaque charge réelle pondérée  $P'_{ij}$ , sont convertis en  $n'_{ij}$  mouvements équivalents à la charge admissible  $P_{oi}$ .  
 Pour cela pour chaque modèle d'avion (i) et chaque charge  $P'_{ij}$  :

- le rapport  $R_{ij} = \frac{P'_{ij}}{P_{oi}}$  est calculé. Ce rapport ne doit pas dépasser 1,2. Si les valeurs sont dépassées, le calcul  $P_{oi}$  est recommencé à la séquence (c) avec une épaisseur initiale majorée.

- Le coefficient de pondération  $C_{Pij}$  des mouvements réels est donné par la relation :

$$C_{Pij} = 10^{5(R_{ij}-1)}$$

- Le nombre de mouvements équivalents est donné par :

$$n'_{ij} = n_{ij} \times C_{Pij}$$

f - le nombre total de mouvements équivalents est calculé en additionnant tous les mouvements équivalents  $n'_{ij}$ . Ce nombre est aussi appelé trafic équivalent.

g - Si le trafic équivalent est inférieur à 36500, l'épaisseur essayée est trop grande et le calcul doit être repris depuis la séquence (c) avec une épaisseur plus petite.

Au contraire, si le trafic équivalent est supérieur à 36500, l'épaisseur essayée est trop petite et le calcul est repris depuis la séquence (c) avec une épaisseur plus grande.

Des itérations sont ainsi effectuées jusqu'à trouver l'épaisseur telle que le trafic équivalent soit le plus proche possible de 36500.

#### 4.4.3 : INTENSITE DU TRAFIC - DURÉE DE VIE :

Le dimensionnement optimisé prend en compte le nbre de mouvements prévus et la durée de vie envisagée.

#### 4.4.4 : CALCUL DE L'ÉPAISSEUR DE LA CHAUSSEE :

Nous devons disposer des données suivantes :

- les prévisions du trafic sur la durée de vie choisie.
- le CBR du sol support (chaussées souples).
- Le module de réaction corrigé  $K$  du sol support, et la contrainte admissible de réaction par flexion du béton (chaussées rigides).

#### 4.5 : APPLICATION À NOTRE ETUDE :

La valeur 11 de l'indice CBR a été retenue suite aux résultats de l'étude géotechnique publiée par le LNTF sud.

Le module de réaction du sol support, proposé par le LNTF sud pour le dimensionnement de chaussées rigides est de  $7,7 \text{ Kg/cm}^3$ .

#### 4.5.1 : DIMENSIONNEMENT DE LA NOUVELLE PISTE 00/18 :

##### A : STRUCTURE SOUPLE :

##### A-1 : METHODE DE DIMENSIONNEMENT PARFAITAIRE :

Les hypothèses sur le trafic, parues dans le rapport de la DIB de OUARGLA, pour les plus contraignants, sont les suivantes :

BOEING 727 - 200 : 32 mvts/jour.

HERCULE C 130 : 20 mvts/jour.

DC 8 : 1 mvts/jour.

Le tableau suivant donne les épaisseurs équivalentes totales obtenues, pour chaque type



Type d'Avion	$P_t$ (t)	$P$ (t)	$P'$ (t)	$n$	$C_T$	$P''$ (t)	Epaisseur $e_{01}$
DC 8 - 63	161,03	76,65	76,65	1	1,2	63,875	58
C 130	80	38	38	20	0,9398	40,434	50
BOEING 727-200	78,1	36,23	36,23	32	0,899	40,30	59

A. 2: METHODE OPTIMISEE :

Le trafic actuel, donc à l'année zéro est le suivant :

20 mvts/semaine de C130 de poids max 80t.

12 " l'année de DC 8 de poids max 161,03t.

En vue d'un dimensionnement optimisé, nous proposons un taux d'accroissement annuel du trafic de 10% pour ces deux types d'avions.

Pour le B727-200 nous garderons 32 mvts/jour, car cet avion ne figure pas dans le trafic actuel.

$N$  étant le nombre de mouvements comptabilisés à l'année zéro, le trafic cumulé sur une durée de vie de 10 ans a pour valeur :

$$N [ 1 + (1+p) + (1+p)^2 + \dots + (1+p)^9 ]$$

soit :  $N \cdot \frac{(1+p)^{10} - 1}{p}$   $p$ : taux annuel d'accroissement

pour :  $p = 0,10$  on a  $N \cdot \frac{(1,1)^{10} - 1}{0,1} = 15,94 N$

Tableau masses/mouvements

Type d'Avion	Charge totale (t)	Nbre de mvts réels
C 130	80	15 302
DC 8	161,03	191
B727-200	78,1	116 800

Calcul d'une épaisseur initiale :

Type d'Avion	$P_t$ (t)	$P' = P$ (t)	Trafic cumulé	Trafic moyen mvts/jour	$C_T$	$P'' = P'/C_T$	épaisseur $e_{01}$
C 130	80	38	15302	4,19	1,075	35,351	44
DC 8 - 63	161,03	76,65	191	0,053	1,2	63,875	58
B727-200	78,1	36,3	116800	32	0,899	40,378	59

Pour le calcul itératif, on prendra une épaisseur initiale :  $e_0 = 59 + 2 = 61 \text{ cm}$ .

Tableau des iterations :

$e_0 = 61 \text{ cm}$

Avion	$P'_t$	$P_{t_0}$	$R = P'_t/P_{t_0}$	CP	Mnts réels	Mnts équivalents
C130	80	128,4	0,623	0,013	15302	199
DC8-63	161,03	159,6	1,008	1,096	191	210
B727-200	78,1	97	0,805	0,106	116800	12381
						12790

$e_1 = 60 \text{ cm}$

Avion	$P'_t$	$P_{t_0}$	$R = P'_t/P_{t_0}$	CP	n	n'
C130	80	124	0,645	0,0168	15302	257
DC8-63	161,03	151,3	1,064	2,089	191	399
B727-200	78,1	91,6	0,852	0,182	116800	21258
						21914

$e_2 = 59 \text{ cm}$

Avion	$P'_t$	$P_{t_0}$	$R = P'_t/P_{t_0}$	CP	n	n'
C130	80	122	0,656	0,019	15302	290
DC8-63	161,03	147	1,096	3,019	191	576
B727-200	78,1	86,9	0,898	0,303	116800	36091
						36957

B. STRUCTURE RIGIDE :

Le rapport du LTPS nous fixe un module de réaction du sol de  $7,7 \text{ kg/cm}^3$  et une contrainte réaction par flexion admissible de  $6 \text{ MPa}$  à 90 jours. Pour le calcul de la contrainte admissible de réaction par flexion du béton, nous considérons les deux possibilités suivantes :

- 1<sup>er</sup> Cas : La fondation n'est pas traitée :

Vue l'importance des variations thermiques journalières, l'instruction du STBA relative au dimensionnement des chaussées rigides, nous préconise un coefficient de sécurité  $C_s = 2,6$

- 2<sup>er</sup> Cas : Fondation traitée :

La mise en place de rainures et languettes, diminue la valeur du coefficient de sécurité elle-ci est ramené à  $1,8$ .

L'épaisseur de la couche de fondation, soit  $30 \text{ cm}$  de sable gypseux, corrige le module de réaction du sol à  $8,4 \text{ kg/cm}^3$  (REF. abaque 2 - Page 28 - STBA).

Ce dimensionnement forfaitaire suffit dans le calcul des chaussées rigides, vue la faible variation des épaisseurs en fonction des charges.

Détermination de l'épaisseur réelle de la dalle de béton :

hypothèse de calcul:  $C_s = 2,6$  ;  $\bar{\sigma}_{bt} = 2,3 \text{ MPa}$  ;  $K = 8,4 \text{ Kg/cm}^3$

Avion	$P' = P$ (T)	$n$ : mult. réels	CT	$P''$ (T)	épaisseur (cm)	Épaisseur retenue
C130	38	20	0,9398	40,434	31	38 cm
DB-63	76,65	1	1,2	63,875	37	
B727-200	36,23	32	0,899	40,30	38	

hypothèse de calcul:  $C_s = 1,8$  ;  $\bar{\sigma}_{bt} = 3,3 \text{ MPa}$  ;  $K = 8,4 \text{ Kg/cm}^3$

Avion	$P' = P$ (T)	$n$ : mult. réels	CT	$P''$ (T)	Épaisseur (cm)	Épaisseur retenue
C130	38	20	0,9398	40,434	24	30 cm
DC8-63	76,65	1	1,2	63,875	28	
B727-200	36,23	32	0,899	40,30	30	

### C. DIMENSIONNEMENT DES ACCOTEMENTS:

D'après le STBA, on pondère la charge réelle de 0,7 pour le dimensionnement des accotements.

Nous appliquerons la méthode forfaitaire, en tenant compte du Boeing 727-200 car c'est l'avion plus contraignant.

Avion	$P$ (T)	$P' = 0,7P$ (T)	$n$	CT	$P'' = P'/CT$	Épaisseur équivalente totale
B727-200	36,23	25,36	32	0,899	28,21	47 cm

### Conclusion :

Les épaisseurs équivalentes totales retenues pour les différentes parties de la nouvelle piste 09/31 sont les suivantes :

La bretelle GA aura la même épaisseur équivalente que la piste, car étant dimensionnée avec la même charge pondérée.

Structure souple		Structure Rigide	
Partie	Ep. Equi totale	Désignation	Épaisseur réelle de la dalle
Centrale sur 2400m	59 cm	2x300 m d'about et POR	30 cm
Accotements	47 cm		
BRETELLE GA	59 cm		38 cm

Le choix des structures de Corps de chaussée, apparaîtra dans les parties suivantes après étude sur les matériaux susceptibles d'être utilisés.

### 4.5.2 : DIMENSIONNEMENT DE L'AIRE DE STATIONNEMENT :

D'après les recommandations du STBA cette aire sera dimensionnée avec un coefficient de pondération des charges réelles égal à 1,2.

Au vu de la concordance des méthodes optimisée et forfaitaire lors du calcul de la piste, nous optons pour un dimensionnement forfaitaire de l'aire de stationnement.

L'avion le plus contraignant est le BOEING 727/200.

Avion	$P$ (T)	$P' = 1,2P$ (T)	CT	$P''$ (T)	Épaisseur adoptée
B727-200	36,3	43,6	0,899	48,5	65 cm

# CHAPITRE 3

# LA GRAVE-EMULSION

## PREMIERE PARTIE:

Les Constituants:

### I.1: Graves:

Définition:

Une grave est un mélange naturel ou non à granularité continue de cailloux, de graves et de sable (gros sable et sable fin) avec présence de particules plus fines.

Pour la couche de base, les dimensions sont telles que

$14\text{mm} \leq D \leq 20\text{mm}$ , permettent d'obtenir une bonne homogénéité en facilitant le malaxage et en réduisant la ségrégation. Elle contribue à l'obtention d'un bon uni.

### I.2: Emulsions:

Définition:

Une émulsion est une dispersion intime de deux produits insolubles l'un dans l'autre, constituant deux phases séparées:

- La phase dispersée ou discontinue peut être un liquide plus ou moins visqueux.
- La phase dispersante ou continue qui est un liquide.

Pour fabriquer une émulsion, il faut aussi un émulsif. Le rôle de celui-ci a un double but:

- 1: Faciliter l'émulsification en abaissant la tension interfaciale entre les deux phases.
- 2: Stabiliser le produit en se fixant à la périphérie des globules dispersés.

On distingue deux types d'émulsion en fonction de la nature de leurs phases.

- a) Les émulsions du type "huile dans l'eau" dites directes: qui sont constituées d'un liquide hydrocarboné dispersé dans l'eau.
- b) Les émulsions inverses du type "eau dans l'huile" qui sont constituées d'eau dispersée dans un liquide hydrocarboné. Les deux phases sont séparées par un film protecteur d'émulsifiant dont les molécules tapissent la surface des molécules. Ces molécules ont une partie apolaire qui a une affinité pour la phase hydrocarbonée, leur partie polaire émerge dans l'eau et crée en s'ionisant des charges électriques à la surface des particules.

Le signe de ces charges confère aux émulsions un caractère anionique ou cationique. Les émulsions de bitume les plus utilisées sont cationiques; elles doivent être à rupture lente afin que l'essentiel de la rupture se produise entre la sortie du malaxeur et le début du compactage.

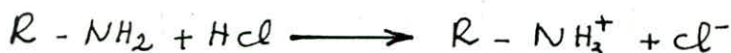
Les émulsions de bitume sont définies par leur granulométrie et leur composition:

- Nature et quantité de liant, d'émulsifiant, d'acide, qui déterminent leurs caractéristiques physico-chimiques,  $\text{pH}$ , intensité des répulsions électrostatiques et leurs caractéristiques technologiques: stabilité, vitesse de rupture adhésivité et viscosité

Caractéristiques technologiques des émulsions:

#### 1. Aspect théorique

La partie polaire s'ionisant pour l'émulsifiant cationique:

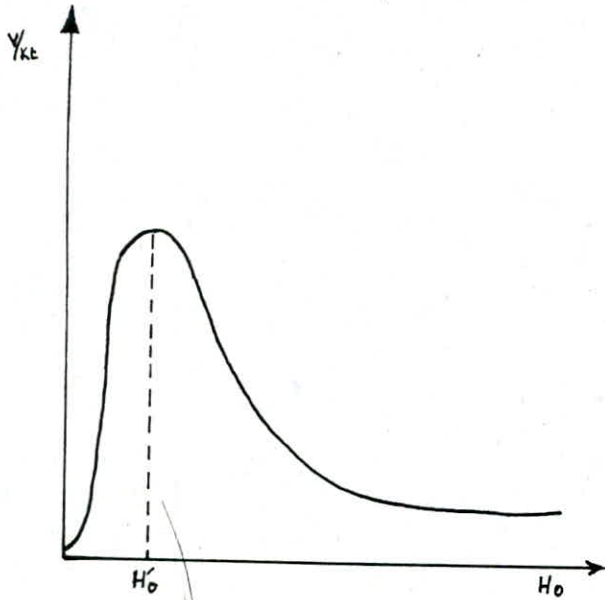


On a d'abord attaque du matériau calcaire par l'acide contenu dans la phase aqueuse et formation d'un chlorure de calcium.

La particule de liant se comporterait comme un condensateur formé de deux sphères concentriques :

Lorsque deux particules chargées se trouvent en présence l'une de l'autre, il existe une répulsion électrostatique et une attraction due aux forces de VAN DER Waals.

Verwey a donné l'équation sous forme simplifiée :  $V = -\frac{m}{H_0} + Pe^{-KH_0}$



où :

H<sub>0</sub> : distance entre les particules.

K : Constante de Boltzmann.

P, m : Constantes.

On voit que lorsque H<sub>0</sub> décroît, le potentiel s'opposant au mouvement devient de plus en plus fort jusqu'à une certaine limite, puis se met à décroître, ainsi donc, les forces de Van der Waals ont de plus en plus d'importance.

**LA RUPTURE :** Elle est caractérisée par l'indice de rupture qui est caractérisée par :

1) Facteurs liés à l'émulsion :

La vitesse de rupture est inversement proportionnelle à la quantité d'émulsifiant, varie de façon importante avec le nombre de fonctions ioniques de la molécule

2) Facteurs liés au granulats minéral :

La rupture dépend de la nature et de la granulométrie du matériau, un granulats contenant de grosses proportions de fines amène une rupture beaucoup plus rapide qu'un granulats propre.

**LA VISCOSITE :**

Une émulsion est d'autant plus visqueuse que sa granulométrie est plus serrée et qu'elle est plus fine.

**LA STABILITE :**

Les émulsions les plus fines sont les plus stables et leur rupture est plus lente.

**Caractéristiques physico-chimiques**

1) P<sup>H</sup> des émulsions : Les émulsions utilisées sont cationiques à P<sup>H</sup> acide.

## DEUXIEME PARTIE: ETUDE AU LABORATOIRE

### Caractéristiques des granulats.

L'étude des granulats nécessite d'entreprendre les opérations:

#### 1- Courbe granulométrique:

Ces courbes seront choisies selon les recommandations des directives LCPC-SETRA et qui sont définies par des fuseaux. Chaque fuseau est de spécification pour la courbe théorique du mélange.

La courbe granulométrique est semi-grenue (0/20) Comporte 7% de filler, l'enrobage direct des matériaux est impossible par suite du manque de stabilité de l'émulsion. Il a fallu recourir:

- Soit à modifier l'état de surface des granulats pour ainsi retarder la rupture de l'émulsion cationique au contact des matériaux au moment de l'enrobage.
- Soit à modifier la stabilité de l'émulsion par adjonction de stabilisant.

Le squelette granulométrique fixé est donné par les courbes. Voir fig 1

L'enrobage - à 90% - de cette formule a nécessité 8% d'émulsion à 6% de bitume. Des éprouvettes DURIEZ ont été confectionnées pour des pourcentages d'émulsions variables. Les résultats obtenus sont donnés par les tableaux de la page suivante.

\* La courbe granulométrique doit satisfaire

Grave - émulsion (0/20)	Tamis de 6 mm	48 à 61
	Tamis de 2 mm	31 à 44
	Tamis de 0,5 mm	17 à 26

Pourcentage de passant

Ces fourchettes indiquent la plage dans laquelle doit se trouver la courbe granulométrique théorique.

#### \* Essai d'équivalent de sables:

Cet essai permet d'apprécier la "propriété-pollution" d'un matériau. On a obtenu un ES > 40 qui nous indique que le matériau est propre.

#### \* Essai de dureté

Le coefficient LOS-ANGELES des granulats trouvés, satisfait les conditions des directives du L.C.P.C.

Selon la grosseur des granulats, on a deux catégories:

- "A" dont 31,5 passant et 25 de refus.

Le coefficient = 29

- "B" dont  $\left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ passant avec un refus de } 12 \\ 16 \text{ passant avec un refus de } 10 \end{array} \right.$

Le coefficient = 21,2%



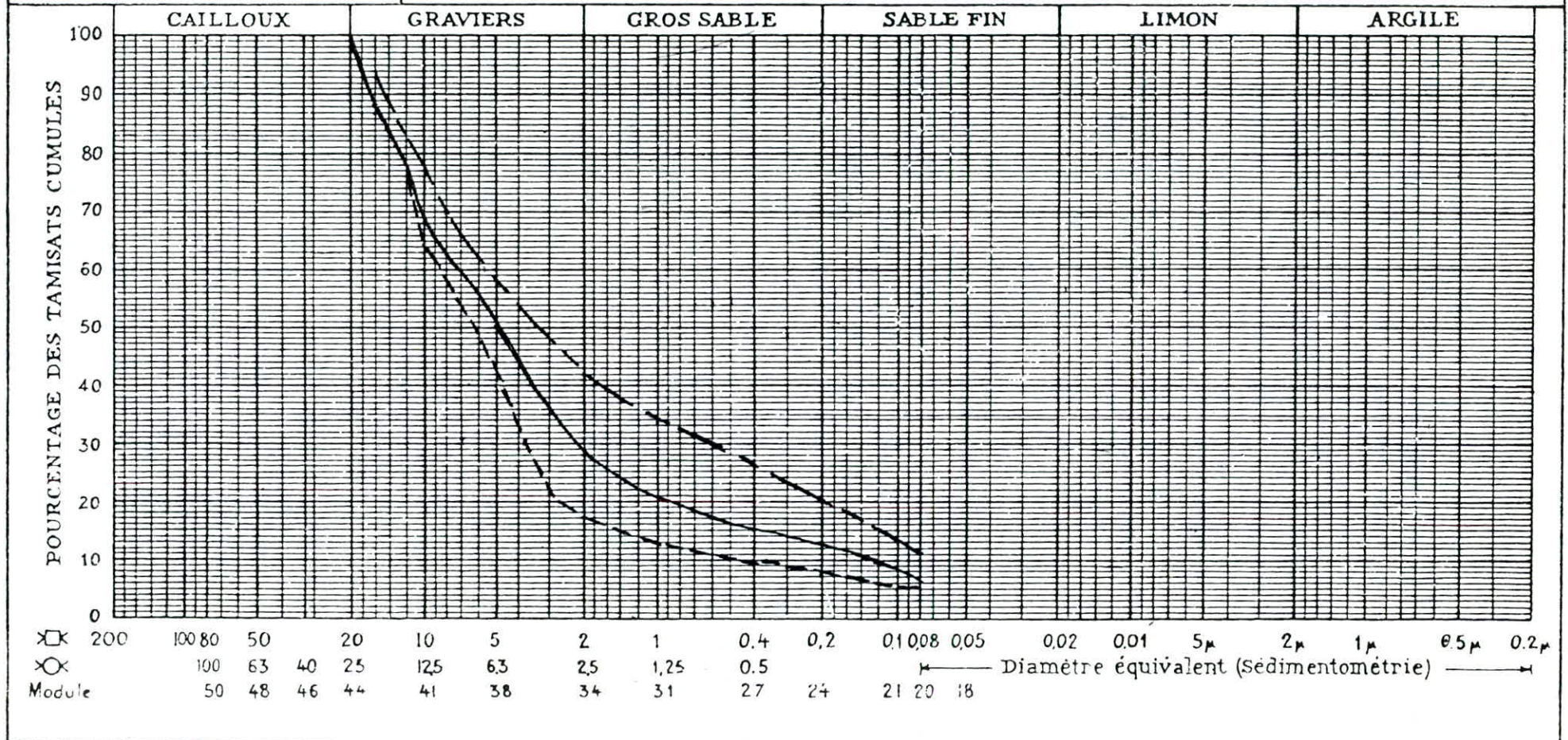
SONATRO

# CHANTIER DE OUARGLA

Désignation des échantillons { N° \_\_\_\_\_ FIGURE N°1  
 { N° \_\_\_\_\_  
 { N° \_\_\_\_\_

DOSSIER :

S.6 ET S.7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



Ech	%	S. 8 LIMITES D'ATTERBERG			S. 20 E. S.
		L. L.	I. P.	L. R.	
Ech	< 80 $\mu$				
Fch					



N <sup>os</sup>	6% d'émulsion						8% d'émulsion		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Poids (grammes)	3060	3050	3030	3030	3050	3040	3070	3100	3080
hauteur (cm)	12,64	12,72	12,73	12,78	12,73	12,74	13,03	12,87	12,78
Volume (cm <sup>3</sup> )	1428	1437	1438,5	1444,14	1438,49	1439,62	1473,39	1454,31	1444,14
Densité apparente	2,142	2,121	2,106	2,098	2,120	2,111	2,085	2,131	2,132
Compacité (%)	86,10	85,25	84,64	84,32	85,21	84,84	85,17	87,05	87,09
R. C (7 jours) (bars)	11,5	11,5	11,5	11,5	immergé 7,52	11,5	immergé 5,75	10,61	10,17
<u>immersion</u> Compression	0,6539	0,6539	0,6539	0,6539	0,6539	0,6539	0,553	0,553	0,553
R. C (14 jours) (bars)	11,9	11,9	11,9	11,9	immergé 8,0	11,9	immergé 6,2	11,2	11,4
Observations	Enrobage irrégulier, Cohesion moyenne et rejet d'eau.						Enrobage à 90%, rejet d'eau.		

Moules	7% d'émulsion et 1% d'H <sub>2</sub> O			
	10	11	12	13
Poids (grammes)	3080	3080	3080	3060
hauteur (cm)	12,84	12,91	12,76	12,68
Volume (cm <sup>3</sup> )	1450,92	1458,83	1441,88	1432,84
Densité apparente	2,122	2,111	2,136	2,135
Compacité (%)	85,97	85,52	86,54	86,50
R. C (7 jours) (bars)	10,17	8,85	immergé 7,964	9,73
<u>immersion</u> Compression	0,8310	0,831	0,831	0,831
R. C à 14 jours (bars)	11,4	9,2	8,2	10
Observations	assez bon enrobage, rejet d'eau.			

\* Analyse chimique des granulats:

L'analyse chimique a donné les résultats suivants:

- 1,66% de sulfates
- 18,25% d'insolubles.

\* Teneur en fine:

Le L.C.P.C fixe un pourcentage de fine de 4 à 8% pour une couche de base. Pour l'étude, on n'hésitera pas à prendre des valeurs extérieures à cette fourchette, en particulier pour prendre en compte la dispersion des teneurs en fines sur chantier.

\* Emulsion:

Teneur en bitume résiduel : est comprise entre 3 et 4%

Détermination de la composition du mélange:

La fabrication au laboratoire de la grave emulsion s'effectuera par malaxage de la quantité du liant avec le granulat et une quantité d'eau déterminée. La teneur en eau de la grave varie de 1 à 3% du poids du matériau.

La suite des essais se déroule ainsi:

- On prépare des essais de compressions : les échantillons sont conditionnés dans des moules. L'effort de compactage est de 12 tonnes.
- Le démoulage des éprouvettes est effectué 24 heures après le compactage
- Le rapport immersion - compression a été effectué à 7 jours. Les échantillons à sec sont conditionnés pendant 7 jours dans une étuve à 18°C et à 50% d'humidité, puis écrasés.
- Les échantillons "immersion" sont conditionnés pendant 3 jours dans une étuve à 18°C et à 50% d'humidité, puis immergés pendant 7 jours.

Les résultats obtenus sont donnés par:

9% d'émulsion avec 2% d'eau			9% d'émulsion, 3% d'eau et 2,5 NH <sub>4</sub> Cl			9% d'émulsion stabilisant NH <sub>4</sub> Cl			échantillons
1	2	3	1	2	3	1	2	3	
2,3			2,5			2,0			pH
11			13			17			R.C (bars)
9,75			11			13			R.C à 7 jours (bars)
90			92			95			Compacité (%)
Un assez bon enrobage, rupture trop rapide avec rejet d'eau au compactage									Observations

- Granulométrie "initiale" -

## Caractéristiques de l'émulsion déterminées au laboratoire.

Les essais effectués au laboratoire, sur l'émulsion sont:

### 1- Détermination de la viscosité ENGLER:

La viscosité des émulsions de bitume est déterminée à l'aide de viscosimètre ENGLER.

BUT:

L'essai a pour but de se rendre compte des facilités de mise en œuvre d'une émulsion de bitume, par la mesure de sa viscosité ENGLER.

Principe de la méthode:

La méthode consiste :

- 1) A déterminer d'abord, le temps nécessaire pour que 200 ml d'eau distillée maintenue à 20°C s'écoule d'un récipient normalisé rempli jusqu'à un niveau précis.
- 2) A déterminer ensuite le temps d'écoulement de 200 ml d'émulsion maintenue à 20°C, les autres conditions restant les mêmes.
- 3) A calculer le rapport du deuxième temps au premier.

Résultat obtenu. Viscosité ENGLER = 12°E.

Cette viscosité doit être comprise, selon la qualité de l'émulsion considérée entre les limites suivantes:

Qualité		Viscosité	
Fluide	2-6	entre	2 et 6°E
Semi-fluide	6-15	entre	6 et 15°E
Visqueuse	15-30	entre	15 et 30°E

Cette émulsion est ainsi donc semi-fluide.

### 2- Détermination de la teneur en eau:

Norme:

Objet de la norme: La présente norme décrit une méthode de détermination de la teneur en eau des pétroles bruts, lubrifiants et huiles combustibles par entraînement à l'aide d'un solvant.

Principe de la méthode:

L'eau contenue dans la prise d'essai est entraînée par distillation à reflux d'un solvant non miscible à l'eau. Après condensation, l'eau se sépare du solvant (acétone ou toluène, dont la densité est légèrement supérieure à celle de l'eau) et s'accumule dans un tube de recette gradué. Le liquide d'entraînement retourne dans le récipient de distillation.

Résultat obtenu:

teneur en eau = 40%

teneur en bitume = 60%

Le pourcentage de bitume est obtenu par différence vue que l'analyse s'effectue par extraction de l'eau.

### 3. Détermination de l'indice de rupture :

But et principe :

Cette méthode a pour but de déterminer la vitesse de rupture d'une émulsion au contact d'un granulat.

L'indice de rupture est égal à  $\frac{B-A}{C} * 100$

- A : poids de l'ensemble (bêcher - granulat - tamis et agitateur)
- B : poids de l'ensemble (tamis, agitateur) dans le bêcher.
- C : 10 grammes d'émulsion.

Résultats obtenus :

Bêchers	1	2	3
Tare (gramme)	133,3	146,1	141,4
A ; B (gramme)	A <sub>1</sub> = 177,6 B <sub>1</sub> = 180	A <sub>2</sub> = 190,4 B <sub>2</sub> = 192,7	A <sub>3</sub> = 185,7 B <sub>3</sub> = 188,2
I.R (%)	38,71	37,1	40,32

Ajout :

- 10 grammes de sable fin passant par le tamis n° 20
- 10 grammes d'émulsion
- Poids du tamis n° 20 = 34,3 grammes.

Cet essai permet de couvrir en technique des chaussées la gamme complète de stabilité.

Les recommandations du L.C.P.C. - SETRA classe les émulsions cationiques de bitume de la façon suivante :

Indice de rupture	Emulsion à rupture
IR < 80	rapide
80 < IR < 120	Semi-rapide
IR > 120	lente

L'indice de rupture étant faible, l'émulsion cationique étudiée est à rupture rapide.

### 4. Stabilité au transport :

Essai :

On introduit dans une boîte de 250 grammes une quantité (100 ml) d'émulsion qu'on introduit sur un agitateur de laboratoire de 8 cm de course réglé pour une vitesse d'agitation de 130 coups/minute.

L'émulsion est observée après 03 heures, 06 heures et de 09 heures d'agitation et l'on notera les premières floculations.

Après 03 heures, l'émulsion soumise à une agitation de 30 tours/mn ne présente pas encore de floculat. On n'a pu poursuivre l'essai vu le matériel existant au laboratoire.

Résultat: Après 03 heures seulement, l'émulsion ne présente pas de floculat. Cette émulsion peut, néanmoins, être utilisée mais avec précautions, sa résistance étant assez bonne.  
 Suivant leur résistance, les émulsions sont classées comme suit:

Floculation après	Qualité de l'émulsion
3 heures d'agitation	Résistance insuffisante, ne peut être utilisée industriellement
6 heures d'agitation	Résistance assez bonne, peut être utilisée avec précautions.
9 heures d'agitation	Bonne résistance
Au delà de 9 heures	Très bonne résistance au transport.

### 5. Mesure du pH:

Le pH est le logarithme changé de signe de la concentration en ions hydrogènes  $H^+$ .

But de l'essai: Cet essai a pour but d'évaluer le pH de la phase aqueuse des émulsions de bitume.

Le pH obtenu est de 2,2

pH de la phase aqueuse	adhésivité	Stabilité
1,8	très petite	Semi-Stable
2,0	très petite	Semi-Stable
2,5	petite	—
3	grande	instable

Influence du pH sur la stabilité d'une émulsion.

Ce pH a une grande importance tant au point de vue de la stabilité que du point de vue d'adhésivité. L'augmentation de la quantité d'acide dans la formulation de l'émulsion est l'un des moyens permettant d'augmenter la stabilité, mais un pH trop faible ( $< 1,8$ ) peut conduire à un défaut d'adhésivité.

Une émulsion est d'autant plus stable qu'elle était: plus acide et plus fine, comme le montre le tableau suivant

pH	Indice de rupture
1,5	116
2,0	103
3,0	92
6,0	80

## 6. Stabilité au stockage:

### Essai de sédimentation:

La sédimentation est mesurée en plongeant dans l'émulsion l'extrémité d'un petit agitateur en verre jusqu'à ce qu'apparaisse une légère résistance provoquée par la couche de sédiments. A partir de ce point, on mesure la profondeur d'enfoncement jusqu'au fond du flacon à l'aide d'un trait de repère grave sur la baguette de verre.

L'épaisseur obtenue après sept jours est de 3%, ce qui est acceptable comme résultat.

## ANALYSES:

### 1- Courbe granulométrique:

#### 1.1: Performances:

Les performances sur les éprouvettes DURIEZ nous sont parues moyennes: les compacités comprises entre 84 et 87%, alors que les résistances à la compression sont voisines de 11 bars. La grave émulsion utilisée (0/20) doit remplir les conditions établies par le L.C.P.C - SETRA.

Essai d'immersion-Compression à 15°C	Couche de base
Compacité LCPC	> 85%
Résistance à la Compression (bar)	> 20
Rapport immersion-Compr.	> 0,55

Il nous semble plus objectif de faire des essais complémentaires sur chantier.

Les compacités seraient supérieures [1] à celles obtenues sur les éprouvettes confectionnées dans le laboratoire. Elles devraient dépasser 93% sur chantier. Cette densification est due au compactage et à mesure du départ de l'eau, qui, en laboratoire, s'oppose à l'obtention de compacités élevées.

Sur chantier, les compacités initiales doivent être supérieures à celles de laboratoire, le départ de l'eau étant plus aisé que dans un moule fermé.

#### 1.2: Choix des formules:

La composition granulométrique, la teneur en fines, la nature de l'émulsion sont celles qui permettent de satisfaire les exigences du LCPC - SETRA. Le choix s'est fait en donnant la préférence aux compositions granulométriques un pourcentage de vides faibles pour que, malgré le faible remplissage par le bitume, la compacité soit suffisante et c'est ce qu'on a obtenu.

## 2 - Les phénomènes de stabilité et de rupture:

### 2.1: Le phénomène de stabilité:

C'est une propriété fondamentale des émulsions bitumineuses. Il est souhaitable d'avoir une stabilité aussi élevée que possible pendant le stockage et le transport. Par ailleurs, l'émulsion doit être adhésive. Ces deux exigences sont contradictoires.

Cependant, on peut, par ajout de stabilisants, intervenir sur la stabilité des émulsions.

## 2.2: Le phénomène de rupture:

L'enrobage partiel des matériaux calcaires, donc cationiques en phase aqueuse, ne pourrait être expliqué par la théorie seulement. La solution du problème est beaucoup plus nuancée, moins radicale que ne semble l'indiquer à priori la théorie générale: Tout d'abord, l'adhérence à ces matériaux ne va pas sans certains aléas: On doit prendre certaines précautions dans la préparation des émulsions cationiques pour obtenir une réussite complète. La rupture rapide obtenue, peut être une gêne au bon enrobage des granulats.

### 2.2.1: Les facteurs pouvant influencer la rupture:

#### 2.2.1. a: Caractéristiques de l'émulsion:

- Bitume: teneur et origine
- Type de l'émulsifiant
- eau
- Le pH
- Distribution des tailles de particules de l'émulsion.

La méthode adoptée, qui consiste, en l'ajout de stabilisant a diminué la vitesse de rupture, mais reste néanmoins contestable. Une autre méthode - mécanique - a permis de mieux contrôler la rupture sans toutefois atteindre l'objectif fixé: l'enrobage total des granulats.

Les méthodes mécaniques, pourtant, permettent d'apprécier la rupture de l'émulsion par le biais de certaines propriétés physiques du système émulsion - granulat.

Des recherches dans de nombreux pays, pour trouver un granulat de référence, ont été faites, mais le problème s'est avéré fort épineux. A notre humble avis, d'autres recherches dans ce domaine sont très souhaitables.

# CHAPITRE 4

---



## CHOIX DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE :

### A. Partie Souple:

#### A.1- STRUCTURE DE LA PARTIE SOUPLE PPO0/18:

Cette structure concerne la partie centrale de la piste, sur une longueur de 1400 mètres.

##### A.1.1: MATERIAUX UTILISÉS :

Les matériaux utilisés entrant dans la constitution de la partie souple, sont énumérés comme suit :

- Un béton bitumineux 0/14 de coefficient d'équivalence égal à 2, en couche de roulement.
- La grave émulsion, de coefficient d'équivalence 1,2 en couche de base.
- Le sable gypseux, de coefficient d'équivalence 0,6 en couche de fondation.
- Une couche de terrassements d'épaisseur 20 cm, améliorée à 95% de l'optimum proctor, servira de protection à la couche en sable gypseux.
- Une couche d'impregnation au cut-back 0/1, sera prévu à l'interface grave émulsion - sable gypseux.

##### A.1.2: DECOUPAGE DE LA STRUCTURE :

L'épaisseur équivalente totale retenue est de 59 cm.

L'abaque N°3, en page 19 du STBA, nous donne une épaisseur équivalente minimale de matériaux traités égales à 32 cm.

La structure proposée sera :

Couche	Épaisseur réelle	Coeff. d'équivalence	Épaisseur équivalente
Roulement	8 cm de BB 0/14	2	16 cm
Base	18 cm de G.E	1,2	21,6 cm
Fondation	40 cm de S.G	0,6	24 cm
	66 cm		61,6 cm

Vous vérifiez que l'épaisseur équivalente totale de matériaux traités soit 37,6 cm supérieure au minimum donné par l'abaque.

À la base de cette structure apparaît la couche de protection de 20 cm d'épaisseur, ce qui ramène l'épaisseur réelle totale à 86 cm.

#### A.2 : STRUCTURE DES ACCOTEMENTS :

L'épaisseur équivalente totale retenue après dimensionnement est de 47 cm.

La structure proposée sera :

6 cm de BB 0/14 en couche de roulement.

60 cm de sable gypseux en fondation.

On notera au passage, que l'allègement de celle-ci découle du fait que, les accotements sont très rarement circulés par les avions.

Cette structure a surtout un rôle protecteur de la chaussée, contre les effets néfastes de l'infiltration d'eau dans le sable gypseux.

L'épaisseur réelle totale de la structure est de 86 cm.

### A.3: STRUCTURE DE LA BRETTELLE 6A:

Le mode de sollicitation de la brette 6A, à savoir le poids des avions et leurs fréquences respectives, font qu'elle aura la même structure que la partie centrale de la piste à savoir:

- 8 cm de BB 0/14 en couche de roulement.
- 18 cm de grave emulsion en couche de base.
- 40 cm de sable gypseux en couche de fondation.
- 20 cm de terrassements améliorés à 95 de l'optimum proctor connue couche de protection.

L'épaisseur réelle totale sera donc de 86 cm.

### A.4: STRUCTURE DE L'AIRE DE STATIONNEMENT:

L'épaisseur équivalente totale retenue après dimensionnement est de 65 cm  
L'épaisseur équivalente minimale de matériaux traités, est de 34 cm.

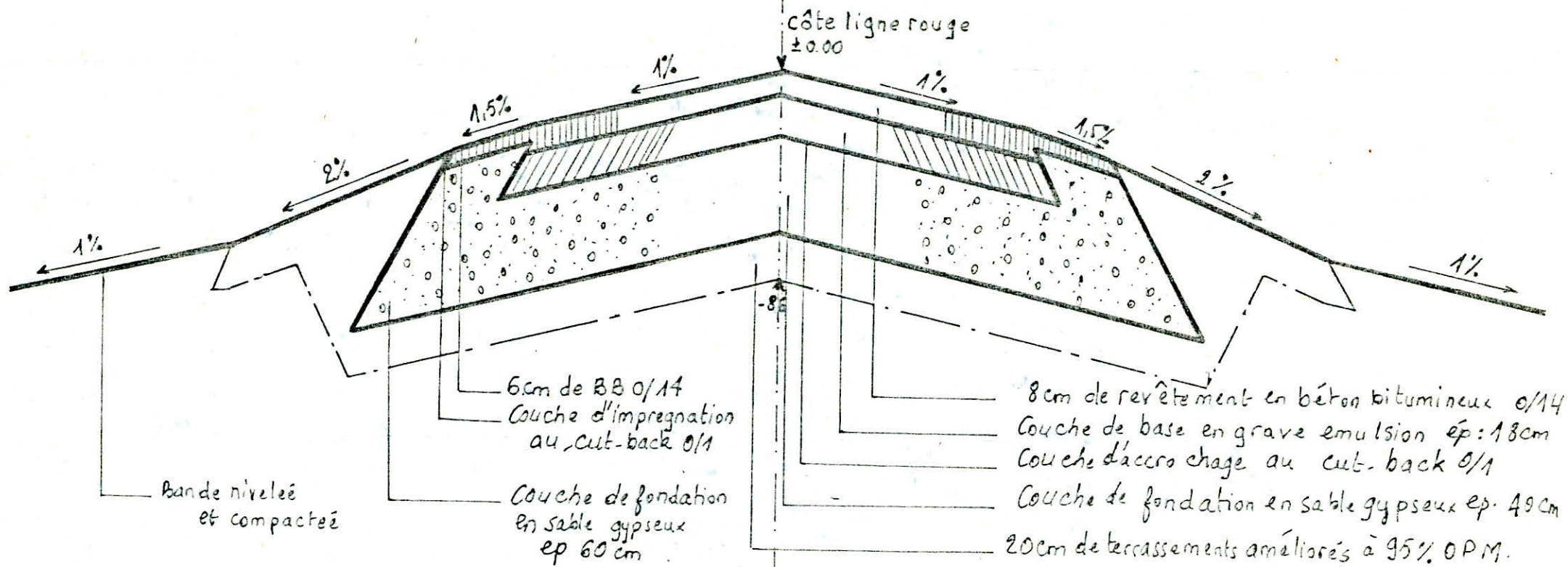
La structure proposée sera:

- 10 cm de BB 0/14 en couche de roulement.
- 18 cm de grave-emulsion en couche de base.
- 45 cm de sable gypseux en couche de fondation.
- 20 cm de terrassements à 95% OPM, en couche de protection.

L'épaisseur réelle totale est de 93 cm.

L'épaisseur équivalente de matériaux traités est de 41,6 cm.

NOTA: Le tracé du profil en travers type de la structure souple apparaît en page suivante.



Structure Souple - Piste 00/18  
PROFIL EN TRAVERSE - TYPE

Echelle : 1/500/22,5

## B - STRUCTURE DE LA PARTIE RIGIDE :

Cette structure concerne les deux bouts de piste bétonnés sur une longueur de 300 mètres chacun. Le dallage ainsi réalisé, sera destiné d'une part à résister aux coups de chalumeau, dus à la chaleur du soufflé des réacteurs.

Nous précisons, par ailleurs que la température voisine de 1000°C, entraînerait la fusion d'un revêtement bitumineux, et par suite un arrachement des gravillons.

### B-1 : MODES DE SOLLICITATIONS :

Un dallage sur terre plein est soumis à trois catégories de sollicitations: Les sollicitations dues aux charges, celles dues à la réaction du sol support, et les sollicitations internes.

#### a. Sollicitations dues aux charges :

D'après la théorie de WESTERGAARD, l'influence d'une charge statique est nulle à une distance  $4r_0$  du centre de la charge concentrée,  $r_0$  étant défini comme le rayon de rigidité relatif.

Pour une dalle d'épaisseur  $h$ , reposant sur un sol de module de réaction  $K$ ,  $r_0$  est donné par:

$$r_0 = \sqrt{\frac{E h^3}{12(1-\nu^2)K}}$$

avec :  $h$  exprimée en mètres  
 $K$  en  $\text{MN/m}^3$

$E$  et  $\nu$  sont fixés par convention à respectivement 3000 MPa et 0,15.

Un programme établi par la "PORTLAND CEMENT ASSOCIATION", conduit au calcul du moment de flexion maximal, produit par un atterrisseur au coin d'une dalle de rayon de rigidité relatif  $r_0$ .

Le programme assimile le contour de l'empreinte des pneumatiques à une ellipse, et calcule par intégration la valeur du moment de flexion, suivant une direction donnée et en un point fixe.

Nous précisons que le programme PCA a été adopté par le STBA pour le tracé des abaques de dimensionnement des chaussées rigides.

L'effet notable des charges dynamiques apparaît à l'atterrissage lors de l'impact des roues sur la chaussée. A cet effet, il a été constaté par expérience que ces efforts sont aisément supportés par les revêtements en ciment bien réalisés, et que l'effet des charges statiques lors du roulage est le plus contraignant.

#### b. Sollicitations (internes):

Les sollicitations pendant la prise du béton dépendent de sa composition et des précautions mises en œuvre pour le protéger contre les variations de températures.

Les sollicitations thermiques peuvent entraîner des contractions importantes, pouvant conduire à la fissuration du béton. L'emploi d'un produit de cure, nous prémunit contre ce phénomène de retrait, dû en particulier au rayonnement solaire pendant la prise et au début du durcissement.

La composition du béton, intervient par la chaleur d'hydratation du liant, qui conditionne l'importance du retrait sous l'effet d'agents thermiques.

Il est à noter par ailleurs, que le durcissement du béton, donc la perte d'eau, accentue le phénomène de retrait: c'est le retrait hygrométrique.

Après sa prise, le béton est le siège d'un retrait hygrométrique, mais des proportions plus faibles.

## C. Sollicitations dues à la réaction du sol support :

L'élasticité du sol support, conditionne la déflexion rémanente, observée lors du passage des avions. Le disque de battements de dalles adjacentes apparaît aux coins de celles-ci, et conduit parfois à la ruine des ouvrages.

### B.2 : PROBLEMES PARTICULIERS AUX REVÊTEMENTS POUR PISTES :

Par rapport aux revêtements routiers, nous citerons :

- Les largeurs importantes nécessitant l'exécution de plusieurs bandes accolées.
- Les épaisseurs importantes des dalles qui sont de l'ordre de 0,40 m en général.

Ces deux caractéristiques, nécessitent des dispositions pour éviter l'affaissement de béton en bord de bande.

Par ailleurs, il est impératif de réaliser une étanchéité efficace, et aussi durable que possible en raison de la difficulté de drainer un sol sur une grande largeur.

#### B.2.1 : RISQUES D'AFFAISSEMENT - PROCÉDÉS RETENUS :

L'affaissement s'accompagne de déformations importantes de la rainure et de la face verticale, ce qui provoque un battement de dalles lors du passage des avions. Les procédés retenus se traduisent par :

- L'utilisation d'un béton raide, on intervient ainsi sur le rapport ciment/eau, que l'on augmente sans toute fois perturber l'hydratation du ciment pendant la prise.
- La réalisation d'une bonne vibration du béton, afin d'assurer une bonne homogénéité de celui-ci.

### B.3 : LES JOINTS DE CHAUSSÉE :

Dans tous les ouvrages utilisant un liant hydraulique, il y a, si l'on n'y remédie, fissuration du béton ne serait-ce que du fait des variations climatiques journalières ou saisonnières.

#### B.3.1 : LES DIFFÉRENTS TYPES DE JOINTS :

L'exécution de joints permet de localiser d'une manière précise et déterminée cette fissuration.

Une chaussée en béton se présente ainsi comme une succession de dalles séparées par joints.

##### B.3.1.1 : JOINTS DE REPRISE TRANSVERSAUX :

Après chaque arrêt de bétonnage (supérieur à une demi-heure en général) la dalle est retaillée à 90° pour obtenir un bord franc, puis solidarisée avec la coulée suivante à l'aide de goujons placés dans le sens longitudinal.

##### B.3.1.2 : JOINTS TRANSVERSAUX DE RETRAIT FLEXION :

Ils permettent au béton de faire son retrait, et assurent la transmission des efforts des dalles adjacentes sous l'effet d'un moment de flexion. Leur profondeur va du tiers à la moitié de l'épaisseur de la dalle.

##### B.3.1.3 : JOINTS DE CONSTRUCTION LONGITUDINAUX :

Ils sont destinés à solidariser les bandes adjacentes. Le dispositif à rainures et languettes a été adopté, on prévoit des barres d'attaches comme dispositif de transfert de charge.

L'espacement des barres ainsi que leur diamètre, sont arrêtés selon l'épaisseur de la dalle de béton.

La profondeur de ce type de joints, intègre toute l'épaisseur du dallage.

### B-3-1-4: JOINTS DE DILATATION.

Ils permettent la dilatation du béton en temps chaud.  
Leur espacement dépend de la nature de l'ouvrage, ainsi que des conditions climatiques sur le site :

Ils intéressent toute l'épaisseur du dallage. Toutefois, leur utilité est contestée actuellement par les organismes de conception d'aérodromes.

### B-3-2: EXECUTION DE JOINTS:

Les joints transversaux peuvent être moulés sur béton frais, ou sciés sur béton durci.

Les joints longitudinaux à rainure et languette sont moulés dans le béton frais. La mauvaise étanchéité d'un joint, entraîne une infiltration d'eau et par suite des désordres notables dans la couche de fondation.

La méthode usuelle, consiste à introduire une coulée de mastic, qui assure l'étanchéité de l'élément.

Au passage, nous insisterons sur la nécessité de réaliser une étanchéité parfaite vu le risque de dissolution du gypse en présence d'un excès d'eau.

Ce phénomène, a entraîné, à maintes fois une fissuration très importante sur les chaussées fondées sur sable gypseux dans la région d'EL OUEO.

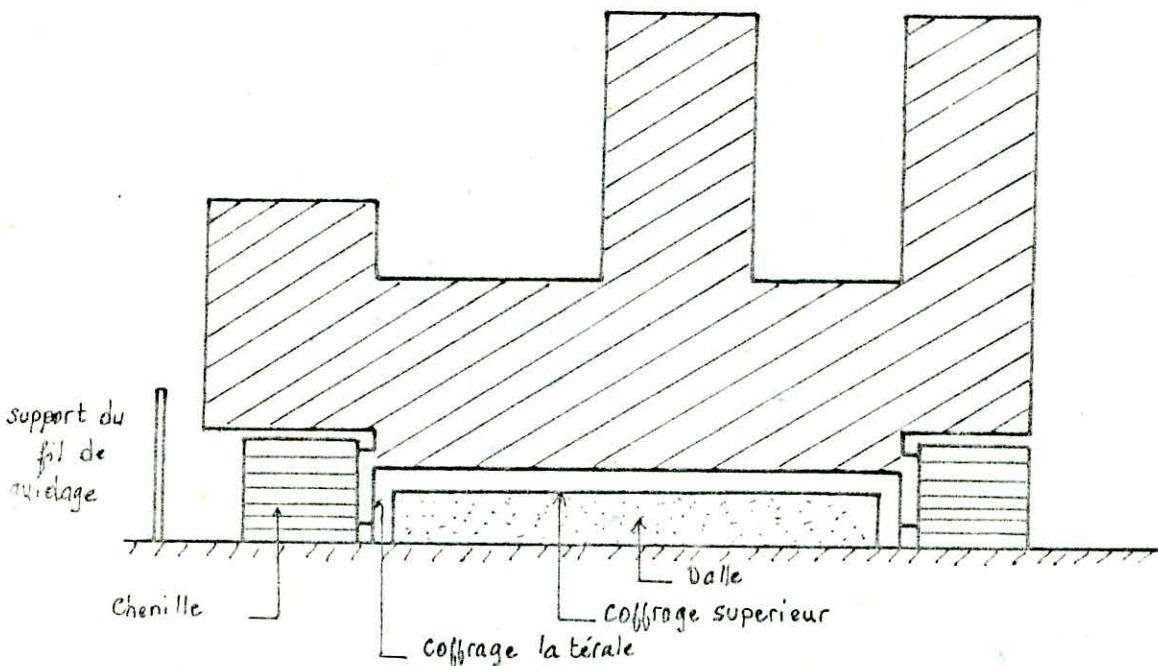
### B-4: APPLICATION A NOTRE ETUDE:

Nous limitons la surface des panneaux de dalle : à 4,50 m de longueur et 4,50 m de large, soit des bandes de 10 panneaux dans le sens de la largeur.

La dernière bande transversale comprendra 10 panneaux de dimensions : 3,00 m x 4,50 m

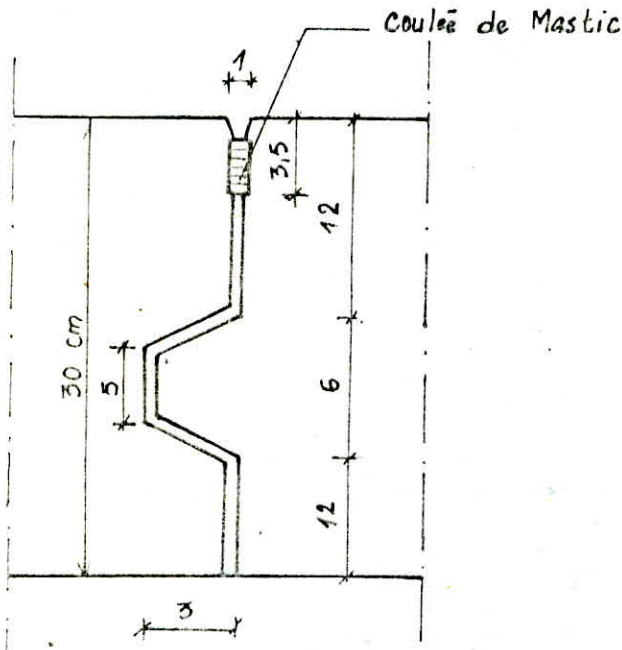
La machine à coffrage glissant a été retenue, le principe est le suivant :

- Le béton sera moulé entre la couche de fondation, les coffrages latéraux et le coffrage supérieur.
- La largeur de travail sera réglée à 4,50 m.
- La vibration sera assurée par une batterie de previbrateur
- Une poutre lisseuse prévue à l'arrière du châssis, réglera la surface bétonnée.

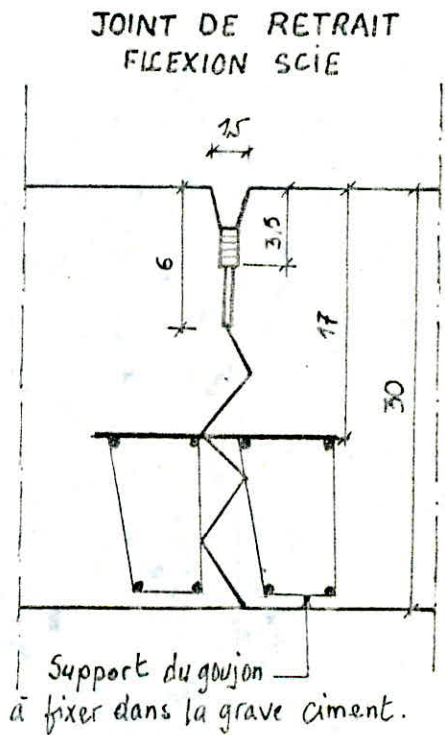


- Les joints de construction longitudinaux sont à rainure et languette, munis de barres d'attache espacées de 40 cm.
- Les joints de retrait flexion seront sciés sur béton durci et goujonnés
- Nous prévoyons un joint de dilatation goujonné tous les 45 mètres

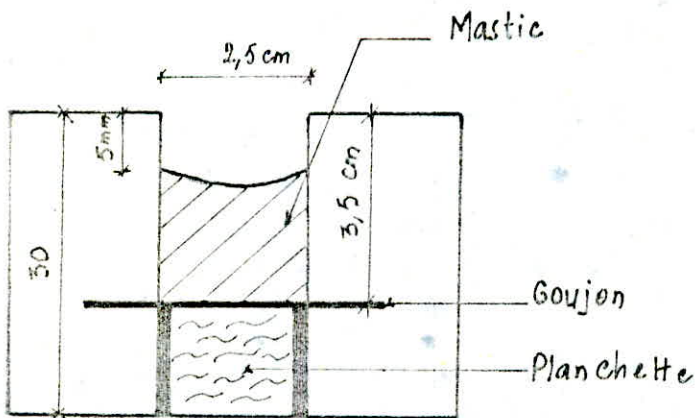
SCHEMAS TYPES



JOINT DE CONSTRUCTION  
RAINURE ET LANGUETTE



JOINT DE RETRAIT  
FLEXION SCIE



JOINT DE DILATATION  
GOUJONNE

#### B.4-1: CARACTERISTIQUES DES AGREGATS

- Le sable utilisé doit être propre, et en particulier exempt d'argile, afin d'éviter le gonflement en présence d'eau.
- Les gravillons seront de nature calcaire.
- Par suite de la faiblesse du trafic sur un aéroport, par comparaison aux chaussées routières, les spécifications sur la dureté et le polissage seront moins sévères. Nous retiendrons un coefficient de LOS ANGELES  $\leq 30$  (Ref. Directive SETRA - LCPC).
- La teneur en sels dissouts dans l'eau de gâchage, ne doit pas dépasser 1 gramme/litre.

#### B.4-2: CHOIX DU TYPE DE CIMENT :

##### B.4-2-1: APERÇU SUR LES DIFFÉRENTS LIANTS HYDRAULIQUES :

On distingue les liants prompts ou ciments à prise rapide, et les ciments demi-lents qui font prise entre 30 minutes au moins et 3 heures au plus.

Afin de répondre aux exigences de transport après malaxage du béton en centrale, notre présentation portera sur les ciments demi-lents uniquement. Le classement des liants est basé sur les proportions relatives de clinker et de laitier entrant dans leur composition minéralogique.

Les liants hydrauliques se répartissent comme suit :

##### a: Ciment portland artificiel - Ciment à haute résistance initiale :

Ces deux types de ciment résultent de la mouture de clinkers obtenus par cuisson à 1500°C d'un mélange essentiellement constitué de silice, d'alumine, d'oxyde de fer et de chaux.

Les ciments portland artificiels, sont désignés en abrégé par les symboles CPA ou CPB, selon qu'ils sont exempts ou non de laitier.

Dans ce dernier cas la proportion de laitier d'addition n'exécède pas 10%. Les ciments à haute résistance initiale, sont obtenus par refroidissement plus rapide et mouture plus fine du clinker.

D'autre part, ils sont moins résistants chimiquement que les portlands ordinaires.

Signalons que, plus un ciment contient du laitier, plus on doit maintenir le béton en humidité suffisante pendant la prise et le début de durcissement.

Cette mesure n'est pas à prendre avec un taux de 10% de laitier.

Les ciments portland sont à forte résistance mécanique, et à durcissement plus rapide.

##### b: Ciments Pozzolaniques :

Ce sont des ciments portland additionnés de pouzzolanes permettant de fixer la chaux.

La chaux est un élément soluble, dangereux pour les bétons, lorsque le dosage du clinker présente des imperfections. Cette dissolution entraîne une porosité du béton, et la chute de sa résistance mécanique.

Comme pouzzolanes nous citerons le laitier et les cendres volcaniques, ils fixent la chaux libre après hydratation.

##### c: Ciments de laitier :

On distingue :

- le ciment de laitier au clinker : - 20% au maximum de clinker.
- 80% au moins de laitier.



- Le ciment de haut fourneau : 30% de clinker.  
(CHF) 70% de laitier.
- Le ciment métallurgique mixte : 50% de clinker.  
(CMM) 50% de laitier.
- Le ciment de fer (CF) : 70 à 80% de clinker.  
20 à 30% de laitier.

Les ciments de laitier, nécessitent un maintien à l'état humide, durant les premiers jours, afin d'éviter une fêlure superficielle.

Le ciment de laitier est le ciment de choix pour tous les cas où on se trouve en présence des milieux agressifs.

Le ciment de haut fourneau (CHF) présente une excellente résistance chimique.

d: Ciment alumineux :

Il atteint entre 24 heures et 48 heures des résistances qu'atteint le ciment portland artificiel qu'entre 7 jours et 28 jours. C'est un ciment pour les travaux par temps très froid.

Par contre, l'emploi du ciment alumineux, limite la température à 25° au minimum.

e: Ciment expansif :

Son utilisation est interdite en présence de gypse, car il est surdosé en anhydride sulfurique.

f: Ciment sursulfaté :

Très pauvre en chaux, de résistance élevée, il est très sensible à l'action du froid, qui risque de le décomposer.

#### B.4-2-2: CRITERES DE CHOIX :

• Classe de résistance :

Dans le langage des anciennes normes, le ciment doit être de classe 400, conformément à la directive SETRA - LCPC 1978.

Le ciment portland convient à ce critère, au même titre que le ciment alumineux.

• Délai de prise :

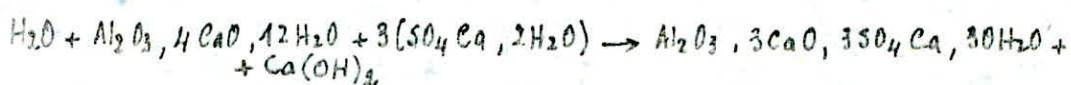
Il est recommandé un délai de prise de 2<sup>h</sup>00 environ, afin de permettre le transport du béton à partir de la centrale sous risque. Les liants à prise lente conviennent sous cet aspect.

• Action du gypse :

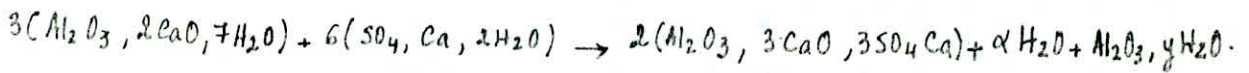
En présence de gypse, beaucoup de béton à base de ciment portland, gonflent et se délitent. Il y a réaction du sulfate de chaux sur les aluminates et formation du sel de Candlot.

D'après M. LAFUMA, les réactions sont totalement différentes selon qu'on se trouve en présence d'aluminate tétra calcique ( $Al_2O_3, 4CaO, 12H_2O$ ) ou d'aluminate di-calcique ( $Al_2O_3, 2CaO, 7H_2O$ ).

Dans le premier cas on aurait la réaction:



Le sulfo-aluminate ainsi obtenu est le sel expansif de Candlot.  
Par contre, avec l'aluminate d'alcatrique, on aurait la réaction suivante :

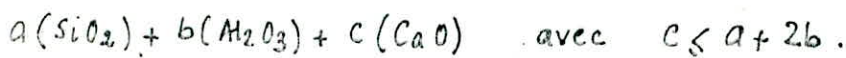


Le sulfo-aluminate ainsi obtenu, n'est pas hydraté, et il n'y aura ni gonflement, ni décomposition.

C'est ainsi que les ciments alumineux qui ne contiennent pas d'aluminate tétra, mais seulement des aluminates décalcaïques ne sont pas attaqués en présence de gypse.

En effet, le ciment en s'hydratant par les réactions de prise, donnera des silicates monocalciques et des aluminates décalcaïques, à l'exclusion d'aluminate tétracalcique, car la chaux n'est pas en quantité suffisante pour former ce sel.

M. LAFUMA, traduit cela, par les proportions de silice, d'alumine et de chaux égales respectivement à a, b, c, telles que l'on ait :



La décomposition n'aura pas lieu au contact du gypse.

#### B-4-2-3: DISCUSSION :

Les ciments portland, ne sont pas retenues, parce qu'ils libèrent de la chaux libre capable de conduire au sel de Candlot en présence de gypse.

Les ciments alumineux et sursulfatés, sont pauvres en chaux, donc intéressants du point de vue résistance à l'attaque du gypse.

Le tableau suivant donne les propriétés essentielles de ces liants.

Critères de Comparaison	Ciments	C. Portland	C. Alumineux	C. Sursulfaté	C. Laitier
Composition moyenne %					
CaO		67	40	45	45% Portland
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>		6	40	14	
SiO <sub>2</sub>		26	10	26	85% laitier
Chaleur dégagée pendant la prise (adiabatique)		Moyenne 45 à 60	Très élevée jusqu'à 100°	faible 18 à 15°	faible
Action de la chaleur		-	très néfaste	-	-
Action du froid		-	Aucun risque	très néfaste	Néfaste
Resistances		bonnes	très élevées	élevées	bonnes
Prises		Demi-lente	lente	lente	lente
Action du gypse		Préjudiciable	résistant	résistant	résistant
HUMIDIFICATION		-	Nécessaire	Nécessaire	Nécessaire prolongée.

#### B-4-2-4: PROPOSITION:

Le ciment alumineux et le ciment sur-sulfaté seront écartés car étant très sensibles aux variations de température.

Le ciment portland ne sera pas retenu, car il libère de la chaux libre.

Le ciment retenu est le ciment de fer (C.F) car il contient 30% de laitier dont le rôle est de fixer la chaux, et ne nécessite pas une aussi forte humidité d'hydratation que les autres ciments métallurgiques.

D'autre part, ce ciment possède une bonne tenue en temps chaud et froid, donc il est utilisable dans la région de OUARGLA.

#### B-4-3: FORMULATION:

Le but de l'étude de formulation du béton est de rechercher, les granulats et le ciment étant choisis, la meilleure composition conciliant maniabilité et résistance du béton.

Les caractéristiques du béton sont les suivantes:

- Temps de maniabilité entre 30 et 60 secondes, vu le risque d'affaissement du béton en bord de bande.
- La résistance mécanique moyenne à la traction par flexion, doit être supérieure à 60 bars lors de l'étude et à 55 bars lors des contrôles de chantier (résistances à 28 jours).
- Le dosage en ciment sera fixé à  $330 \text{ kg/m}^3$ .
- Le rapport e/c sera constant et égal à 0,432, soit une teneur en eau initiale de  $142 \text{ kg/m}^3$  soit  $142 \text{ l/m}^3$ .

Les pourcentages de chaque type granulat, sera déterminé à l'aide de la courbe de BOLOMEY d'équation:

$$P = A + (100 - A) \sqrt{\frac{d}{D}}$$

avec:

- P: Pourcentage d'éléments dont la dimension est inférieure ou égale à "d".
- A: Pourcentage d'éléments fins.
- D: dimension maximale des granulats.

La méthode d'analyse est la suivante:

#### 1. Détermination du rapport $\frac{S}{G+K}$ optimal:

Cette partie consiste à rapporter sur un graphe le temps d'écoulement en fonction du rapport  $S/(G+K)$ , de la fraction sableuse à la fraction graviers et cailloux.

S: Proportion de sable ( $\text{kg/m}^3$ ).

G: " de graviers ( $\text{kg/m}^3$ ). (4/20)

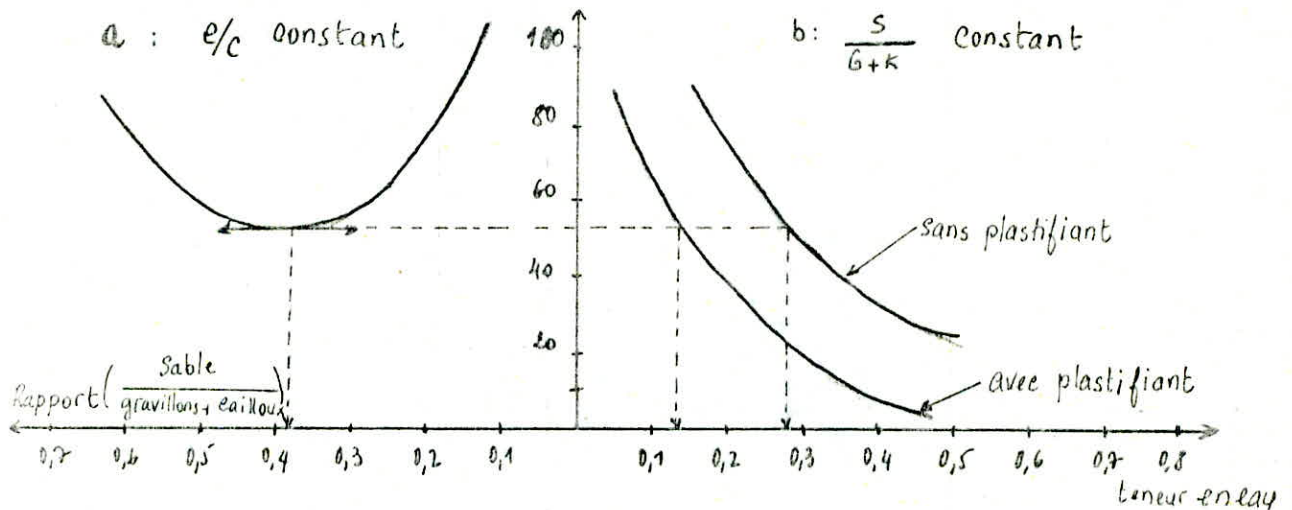
K: " de cailloux 20/40 ( $\text{kg/m}^3$ ).

2. A partir de l'optimum  $S/(G+K)$  déterminé précédemment, on cherche la teneur en eau exacte correspondant au temps d'écoulement désiré.

Dans cette étape, il est commode d'utiliser une composition avec plastifiant (0,5%) et une seconde formule sans plastifiant afin de tirer la formule la plus avantageuse.

3. Comme nous ne craignons pas l'effet du gel dans la région de OUARGLA, nous ne prévoyons pas l'étude de la teneur en air occlus dans le béton.

Les courbes d'analyse ont l'allure suivante :



4. Dans un dernier temps, nous procéderons à un essai de flexion à 7 jours et à 28 jours, afin de vérifier que la composition retenue vérifie la norme de résistance. Sinon, nous prévoyons des essais avec un accélérateur de durcissement, en vérifiant que l'on ne s'écarte pas du temps de maniabilité désiré.

5. On portera les résultats sur un tableau, afin de tirer la composition de béton à adopter pour la réalisation du dallage.

#### B-5 : CURE DU BETON :

L'emploi d'un produit de cure est obligatoire, afin d'éviter la fissuration précoce du béton, surtout en climat saharien type région de OUARGLA.

#### B-6 : PRODUIT POUR JOINTS :

Ce produit pour joints doit avoir de bonnes performances quant à :

- l'adhérence du joint aux dans le temps.
- la résistance à la fatigue, au cisaillement et à la traction.
- la résistance à l'attaque du kérogène.

A cet effet nous proposons : le mastic bitumineux coulé à chaud.

#### B-7 : TRAITEMENT DE LA COUCHE DE FONDATION AU CIMENT :

On opte pour une grave ciment en couche de fondation, afin d'obtenir une bonne cohésion. La couche ainsi obtenue constituera un ensemble rigide qui répartira les contraintes sur le sol sous adjacent à la manière d'une dalle.

D'autre part, le traitement au ciment améliore l'imperméabilité, et la sensibilité à l'eau.

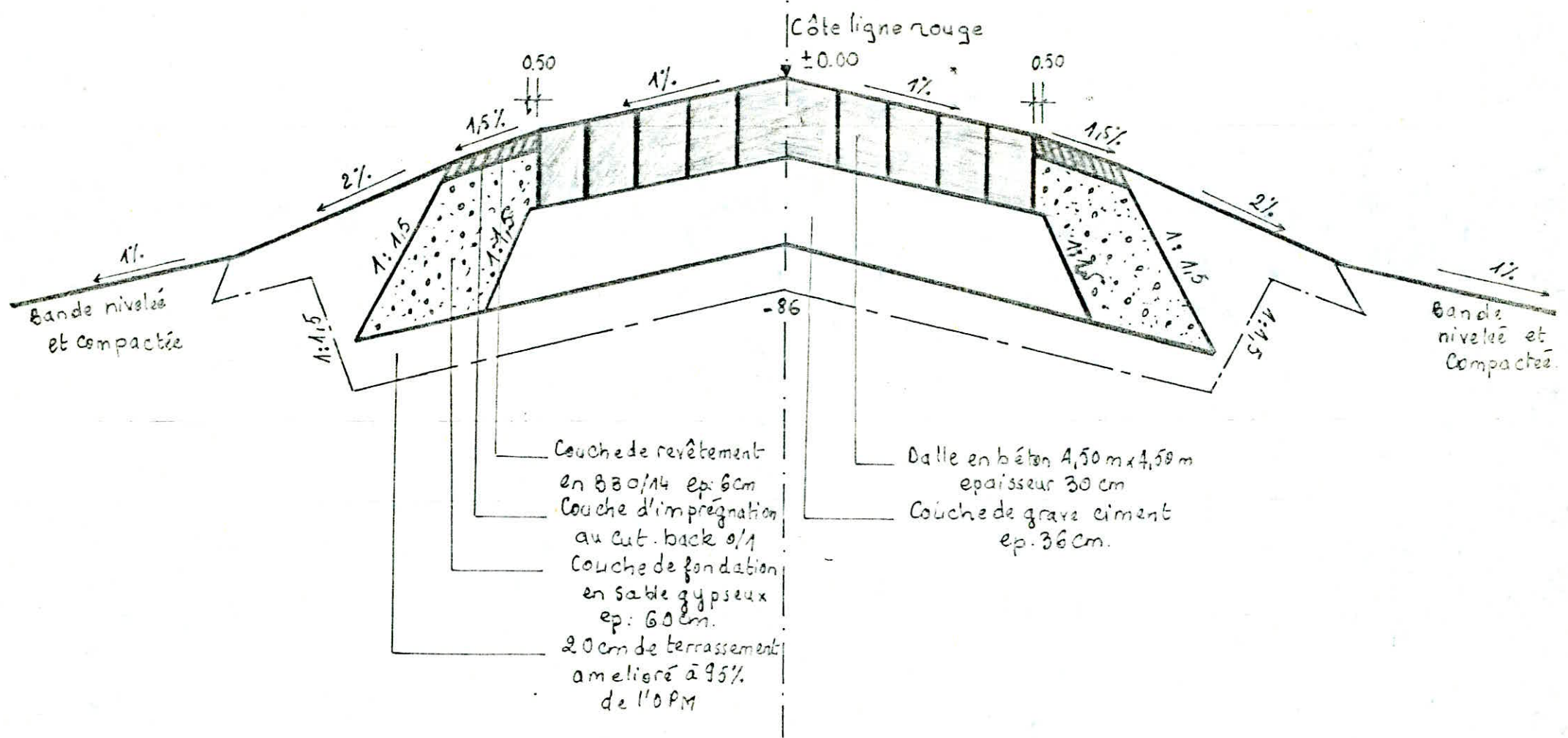
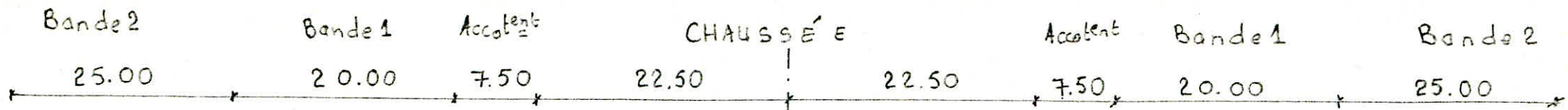
#### B-8 : DRAINAGE : Le dosage en ciment sera : $e = 160 \text{ kg/m}^3$ .

Le problème des eaux souterraines ne se pose pas, car la nappe d'eau est en moyenne à 10m de profondeur.

Les eaux de surface seront recueillies par ruissellement dans un réseau d'évacuation comprenant des regards à grilles.

#### CONCLUSION :

Les dispositions constructives ont été respectées.  
Les essais de formulation sont laissés à l'intention de l'exécutant.  
La structure type de la chaussée rigide apparaît en page suivante.



Structure Rigide  
 PROFIL TRAVERS TYP

# CHAPITRE 5

---

## TERRASSEMENTS

Cette partie concerne l'étude du mouvement des terres en remblai et en déblai, en vue de l'exécution de la piste principale 00/18 et de la bretelle de liaison 6A.

### I. Généralités:

Les terrassements, partie importante dans l'étude d'un projet, sont établis à partir de deux éléments fondamentaux.

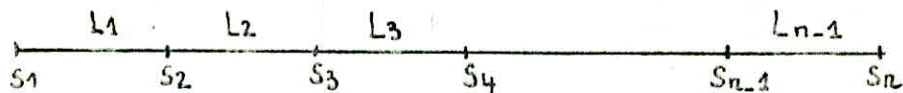
- L'étude géométrique qui consiste en la détermination du volume de terres à déplacer, et des distances de transport en vue d'un calcul économique.
- Le rapport de sol, qui nous renseigne sur les possibilités d'apport de matériaux, à des sites donnés, tel que paru dans notre étude.

L'opération de terrassement, proprement dite, se traduit par un décapage des terres végétales, suivi du profilage de la plate-forme de l'ouvrage.

### II. Calcul des Cubatures:

Nous avons considéré des profils en travers courants, équidistants de 150 mètres, afin d'évaluer le volume de terres entre profils consécutifs.

La méthode dite "Moyenne des aires" a été retenue. Elle consiste à calculer le cube de terres entre deux profils, en faisant le produit de la moyenne des sections par la longueur entre profils. Le schéma de calcul s'établit comme suit:



Le volume total  $V$  est donné par:  $V = S_1 \frac{L_1}{2} + S_2 \frac{L_1+L_2}{2} + S_3 \frac{L_2+L_3}{2} + \dots + S_n \frac{L_{n-1}}{2}$

Les quantités  $\frac{L_i + L_{i+1}}{2}$ , apparaissant dans les tableaux suivants, seront appelées

"Longueurs d'application".

La marche adoptée pour le calcul des cubatures s'établit comme suit:

- Tracé du profil en travers du terrain naturel, et du profil en travers de l'infrastructure (piste ou bretelle), correspondant à chaque section retenue sur le profil en long.

Autre part, nous indiquons que les côtes projet en divers points du profil en travers de la structure, sont calculées en respectant les pentes transversales, arrêtées lors de l'étude géométrique.

La côte projet, sur l'axe de la piste ou de la bretelle, étant relevée du profil en long de l'infrastructure correspondante.

Les tableaux 1 et 2 donnent les valeurs chiffrées des terrassements, en tenant compte du corps de chaussée, puis par déduction de celui-ci, nous obtenons les valeurs affectives des volumes de terres.

III. TABLEAUX DE VALEURS

III.1. Cubatures - piste nouvelle 00/18:

Pk	distances entre profils	Longueur d'application	REMBLAIS		DEBLAIS	
			Surface (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )
0_100	100	50	48,937	2.446,25	-	-
0+000	150	125	44,14	7.172,75	15,34	2.492,75
0+150	150	150	119,58	17.937	-	-
0+300	150	150	79,005	11.850,75	-	-
0+450	150	150	125,376	18.806,40	-	-
0+600	150	150	128,714	19.307,1	6,963	1044,45
0+750	150	150	85,2875	12.793,125	15,41	2.311,50
0+900	150	150	67,09	10.063,50	-	-
1+050	150	150	5,387	808,05	8,802	1320,30
1+200	150	150	5,325	798,75	56,155	8423,25
1+350	150	150	115,18	17.277	2,08	312
1+500	"	150	226,625	33.993,75	-	-
1+650	"	150	176,575	2.6486,25	-	-
1+800	"	"	72,985	10.947,75	42,00	6300
1+950	"	"	98,86	14.829	-	-
2+100	"	"	85,61	12.841,50	21,78	3267
2+250	"	"	319,098	47.864,7	-	-
2+400	"	"	149,88	22.482	47,85	7177,50
2+550	"	"	269,31	40.396,50	-	-
2+700	"	"	184,71	27.706,50	-	-
2+850	"	"	135,398	20.309,70	-	-
3+000	100	125	102,36	12.795	-	-
3+100		50	58,238	2.911,90	34,266	1.713,30
TOTAL				392.825,22		34.362,05



### III. 2. Cubatures. Bretelle 6A

$P_k$	Distances entre profils	Longueur d'application	Surfaces Remblais	Volumes Remblais	Surfaces déblais	Volumes déblais
0+150	150	202	72,239	14592,278	—	—
0+300	150	150	27,32	4098	—	—
0+450		200	—	—	13,52	2704,00
TOTAL				18690,278		2704,00

### III. 3. PRISE EN COMPTE DU VOLUME DU CORPS DE CHAUSSEE. DÉCAPAGE DES TERRES VÉGÉTALES:

Nous prévoyons un décapage de terres végétales, sur une épaisseur de 15 cm. Les volumes respectifs, de terres décapées, seront:

- Pour la nouvelle piste 00/18:  $V = 0,15 \times 3200 \times 150 = 72000 \text{ m}^3$
- Pour la bretelle de liaison 6A:  $V = 0,15 \times 595,731 \times 52 = 4646,70 \text{ m}^3$

Les volumes ainsi calculés, seront déduits du volume total de remblais, et rajoutés au volume total de remblais calculé précédemment.

Le volume total du corps de chaussée, sera rajouté au volume total de déblais, et déduit du volume total de remblais, ceci dans le but de respecter le profilage du fond de forme, et de tenir compte de la nature différente des matériaux entrant dans la composition du corps de chaussée.

- Pour la nouvelle piste orientée 00/18, le volume du corps de chaussée est donné par:  $V = 0,86(116255 + 27000 + 46331) + 0,20 \times 117680 = 186837,96 \text{ m}^3$
- Pour la bretelle 6A, le volume du corps de chaussée, est donné par:  $V = 0,86(15224 + 10698) + 0,20 \cdot 3620$

- Les volumes finaux de déblais, et remblais, sur les deux infrastructures sont donnés dans le tableau suivant:

Exemple de calcul: Piste principale 00/18:

Volume initial de remblais:  $392825,22 \text{ m}^3$

" " de déblais:  $34362,05 \text{ m}^3$

" du corps de chaussée:  $186837,96 \text{ m}^3$

" de terres végétales à décapées:  $72000 \text{ m}^3$

Volume final de remblais:  $392825,22 + 72000 - 186837,96 = 277987,26 \text{ m}^3$

Volume final de déblais:  $34362,05 + 186837,96 - 72000 = 149200,01 \text{ m}^3$

TABLEAU RECAPITULATIF:

Cubatures INFRAST.	REMBLAIS ( $\text{m}^3$ )	DÉBLAIS ( $\text{m}^3$ )	TERRES VÉGÉTALES
PP00/18	277987,26	149200,01	72000
BR6A	23336,978	20473,66	4646,70

# CHAPITRE 6

# METRE

Cette partie concerne le calcul des quantités de matériaux à prévoir pour la réalisation de notre ouvrage. Elle constitue l'étape préliminaire en vue d'une estimation du coût de réalisation.

## I. Calcul des Surfaces:

### I.1. Piste nouvelle 00/18:

#### a/ Surface de la chaussée:

Chaussée rigide: $2 \times 300 \times 45$	_____	27000 m <sup>2</sup>
		_____ Total: 27000 m <sup>2</sup>
Chaussée souple:		
Surface de la piste: $(3000 - 600) \times 45$	_____	108000 m <sup>2</sup>
Surface des raquettes de manoeuvre: $2 \left[ \left( 50^2 \times \pi \times \frac{150}{360} \right) + \left( 50 \times \frac{86,50 - 50}{2} \times \pi \times \frac{60}{360} \right) \right]$	_____	8255 m <sup>2</sup>
	_____	Total = 116255 m <sup>2</sup>

#### b/ Surface des accotements:

. Côté gauche piste:		
$(2705,90 + 109,65 + 100) \times 7,5$	_____	21866,63 m <sup>2</sup>
- Bout de piste:		
$60 \times 2 \times 7,5$	_____	900,00 m <sup>2</sup>
- Raquettes de manoeuvre:		
$\left[ (2 \times 46,50 \times \pi \times \frac{60}{360}) + (2 \times 53,75 \times \pi \times \frac{150}{360}) \right] \times 7,50$	_____	1411,60 m <sup>2</sup>
. Côté droit piste:		
$(75,00 + 692,17 + 1915,13 + 75,27) \times 7,50$	_____	20726,78 m <sup>2</sup>
- Raquettes de manoeuvre:		
$2 \times 7,50 \times \left[ (46,25 \times \pi \times \frac{60}{360}) + (53,75 \times \pi \times \frac{150}{360}) \right]$	_____	1418,60 m <sup>2</sup>
	_____	Total = 46330,31 m <sup>2</sup>

#### c/ Surface des bandes de 20 mètres:

. Côté gauche:		
$(75,00 + 80,00 + 2705,90 + 100) \times 20$	_____	59218,00 m <sup>2</sup>
. Côté droit:		
$(175,00 + 2748,07) \times 20$	_____	58461,40 m <sup>2</sup>

#### d/ Surface des bandes de 25 mètres:

		Total = 117679,40 m <sup>2</sup>
. Côté gauche: $(75,00 + 80,00 + 2705,90 + 100) \times 25$	_____	74022,50 m <sup>2</sup>
. Côté droit: $(175,00 + 2748,07) \times 25$	_____	73076,75 m <sup>2</sup>
	_____	Total = 147099,25 m <sup>2</sup>

I.2. Bretelle 6A:

a/ Surface de la chaussée:

$$\begin{array}{r}
 \text{Surface de la piste:} \\
 549,86 \times 25,00 \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 13746,50 \text{ m}^2 \\
 \text{Surface raquettes:} \\
 25 \times 32,96 - \frac{25^2 \cdot \pi \cdot 117,3877}{400} \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 247,91 \text{ m}^2 \\
 75 \times 100 - \frac{100^2 \cdot \pi \cdot 82,6123}{400} \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 1095,25 \text{ m}^2 \\
 2 \times \left( 25^2 - \frac{25^2 \cdot \pi}{4} \right) \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 134,13 \text{ m}^2 \\
 \text{Total} = \underline{\hspace{10em}} \quad 15223,78 \text{ m}^2
 \end{array}$$

b/ Surface des accotements:

$$\begin{array}{r}
 \frac{117,3877 \cdot 25 \cdot \pi \times 2,5}{200} \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 391,83 \text{ m}^2 \\
 \frac{82,6123 \times \pi \times 100 \times 2,50}{200} \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 1103,02 \text{ m}^2 \\
 \frac{25^2 \times \pi}{4} - \frac{15,50^2 \times \pi}{4} \times 2 \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 604,36 \text{ m}^2 \\
 452,53 \times 9,50 \times 2 \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 8598,07 \text{ m}^2 \\
 \text{Total} = \underline{\hspace{10em}} \quad 10697,28 \text{ m}^2
 \end{array}$$

c/ Surface des bandes de 4 mètres:

$$2 \times 452,53 \times 4 \quad \underline{\hspace{10em}} \quad 3620,24 \text{ m}^2$$

I.3. TABLEAU RECAPITULATIF DES SURFACES :

Désignation	CHAUSSÉE SDUPLE	Ch. Rigide.	Accotements	Bande -20m.	Bande -25m.	Bande -4m.
PP00/18	116255	2710 <sup>3</sup>	46331	117680	147099	-
BR6A	15224	-	10698	-	-	3620
TOTAUX	131479	2710 <sup>3</sup>	57029	117680	147099	3620

Les surfaces ainsi calculées, nous permettront dans la partie suivante, d'établir un devis quantitatif, tenant compte des structures de chaussées, établies lors du dimensionnement.

## I. Devis quantitatif:

### II.1. Béton Bitumineux 0/14:

#### . Sur chaussée:

$$PP00/18: 116255 \times 0,08 \times 2,4 \text{ t/m}^3 \text{ ----- } 22320,96 \text{ t.}$$

$$BRGA : 15225 \times 0,08 \times 2,4 \text{ t/m}^3 \text{ ----- } 2923,04 \text{ t.}$$

#### . Sur accotement:

$$PP00/18: 46331 \times 0,06 \times 2,4 \text{ t/m}^3 \text{ ----- } 6672 \text{ t.}$$

$$BRGA : 10698 \times 0,06 \times 2,4 \text{ t/m}^3 \text{ ----- } 1541 \text{ t.}$$

### II.2. Couche de Base en Grève émulsion:

$$\text{Total} = \text{-----} 33456,97 \text{ t.}$$

$$PP00/18: 116255 \times 0,18 \times 2,116 \text{ t/m}^3 \text{ ----- } 44279,21 \text{ t}$$

$$BRGA : 15224 \times 0,18 \times 2,116 \text{ t/m}^3 \text{ ----- } 5798,52 \text{ t}$$

$$\text{total: } 50077,73 \text{ t}$$

La densité apparente de  $2,116 \text{ t/m}^3$ , a été mesurée au laboratoire, lors des essais sur la grève émulsion.

### II.3. Couche d'imprégnation au cut-back 0/1:

#### . Sous chaussée:

$$PP00/18 : 116255 \times 10^{-3} \times 1,25 \text{ t/m}^3 \text{ ----- } 145,318 \text{ t.}$$

$$BRGA : 15224 \times 10^{-3} \times 1,25 \text{ t/m}^3 \text{ ----- } 19,03 \text{ t.}$$

#### . Sous accotement:

$$PP00/18: 46331 \times 0,001 \times 1,25 \text{ ----- } 57,91 \text{ t.}$$

$$BRGA : 10698 \times 0,001 \times 1,25 \text{ ----- } 13,34 \text{ t.}$$

$$\text{total: } 235,628 \text{ t.}$$

Notons que l'épaisseur retenue, pour la couche d'imprégnation est de 01 centimètre.

### II.4. Couche de fondation en sable gypseux:

#### . Sous chaussée:

$$PP00/18: 116255 \times 0,40 \text{ ----- } 46502 \text{ m}^3$$

$$BRGA : 15224 \times 0,40 \text{ ----- } 6089,6 \text{ m}^3$$

#### . Sous accotement:

$$PP00/18: 46331 \times 0,60 \text{ ----- } 27798,6 \text{ m}^3$$

$$BRGA : 10698 \times 0,60 \text{ ----- } 6418,8 \text{ m}^3$$

$$\text{total} = \text{-----} 86809 \text{ m}^3$$

II.5. Couche de terrassements en matériaux choisis : épaisseur 20 cm.

$$PP00/19 : (116255 + 46331 + 117680) \times 0,20 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 56053,20 \text{ m}^3$$

$$BR6A : (10698 + 15224 + 3620) \times 0,20 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 5908,40 \text{ m}^3$$

$$\text{Total} = \underline{\hspace{2cm}} \quad 61961,6 \text{ m}^3$$

II.6. Couche de revêtement en béton de ciment :

$$PP00/18 : 27000 \times 0,30 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 8100 \text{ m}^3$$

II.7. Couche de base en grave ciment :

$$PP00/18 : 27000 \times 0,36 \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 9720 \text{ m}^3$$

II.8. Tableau récapitulatif des quantités de matériaux :

Designation	Piste Principale 00/18	BRETELLE 6A	Total
BBO/14	28992,96 t	4464,01 t	33456,97 t
Grave émulsion	44279,21 t	5798,12 t	50077,33 t
Ent back o/t	203,228 t	32,4 t	235,628 t
Sable gypseux	74300,6 m <sup>3</sup>	12508,4 m <sup>3</sup>	86809 m <sup>3</sup>
Couche de Terr.	56053,20 m <sup>3</sup>	5908,40 m <sup>3</sup>	61961,6 m <sup>3</sup>
Béton de ciment	8400 m <sup>3</sup>	0	8400 m <sup>3</sup>
Grave ciment	9720 m <sup>3</sup>	0	9720 m <sup>3</sup>
Remblai d'apport	128787,25 m <sup>3</sup>	2863,318 m <sup>3</sup>	131650,56 m <sup>3</sup>

Les quantités ainsi déterminées, nous permettront en partie suivante d'établir une évaluation du coût de réalisation.

# **CHAPITRE 7**

## Calcul du Coût de réalisation

### I. Site nouvelle 00/18:

#### I.1. Coût des terrassements:

- 1<sup>ère</sup> Opération : Décapage des terres végétales.
- 2<sup>ème</sup> Opération: Transport des terres décapées vers la décharge.
- 3<sup>ème</sup> Opération: Apport Remblais: Nous considérons que les zones d'appart de remblais, sont avoisinantes au site, nous ne prévoyons pas de plus-value pour cette opération.
- 4<sup>ème</sup> OPERATION: Compactage du fond de forme.

#### I.2. Tableau des coûts:

OPERATION	QUANTITES (m <sup>3</sup> ou (m <sup>2</sup> ))	Prix Unitaire (DA)	Coût (D.A).
Décapage	72000	15,00 DA	1080000,00
Transport	72000	25,00	1800000,00
Apport Rembl.	128787,25	75,00	9659043,70
Compactage fond de forme	489586 m <sup>2</sup>	5,00 DA/m <sup>2</sup>	2447930,00
Total			13486973,00 DA

#### I.3. Mise en oeuvre du corps de chaussée:

OPERATION	QUANTITES	Prix unitaire	Coût (DA)
F.M.D couche de PROTECTION.	56053,20 m <sup>3</sup>	136 DA/m <sup>3</sup>	6726384,00 DA
F.M.D. Sable gypseux en fond.	74300,6 m <sup>3</sup>	75 DA/m <sup>3</sup>	5572545,00 DA
IMPRÉGNATION au cut back oil	162586 m <sup>2</sup> x 0,004 m <sup>3</sup>	4,00 DA/m <sup>2</sup>	650344,00 DA
F.M.D. Grave émulsion	44279,21 t	270 DA/t	11955386,00
F.M.D. du BBO/4	28992,96 t	420 DA/t	12177043,00
F.M.D. Grave ciment	27000 m <sup>2</sup> x 0,36 m	100 DA/m <sup>2</sup>	2700000,00
F.M.D. Béton de Ciment	27000 m <sup>2</sup> x 0,30 m.	290 DA/m <sup>2</sup>	7830000,00
Total			47611702,00

Nota: F.M.D : Fourniture et Mise en oeuvre.

Les opérations de balisage et de signalisation ne sont pas concernées par le présent devis estimatif.

Nous avons tenu compte, des plus-values de transport, sur les prix unitaires de fourniture ou de transport de matériaux.



## II. BRETELLE DE LIAISON GA:

### II.1: Coût des terrassements:

OPERATION	Quantités (m <sup>3</sup> )	Prix Unitaire (DA)	Coût (DA)
DECAPAGE	4646,70	15,00	69700,50 DA
TRANSPORT	4646,70	25,00	116167,50
APPORT DE REMBLAI	2863,318	75,00	214748,85
Compaction du fond de forme	25922 m <sup>2</sup>	5,00 DA/m <sup>2</sup>	129610,00
Total			530226,85

### II.2. Mise en oeuvre du corps de chaussée:

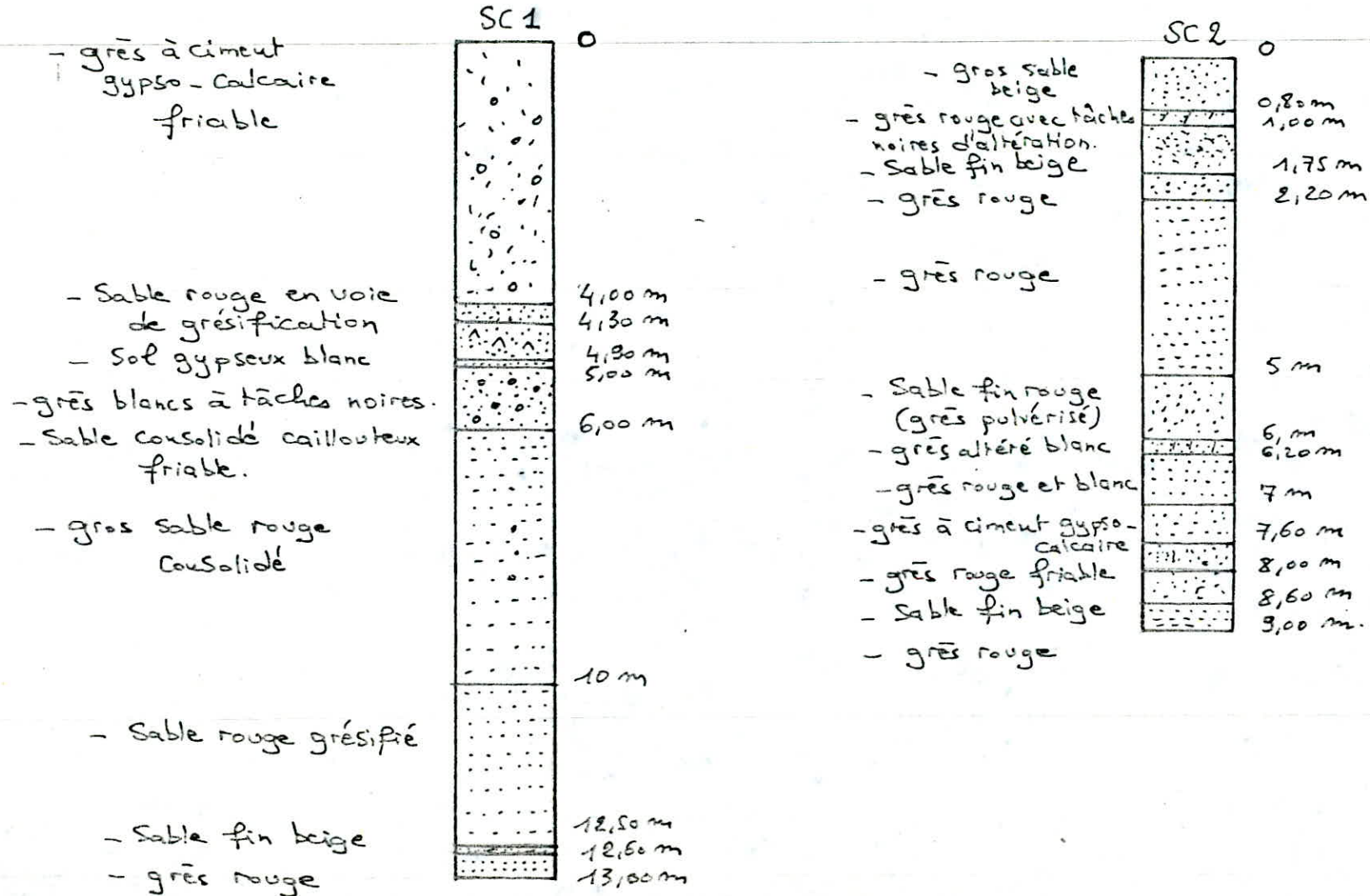
OPERATION	QUANTITÉS	Prix Unitaire	Coût (DA)
F.M.O couche de protection	5908,40 m <sup>3</sup>	136 DA/m <sup>3</sup>	709008,00
F.M.O. Sable gyps. eux en fondation	12508,4 m <sup>3</sup>	75 DA/m <sup>3</sup>	938130,00
IMPREGNATION au cut back 0/1	25922 m <sup>2</sup> x 0,001 m	4,00 DA/m <sup>2</sup>	103688,00
F.M.O. Grave émulsion	5788,52 t	270 DA/t	1565600,40 DA
F.M.O. BBO/14	4464,01 t	420 DA/t	1874884,20
Total			5191310,20

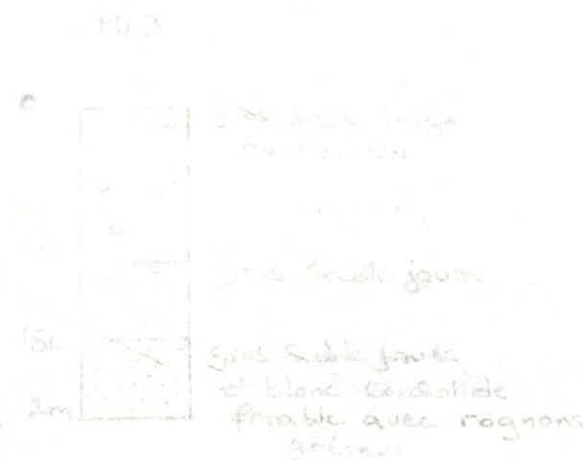
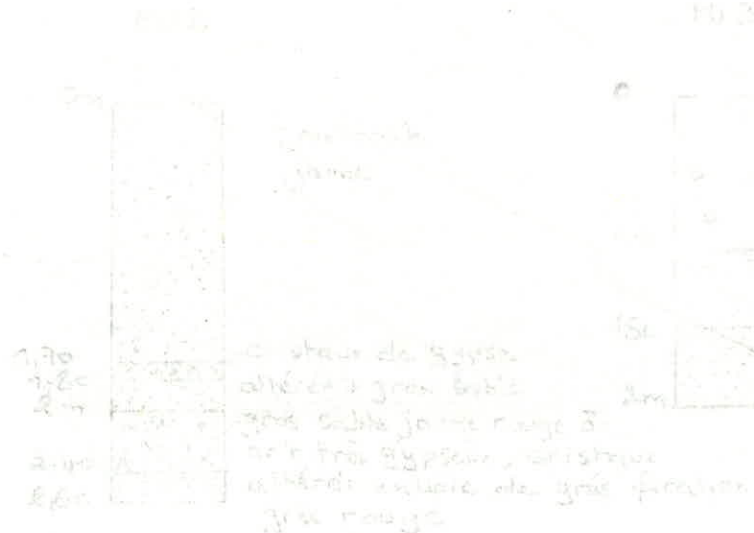
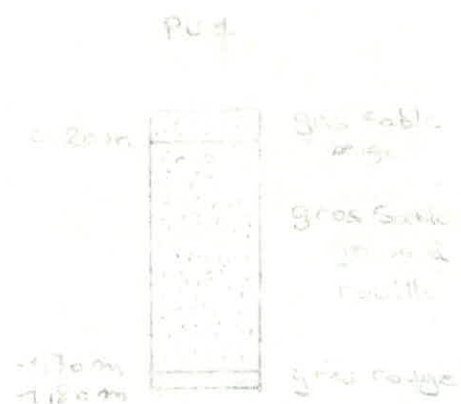
## CONCLUSION:

Le montant global s'élève à: 6682.0212,00 DINARS.

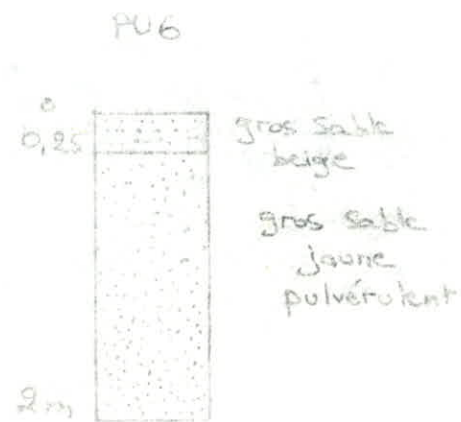
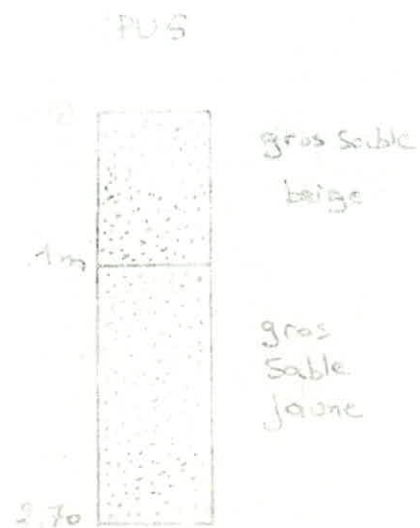
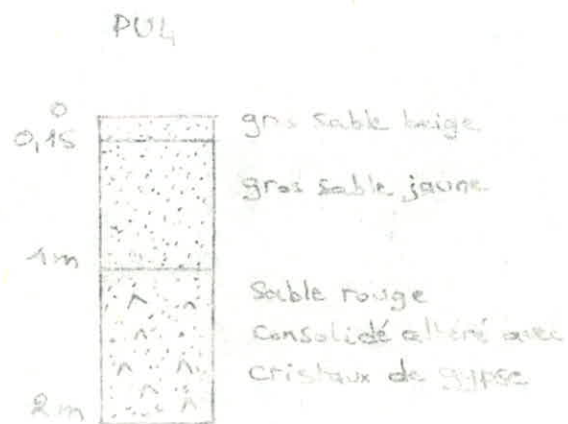
Cette enveloppe ne concerne pas les opérations de balisage, et de signalisation.

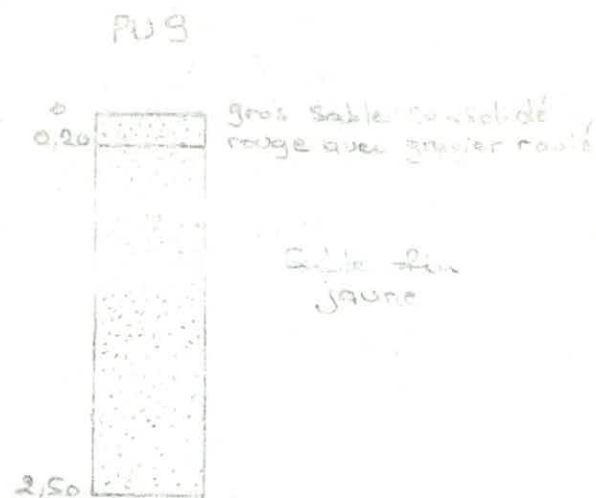
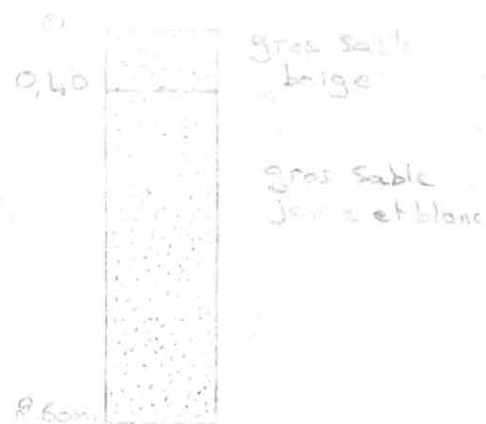
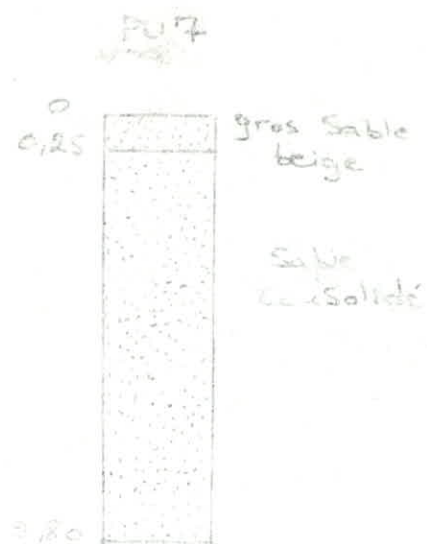
- Coupe Géologique des Sondages -



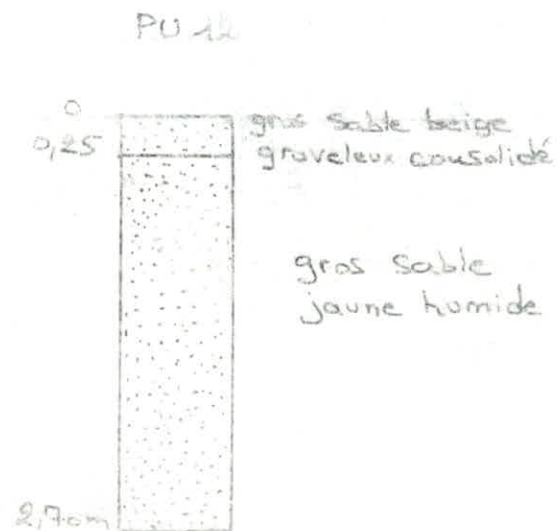
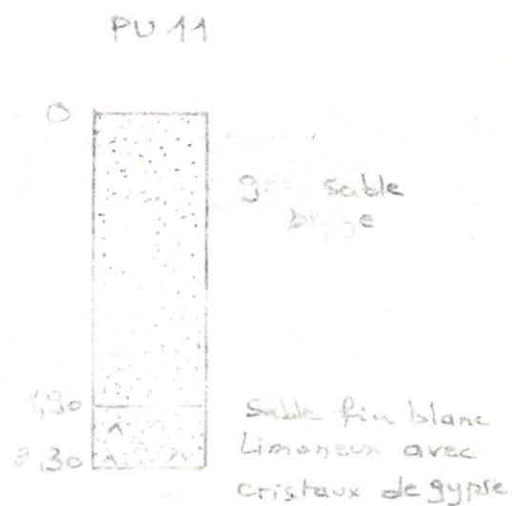
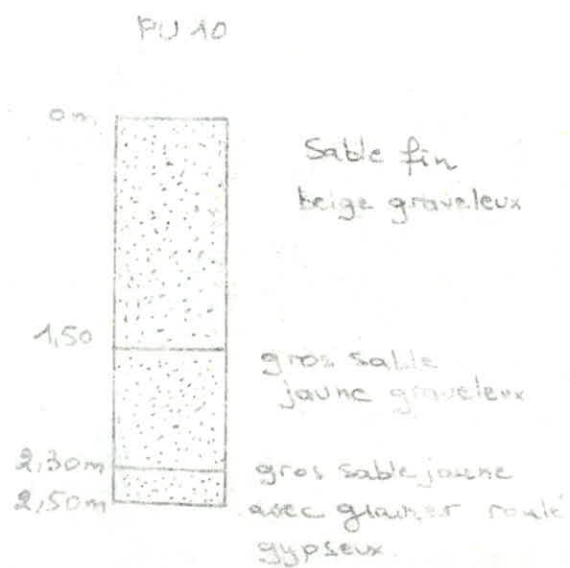


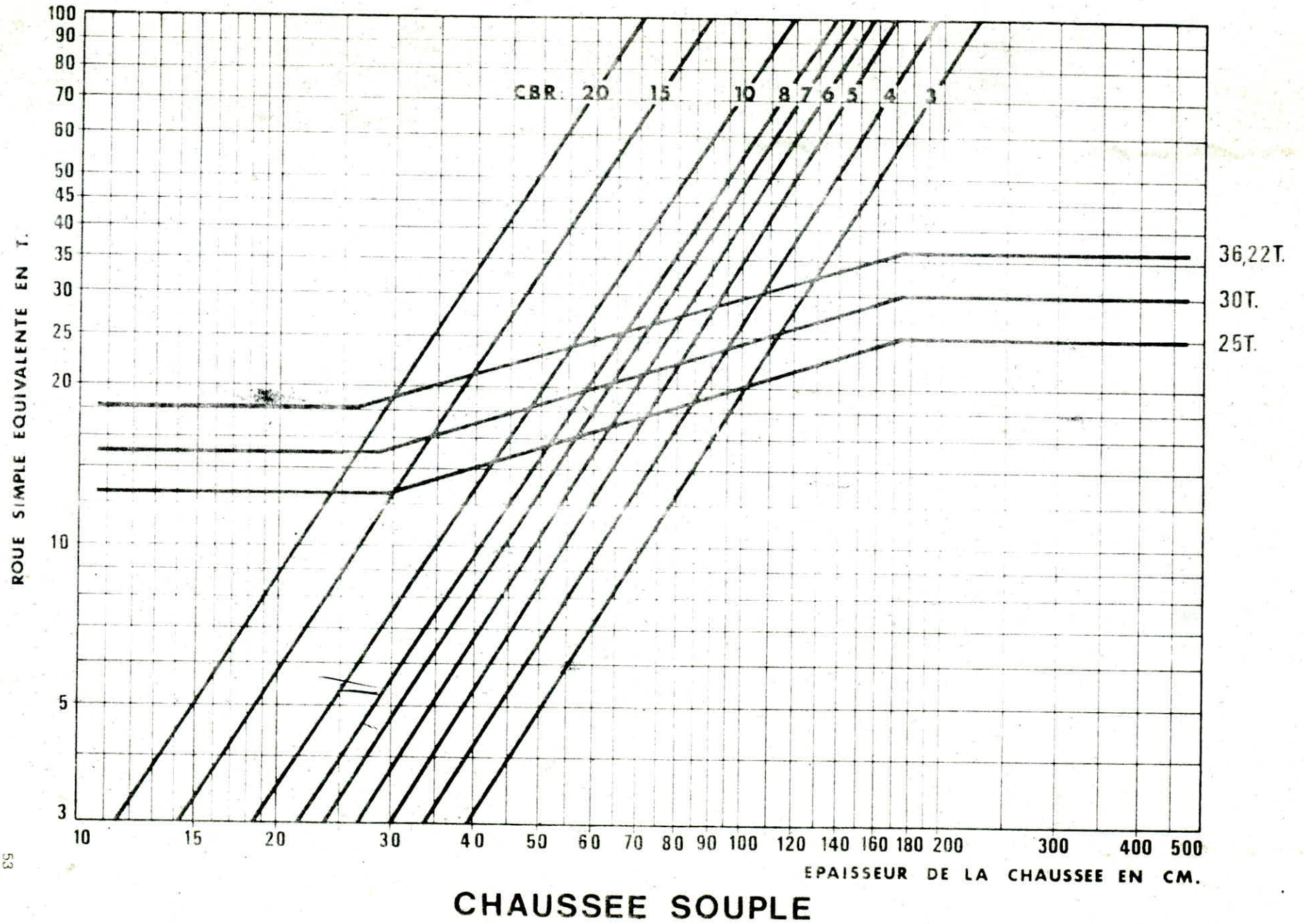
COUPE GÉOLOGIQUE DES PUIXS.





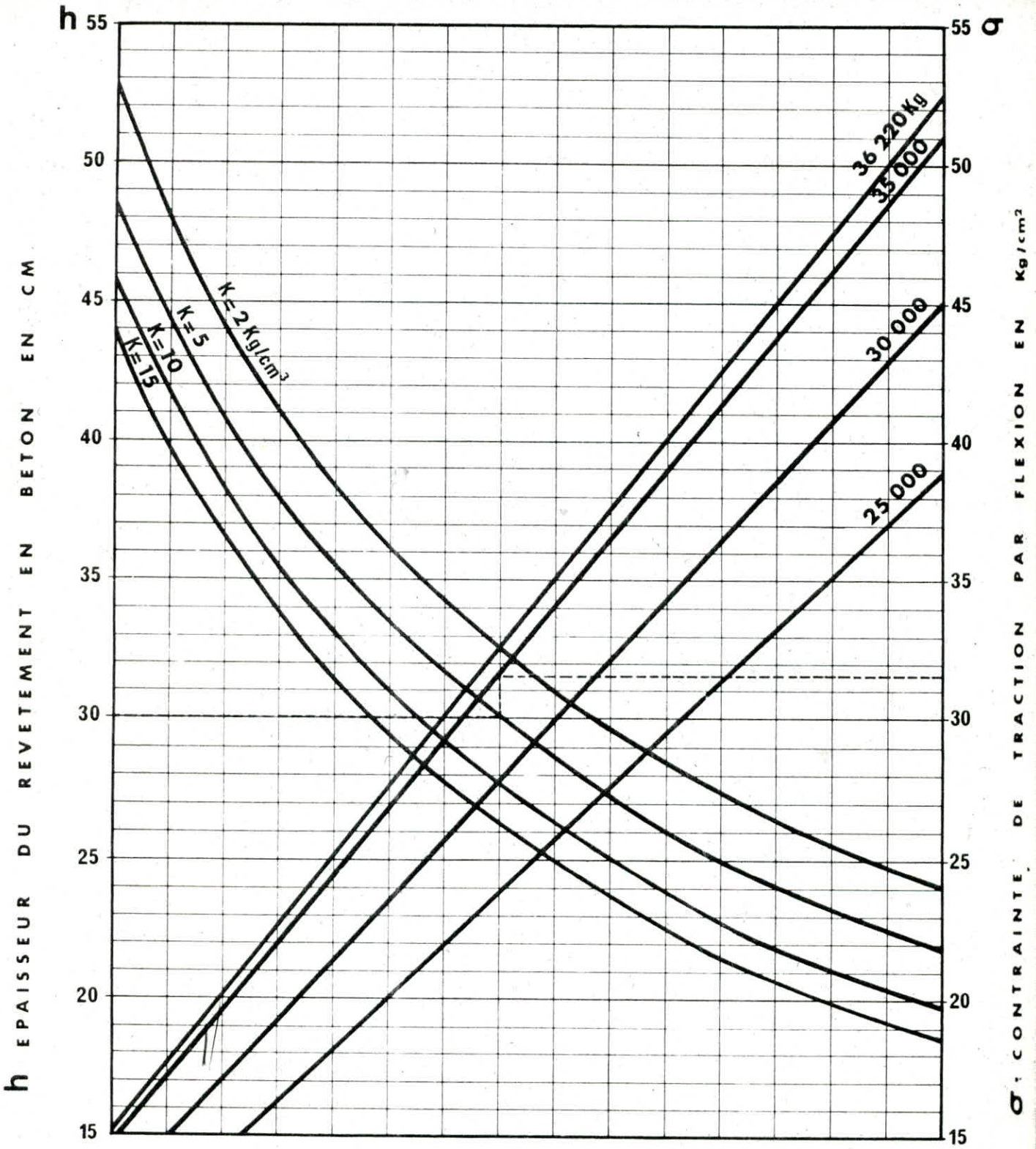
COUPÉ GÉOLOGIQUE DES PUIIS.





# BOEING 727

ATTERRISEUR PRINCIPAL  
PRESSION DES PNEUMATIQUES: 11,81 Kg/cm<sup>2</sup>



$\sigma$ : CONTRAINTE DE TRACTION PAR FLEXION EN Kg/cm<sup>2</sup>

CHAUSSEE RIGIDE

# REMERCIEMENTS

Ce mémoire a été préparé à l'École Nationale Polytechnique sous la direction de Messieurs ABDELLADIM (D.E.R SONATRO) et KERATI (professeur à l'ENP).

Nous tenons à leur exprimer toute notre reconnaissance pour l'aide si précieuse qu'ils nous ont apportée.

Nous remercions vivement M<sup>eur</sup> OUARDANE pour tout son dévouement et son soutien moral si précieux.

Notre reconnaissance en vers M<sup>rs</sup> J-H. DESCHAMPS, MAZIGHI, MOKHTARI BENNACEUR, TERRIA, KENANE, BENABDESLAM, FERRAT, BELAZOUGUI, BOUZA et M<sup>me</sup> DERRICHE pour leur aide technique très précieuse.

Notre gratitude va vers M<sup>rs</sup> SIDI MAUSSA, BENDRISSI, SASSI ainsi qu'à tout le personnel du Laboratoire.

Nous adressons nos plus vifs remerciements à Messieurs les professeurs à l'ENP, qui ont grandement contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier vivement notre ami HADDADI SMAIL pour le soutien continu et l'aide si précieuse qu'il nous a apportée dans les moments les plus difficiles.

# BIBLIOGRAPHIE

- Dimensionnement des chaussées d'aérodromes. (volumes 1, 2 et 3) - STBA.
- Conception et construction des chaussées - TOME 1. J. JEUFFROY - Eyrolles. 1967
- Annexe 14. OACI. 1976.
- Revue Générale des routes et aérodromes
- Les encroutements calcaires et les encroutements gypseux en géotechnique routière. Par JOSE CARLOS de OS. HORTA.
- Directives pour l'exécution des chaussées en béton de ciment. SETRA. LCPC.
- Directives pour la réalisation des assises de chaussée en grave émulsion.  
SETRA. LCPC. 1974
- Les émulsions de bitume - LCPC. Juin 1974. [1]
- Nouveau traité de Matériaux de Construction - DURIEZ.
- Géologie du Sahara. CONRAD et J.H. DURAND
- Bulletin de liaison des laboratoires de ponts et chaussées - N° 141. 1986



