

dimensionnement des chaussées

Instruction sur le dimensionnement des chaussées d'aérodromes
et la détermination des charges admissibles

volume 2

1983



sba

Service des Bases aériennes
246, rue Lecourbe
75732 Paris
Cedex 15
Tél: 828.40.20

stba

Service technique
des Bases aériennes
246, rue Lecourbe
75732 Paris Cedex 15
Tél: 554.63.18

AVANT-PROPOS

Les dispositions relatives au dimensionnement des chaussées d'aérodromes et à la détermination des charges admissibles font l'objet de trois volumes :

VOLUME 1 : INSTRUCTION TECHNIQUE

Partie 1 : Dispositions générales
Partie 2 : Annexes

VOLUME 2 : MANUEL PRATIQUE DE DIMENSIONNEMENT

Partie 1 : Compléments pour l'usage des méthodes de dimensionnement, abaques généraux
Partie 2 : Exemples
Partie 3 : Tableaux de caractéristiques et abaques de calcul pour les principaux avions

VOLUME 3 : MANUEL PRATIQUE DE DETERMINATION DES CHARGES ADMISSIBLES

Partie 1 : Compléments pour la détermination des charges admissibles et la publication des renseignements sur la force portante des chaussées par la méthode ACN/PCN
Partie 2 : Exemples

Le volume 1 constitue l'instruction technique de base, regroupant de manière détaillée et commentée les règles de dimensionnement des chaussées neuves d'aérodromes et de détermination des charges admissibles. Il traite également des problèmes connexes : évaluation des chaussées existantes, renforcements...

Les dispositions générales contiennent des prescriptions (écrites en **caractères gras**) le plus souvent suivies de recommandations, commentaires et remarques (écrits en *italique*). La deuxième partie du volume est une annexe qui rappelle l'origine et le fondement des méthodes d'étude des chaussées.

Le volume 2 est conçu pour être le document pratique de dimensionnement. Son utilisation suppose la connaissance de la partie 1 de l'Instruction Technique. Une première partie contient des compléments nécessaires pour utiliser les méthodes de dimensionnement et les abaques généraux dont seulement quelques exemples figurent dans le volume 1.

Les exemples d'utilisation (partie 2) regroupent des cas très complets d'études utilisant toutes les méthodes décrites.

Une série de tableaux de caractéristiques et d'abaques relatifs aux cinquante principaux avions civils en service ou en projet constitue le véritable outil pratique de l'utilisateur (partie 3).

Le volume 3 est au même titre que le précédent un document pratique consacré aux méthodes de détermination et de publication des charges admissibles. Son utilisation suppose la connaissance de la partie 1 de l'Instruction Technique.

Une première partie contient des exemples complémentaires utiles à la détermination du PCN des chaussées. Une deuxième partie contient des exemples complets.

L'attention de l'utilisateur est enfin appelée sur le regroupement dans les volumes 1 et 2 de deux catégories de dispositions qui faisaient l'objet antérieurement de deux circulaires distinctes :

- celles relatives aux chaussées légères, destinées à recevoir des avions dont la masse maximale est inférieure à 5,7 tonnes,
- celles communes à toutes les autres catégories de chaussées.

SOMMAIRE

	Pages
PARTIE 1 - COMPLEMENTS POUR L'USAGE DES METHODES DE DIMENSIONNEMENT - ABAQUES GENERAUX	5
1. Compléments sur le calcul des épaisseurs.....	7
1.1. Remarques sur la terminologie.....	7
1.2. Précision dans le calcul des épaisseurs.....	7
2. Compléments sur l'étude de la portance des sols supports.....	9
2.1. Reconnaissance - Sondages.....	9
2.2. Essais de sol.....	10
2.3. Etudes CBR pour les chaussées souples.....	10
2.3.1. Généralités.....	10
2.3.2. Etudes CBR pour dimensionner une chaussée souple neuve.....	11
2.3.3. Etudes CBR pour évaluer la portance d'une chaussée souple existante.....	14
2.3.4. Remarques sur le poinçonnement CBR.....	15
2.3.5. Facteur de portance.....	16
2.3.6. Couches de forme - Sols supports hétérogènes en profondeur.....	17
2.4. Etude du module de réaction pour le dimensionnement et l'évaluation de la portance d'une chaussée rigide.....	19
2.4.1. Généralités.....	19
2.4.2. Dispositions et précautions à prendre.....	20
3. Compléments pour le calcul de la profondeur de gel dans les chaussées.....	22
3.1. Paramètres climatiques.....	22
3.2. Paramètres thermiques des sols et matériaux de chaussée.....	22
3.3. Calcul de la profondeur de gel.....	22
4. Abaques généraux (<i>liste détaillée p. 27</i>).....	27
PARTIE 2 - EXEMPLES	41
Exemple 1 - Dimensionnement forfaitaire.....	43
Exemple 2 - Dimensionnement optimisé.....	51
Exemple 3 - Vérification au gel-dégel.....	60
Exemple 4 - Renforcement.....	62
PARTIE 3 - TABLEAUX DE CARACTERISTIQUES ET ABAQUES DE DIMENSIONNEMENT POUR LES PRINCIPAUX AVIONS COMMERCIAUX	67
Tableau de conversion des principales unités.....	68
Liste des principaux avions de masse totale inférieure à 5 700 kg.....	69
Avions à roues simples isolés de masse totale supérieure à 5 700 kg.....	70
Liste.....	70
Répartition des charges statiques.....	70
Schéma des atterrisseurs.....	71
Numéros d'ACN.....	71
Pression des pneumatiques.....	72
Influence de la pression des pneumatiques.....	72
Avions de masse totale supérieure à 5 700 kg.....	74
Indications pour la lecture des tableaux des caractéristiques des avions.....	74
Indications pour l'utilisation des abaques « chaussées souples ».....	76
Indications pour l'utilisation des abaques « chaussées rigides ».....	77
Liste des avions, des tableaux de caractéristiques, des abaques.....	78
TABLEAUX DES CARACTERISTIQUES AVIONS ET DES ABAQUES, à partir de la page	80

PARTIE 1

COMPLEMENTS POUR L'USAGE DES METHODES DE DIMENSIONNEMENT

ABAQUES GENERAUX

1. COMPLEMENTS SUR LE CALCUL DES EPAISSEURS

1.1. REMARQUES SUR LA TERMINOLOGIE

Selon les définitions données dans le volume 1, chapitre 1, § 1.1 page 7, les expressions suivantes :

- charge réelle;
- charge réelle pondérée;
- charge normale de calcul;
- charge admissible,

désignent une charge sur un **atterrisseur**. Avec les trains d'atterrissage des avions connus, l'espacement entre atterrisseurs est tel qu'il est admissible d'étudier individuellement l'action de chaque atterrisseur. Les abaques de dimensionnement sont donc établis pour le ou les atterrisseurs critiques de chaque avion et les valeurs lues sont des charges sur l'atterrisseur.

Par ailleurs, certaines données sont fournies sous la forme de charge totale par avion (exemples : statistiques de trafic, charges correspondant à un ACN ou déduites d'un PCN). Par habitude, les expressions ci-dessus sont aussi employées pour désigner la charge totale des avions.

Afin d'éviter toute confusion dans les calculs, il est recommandé :

- d'employer les notations suivantes :

Type de charge	Sur l'atterrisseur	Totale
Charge réelle.....	P	P_t
Charge réelle pondérée.....	P'	P'_t
Charge normale de calcul.....	P''	P''_t
Charge admissible.....	P_o	P_{to}
Charge admissible déduite d'une publication.....	P_a	P_{ta}

- de préciser « charge totale... » chaque fois que cela est le cas, et d'indiquer le pourcentage de cette charge totale sur l'atterrisseur critique pour la suite des calculs.

Des compléments et des recommandations particulières sont donnés dans le volume 3 pour ce qui concerne les charges admissibles (§ 2.1, p. 15).

1.2. PRECISION DANS LE CALCUL DES EPAISSEURS

L'épaisseur calculée d'une chaussée est entachée d'une **incertitude** dont les causes diverses sont citées ci-après par ordre d'importance :

- incertitudes sur la connaissance des paramètres caractérisant le sol support et les couches de chaussée pendant toute la durée de vie :
 - CBR, module de réaction;
 - coefficients d'équivalence;
 - contraintes de traction par flexion à la rupture du béton;
 - coefficients de sécurité pour les chaussées rigides;

- imprécision des données caractérisant le trafic (charges réelles, nombre de mouvements, répartition entre les différentes aires);
- approximation des formules de dimensionnement qui ne peuvent représenter exactement et constamment le comportement réel des chaussées pendant la durée de vie;
- simplifications et approximations requises pour le tracé des abaques sous une forme réduite et pratique.

Dans la pratique, les épaisseurs réelles mises en œuvre ne correspondent jamais exactement en tous points aux épaisseurs théoriques. Les causes sont multiples :

- variations dues aux sujétions de profils en long et en travers de raccordement, de reprofilage, d'épaisseurs minimales à mettre en œuvre;
- imprécision de mise en œuvre (de l'ordre de grandeur des tolérances généralement admises).

Il est donc inutile que les données de dimensionnement aient une précision illusoire. Les incertitudes admises sont les suivantes :

Données	Incertitudes couramment admises
CBR.....	± 1
Modules de réaction K.....	$\pm 1 \text{ MN/m}^3$
Contraintes de traction par flexion.....	$\pm 0,2 \text{ MPa}$
Coefficients d'équivalence.....	$\pm 0,2$
Charges des avions.....	$\pm 2 \%$

Les incertitudes sur l'ensemble des données ne se cumulent jamais dans le même sens. Ainsi l'erreur sur l'épaisseur ne dépasse pas 5 cm équivalents pour les chaussées souples et 2 cm réels pour les chaussées rigides.

Conséquences sur la précision à apporter à la lecture des abaques :

Les abaques ont été conçus pour permettre une lecture avec une précision suffisante eu égard aux incertitudes évoquées ci-dessus.

L'erreur de lecture des abaques ne dépasse pas 1 cm pour les chaussées rigides et 2 cm équivalents pour les chaussées souples.

Pour certaines charges, il est nécessaire d'extrapoler par rapport au faisceau de valeurs usuelles dessinées sur les abaques. Le risque d'erreur est alors plus important.

Les abaques sont tracés pour des pressions standard de gonflage des pneumatiques. Lorsque la pression effective est différente de la valeur standard, il n'est utile d'en tenir compte que lorsque la différence est supérieure à $\pm 0,3 \text{ MPa}$. Les indications fournies page 72 du présent volume permettent de corriger les valeurs lues sur les abaques.

2. COMPLEMENTS SUR L'ETUDE DE LA PORTANCE DES SOLS SUPPORTS

Les caractéristiques d'un sol support sont déterminées par une étude géotechnique portant principalement sur la reconnaissance des sols constituant la plateforme de l'aérodrome et l'exécution de mesures et d'essais sur ces sols.

2.1. RECONNAISSANCE — SONDAGES

Au niveau de l'Avant-Projet Sommaire d'un site entièrement nouveau, il est effectué quelques sondages profonds de 15 m environ pour un aérodrome important et de 5 à 10 m pour les autres aérodromes. Ces sondages sont implantés en fonction des données recueillies lors de l'examen des cartes géographiques et géologiques et lors de visites sur le site. Trois sondages environ sont généralement suffisants pour un site d'une constitution géologique courante.

Des échantillons des différents types de sol rencontrés dans ces sondages sont prélevés et soumis aux essais d'identification décrits au paragraphe suivant. Par ailleurs le niveau de la nappe phréatique est noté et ses variations sont suivies à l'aide de piézomètres.

Au niveau de l'Avant-Projet Détaillé, l'étude précédente est complétée par une série de sondages et d'essais de sols sur les échantillons prélevés.

La localisation, le nombre et la profondeur des sondages doivent évidemment être tels qu'ils permettent de noter toutes les variations importantes dans la nature du sol. Le programme type défini ci-après est donné à titre indicatif, et pourra être soit « renforcé », soit réduit selon les cas.

Programme de sondages

Type d'ouvrage	Espacement des sondages	Profondeur des sondages (1)
Pistes et voies de circulation	100 m	Pour les aérodromes importants : 3 m.
Aires de stationnement	1 sondage tous les 5 000 m ² environ	Pour les autres aérodromes : de 1 à 2 m.
Zones non revêtues (2)	1 sondage tous les 10 000 m ² environ	1 à 2 m.

(1) La profondeur du sondage est mesurée :
 -- dans les zones en déblai, par rapport à la ligne « projet » ;
 -- dans les zones en remblai, par rapport au terrain naturel.

(2) Il s'agit des zones de l'aérodrome, qui sans être destinées à recevoir une chaussée, doivent faire l'objet de terrassements, ou des zones envisagées comme lieux d'emprunt.

2.2. ESSAIS DE SOL

Sur les échantillons prélevés au cours des reconnaissances des sols, des essais d'identification sont effectués sur les différents sols rencontrés. Il sera veillé à la conservation de la teneur en eau entre les prélèvements et les mesures en laboratoire afin de déterminer les teneurs en eau naturelles ainsi qu'éventuellement les densités humides et les densités sèches. Toutefois, le prélèvement d'échantillons intacts n'est indispensable que dans des cas bien particuliers (en vue d'essais de compressibilité par exemple, ou de poinçonnements CBR aux conditions *in situ*).

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

- limites d'Atterberg;
- granulométrie;
- éventuellement, teneur en matières organiques, équivalent de sable, etc.

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

Ultérieurement, et éventuellement suivant la nature des sols, des essais de perméabilité sont réalisés pour permettre de connaître et d'étudier les conditions de drainage des chaussées ainsi que des essais éventuels pour les études de traitement de sol et d'influence du gel.

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

2.3. ETUDES CBR POUR LES CHAUSSEES SOUPLES

2.3.1. GENERALITES

L'utilisation de la méthode CBR pour le dimensionnement ou l'évaluation de la portance des chaussées souples présente les avantages suivants :

- la méthode et les essais sont relativement simples et très généralisés dans le monde. Une grande expérience en est acquise et une documentation importante s'y rapporte;
- c'est également la méthode qui est à la base du calcul des ACN (cf. volume 1, chap. 8).

Par contre la méthode CBR présente certains inconvénients :

- l'essai CBR est plus empirique que rationnel. Le poinçonnement CBR ne traduit pas les véritables sollicitations au niveau du sol support;
- l'essai CBR est long à exécuter et ne peut être réalisé que sur certaines catégories de sol assez fins (les gros éléments que le piston rencontre faussent les résultats);
- l'essai est dispersé. L'écart quadratique moyen est de 25 %. Pour un CBR moyen de 4, par exemple, la dispersion est de 1 et le CBR est donc compris entre 3 et 5. Pour une charge normale de calcul de 20 T RSI, les épaisseurs équivalentes correspondantes sont respectivement de 77 cm et 102 cm. Ceci illustre la forte sensibilité du dimensionnement au CBR, donc aux résultats des essais.

Afin de pallier ces inconvénients il importe donc que les études de sols tiennent compte de **tous les facteurs** qui peuvent influencer cette portance et de conduire les études CBR avec toutes les **précautions nécessaires**. En effet, le choix du CBR de calcul (cf. volume 1, partie 1, § 3.2, p. 15) n'est pas seulement basé sur le résultat des poinçonnements CBR, mais sur **tout un faisceau de renseignements** où entrent également le facteur de portance (cf. § 2.3.5), les propriétés hydrogéologiques et géotechniques du sol, les conditions d'environnement, de climat, d'exécution des travaux, etc.

L'« étude CBR » vise à déterminer un CBR de calcul en fonction de la susceptibilité du sol aux conditions de densité sèche (compacité) et de teneur en eau.

Le principe de cette étude est de poinçonner des échantillons de sol dans des conditions qu'il acquerra une fois revêtu d'une chaussée, ou qu'il possède sous une chaussée existante.

Il existe donc plusieurs façons d'exécuter des poinçonnements CBR en faisant varier le mode de préparation des échantillons, leur compactage et leur degré d'imbibition. Mais la méthode de poinçonnement doit rester **rigoureusement** conforme aux conditions normalisées du processus d'essai. Compte tenu de la dispersion de l'essai, il est indispensable de disposer des résultats de plusieurs poinçonnements d'échantillons **identiques** pour obtenir une valeur moyenne acceptable. Cinq résultats de poinçonnement devraient donc être un minimum, ce qui multiplie évidemment le nombre des éprouvettes et le coût des études.

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

2.3.2. ETUDES CBR POUR DIMENSIONNER UNE CHAUSSEE SOUPLE NEUVE

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

Le choix du CBR de calcul doit être effectué en fonction de la densité sèche du sol qui sera obtenue à la construction, et de la teneur en eau d'équilibre qu'acquerra ce sol quelques années après la construction de la chaussée. Cette teneur en eau d'équilibre en principe varie peu dans le temps sous une piste de 45 m de largeur correctement conçue, réalisée et entretenue.

Ces caractéristiques peuvent être influencées par les facteurs suivants :

— **Conditions de compactage sur le chantier :**

Il est essentiel de s'assurer que le matériel de compactage disponible sera suffisant en qualité et en quantité pour obtenir la compacité désirée.

— **Conditions climatiques :**

Ces conditions peuvent ne pas permettre l'obtention de la teneur en eau optimum, principalement pour les limons. Il est donc nécessaire de prévoir ces conditions en étudiant les relevés météorologiques des précédentes années.

— **Conditions de drainage et d'environnement :**

Suivant ces conditions, la teneur en eau d'équilibre pourra être, soit en deçà de la teneur en eau à « imbibition normale », soit voisine de la saturation si le sol support est un sol fin.

Suivant la fiabilité des renseignements recueillis sur l'influence de ces conditions, mais également suivant l'importance de l'aérodrome et la compétence des spécialistes qui conduiront l'étude, la teneur en eau d'équilibre pourra être déterminée avec plus ou moins de précision et l'étude sera conduite comme indiquée ci-après à partir de l'« étude CBR courante ».

2.3.2.1. Études CBR courantes

Les renseignements pratiques pour conduire cette étude sont les suivants :

a. L'étude Proctor modifié (55 coups) est effectuée en confectionnant les éprouvettes dans des moules CBR à 5 teneurs en eau différentes et en poinçonnant leur face inférieure.

b. Après détermination de l'Optimum Proctor Modifié (OPM), il est confectionné des éprouvettes dans des moules CBR à au moins 3 énergies de compactage (10-25 et 55 coups de la dame Proctor modifié) et à au moins 3 teneurs en eau de compactage encadrant l'OPM et comprenant la teneur en eau prévisible du sol au moment de l'exécution des travaux. Il est ainsi effectué 4 éprouvettes pour chaque teneur en eau et chaque intensité de compactage, soit au total 36 éprouvettes.

c. La première série de 9 éprouvettes est poinçonnée immédiatement après confection pour connaître les **CBR immédiats aux conditions Proctor modifié**.

d. Les 3 autres séries de 9 éprouvettes sont immergées et le gonflement est mesuré pendant cette immersion. L'« **imbibition normale** » de quatre jours est en général suffisante pour porter les sols courants à une teneur en eau proche de celle généralement atteinte sous une chaussée moyennement drainée. Cependant, pour certains sols argileux à imbibition lente, il est nécessaire de les immerger pendant plus de quatre jours. Dans le cas où le site étudié et les sols rencontrés laisseraient présager des difficultés de drainage pouvant entraîner de fortes teneurs en eau d'équilibre du sol support, il faudra procéder à une « **imbibition complète** », c'est-à-dire pour suivre l'imbibition jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de gonflement ou jusqu'à ce que le poids de l'échantillon ne varie plus.

e. Une fois que ces 3 séries d'éprouvettes sont portées à imbibition normale ou complète il est procédé à leur poinçonnement pour connaître les « **CBR après immersion** ».

f. Pendant les poinçonnements et l'immersion des éprouvettes, le sol dans ces dernières doit être surchargé. La surcharge, effectuée par des disques annulaires, doit être en principe telle qu'elle exerce sur l'échantillon une pression égale à celle des couches de chaussée sur le sol étudié, sans être inférieure à 4,530 kg (pression correspondante : 0,0023 MPa). Cette surcharge minimale, effectuée à l'aide de deux disques annulaires normalisés de 2,5 cm d'épaisseur, correspond à environ 10 cm de chaussée. Dans le cas où l'épaisseur de chaussée nécessiterait un nombre de disques plus important que celui que peut admettre la hauteur du poinçon de la presse CBR, il faudra utiliser des disques, d'un diamètre plus grand que celui des disques normalisés, à l'exception de ceux qui sont à l'intérieur de l'éprouvette.

A partir de cette étude CBR courante plusieurs cas peuvent se présenter pour le choix du CBR de calcul.

2.3.2.2. Cas où la teneur en eau d'équilibre peut être prévue : étude CBR complète.

C'est en général le cas d'étude qui devra être choisi pour un aéroport important.

La teneur en eau d'équilibre est en général proche de celle de la limite de plasticité. Cependant dans certaines conditions de sols et de drainage elle peut être en deçà de cette limite ou au contraire être proche de la saturation. Il y a donc intérêt, quand les renseignements recueillis permettent de prévoir d'une façon suffisamment précise la teneur en eau d'équilibre, d'effectuer une **étude CBR complète**.

En effet, si la teneur en eau d'équilibre est faible, elle permet de choisir un CBR de calcul plus élevé que celui correspondant à la limite de plasticité. Par contre, si cette teneur en eau d'équilibre en est plus élevée, il sera opportun de choisir un CBR de calcul en rapport avec l'imbibition de sol afin de ne pas sous-dimensionner la chaussée.

Pour être valable l'étude doit être faite par des spécialistes expérimentés. En effet, elle fait appel à :

- une connaissance approfondie des sols et de leur susceptibilité à l'imbibition ;
- une grande expérience tant en ce qui concerne le drainage des sols et des chaussées, qu'en ce qui concerne la pratique des essais de laboratoire ;
- une connaissance précise des conditions de drainage et d'environnement ;
- l'expérience de cas similaires afin de pouvoir faire les hypothèses en connaissance de cause, mais également les analogies nécessaires et les recalages qui pourraient en découler.

Cette étude consiste à compléter l'étude CBR courante de manière à mieux connaître la susceptibilité du CBR à la teneur en eau pour la plage de teneur en eau d'équilibre présumée.

Il est donc nécessaire dans ce cas :

- soit de multiplier le nombre de teneurs en eau de compactage des éprouvettes de l'étude courante, soit 4 ou 5 teneurs, afin de couvrir la plage des variations importantes de CBR pour les faibles variations de teneur en eau ;
- soit de compléter l'étude courante par la réalisation d'une série d'éprouvettes compactées à la teneur en eau de l'OPM et à la densité sèche présumée être obtenue à l'exécution des travaux, puis d'imbiber ces éprouvettes en contrôlant leur teneur en eau de manière à pouvoir effectuer des poinçonnements CBR à différentes teneurs en eau d'imbibition.

La première méthode nécessite une interpolation des résultats des poinçonnements pour déterminer le CBR de calcul en fonction de la densité sèche et de la teneur en eau d'équilibre présumées, mais elle est toujours applicable en général.

Par contre la deuxième méthode permet de tracer directement la courbe CBR à iso-densité pour différentes teneurs en eau, mais elle nécessite une maîtrise de l'imbibition qui n'est pas toujours réalisable, et surtout elle ne peut s'appliquer à certains sols pour lesquels les valeurs CBR dépendent autant de l'arrangement granulométrique que de la teneur en eau, tels que les sols fins.

L'étude doit donc être conduite en collaboration étroite avec les techniciens des laboratoires pour être judicieusement orientée vers des résultats fiables.

2.3.2.3. Cas où la teneur en eau d'équilibre ne peut être prévue.

Pour un aéroport dont l'importance ne justifierait pas une étude CBR complète, ou dans le cas où les renseignements recueillis ne permettraient pas une prévision suffisamment précise de la teneur en eau d'équilibre future, l'étude CBR pourra être limitée à l'étude courante décrite précédemment.

Dans ce cas, la valeur du CBR retenue pour dimensionner la chaussée est la valeur la plus basse obtenue sur l'ensemble des essais, avec un compactage à 95 % de l'Optimum Proctor Modifié et après imbibition, soit à 4 jours, soit à imbibition complète si le site et les conditions de drainage, et/ou l'incertitude d'une imbibition suffisante à 4 jours, le justifient.

2.3.2.4. Cas particuliers.

Ces cas se rapportent principalement aux cas particuliers d'exécution et aux cas des sols supports traités.

1. Conditions d'exécution.

- a. Dans les cas où il serait estimé que le matériel de compactage disponible ne permettrait pas d'atteindre les 95 % de l'OPM, il devra en être tenu compte en choisissant un CBR de calcul correspondant à la compacité moyenne pouvant être réalisée. Ces cas peuvent se rencontrer dans l'exécution de travaux en lieux difficiles d'accès.
- b. Dans les cas où les conditions climatiques ne permettraient pas d'obtenir la teneur en eau de l'OPM, le choix du CBR de calcul devra en tenir compte.

La difficulté d'obtenir la teneur en eau optimum peut être due à un climat humide et pluvieux, qui ne permet pas d'abaisser la teneur en eau naturelle du sol. L'étude CBR sera donc effectuée sur des éprouvettes compactées à la teneur en eau **naturelle** prévue lors du chantier, et après imbibition à 4 jours, ou complète suivant les conditions de drainage.

Cette difficulté peut également se présenter sous un climat sec et ensoleillé, voire désertique. Dans ce cas, les difficultés d'arroser suffisamment le sol ou une évaporation rapide, empêchent d'atteindre la teneur en eau de l'OPM. Il faudra donc effectuer l'étude CBR sur des éprouvettes compactées à la teneur en eau estimée pouvoir être atteinte sur le chantier. La recherche du CBR après imbibition ne semble pas utile, à moins qu'en dehors d'une saison sèche pendant laquelle les travaux seraient exécutés il existe une saison humide et pluvieuse.

Pour tous ces cas l'étude CBR courante peut servir de base. Au besoin elle peut être complétée par une série d'éprouvettes compactées à la teneur en eau et/ou à la densité sèche présumée pouvoir être atteintes sur chantier, et poinçonnées **avant et après imbibition**. La valeur de CBR de calcul retenue est la plus basse obtenue sur l'ensemble des essais effectués sur des éprouvettes, imbibées ou non suivant le cas, pour la teneur en eau d'équilibre ou pour celle présumée pouvoir être obtenue lors de l'exécution des travaux.

2. Sols traités.

Le traitement d'un sol, soit à la chaux, soit à la chaux et au ciment, a pour but essentiel d'abaisser sa teneur en eau afin de permettre le compactage à une teneur en eau plus proche de celle de l'OPM, si ce n'est celle de l'OPM.

Ce traitement permet d'obtenir une compacité plus élevée et par conséquent un CBR meilleur que celui qui aurait été obtenu sans traitement.

L'étude à effectuer est généralement limitée à l'étude CBR courante réalisée avec des éprouvettes confectionnées à différents teneurs en chaux ou en chaux-ciment, et le choix du CBR de calcul est effectué suivant les mêmes critères (cf. 2.3.2.3.).

En effet, pour les raisons mêmes de fortes teneurs en eau naturelle qui obligent à envisager un traitement du sol, la teneur en eau d'équilibre sera toujours supérieure à la limite de plasticité. Une étude CBR complète n'est donc pas utile en général, le cas de fortes teneurs en eau d'équilibre pouvant être traité par l'imbibition complète des éprouvettes.

D'autre part, l'effet de prise qui pourrait apparaître après traitement n'est pas pris en compte pour le choix de la valeur du CBR de calcul du fait de l'incertitude sur la durabilité de cet effet.

2.3.3. ETUDES CBR POUR EVALUER LA PORTANCE D'UNE CHAUSSEE SOUPLE EXISTANTE

L'étude CBR d'un sol support sous une chaussée existante diffère de celle faite pour une chaussée neuve.

En effet, pour une chaussée existante le sol support est à une teneur en eau d'équilibre et à une densité sèche qui ne sont pas obligatoirement celles estimées lors du projet.

Il faut donc tenir compte de la teneur en eau et de la densité sèche *in situ* pour déterminer le CBR correspondant qui sera pris en compte pour l'évaluation de la charge admissible.

La détermination de ce CBR peut être faite de différentes manières suivant la nature du sol support :

- a. Pour les sols granulaires bien gradués qui sont à des densités et teneurs en eau *in situ* voisines de celles de l'étude Proctor normal ou modifié : l'étude CBR peut être conduite sur des échantillons remaniés en essayant de reconstituer les conditions *in situ* de teneur en eau et de densité dans les éprouvettes.
Cette étude est similaire à l'étude CBR courante pour les chaussées neuves, toutefois elle est rarement applicable compte tenu des sols rencontrés.
- b. Pour les sols granulaires bien gradués ayant des densités voisines ou inférieures à celles de l'étude Proctor normal ou modifié mais dont les teneurs en eau *in situ* sont trop élevées pour permettre un compactage correct à cette teneur en eau lors de la confection des éprouvettes : l'étude CBR peut être conduite sur des échantillons remaniés en effectuant plusieurs séries d'éprouvettes compactées à des teneurs en eau encadrant celles de l'optimum Proctor et à des densités encadrant celles *in situ*. Puis ces éprouvettes, après imbibition contrôlée, sont poinçonnées à des teneurs en eau encadrant celles *in situ*. Les difficultés dans cette étude sont, d'une part d'obtenir les densités *in situ* sur les éprouvettes, ce qui peut être facilité par un compactage à la presse, et d'autre part de contrôler l'imbibition de ces éprouvettes.
- c. Pour les sols susceptibles d'une transformation de leur granularité sous le compactage en éprouvette (craies, latérites, etc.), ou lorsque le sol est fin et que son remaniement peut contrarier l'arrangement naturel des grains : l'étude CBR doit être faite sur des échantillons intacts. Dans cette étude il faut veiller à ce que les teneurs en eau et les densités des échantillons, lors des poinçonnements en laboratoire, n'ont pas changé par rapport aux valeurs *in situ*. En effet, des prélèvements exécutés sans soin peuvent être à l'origine d'un changement de densité et/ou d'une évaporation de l'eau des échantillons. La seule méthode efficace pour le prélèvement d'échantillons intacts est celle du carottier à hélice avec obturation hermétique des éprouvettes dès que le prélèvement est effectué. **Toute autre méthode est à proscrire.** Enfin, il faut se méfier du transport des échantillons intacts, car les secousses du transport peuvent favoriser le décompactage des échantillons.
- d. Pour tous les sols pouvant faire l'objet du poinçonnement CBR, l'étude CBR peut être réalisée par poinçonnement *in situ*. La principale difficulté est de ne pas pouvoir réaliser suffisamment de poinçonnement par famille de sol, sans trop interrompre le trafic aérien, pour que les essais aient une signification statistique satisfaisante. Il est donc préférable de prélever des échantillons intacts et d'effectuer des poinçonnements aux conditions *in situ* sur ces échantillons.

De ces différentes manières d'effectuer l'étude CBR pour une chaussée existante, il faut dégager les principales règles suivantes :

- le CBR à prendre en compte sera d'autant plus représentatif du comportement du sol support qu'il sera le résultat statistique de nombreux essais (prendre au moins un écart type en moins);
- le poinçonnement CBR *in situ*, s'il a l'avantage de poinçonner un sol théoriquement dans les conditions *in situ*, a par contre le désavantage majeur d'une dispersion importante due principalement à l'hétérogénéité de ces conditions *in situ* de teneur en eau, de densité et d'arrangement des grains. Il faut donc opérer un grand nombre de poinçonnements *in situ* pour réduire la valeur de l'écart type;
- l'échantillon intact a les mêmes inconvénients de dispersion que le poinçonnement *in situ* mais en plus la méthode de prélèvement peut, dans certains cas, remanier dans une certaine mesure la densité de l'échantillon. Cette manière est néanmoins utile sinon la seule, pour étudier les sols fins;
- les échantillons « remaniés » ont l'inconvénient de présenter un remaniement du sol qui peut avoir désorganisé l'arrangement naturel des grains, et nécessiter ainsi une interprétation des résultats obtenus pour les sols fins.

Par contre cette manière permet d'opérer sur un échantillonnage d'une famille de sol obtenu par mélange de prélèvements et quartage de ceux-ci. L'échantillon obtenu est donc plus représentatif de la famille étudiée, qu'un échantillon intact. Le nombre d'essais peut ainsi être réduit.

Le choix de l'étude à entreprendre dépend donc essentiellement de la nature du sol, et les études d'identification et Proctor permettent d'orienter ce choix.

Chaque fois que la nature du sol le permettra il sera toujours préférable d'effectuer l'étude CBR sur des échantillons intacts prélevés au carottier à hélice. En effet, outre la rapidité de ce genre de prélèvement, qui ne remanie pratiquement pas le sol, celui-ci est effectué sur une profondeur d'environ 70 cm englobant ainsi le niveau supérieur du fond de forme et les couches sous-jacentes. Ceci permet, par l'intermédiaire des trois moules CBR que contient le carottier, de pouvoir obtenir les CBR à quatre niveaux différents par rapport à celui du fond de forme : soit à -10, -30, -50 et -70 cm environ. Il est ainsi possible de juger de l'influence du compactage réalisé lors de l'exécution.

Dans le cas où les CBR au niveau - 10 seraient par trop élevés par rapport aux CBR des couches sous-jacentes, il y aura lieu de considérer le niveau de référence comme celui où les caractéristiques de densité et de teneur en eau seront les plus homogènes et les CBR les moins élevés. La couche de sol entre ce niveau et le fond de forme réel sera alors considérée comme une couche de forme (cf. § 2.3.6).

2.3.4. REMARQUES SUR LE POINÇONNEMENT CBR

Certains sols ne peuvent faire l'objet d'un poinçonnement CBR, soit que leur granularité ne s'y prête pas, soit que leur faible cohésion fausse les résultats du poinçonnement. Dans ce cas un **CBR forfaitaire** peut être estimé suivant la classification LPC (ou USCS) du sol ou après calcul du facteur de portance (cf. § 2.3.5).

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

Désignation du sol	CBR forfaitaire
Grave propre bien graduée.....	20
Grave propre mal graduée.....	20
Grave limoneuse.....	20 (IP < 7) 10 (IP > 7)
Grave argileuse.....	10
Sable propre bien gradué.....	10
Sable propre mal gradué.....	6 à 8 (IP : indice de plasticité)

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

2.3.4.1. Conditions de granularité.

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

a. *Matériau 0/D avec $D \geq 30$ mm.*

— si la fraction 30/D représente plus de 20 % du poids total de l'échantillon, il ne sera pas pratiqué d'essai CBR.

— si la fraction 30/D est inférieure à 20 % du poids total de l'échantillon, l'étude portera sur la fraction 0/30 avec l'adaptation similaire à celle du cas *b* ci-après :

b. *Matériau 0/D avec $20 \text{ mm} > D \leq 30 \text{ mm}$.*

La fraction 20/30 sera remplacée par un poids égal d'une fraction 5/20.

c. *Matériau 0/D avec $D \leq 20 \text{ mm}$.*

L'étude portera sur le matériau initial.

Dans le cas où la fraction 30/D est supérieure à 20 % et pour un sol graveleux constitué d'une forte proportion de mortier et de gros éléments, une étude sur le mortier (éléments passant au tamis de 0,42 mm) permet de mieux approcher la valeur du CBR représentatif (cf. 2.3.5.), qu'une appréciation forfaitaire (cf. 2.3.4).

2.3.4.2. Sables.

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

A titre d'exemple, sur un sable relativement propre, le CBR obtenu par un poinçonnement effectué avec un chargement correspondant à celui d'une chaussée d'environ 60 cm d'épaisseur (soit 0,014 MPa) a été de 12 à 15, alors qu'avec un chargement de seulement deux disques annulaires (soit 0,0023 MPa) correspondant à 10 cm de chaussée il n'était que de 6 à 8.

2.3.5. FACTEUR DE PORTANCE

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

2.3.5.1. Sols fins uniquement constitués de mortier.

Le facteur de portance F d'un sol uniquement constitué de mortier ($IP > 5$) est donné par la formule suivante, F étant limité supérieurement à 20.

$$F = \frac{4250}{IP \times WL}$$

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

1 — Lorsque le sol est très plastique, F est très faible mais son CBR peut être très élevé car ce sol, étant peu perméable, n'a pas toujours le temps de s'imbiber pendant les quatre jours d'immersion standard. Le CBR effectué sur une argile sèche est alors anormalement élevé.

2 — Avec les sables propres, et malgré la surcharge de disques annulaires, l'essai CBR peut donner des résultats défavorables, alors que les observations faites sur des chaussées existantes montrent que tout se passe comme si le sable propre compact avait un CBR de 20 environ.

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

2.3.5.2. Sols grossiers.

Cette méthode est également applicable aux sols grossiers à condition de tenir compte de leur granularité.

Cette application est rendue possible par les formules sommaires suivantes qui ne tiennent compte que de la proportion de mortier m :

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

$$F_m = \frac{4250}{IP \times WL}$$

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

Si $m > 75 \%$

$$F = F_m$$

Si $75 \% > m > 25 \%$

$$F = F_m \left(2,5 - \frac{m}{50} \right)$$

Si $m < 25 \%$

$$F = 40 - \frac{2m}{25} (20 - F_m)$$

2.3.5.3. Conditions d'applications.

S'il est possible dans certains cas d'apporter une correction au CBR par le calcul du facteur de portance, il n'est toutefois pas question de la substituer purement et simplement à l'« essai CBR », qui, rappelons-le, est normalisé et consiste à poinçonner des éprouvettes de sol compactées à l'Optimum Proctor Modifié et après une imbibition de quatre jours.

Comme il a été indiqué au paragraphe 2.3.1, le choix du CBR de calcul n'est pas seulement basé sur le résultat des poinçonnements CBR, mais sur tout un faisceau de renseignements où entre en premier lieu le CBR et que le projeteur doit interpréter. Le facteur de portance peut beaucoup l'aider dans cette interprétation.

Par ailleurs, le calcul du facteur de portance, qui est rapide et économique, peut être très utile dans une première phase des études d'un avant projet pour tracer la « carte » des sols d'un aérodrome. Il est alors possible dans une seconde phase d'effectuer les poinçonnements CBR que sur les sols les plus caractéristiques.

2.3.6. COUCHES DE FORME - SOLS SUPPORTS HETEROGENES EN PROFONDEUR

La couche de forme est une couche de sol rapportée ou améliorée en place. Elle sert avant tout à permettre l'exécution de la chaussée en cas d'insuffisance de portance de la plate-forme. Elle fait partie du sol support.

Dans le cas des chaussées souples, trois questions se posent :

- Faut-il dimensionner une couche de forme?

- Pour le dimensionnement de la chaussée, faut-il considérer la portance du sol support à la surface de la couche de forme ou la portance à l'interface avec le sol recouvert? Dans ce dernier cas, comment prendre en compte la couche de forme dans les calculs?
- Lors d'une évaluation de la chaussée, où faut-il effectuer les mesures de portance du sol et comment tenir compte de la couche de forme?

D'autres cas où le sol support est hétérogène en profondeur peuvent se ramener du cas de la couche de forme.

2.3.6.1. Rôle de la couche de forme.

La couche de forme constitue la liaison entre les terrassements proprement dits et la chaussée, et répond à des buts très divers : réglage, circulation de chantier, protection du sous-sol contre les intempéries, anticontamination, amélioration et homogénéisation de la portance du support de chaussée, protection contre le gel, etc.

L'intérêt de disposer d'une bonne couche de forme n'est donc pas en général, de conduire à une réduction de l'épaisseur de la chaussée.

La couche de forme peut être obtenue :

- soit en rapportant un sol provenant de déblais ou de zones d'emprunt (par exemple arène granitique ou sol latéritique);
- soit en traitant le sol en place à la chaux ou au ciment ou aux deux à la fois.

Les qualités requises pour les sols utilisables en couches de forme et leurs conditions de mise en œuvre sont détaillées dans la Recommandation pour les terrassements routiers (ministère des Transports - SETRA/LCPC-1976). Dans tous les cas une étude géotechnique est nécessaire au préalable pour définir les conditions de compactage et / ou de traitement de cette couche et la portance escomptée à court terme et à long terme.

Dans le cas de sols traités (cf. § 2.3.2.4, p. 12), il ne faut pas tenir compte de l'effet de prise momentanée due au liant hydraulique mais uniquement de l'effet bonificateur de diminution de la teneur en eau.

2.3.6.2. Épaisseur de la couche de forme.

L'épaisseur de la couche de forme résulte en général de la technique retenue (sol d'apport, sol traité) et des moyens de mise en œuvre et de compactage.

L'épaisseur de la couche de forme doit être d'au moins 20 cm mais excède rarement 70 cm. Les épaisseurs habituelles sont de l'ordre de 40 cm.

L'épaisseur de traitement en place d'un sol est légèrement inférieure à l'épaisseur de sol foisonné par les lames de malaxage. Pour des raisons de durcissement l'épaisseur de sol traité en centrale excède rarement 35 cm par couche. Deux couches sont souvent nécessaires pour assurer un bon compactage de la dernière et un uni convenable.

2.3.6.3. Prise en compte de la couche de forme.

Cette question se pose aussi bien pour le dimensionnement que pour l'évaluation d'une chaussée.

● Épaisseur à prendre en compte

L'épaisseur réelle à prendre en compte dans les calculs n'est pas nécessairement l'épaisseur réelle de mise en œuvre :

Dans le cas des matériaux non traités, le fonctionnement du chantier peut conduire à des irrégularités notables de l'épaisseur de la couche de forme ainsi qu'à une détérioration et une pollution marquée de cette dernière.

Dans le cas de matériaux traités, la couche risque, à la fin du chantier de se trouver fracturée en de nombreux endroits : néanmoins, elle ne sera ni aussi polluée, ni d'épaisseur aussi irrégulière que dans le cas où elle serait composée de matériaux non traités.

● *Prise en compte dans les calculs de dimensionnement*

Si le matériau rapporté est d'une qualité suffisante et si ces conditions de mise en œuvre permettent de le caractériser par un coefficient d'équivalence supérieur à 0,4, il faut effectuer les calculs en assimilant la couche de forme à une sous-couche de chaussée bien qu'en principe il s'agisse d'une partie du sol support.

Dans le cas contraire, la couche de forme peut être prise en compte de la manière suivante :

Soient CBR 1 l'indice portant du terrain naturel et CBR 2 l'indice portant de la couche de forme. Soient e_1 et e_2 , les épaisseurs qui seront calculées selon la méthode de dimensionnement choisie (forfaitaire ou optimisée) correspondant respectivement à chacun de ses CBR.

e_f étant l'épaisseur de la couche de forme, l'épaisseur de la chaussée comptée au-dessus de la couche de forme, est calculée par la formule :

$$e = e_1 - e_f \frac{\text{CBR } 2 - \text{CBR } 1}{\text{CBR } 2 + \text{CBR } 1}$$

A condition que e soit supérieur ou égal à e_2 . Si e est inférieur à e_2 , l'épaisseur de la chaussée est fixée à e_2 .

D'autre part, dans le cas où les valeurs CBR 1 et CBR 2 seraient telles que $\frac{\text{CBR } 2 - \text{CBR } 1}{\text{CBR } 2 + \text{CBR } 1} > 0,4$, il convient de limiter ce rapport à cette dernière valeur.

Lors d'une évaluation de chaussée, il faut calculer la portance à partir du sol recouvert (CBR 1) et à partir de la couche de forme (CBR 2) et prendre la plus petite des valeurs trouvées.

2.3.6.4. Cas particuliers de sols supports se ramenant au cas de la couche de forme.

Si les couches de sols sur lesquelles repose la chaussée risquent de présenter une portance variable avec la profondeur, il convient de prendre des dispositions de chantier pour y remédier ou à défaut, d'en tenir compte dans les calculs.

Exemple 1 : Le terrain naturel comporte un substratum surmonté par une couche de sol relativement mince (moins de 70 cm), de meilleure portance qui ne sera pas perturbée par le chantier : il faut l'assimiler à une couche de forme ce qui conduit à effectuer les mesures de CBR à la fois au bas et à la surface de cette couche dans les conditions décrites au paragraphe 2.3.2.

Exemple 2 : Les sondages ont montré la présence de lentilles de sol mou, peu portant, éventuellement compressible. Pour éviter les déformations de la chaussée et pour minimiser les épaisseurs de chaussée, il convient d'évaluer le matériau en cause et de mettre en place un remblai ou une couche de forme.

Exemple 3 : Les sondages ont mis en évidence une strate de sol (quelle que soit son épaisseur) comprise entre deux horizons de sols moins portants. Le dimensionnement de la chaussée est effectué à partir du sol support sans tenir compte de cette strate.

2.4. ETUDE DU MODULE DE REACTION POUR LE DIMENSIONNEMENT ET L'EVALUATION DE LA PORTANCE D'UNE CHAUSSEE RIGIDE

2.4.1. GENERALITES

Le module de réaction K, ou module de Westergaard, permet de dimensionner les chaussées rigides.

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

La plaque d'essai étant rigide, elle provoque théoriquement des contraintes infinies dans le sol sur ses bords. Il en résulte des ruptures du sol en ces points qui provoquent des enfoncements de la plaque plus élevés qu'ils ne devraient être, donc un coefficient K plus faible que la réalité.

Par ailleurs, l'essai est par lui-même une simplification et son interprétation suppose une schématisation du comportement réel du sol. En effet ce dernier se rapproche beaucoup plus de celui d'un milieu élastique au sens de BOUSSINESQ, que du « liquide dense » de WESTERGAARD conduisant à des résultats acceptables lorsque K était mesuré d'une certaine façon. Il faut donc considérer cet essai **comme empirique et ne pas le modifier**.

Il est à noter également que l'influence de la valeur de K sur le dimensionnement des chaussées rigides est beaucoup moins importante que celle du CBR sur le dimensionnement des chaussées souples. Par exemple, pour une charge normale de calcul de 20 T RSI et pour une contrainte admissible de traction par flexion égale à 3 MPa, l'épaisseur de dalle nécessaire est égale à 23 cm pour un K de 100 MN/m³ et 25 cm pour un K de 50 MN/m³. L'influence de la contrainte admissible du béton est ici bien plus prépondérante.

2.4.2. DISPOSITIONS ET PRECAUTIONS A PRENDRE

2.4.2.1. Dans le cas d'une chaussée neuve.

L'essai doit être effectué au niveau du futur fond de forme de la chaussée, ce qui peut nécessiter des terrassements pour atteindre la cote de ce fond de forme.

Il est indispensable de préparer le sol de manière à ce qu'il ait la densité et la teneur en eau qu'il possédera sous la future chaussée. Il faut donc tenir compte des conditions de compactage de chantier et de la teneur en eau d'équilibre future. Sur un site où le sol est sec dans ses couches supérieures, il faut le terrasser pour atteindre un niveau peu influencé par l'évaporation afin de faciliter la préparation du sol.

Dans le cas où le remaniement du sol (assise de chaussée en remblai) provoquerait un nouvel arrangement des grains du sol, l'essai doit être réalisé sur le sol remanié et compacté. C'est spécialement le cas des limons et particulièrement des craies, où le terrassement et le compactage peuvent être à l'origine d'une portance inférieure à celle du sol naturellement stabilisé.

2.4.2.2. Dans le cas d'une chaussée existante

L'essai est effectué au niveau du fond de forme de la chaussée, en s'assurant que le sol n'a pas été décompacté ni pollué lors de l'ouverture du sondage.

2.4.2.3. Dans tous les cas.

Il faut :

- s'assurer que les appuis du massif de réaction sont éloignés d'au moins deux mètres des bords de la plaque d'essai;
- prendre des précautions nécessaires pour conserver, pendant toute la durée de l'essai, les conditions de densité et de teneur en eau propres à chaque cas.

2.4.2.4. Sols très fins et compressibles.

Pour les sols très fins et compressibles qui se consolident à la plaque sous les charges par élimination d'eau, les tassements à long terme peuvent être bien supérieurs à ceux donnés par l'essai relativement rapide de Westergaard.

Il y a donc intérêt à prolonger l'essai par un chargement d'assez longue durée.

Si la différence entre l'essai complémentaire et l'essai normal est sensible, il y a lieu de remplacer le sol en place par un bon sol sur une épaisseur appropriée ou d'augmenter l'épaisseur de la dalle. Néanmoins, la construction d'une chaussée rigide est déconseillée s'il est à craindre des tassements différentiels.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Manuel du Laboratoire routier, R. PELTIER, Collection du Laboratoire central des Ponts et Chaussées. Éditions Dunod (épuisé).

Recommandations pour la reconnaissance géologique et géotechnique des tracés d'autoroutes, Laboratoire central des Ponts et Chaussées. Édition de février 1967.

Évaluation de la portance des sols de fondation des chaussées souples, R. PELTIER, Revue générale des routes et aérodromes, n° 278, mars 1955.

3. COMPLEMENTS POUR LE CALCUL DE LA PROFONDEUR DE GEL DANS LES CHAUSSEES

3.1. PARAMETRES CLIMATIQUES

Les **indices de gel** des hivers exceptionnels et des hivers rigoureux non exceptionnels sont donnés dans le tableau suivant pour les principales stations météorologiques. Ils peuvent également être connus plus précisément en s'adressant à la station météorologique la plus proche de l'aérodrome étudié.

La **durée du gel** (en jours) et la **température moyenne atmosphérique annuelle** (en °C) sont connues auprès de la station météorologique la plus proche de l'aérodrome étudié.

3.2. PARAMETRES THERMIQUES DES SOLS ET MATERIAUX DE CHAUSSEE

MATÉRIAUX NON TRAITÉS

γd étant la densité sèche (g/cm^3) et w la teneur en eau (%), les relations suivantes fournissent la **capacité calorifique C** et la **chaleur latente de fusion L** du matériau :

$$C_i = \left(0,17 + \frac{0,75 w}{100} \right) \cdot \gamma d \quad (\text{cal/cm}^3 \cdot ^\circ\text{C})$$

$$L_i = 80 \cdot \frac{w}{100} \cdot \gamma d \quad (\text{cal/cm}^3 \cdot ^\circ\text{C})$$

Le **coefficient de conductibilité thermique K_i** est donné par l'abaque de la figure A, page 24.

MATÉRIAUX TRAITÉS

Les valeurs de C_i et K_i peuvent être fournies par les Laboratoires régionaux des Ponts et Chaussées pour les matériaux habituellement utilisés. Pour les autres matériaux, une étude spécifique peut être nécessaire.

Pour le béton bitumineux et la grave-bitume, peuvent être pris en première approximation :

$$C = 0,45 \text{ cal/cm}^3 \cdot ^\circ\text{C} \quad K = 3,5 \cdot 10^{-3} \text{ cal/S. cm}^2 \cdot ^\circ\text{C/cm}$$

Pour le béton de ciment :

$$C = 0,48 \text{ cal/cm}^3 \cdot ^\circ\text{C} \quad K = 2,2 \cdot 10^{-3} \text{ cal/S. cm}^2 \cdot ^\circ\text{C/cm}$$

Dans tous les cas, L est nul.

3.3. CALCUL DE LA PROFONDEUR DE GEL Z

Le calcul de la profondeur de gel Z nécessite une méthode itérative :

1 — Une valeur initiale est choisie. Sauf indication plus précise, il est conseillé de prendre $6 \sqrt{I}$.

2 — La valeur du rapport $\left(\frac{L}{K} \right)_{eq}$ du monocouche **équivalent** à la chaussée considérée est calculée en utilisant la relation (21), volume I, partie II, page 67.

3 — Les valeurs pondérées des coefficients C_i (capacités calorifiques volumiques) et L_i (chaleurs latentes volumiques de congélation) sont calculées :

$$Cp = \sum_i \frac{C_i d_i}{Z} \quad Z : \text{profondeur de gel}$$

$$Lp = \sum_i \frac{L_i d_i}{Z} \quad d_i : \text{épaisseur réelle des } i \text{ couches}$$

4 — Les paramètres α et μ sont calculés par les relations suivantes :

$$\alpha = \frac{T_0 \cdot t}{I} \quad \mu = \frac{Cp \cdot I}{Lp \cdot t}$$

T_0 : température moyenne annuelle du lieu considéré ($^{\circ}\text{C}$).

t : durée du gel (unité de temps).

I : indice de gel ($^{\circ}\text{C} \cdot \text{unité de temps}$).

5 — Le paramètre λ est calculé en fonction de α et μ en utilisant l'abaque de la figure B, page 25.

6 — Une nouvelle profondeur de gel est calculée par la formule de Berggren modifiée :

$$Z = 415 \lambda \sqrt{\frac{I}{(\bar{K})_{eq}}}$$

7 — Le calcul est repris à partir de la séquence 2 jusqu'à ce que les différentes valeurs de Z successivement obtenues convergent au centimètre vers une valeur qui est la profondeur exacte recherchée.

Un exemple de calcul est donné page 59 de ce manuel.

**INDICES DE GEL DES HIVERS EXCEPTIONNELS
ET DES HIVERS RIGoureux NON EXCEPTIONNELS
DES PRINCIPALES STATIONS MÉTÉOROLOGIQUES (EN °C × JOURS)**

Station (département)	Hiver exceptionnel	Hiver rigoureux non exceptionnel	Station (département)	Hiver exceptionnel	Hiver rigoureux non exceptionnel
Ambérieu (01).....	270	175	Cap de La Hague (50).....	10	0
Saint-Quentin (02).....	225	90	Reims (51).....	235	95
Vichy (03).....	250	125	Langres (52).....	325	145
Saint-Auban (04).....	80	35	Saint-Dizier (52).....	235	95
Embrun (05).....	165	90	Nancy (54).....	320	135
Nice (06).....	0	0	Bar-le-Duc (55).....	340	130
Saint-Girons (09).....	120	35	Lorient (56).....	40	20
Romilly-sur-Seine (10).....	210	110	Metz (57).....	290	130
Carcassonne (11).....	85	35	Château-Chinon (58).....	225	115
Millau (12).....	140	75	Nevers (58).....	190	105
Marignane (13).....	70	20	Dunkerque (59).....	165	65
Caen (14).....	115	65	Lille (59).....	250	85
Cognac (16).....	85	40	Beauvais (60).....	215	110
La Rochelle (17).....	75	25	Alençon (61).....	165	75
Bourges (18).....	155	80	Boulogne-sur-Mer (62).....	165	75
Ajaccio (20).....	0	0	Clermont-Ferrand (63).....	225	115
Dijon (21).....	200	115	Biarritz (64).....	20	0
Rostrenen (22).....	85	30	Pau (64).....	80	40
Besançon (25).....	220	120	Tarbes (65).....	95	45
Lus-la-Croix-Haute (26).....	420	275	Perpignan (66).....	25	0
Montélimar (26).....	105	75	Strasbourg (67).....	405	180
Évreux (27).....	195	85	Mulhouse-Bâle (68).....	415	150
Chartres (28).....	190	85	Lyon (69).....	220	135
Brest (29).....	20	10	Tarare (69).....	275	155
Nîmes (30).....	60	25	Luxeuil (70).....	335	165
Toulouse (31).....	115	40	Mâcon (71).....	200	135
Bordeaux (33).....	65	40	Mont-Saint-Vincent (71).....	270	150
Montpellier (34).....	55	15	Le Mans (72).....	120	60
Dinard (35).....	65	25	Bourg-Saint-Maurice (73).....	220	160
Rennes (35).....	80	35	Challes-les-Eaux (73).....	225	150
Châteauroux (36).....	155	75	Cap de La Hève (76).....	95	45
Tours (37).....	120	65	Rouen (76).....	130	60
Grenoble (38).....	170	100	Melun (77).....	185	85
Mont-de-Marsan (40).....	80	40	Abbeville (80).....	165	85
Romorantin (41).....	135	75	Saint-Raphaël (83).....	25	0
Saint-Étienne (42).....	220	145	Toulon (83).....	15	0
Le Puy (43).....	240	155	Orange (84).....	80	45
Nantes (44).....	75	35	Poitiers (86).....	130	60
Orléans (45).....	170	70	Limoges (87).....	160	60
Gourdon (46).....	120	45	Auxerre (89).....	200	85
Agen (47).....	110	40	Belfort (90).....	365	175
Angers (49).....	100	45	Paris Le Bourget (93).....	160	100

Source : Catalogue 1977 des structures types de chaussées neuves.

Direction des Routes et de la Circulation routière, ministère des Transports.

Abaque pour le calcul du coefficient de conductibilité thermique K des sols

SOLS GRENUS

SOLS FINS

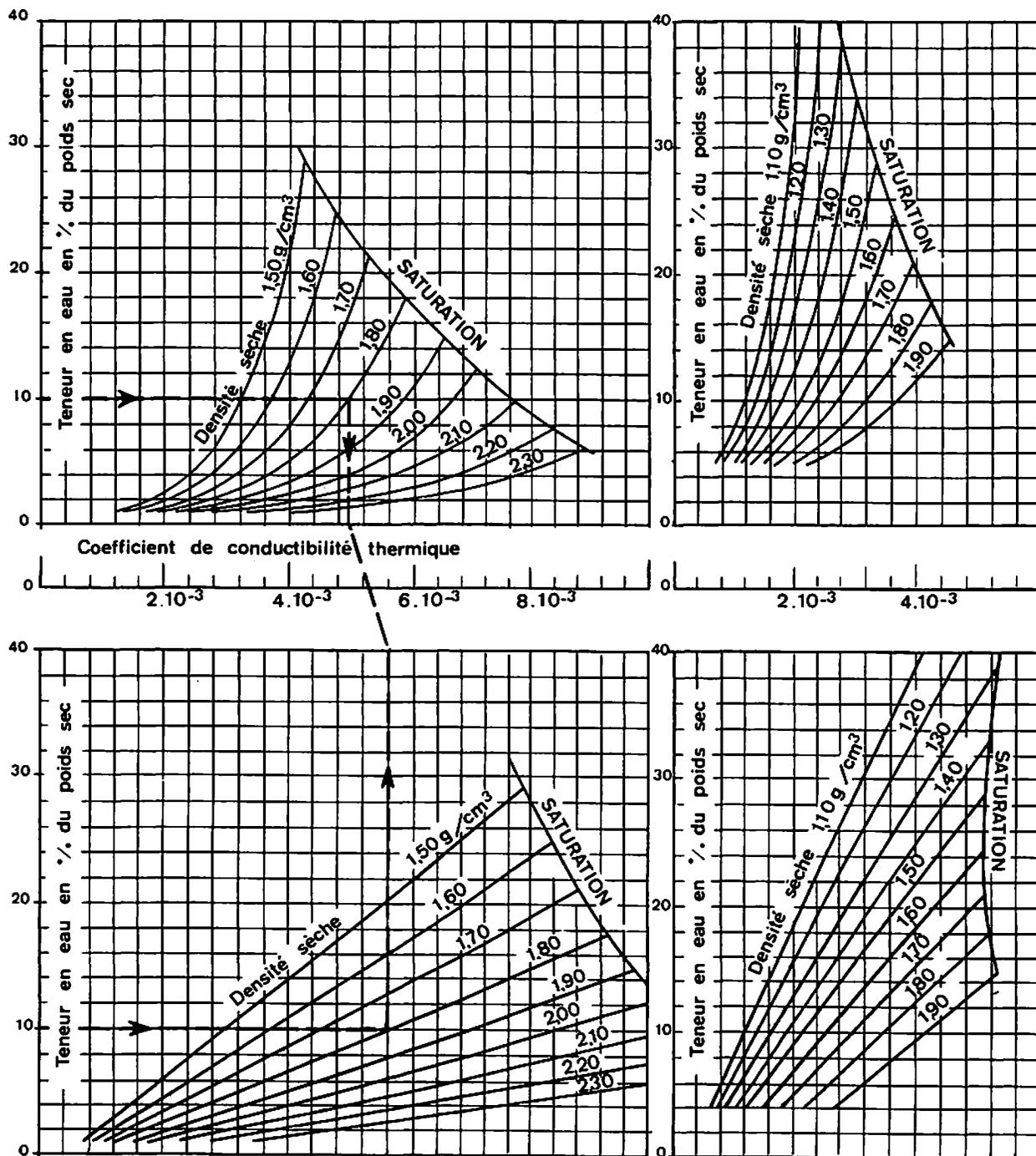


Figure A

Abaque pour le calcul du paramètre λ en fonction des paramètres α et μ .

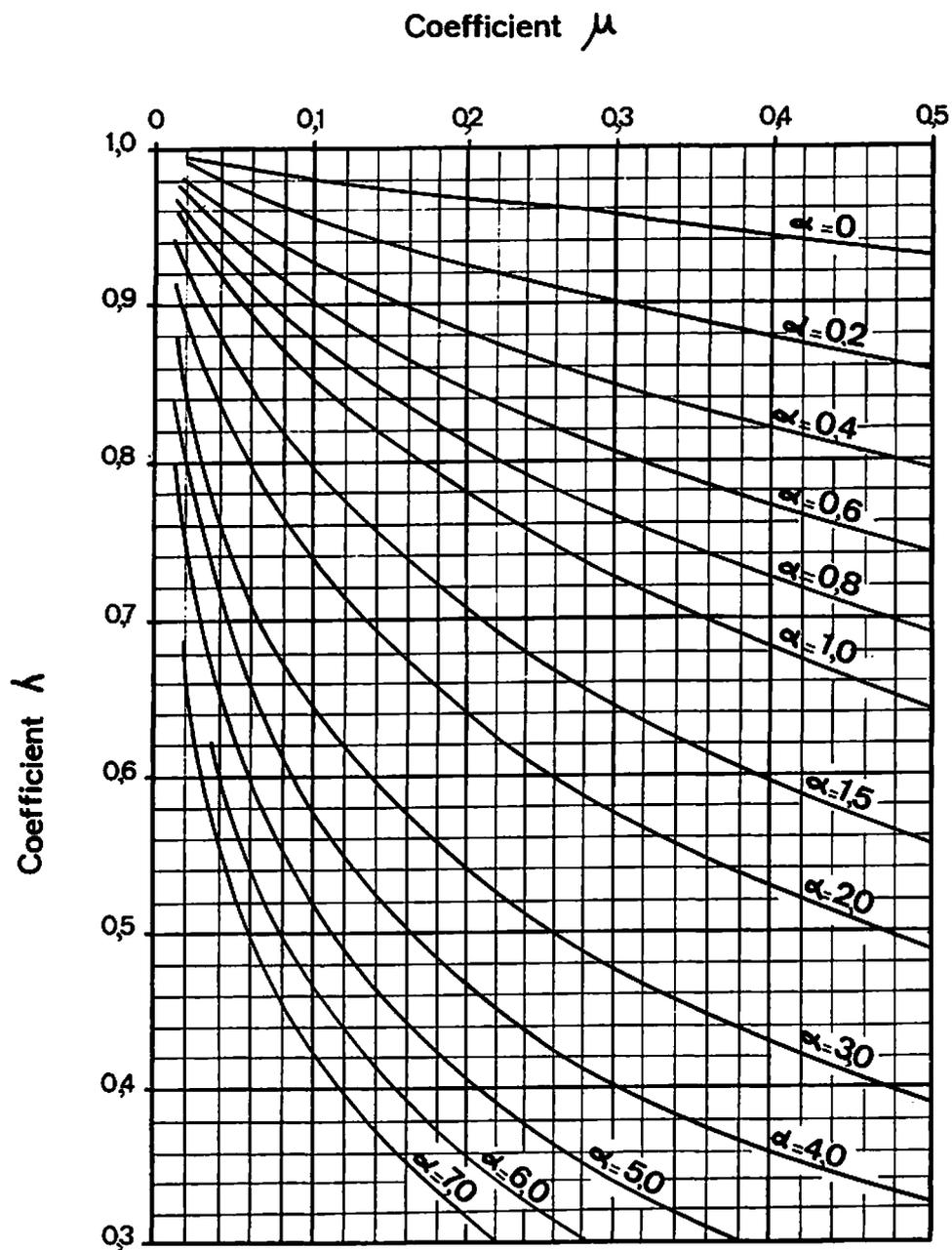
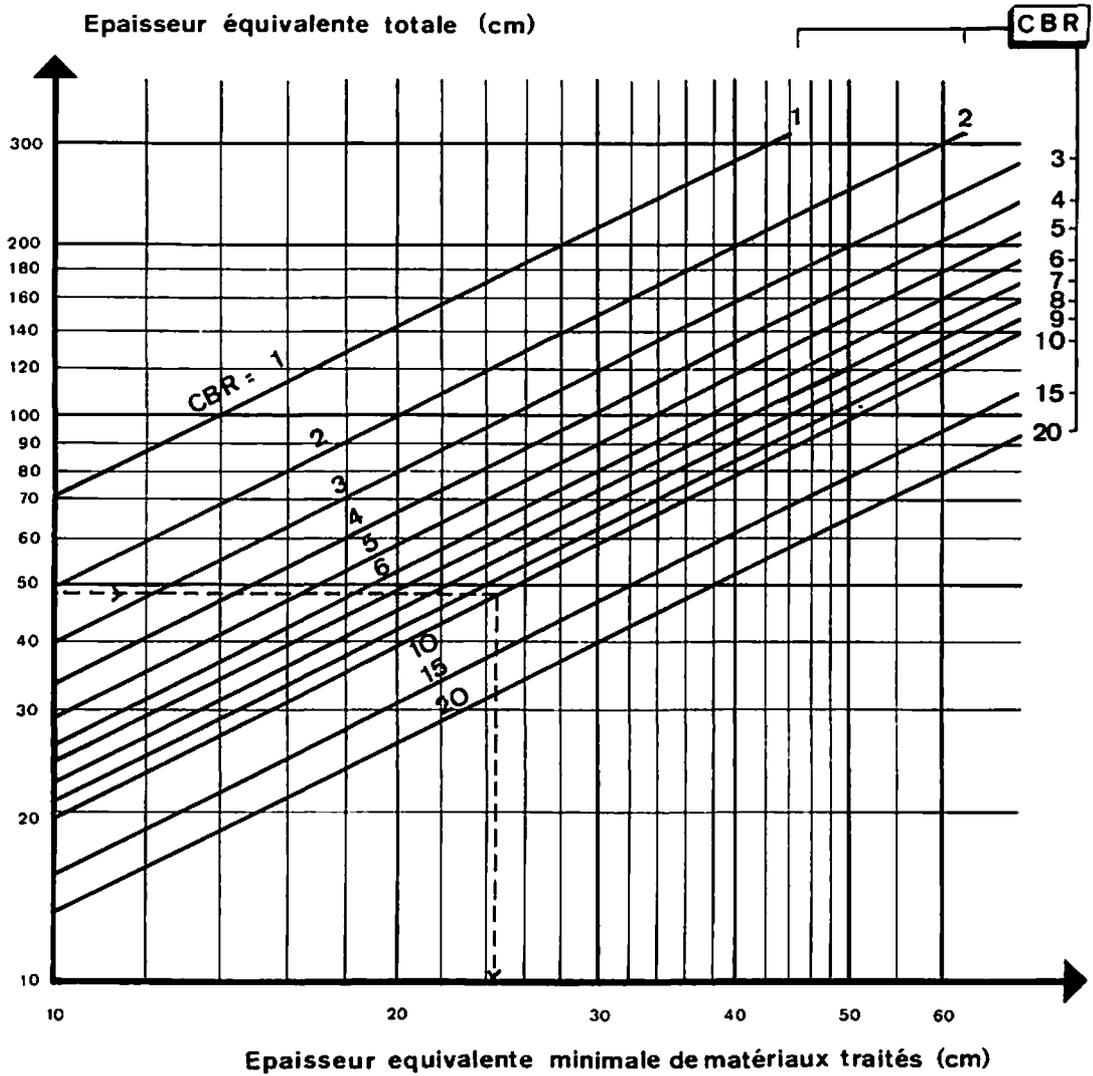


Figure B

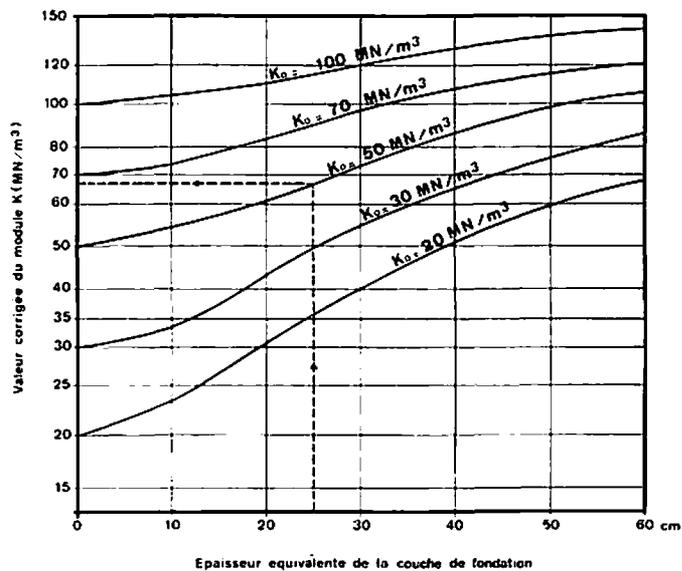
4. ABAQUES GENERAUX

LISTE DES ABAQUES GENERAUX

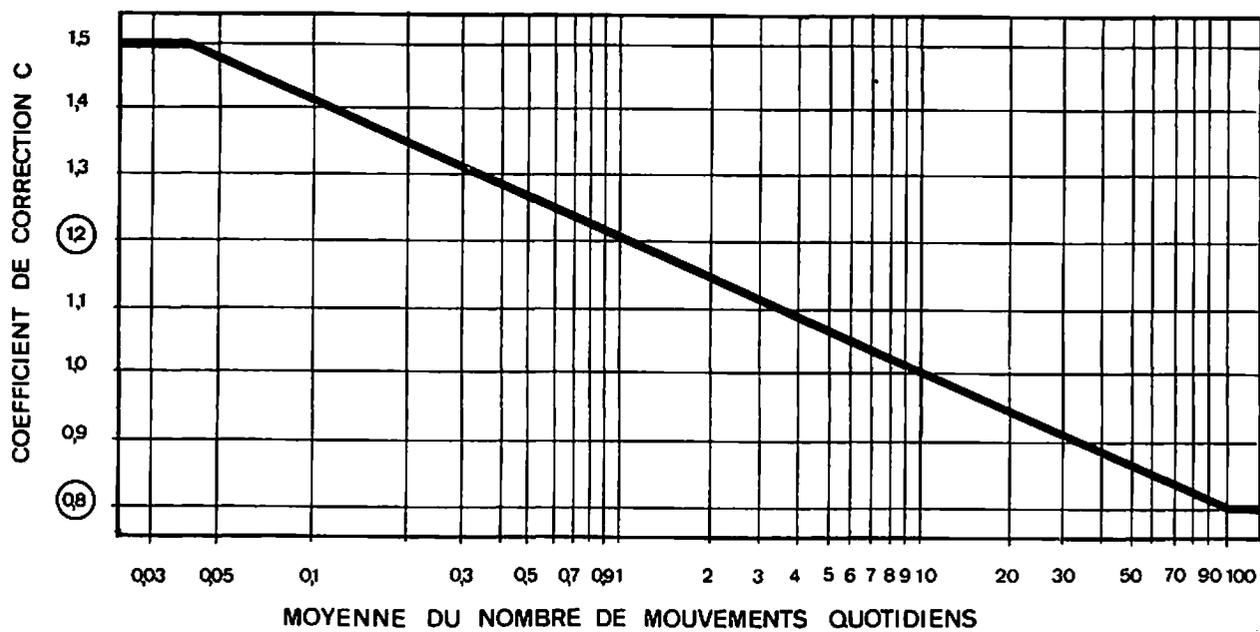
	Pages
ABAQUE 1. — <i>Chaussées souples : calcul de l'épaisseur équivalente de matériaux traités en fonction de l'épaisseur équivalente totale et du CBR du sol support.....</i>	28
ABAQUE 2. — <i>Chaussées rigides : module de réaction de la fondation. Correction du module de réaction du sol support en fonction de l'épaisseur équivalente de la fondation.....</i>	28
ABAQUE 3. — <i>Correction de la charge réelle pondérée en fonction de l'intensité moyenne du trafic.....</i>	29
ABAQUE 4. — <i>Pondération des mouvements réels. Trafic équivalent.....</i>	29
ABAQUE 5. — <i>Renforcement souple rigide : calcul du facteur F.....</i>	30
ABAQUES 6.1 à 6.6. — <i>Renforcement rigide rigide.....</i>	30
ABAQUE 7. — <i>Dimensionnement des chaussées légères.....</i>	31
<u>ABAQUES DE CALCUL DES CHAUSSÉES SOUPLES (ATTERRISSEURS TYPES).....</u>	<u>32</u>
ABAQUE S 1. — <i>Atterrisseur type à roue simple.....</i>	32
ABAQUE S 2. — <i>Atterrisseur type à jumelage.....</i>	33
ABAQUE S 3. — <i>Atterrisseur type à boggie.....</i>	33
<u>ABAQUES DE CALCUL DES CHAUSSÉES RIGIDES (ATTERRISSEURS TYPES).....</u>	<u>34</u>
ABAQUES R 1 à R 3. — <i>Atterrisseur type à roue simple.....</i>	34
ABAQUES R 4 à R 6. — <i>Atterrisseur type à jumelage.....</i>	36
ABAQUES R 7 à R 10. — <i>Atterrisseur type à boggie.....</i>	38



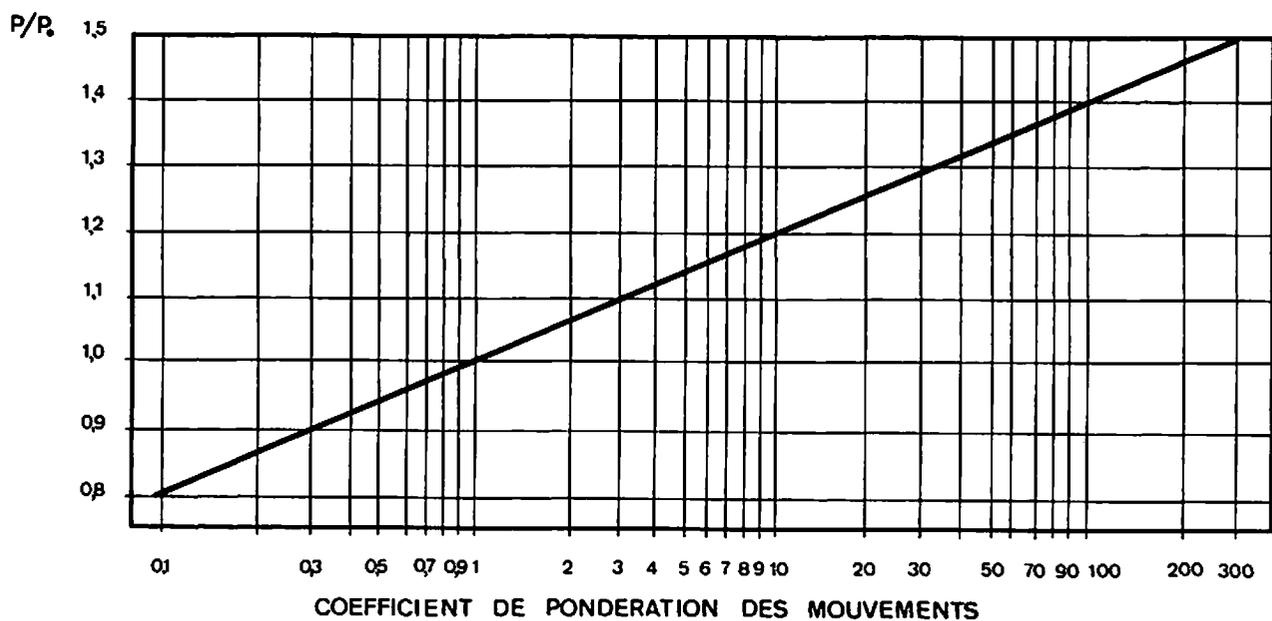
ABAQUE 1. — Chaussées souples : calcul de l'épaisseur équivalente de matériaux traités en fonction de l'épaisseur équivalente totale et du CBR du sol support



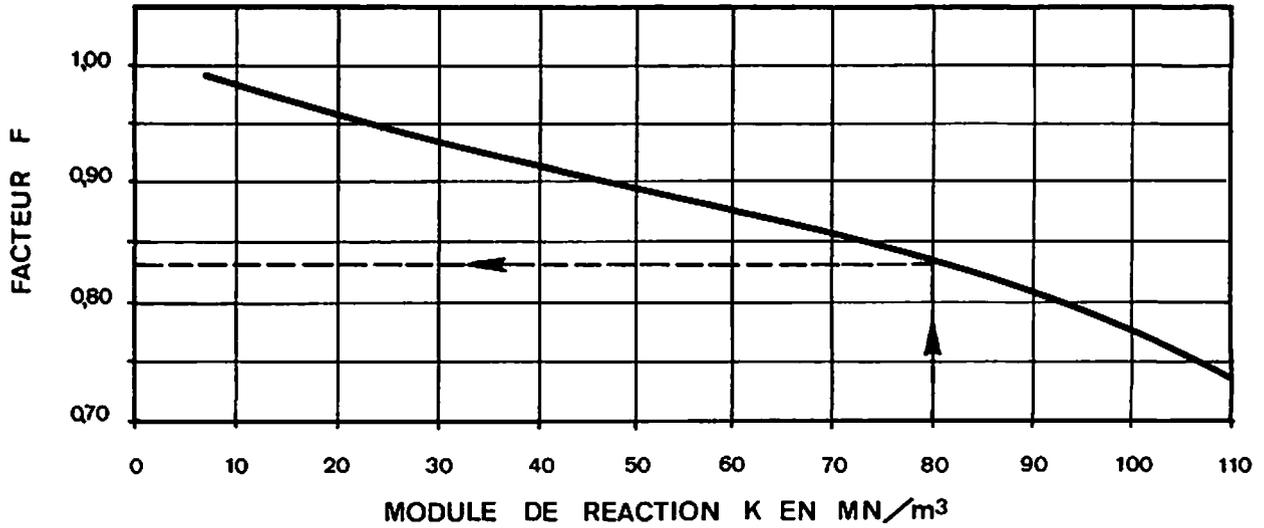
ABAQUE 2. — Chaussées rigides : module de réaction de la fondation. Correction du module de réaction du sol support en fonction de l'épaisseur équivalente de la fondation



ABAQUE 3. — Correction de la charge réelle pondérée en fonction de l'intensité moyenne du trafic



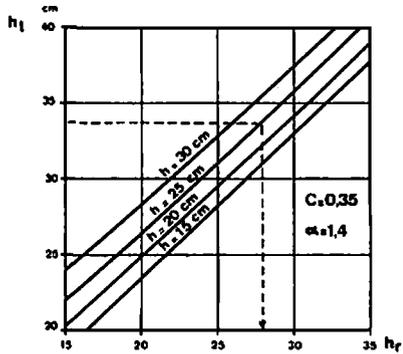
ABAQUE 4. — Pondération des mouvements réels — Trafic équivalent



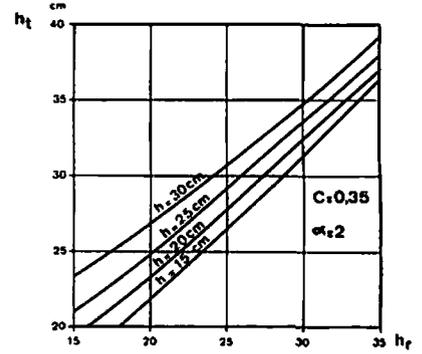
ABAQUE 5. — Renforcement souple/rigide — Calcul du facteur F

6.1

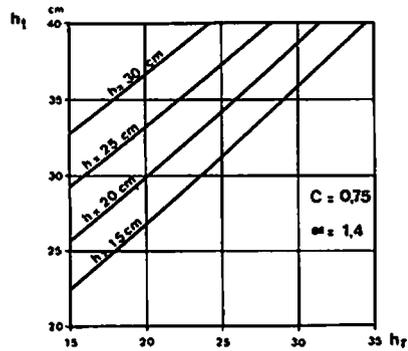
6.4



6.2

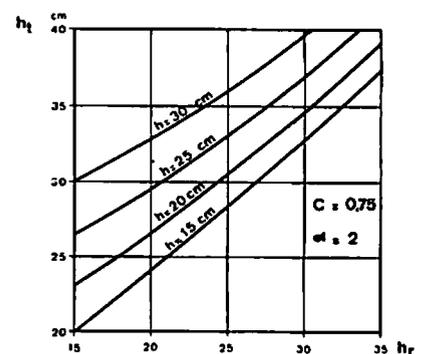


6.5

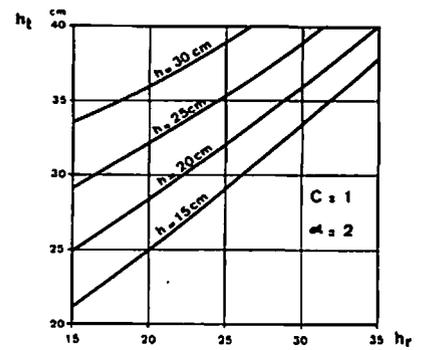
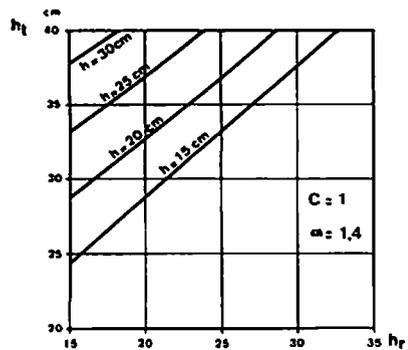


6.3

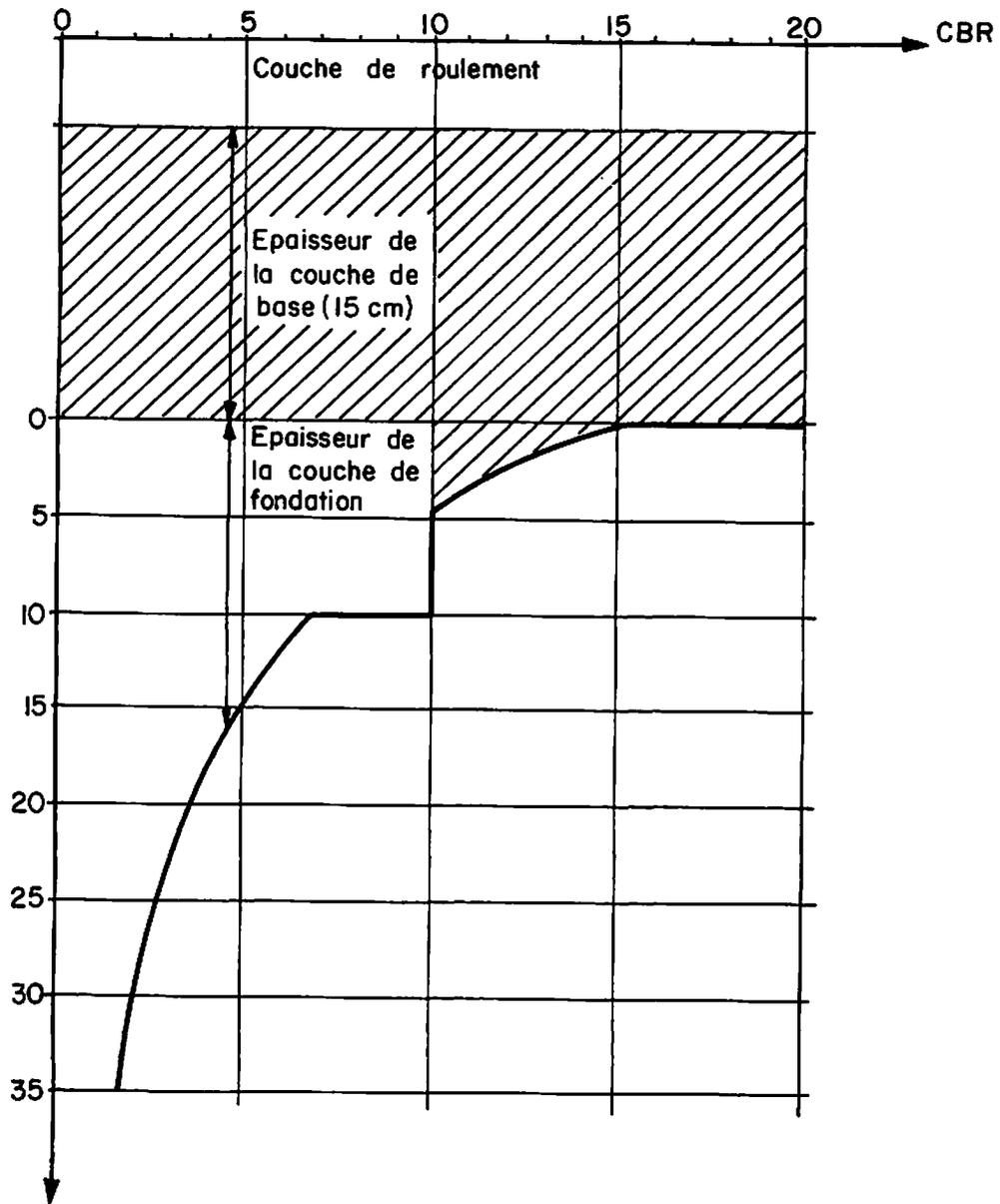
$$h_r = \sqrt[\alpha]{h_t^\alpha - C \cdot h^\alpha}$$



6.6

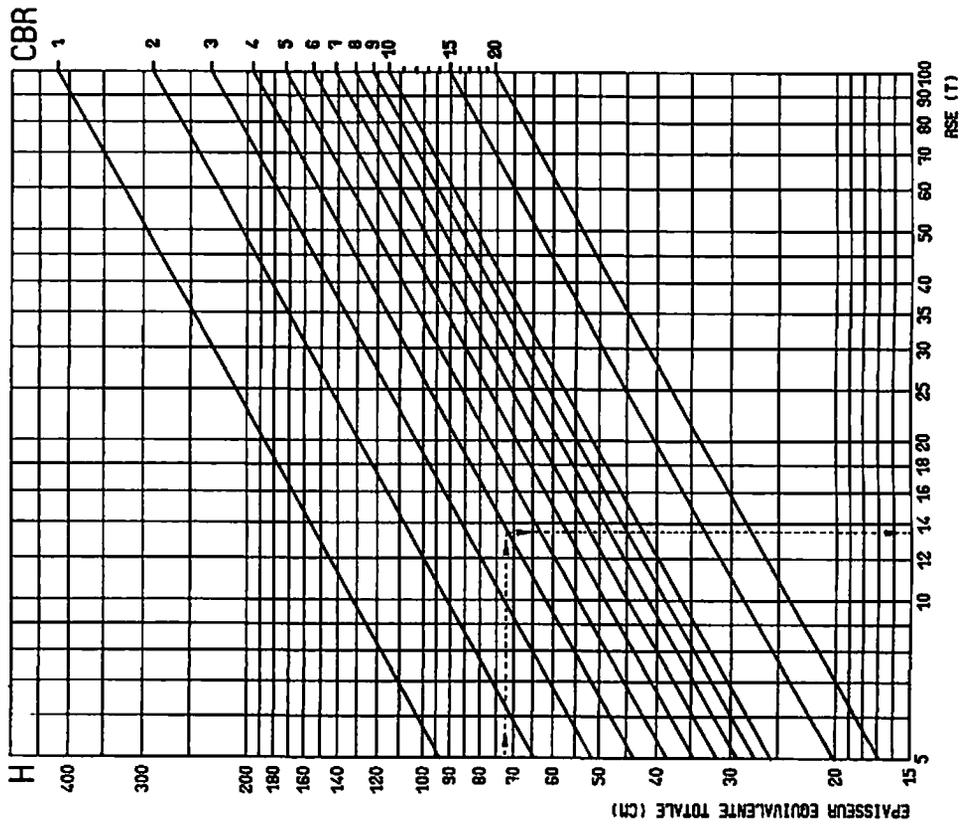


ABAQUES 6.1 à 6.6. — Renforcement rigide/rigide



ABAQUE 7. — Dimensionnement des chaussées légères

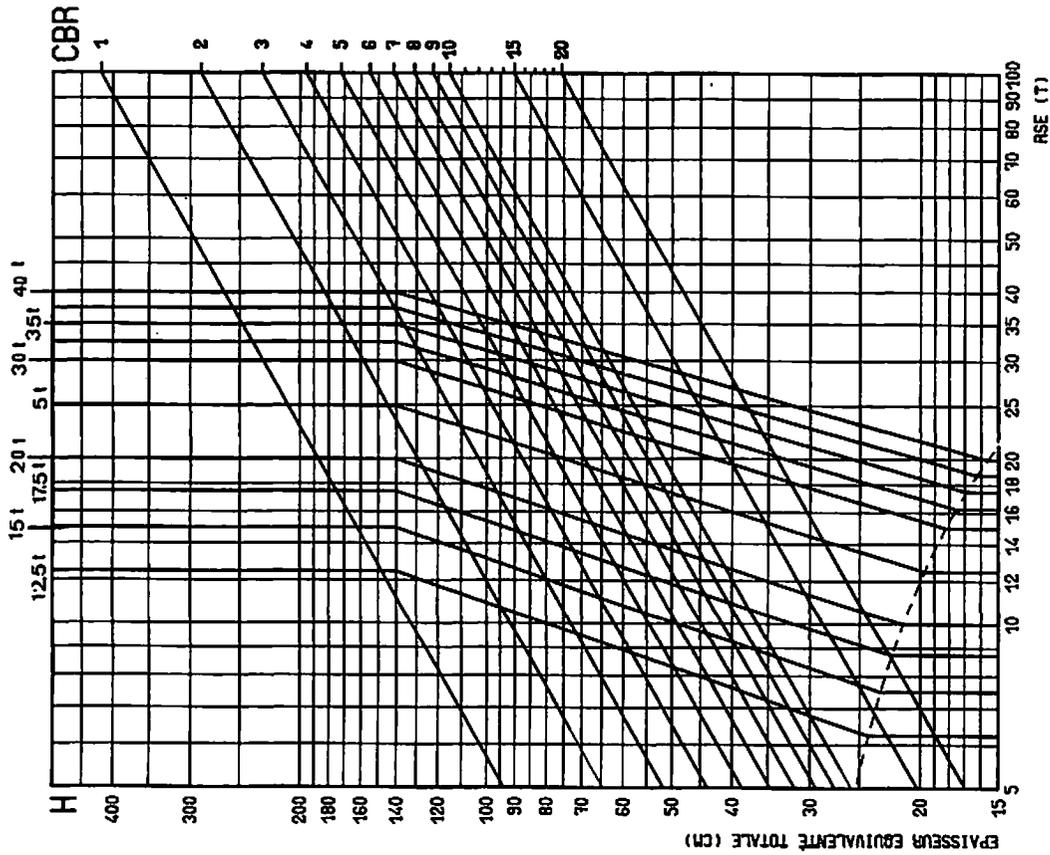
ATTERRISSEUR TYPE A ROUE SIMPLE



CHAUSSEE SOUPLE

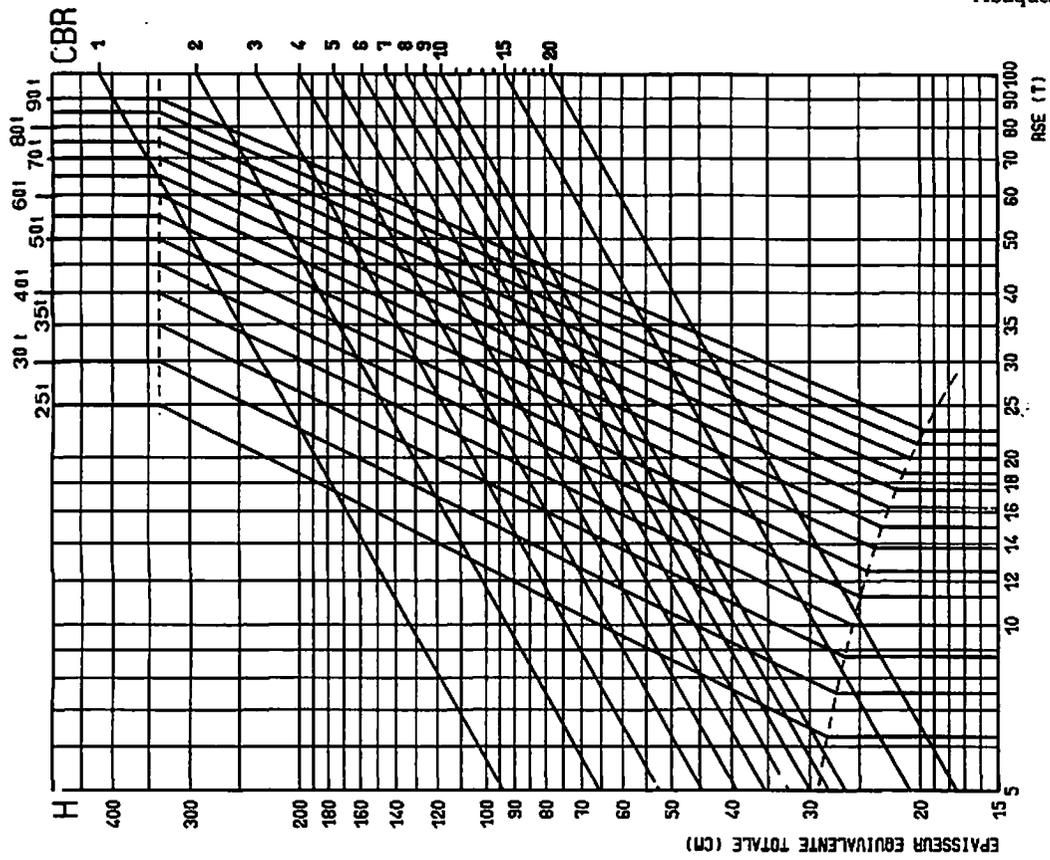
ABAQUES DE CALCUL DES CHAUSSEES SOUPLES

ATTERRESSEUR TYPE A JUMELAGE



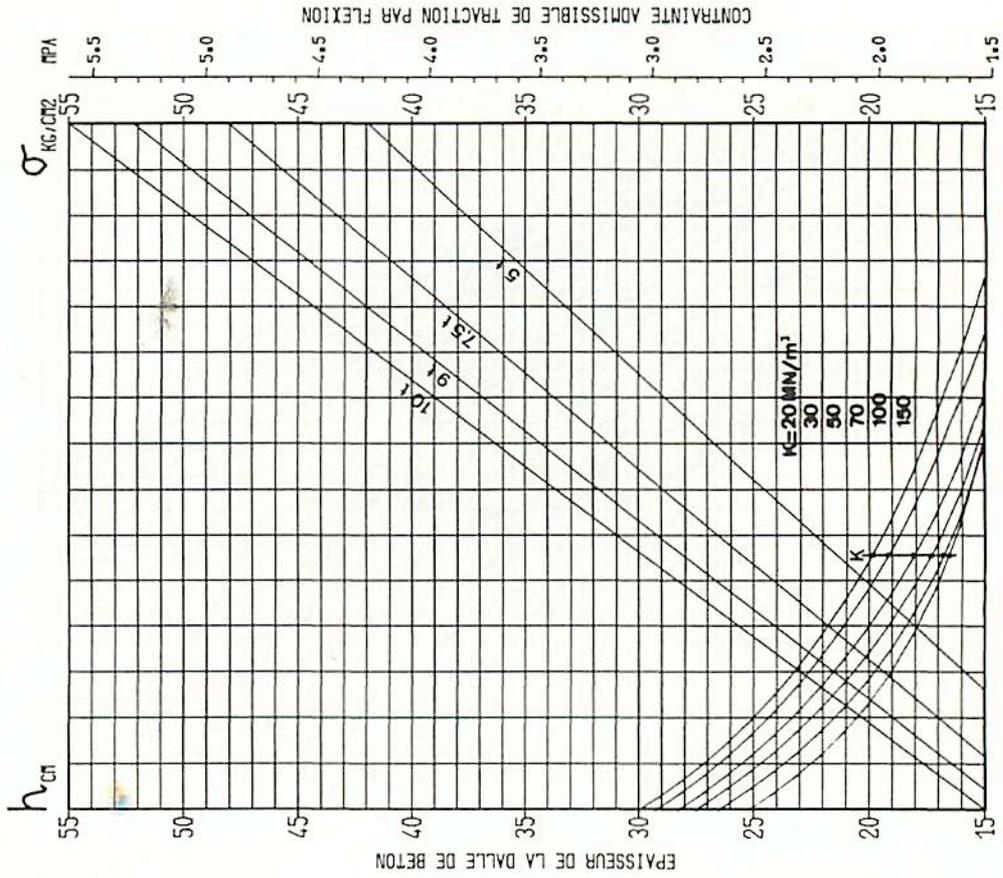
Abaque S 2

ATTERRESSEUR TYPE A BOGGIE



Abaque S 3

CHARGES INFERIEURES A 10 TONNES



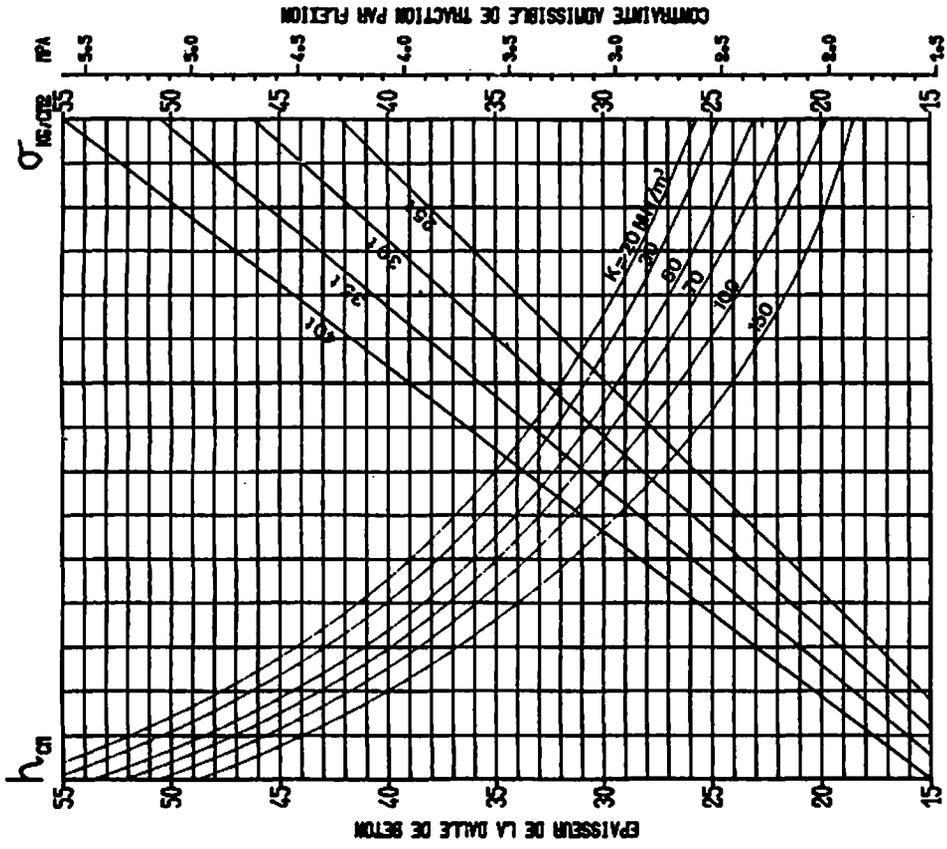
CHAUSSEE RIGIDE

ABAQUES

DE CALCUL DES CHAUSSEES RIGIDES

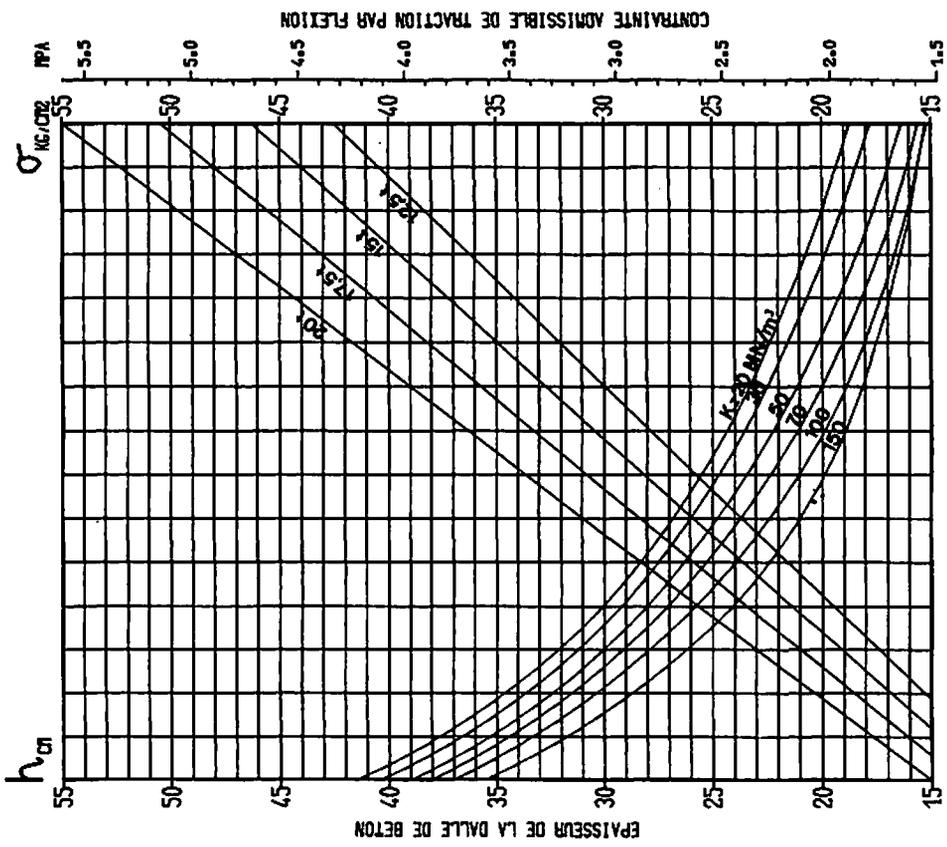
ATTERRISEUR TYPE
A ROUE SIMPLE ISOLEE

CHARGES SUPERIEURES A 25 TONNES



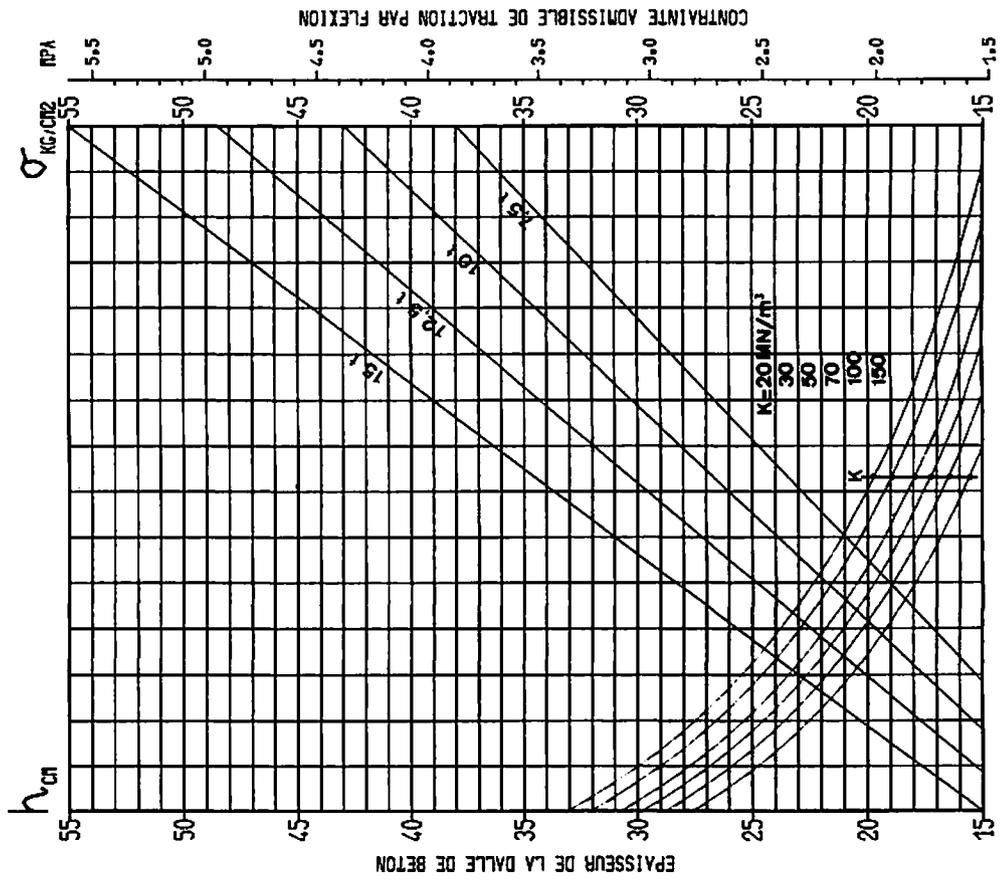
Abaque R 3

CHARGES COMPRISES ENTRE 10 ET 25 TONNES



Abaque R 2

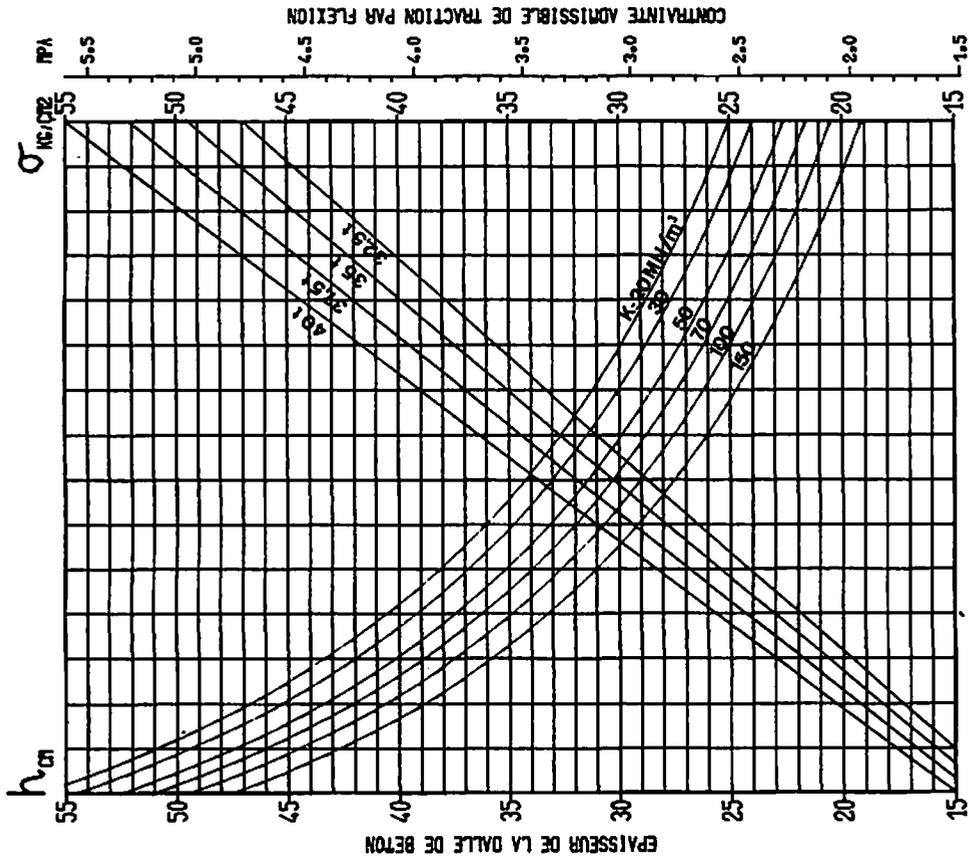
CHARGES INFERIEURES A 15 TONNES



ATTERRISSEUR TYPE
A JUMELAGE

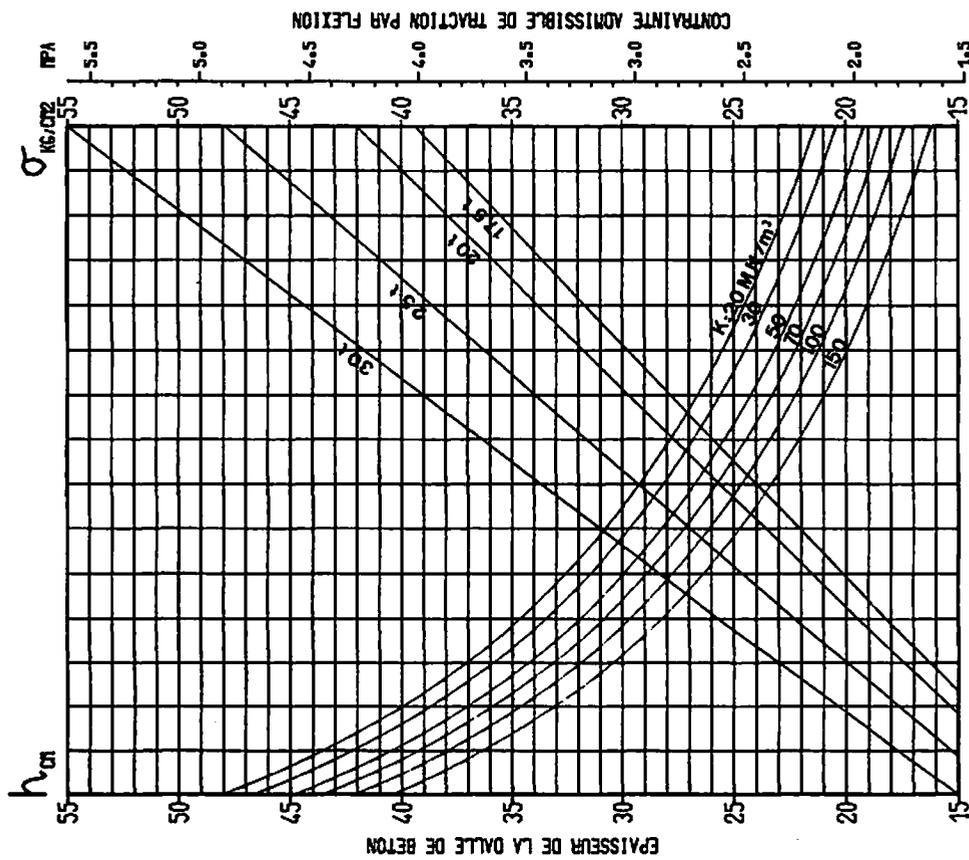
Abaque R 4

CHARGES SUPERIEURES A 32,5 TONNES



Abaque R 6

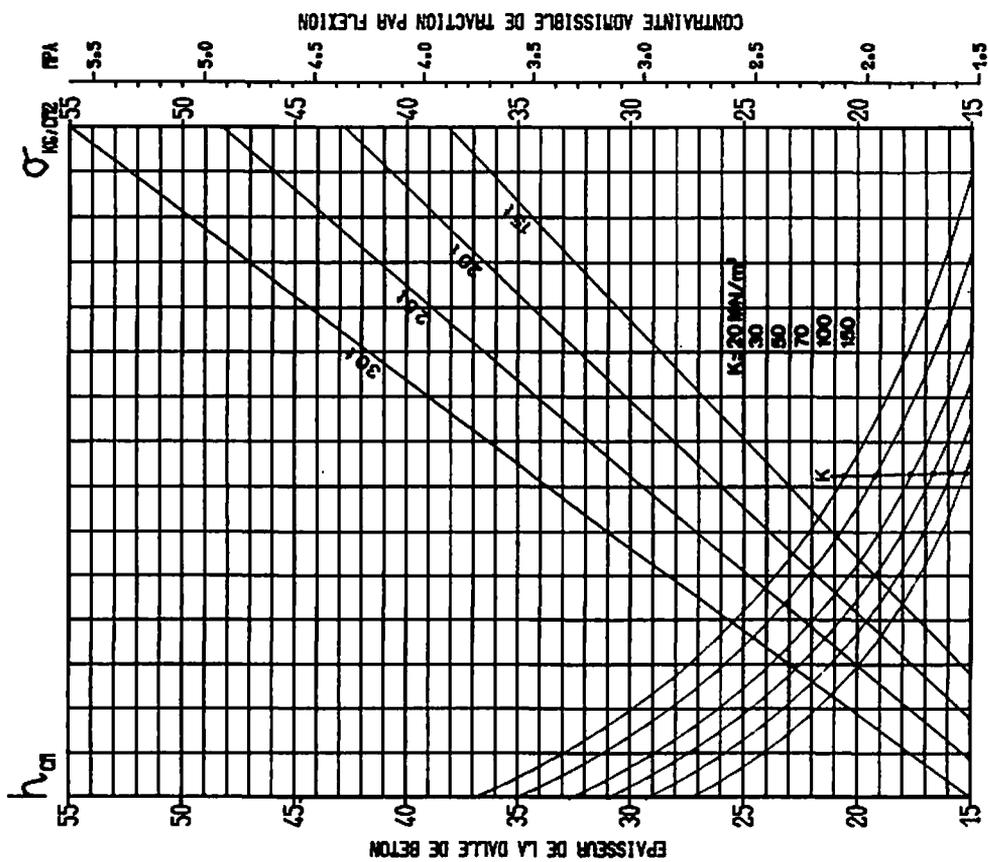
CHARGES COMPRISES ENTRE 15 ET 32,5 TONNES



Abaque R 5

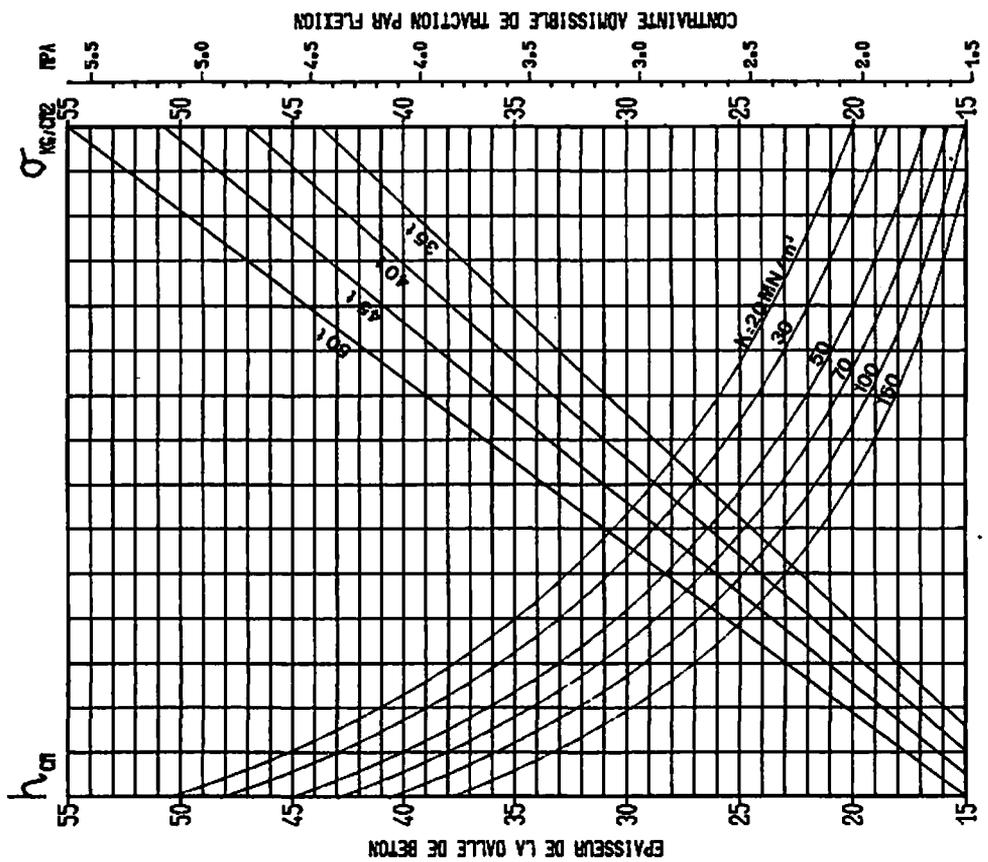
ATTERRISSEUR TYPE A BOGGIE

CHARGES INFERIEURES A 30 TONNES



Abaque R 7

CHARGES COMPRISES ENTRE 30 ET 55 TONNES



Abaque R 8

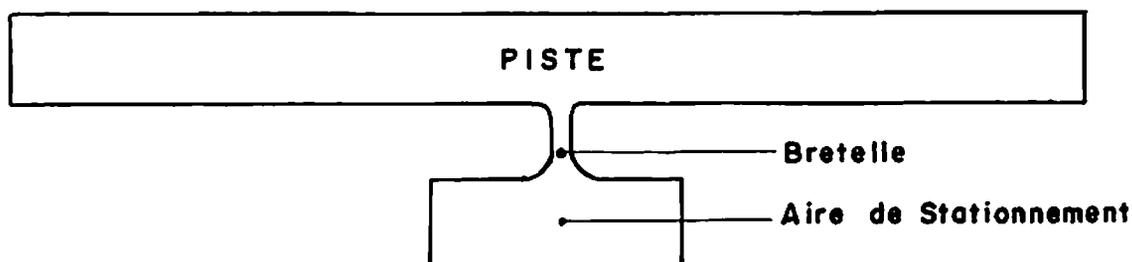
PARTIE 2

EXEMPLES

EXEMPLE N° 1

DIMENSIONNEMENT FORFAITAIRE

Dimensionnement des chaussées d'un aérodrome constituées par une piste non dotée de voie de circulation parallèle, une aire de stationnement et une bretelle :



Les deux structures possibles, souple ou rigide, sont à comparer.

Énoncé des données :

1. PREVISIONS DE TRAFIC

Le tableau masses/mouvements ci-dessous décrit le trafic moyen prévu pour les dix années suivant la mise en service.

Avions	Fréquence quotidienne	Masse au décollage	Masse à l'atterrissage
		tonnes	tonnes
Airbus A 300-B4	1 rotation	156	146
Mercure	2 rotations	54	48
Fokker F 27	5 rotations	20	17
Aviation légère	20 mouvements	5,7	5,7

1 rotation = 1 décollage + 1 atterrissage

Il est supposé que les mouvements au décollage et à l'atterrissage se répartissent de manière égale sur les deux seuils de piste.

2. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DU SOL SUPPORT

Le sol support est constitué par un matériau assez drainant non gélif, de qualité homogène sous la future emprise des ouvrages. Il est caractérisé par un CBR égal à 7 et un module de réaction K égal à 50 MN/m^3 .

3. RECENSEMENT DES FACTEURS CLIMATIQUES

Indices de gel :

hiver exceptionnel : $110 \text{ }^\circ\text{C} \times \text{jour}$,
durée de gel : 20 jours,

hiver rigoureux non exceptionnel : $50 \text{ }^\circ\text{C} \times \text{jour}$,
durée de gel : 14 jours,

température moyenne annuelle : 10°C ;

Précipitations annuelles : 920 mm. Climat continental.

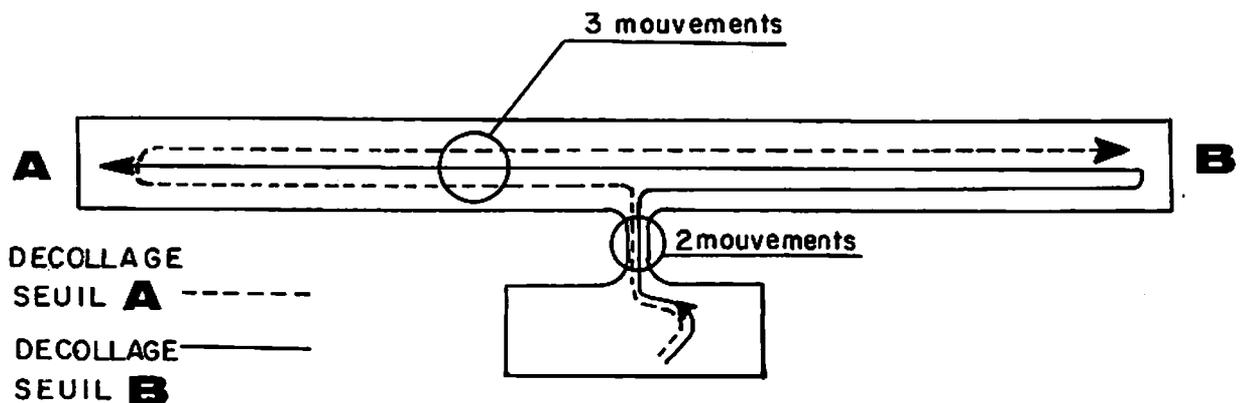
4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SUSCEPTIBLES D'ETRE UTILISES

- Dans le cas d'une structure souple :
 - béton bitumineux (coefficient d'équivalence : 2) ;
 - grave bitume (coefficient d'équivalence : 1,5) ;
 - grave non traitée (coefficient d'équivalence : 1).
- Dans le cas d'une structure rigide :
 - béton de ciment de contrainte de traction par flexion à la rupture égale à 5,6 MPa à 90 jours ;
 - grave ciment.

Le dimensionnement des chaussées comporte cinq étapes :

1. ETUDE DES PREVISIONS DE TRAFIC

- La méthode du dimensionnement forfaitaire est d'une précision suffisante pour l'étude. Les chaussées sont dimensionnées pour l'avion le plus contraignant à sa charge maximale c'est-à-dire l'Airbus A 300-B4 à sa masse totale au décollage de 156 t.
- Le nombre de mouvements réels à prendre en compte varie selon l'emplacement de la chaussée. En effet le nombre de mouvements dépend de l'aire étudiée comme l'indique le schéma ci-après :



Sur le poste de stationnement et la bretelle : 1 décollage donne 1 mouvement réel.

Sur une demi-piste (selon seuil de décollage) : 1 décollage donne 2 mouvements réels.

Compte tenu de l'égale répartition des décollages sur les deux seuils, deux décollages donnent en moyenne 3 mouvements réels sur la piste.

Par conséquent, le nombre moyen de mouvements réels à prendre en compte pour les dix années est :

Piste.....	$n = 1,5$ mvt/j
Bretelle, aire de stationnement.....	$n = 1$ mvt/j

- Le dimensionnement forfaitaire est réalisé pour la masse maximale de l'Airbus A 300-B4 (au décollage) soit 156 t.

Le tableau de caractéristiques de l'Airbus A 300-B4 indique que 46,5 % de la charge totale est supportée par l'atterrisseur principal.

Charge réelle P :

$$P = 156 \times 0,465 = 72,5 \text{ t}$$

- Calcul de la charge réelle pondérée P' selon la fonction des aires :

Pistes (30 m centraux), bretelle, aire de stationnement (hors poste de stationnement) :

$$P' = P \times 1 = 72,5 \text{ t}$$

Poste de stationnement :

$$P' = P \times 1,2 = 72,5 \times 1,2 = 87,0 \text{ t}$$

Piste (en dehors des 30 m centraux, selon fig. 2, p. 13, volume 1) :

$$P' = P \times 0,7 = 72,5 \times 0,7 = 50,8 \text{ t}$$

- Pour chacune des aires considérées les n mouvements réels de la charge réelle pondérée P' sont convertis en 10 mouvements réels d'une charge de calcul P'' (abaque n° 3).

Tableau récapitulatif

Piste (30 m centraux).....	$P' = 72,5 \text{ t}$	$n = 1,5 \text{ mvt/j}$	$P'' = 62,2 \text{ t}$
Piste (autres aires).....	$P' = 50,8 \text{ t}$	$n = 1,5 \text{ mvt/j}$	$P'' = 43,6 \text{ t}$
Poste de stationnement.....	$P' = 87,0 \text{ t}$	$n = 1 \text{ mvt/j}$	$P'' = 72,5 \text{ t}$
Bretelle, aire de stationnement.....	$P' = 72,5 \text{ t}$	$n = 1 \text{ mvt/j}$	$P'' = 60,4 \text{ t}$

2. CARACTERISTIQUES DU SOL SUPPORT

Chaussée souple : la valeur à prendre en compte est $\text{CBR} = 7$.

Chaussée rigide : la valeur à prendre en compte est $K_0 = 50 \text{ MN/m}^3$.

3. FACTEURS CLIMATIQUES

- Les matériaux de couches de chaussée envisagés et le sol support ne sont pas gélifs. Il est donc inutile de procéder à une vérification au gel-dégel.
- Le sol support est assez drainant : il est inutile de prévoir une sous-couche drainante.

De toute façon, une étude de l'évacuation des eaux pluviales doit être menée indépendamment du calcul de dimensionnement.

4. DETERMINATION D'UNE EPAISSEUR EQUIVALENTE (CHAUSSEE SOUPLE), OU DE L'EPAISSEUR ET DU TYPE DE FONDATION (CHAUSSEE RIGIDE)

- **Chaussée souple.**

L'abaque « chaussée souple » de l'Airbus A 300-B4 est utilisée avec $\text{CBR} = 7$ et pour les différentes charges de calcul.

Tableau récapitulatif

Piste (30 m centraux).....	$P'' = 62,2 \text{ t}$	$e = 73 \text{ cm}$
Piste (autres aires).....	$P'' = 43,6 \text{ t}$	$e = 56 \text{ cm}$
Poste de stationnement.....	$P'' = 72,5 \text{ t}$	$e = 82 \text{ cm}$
Aire de stationnement et bretelle.....	$P'' = 60,4 \text{ t}$	$e = 70 \text{ cm}$

● **Chaussée rigide.**

La couche de fondation est réalisée avec de la grave-ciment sur une épaisseur de 20 cm.

L'épaisseur équivalente de la couche de fondation :

$$e = 20 \times 1,5 = 30 \text{ cm}$$

Module de réaction corrigé du sol support (abaque n° 2) :

$$K \simeq 70 \text{ MN/m}^3$$

5. CHOIX D'UNE CONSTITUTION DE CHAUSSEE (SOUPLE), OU CALCUL DE L'ÉPAISSEUR DE LA DALLE DE BETON (CHAUSSEE RIGIDE)

● **Chaussée souple.**

L'épaisseur minimale de matériaux traités que doivent comporter les chaussées est déterminée à l'aide de l'abaque n° 1.

Tableau récapitulatif

Chaussée	Épaisseur totale	Épaisseur de matériaux traités
	CBR = 7	
Piste (30 m centraux).....	$e = 73 \text{ cm}$	$e_t = 30 \text{ cm}$
Piste (autres aires).....	$e = 56 \text{ cm}$	$e_t = 23 \text{ cm}$
Poste de stationnement.....	$e = 82 \text{ cm}$	$e_t = 33 \text{ cm}$
Aire de stationnement et bretelle.....	$e = 70 \text{ cm}$	$e_t = 29 \text{ cm}$

Ces résultats conduisent aux structures **théoriques** suivantes :

Matériaux	Piste 30 m centraux	Piste (autres aires)	Poste de stationnement	Bretelle et aire de stationnement
Béton bitume.....	6 cm (12 cm)	6 cm (12 cm)	8 cm (16 cm)	6 cm (12 cm)
Grave bitumineux.....	12 cm (18 cm)	10 cm (15 cm)	12 cm (18 cm)	12 cm (18 cm)
Grave non traitée.....	43 cm (43 cm)*	30 cm (30 cm)	48 cm (48 cm)*	40 cm (40 cm)

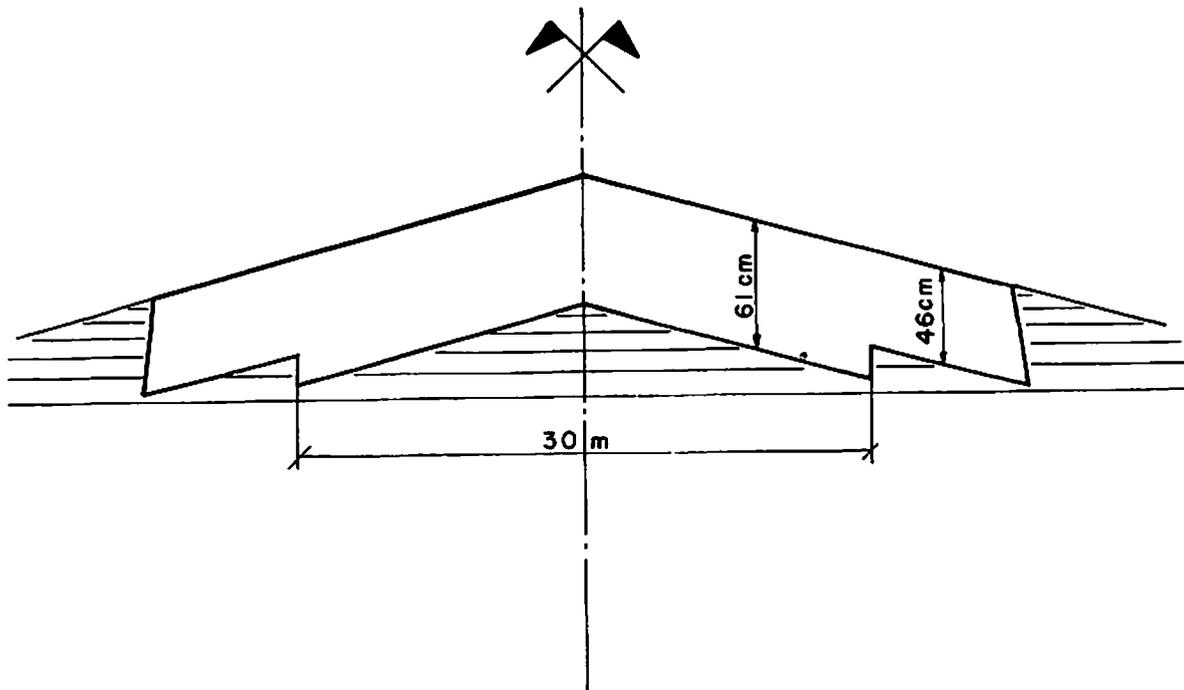
Épaisseurs totales
réelles (équivalentes)..... **61 cm (73 cm)** **41 cm (57 cm)** **68 cm (82 cm)** **58 cm (70 cm)**

* Dans la pratique ces valeurs peuvent être arrondies.

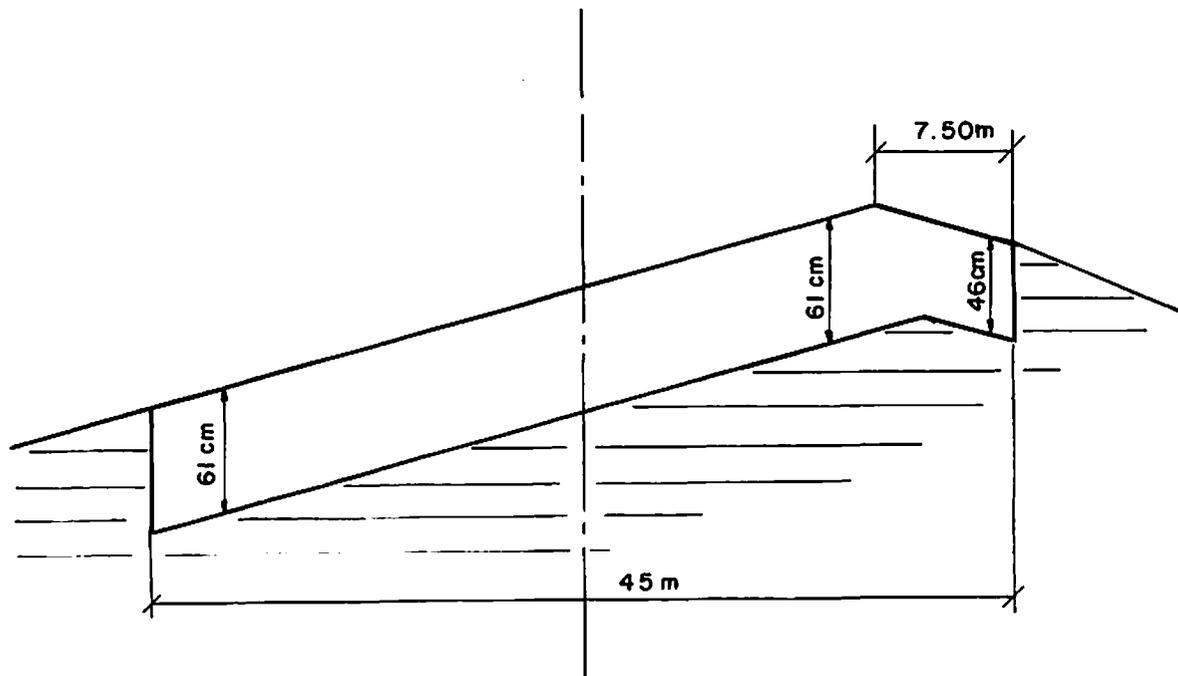
Application à la piste.

Les exemples ci-dessous illustrent la difficulté d'exploiter intégralement l'économie de matériaux qu'il est possible de faire en dehors des 30 m centraux :

- la coupe en travers ci-dessous est **déconseillée** car elle conduit à terrasser des marches sur le fond de forme et est contre-indiquée du point de vue drainage quelle que soit la qualité du sol support;

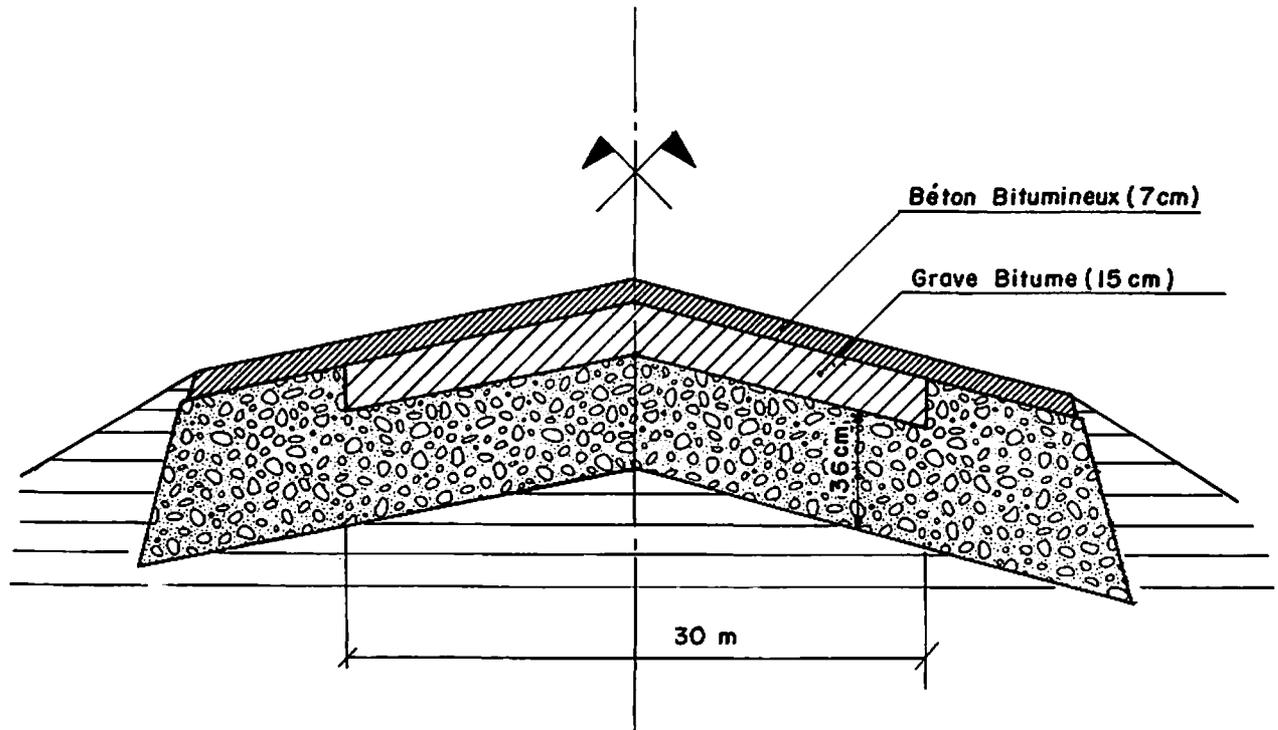


- la coupe suivante élimine les premiers défauts cités. Elle permet une économie partielle (sur une demi-chaussée) mais donne un profil géométrique en travers peu satisfaisant pouvant donner lieu à des sujétions de terrassement ou au moment d'un éventuel renforcement.



Noter que le côté le plus épais doit correspondre à celui vers lequel sont envisagés d'éventuels raccordements de voies de circulation ou de bretelles futures;

— le profil suivant permet de réaliser une économie partielle tout en gardant de bonnes caractéristiques géométriques. Une augmentation de l'épaisseur des matériaux traités sur les 30 m centraux permet de diminuer l'épaisseur totale réelle sur cette partie. En contrepartie, en dehors des 30 m centraux, la couche de base est non traitée et l'épaisseur totale réelle est la même :



Noter que l'épaisseur d'enrobés doit être augmentée au niveau des intersections prévues avec de futures chaussées.

L'inconvénient de cette structure est le non-respect de l'épaisseur minimale de matériaux traités en dehors des 30 m centraux. Ce risque peut être admis.

Économie de matériaux au mètre linéaire de piste (45 m de largeur) par rapport à la structure maximale (structure théorique des 30 m centraux étendue à toute la largeur de la piste) :

enrobés : 7,65 m³ au lieu de 8,10 m³ (— 5 %) ;
grave non traitée : 17,40 m³ au lieu de 19,35 m³ (— 10 %).

Cette solution sera préférée à la précédente.

Application à l'aire de stationnement.

Afin d'éviter, comme pour les 30 m centraux de piste, des sujétions de construction pour les postes de stationnement, des solutions diverses devront être étudiées. Elles dépendent beaucoup des caractéristiques géométriques de l'aire de stationnement et ne peuvent être détaillées dans cet exemple.

Comme pour la piste, ces solutions seront étudiées en tirant le meilleur parti de la topographie du terrain naturel et en jouant sur la possibilité de réduire l'épaisseur réelle totale de chaussée en majorant l'épaisseur de matériaux traités.

Enfin, il peut être constaté que l'épaisseur des postes de stationnement est environ de 10 % supérieure à celle de la partie centrale de piste.

● **Chaussée rigide.**

Deux possibilités existent, qu'il conviendra de comparer sous l'angle économique.

Dalles de béton avec dispositifs de transfert de charges.

Dispositif retenu : rainures et languettes (les conditions sont favorables : fondation traitée, sol support homogène et non gélif).

Le coefficient de sécurité CS est égal à 1,8.

Contrainte admissible de traction par flexion :

$$\bar{\sigma}_{bt} = \frac{5,6}{1,8} = 3,1 \text{ MPa}$$

L'abaque « chaussée rigide » de l'Airbus A 300-B4 est utilisé avec $K = 70 \text{ MN/m}^3$, $\sigma = \bar{\sigma}_{bt} = 3,1 \text{ MPa}$ et pour les différentes charges de calcul P''.

Tableau récapitulatif

Piste (30 m centraux).....	$h = 29 \text{ cm}$
Piste (autres aires).....	$h = 27 \text{ cm}$
Poste de stationnement.....	$h = 31 \text{ cm}$
Bretelle et aire de stationnement.....	$h = 28 \text{ cm}$

Il est inutile de distinguer les 30 m centraux du reste de la chaussée compte tenu de la difficulté de réalisation de structures différentes en profil en travers.

Dalles de béton sans dispositif de transferts de charges.

Le coefficient de sécurité CS est égal à 2,6.

Contrainte admissible de traction par flexion :

$$\sigma_{bt} = \frac{5,6}{2,6} = 2,2 \text{ MPa}$$

L'abaque « chaussée rigide » de l'Airbus A 300-B4 est utilisé avec $K = 70 \text{ MN/m}^3$, $\sigma = \bar{\sigma}_{bt} = 2,2 \text{ MPa}$ et pour les différentes charges de calcul :

Tableau récapitulatif

Piste (30 m centraux).....	$h = 37 \text{ cm}$
Piste (autres aires).....	$h = 32 \text{ cm}$
Poste de stationnement.....	$h = 40 \text{ cm}$
Bretelle et aire de stationnement.....	$h = 36 \text{ cm}$

Il est inutile de distinguer les 30 m centraux du reste de la chaussée compte tenu de la difficulté de réalisation de structures différentes en profil en travers.

● **Conclusion.**

La deuxième solution (pas de dispositifs de transferts de charges) n'est pas à retenir car elle nécessite la mise en œuvre d'environ 30 % de béton en plus par rapport à la première solution. La réalisation de joints de construction à rainures et languettes est conseillée et avantageuse. Cette conclusion est d'ailleurs quasi générale pour les chaussées rigides. La comparaison est effectuée ici pour les besoins de l'exemple.

● **Remarques.**

En matière de chaussées rigides routières, l'emploi des goujons est peu répandu. Ce dispositif de transfert de charges est donc plus coûteux que celui rainure et languette (en raison de la spécialisation et de l'équipement qu'il requiert pour les entreprises de construction). Malgré leur efficacité, les goujons sont par conséquent également peu utilisés pour les chaussées aéronautiques.

EXEMPLE N° 2

DIMENSIONNEMENT OPTIMISE

Pour un aéroport existant et à fort trafic est réalisée l'étude d'un projet de nouvelle voie de circulation destinée à relier l'aire de stationnement au seuil de piste sur lequel s'effectuent 75 % de décollages et 25 % d'atterrissages.

Les deux structures possibles, souple et rigide, sont à comparer.

Énoncé des données :

1. PREVISIONS DE TRAFIC

Le trafic annuel escompté à l'année 0 (date de mise en service) de la nouvelle chaussée a été établi avec les compagnies aériennes pour les avions les plus contraignants qu'il y a lieu de considérer : le Boeing 747-200, le DC 10-30 et le DC 8-63. Il est admis que le reste du trafic est négligeable.

Ce trafic est donné sous forme d'histogrammes (1 rotation = 1 décollage + 1 atterrissage).

1 — BOEING 747 (nombre total de rotations : 1 000).

Masses au décollage :

Masses	320 à 340 tonnes	340 à 350 tonnes	350 à 360 tonnes	360 à 370 tonnes
% de mvts	15	20	50	15

Masses à l'atterrissage :

Masses	240 à 260 tonnes	260 à 280 tonnes	280 à 300 tonnes
% de mvts	50	25	25

2 — DC 10-30 (nombre total de rotations : 1 500).

Masses au décollage :

Masses	220 à 230 tonnes	230 à 240 tonnes	240 à 250 tonnes
% de mvts	15	40	45

Masses à l'atterrissage :

Masses	180 à 200 tonnes	200 à 210 tonnes	210 à 220 tonnes
% de mvts	60	30	10

3 — DC 8-63 (nombre total de rotations : 2 000).

Masses au décollage :

Masses	130 à 140 tonnes	140 à 150 tonnes	150 à 160 tonnes
% de mvts	15	20	65

Masses à l'atterrissage :

Masses	100 à 110 tonnes	110 à 120 tonnes	120 à 130 tonnes
% de mvts	20	70	10

La chaussée doit être dimensionnée pour une durée de vie de dix ans.

L'accroissement annuel du nombre de mouvements est espéré entre 5 % et 15 % (chiffres fictifs pour les besoins de l'exemple). Le centrage des avions est tel que la répartition est maximale sur les atterrisseurs principaux.

2. CARACTERISTIQUES DU SOL SUPPORT

Le sol support est constitué par un matériau drainant, non gélif, de qualité homogène sous la future chaussée. Il est caractérisé par un CBR égal à 10 et un module de réaction de K_0 égal à 60 MN/m^3 .

3. RECENSEMENT DES FACTEURS CLIMATIQUES

(pour mémoire, les matériaux et le sol support étant non gélifs).

Indices de gel :

Hiver exceptionnel : 80 °C jour ;

Hiver rigoureux non exceptionnel : 30 °C jour ;

Durée du gel : 10 jours ;

Durée du gel : 6 jours.

Température moyenne annuelle : 18 °C.

Précipitations annuelles : 880 mm. Climat d'influence océanique.

4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SUSCEPTIBLES D'ETRE UTILISES

● Dans le cas d'une structure souple :

- béton bitumineux (coefficient d'équivalence : 2) ;
- grave bitume (coefficient d'équivalence : 1,5) ;
- grave non traitée (coefficient d'équivalence : 1) ;
- grave tout venant (coefficient d'équivalence : 0,75).

● Dans le cas d'une structure rigide :

- béton de ciment de contrainte de traction par flexion f_{t90} à la rupture égale à 5,6 MPa à 90 jours ;
- grave ciment.

1. ETUDE DU TRAFIC

Avant tout calcul et même tout choix de méthode de dimensionnement (forfaitaire ou optimisé) il convient de mieux cerner les données sur le trafic avec une **hypothèse basse** et une **hypothèse haute** :

● **L'hypothèse haute** est choisie par combinaison :

- du taux de croissance maximal envisagé (15 %);
- du choix de la borne supérieure comme charge représentative de chaque classe dans les histogrammes.

● **L'hypothèse basse** est à l'inverse obtenue par combinaison :

- du taux de croissance minimal envisagé (5 %);
- du choix de la borne inférieure comme charge représentative de chaque classe dans les histogrammes.

Trafic cumulé.

N étant le nombre de mouvements comptabilisés à l'année 0, 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 :

$$N. \frac{(1 + p)^{10} - 1}{p} \quad p \text{ étant le taux annuel d'accroissement}$$

pour $p = 0,05$:

$$N. \frac{1,62 - 1}{0,05} = 12,6 N$$

pour $p = 0,15$:

$$N. \frac{4,05 - 1}{0,15} = 20,3 N$$

Tableaux masses/mouvements.

Ces tableaux décrivent le nombre total de mouvements pendant la durée de vie de la chaussée pour chacune des différentes masses considérées de chaque avion.

EXEMPLES DE CALCUL DES VALEURS PORTÉES DANS LE TABLEAU :

* Hypothèse basse : Boeing 747-200. Charges au décollage de 360 à 370 t.

Borne inférieure : 360 t.

Nombre total de rotations à l'année 0 : 1 000.

Nombre total de rotations pendant la durée de vie : $1\,000 \times 12,6 = 12\,600$.

75 % des mouvements au décollage s'effectuent sur la chaussée étudiée, soit : $12\,600 \times 0,75 = 9\,450$ mvt.

15 % des décollages se font à des masses comprises entre 360 et 370 t, soit : $9\,450 \times 0,15 = 1\,420$ mvt.

* Hypothèse haute : DC 8-63. Charges à l'atterrissage de 100 à 110 t.

Borne supérieure : 110 t.

Nombre total de rotations à l'année 0 : 2 000.

Nombre total de rotations pendant la durée de vie : $2\,000 \times 20,3 = 40\,600$.

25 % des mouvements à l'atterrissage s'effectuent sur la chaussée étudiée, soit : $40\,600 \times 0,25 = 10\,150$ mvt.

20 % des atterrissages se font à des masses comprises entre 100 et 110 t, soit : $10\,150 \times 0,2 = 2\,030$ mvt.

Tableau masses/mouvements

Hypothèse basse			Hypothèse haute		
Avions	Charge totale Pt	Nombre de mouvements réels	Avions	Charge totale Pt	Nombre de mouvements réels
	tonnes	tonnes		tonnes	tonnes
Boeing 747-200....	360	1 420	Boeing 747-200....	370	2 285
	350	4 725		360	7 610
	340	1 890		350	3 045
	320	1 420		340	2 285
	280	785		300	1 270
	260	785		280	1 270
	240	1 575		260	2 535
DC 8-63.....	150	12 285	DC 8-63.....	160	19 790
	140	3 780		150	6 090
	130	2 835		140	4 570
	120	630		130	1 015
	110	4 410		120	7 105
	100	1 260		110	2 030
	DC 10-30.....	240		6 380	DC 10-30.....
230		5 670	240	9 135	
220		2 125	230	3 425	
210		470	220	760	
200		1 420	210	2 285	
180		2 835	200	4 570	

● **Fonction de la chaussée étudiée.**

Le coefficient de pondération des charges réelles est égal à 1 ($P = P'$)

2. CARACTERISTIQUES DU SOL SUPPORT

Chaussée souple : la valeur à prendre en compte est $CBR = 10$.

Chaussée rigide : la valeur à prendre en compte est $K_0 = 60 \text{ MN/m}^3$.

3. FACTEURS CLIMATIQUES

Les matériaux de couches de chaussée envisagés et le sol support ne sont pas gélifs. Il est donc inutile de procéder à une vérification au gel-dégel.

Le sol support est drainant : il est inutile de prévoir une sous-couche drainante. Une étude d'évacuation des eaux superficielles doit de toute façon être menée indépendamment du calcul de dimensionnement.

4. DETERMINATION D'UNE ÉPAISSEUR EQUIVALENTE (CHAUSSEE SOUPLE), OU DE L'ÉPAISSEUR ET DU TYPE DE FONDATION (CHAUSSEE RIGIDE)

Il convient, à ce stade, de déterminer la méthode de dimensionnement, forfaitaire ou optimisé, la mieux adaptée à l'étude.

Le trafic est bien défini et les avions considérés sont à priori contraignants de manière comparable pour les chaussées.

Par conséquent, seront employées :

- la méthode **optimisée** pour l'étude de la structure souple;
- la méthode **optimisée simplifiée** (seules seront considérées les masses maximales de chaque avion) ou la méthode **forfaitaire** pour l'étude de la structure rigide.

● Chaussée souple.

CHOIX D'UNE ÉPAISSEUR INITIALE POUR LE CALCUL ITÉRATIF DE L'ÉPAISSEUR.

Pour la masse la plus élevée de chacun des avions, l'épaisseur, qui serait nécessaire dans l'hypothèse où ce dernier serait seul à fréquenter la chaussée étudiée, est calculée.

Hypothèse haute

(CBR = 10)

Avions	Charge réelle totale P_t	Charge réelle P (*)	Mouvements réels cumulés pendant 10 ans	Intensité moyenne du trafic	Coefficient de correction CT	Charge de calcul P^r	Épaisseur équivalente e
	tonnes	tonnes		mvt/j		tonnes	cm
Boeing 747-200..	370	85,5	2 285	1	1,20	71,3	56
DC 10-30.....	250	94,2	10 275	3	1,11	84,9	56
DC 8-63.....	160	76,2	19 790	7	1,03	74	66

(*) D'après tableaux de caractéristiques des avions.

Hypothèse basse

(CBR = 10)

Avions	Charge réelle totale P_t	Charge réelle P (*)	Mouvements réels cumulés pendant 10 ans	Intensité moyenne du trafic	Coefficient de correction CT	Charge de calcul P^r	Épaisseur équivalente e
	tonnes	tonnes		mvt/j		tonnes	cm
Boeing 747-200..	360	83,2	1 420	1	1,20	69,3	55
DC 10-30.....	240	90,5	6 380	2	1,14	79,4	54
DC 8-63.....	150	71,4	12 285	3	1,11	64,3	60

(*) D'après tableaux de caractéristiques des avions.

L'épaisseur maximale est trouvée pour le DC 8-63 : 66 cm (hypothèse haute), 60 cm (hypothèse basse).

Le calcul itératif se fera donc respectivement à partir de 68 cm et 62 cm (soit respectivement 66 + 2 cm et 60 + 2 cm), avec un pas d'itération de 2 cm.

Les valeurs de P_{to} , R et CP portées dans les tableaux suivants ont été calculées par informatique. Le calcul peut cependant être mené avec une précision acceptable à la main. (Dans ce cas, les charges admissibles P_0 par atterrisseur sont lues sur les abaques puis divisées par les pourcentages indiqués dans les tableaux de caractéristiques des avions pour fournir P_{to} .)

Hypothèse basse

CBR = 10 $\epsilon = 62$ cm

Avions	Charges réelles pondérées P'_i	Charges admissibles P_{to}	$R = P'_i/P_{to}$	Coefficient de pondération CP	Mouvements réels n	Mouvements équivalents n'
	tonnes	tonnes				
Boeing 747-200	360	356,5	1,01	1,12	1 420	1 590
	350		0,98	0,81	4 725	3 830
	340		0,95	0,59	1 890	1 110
	320		0,90	0,31	1 420	440
	280		0,79	0,08	785	70
	260		0,73	0,04	785	35
	240		0,67	0,02	1 575	35
DC 8-63	150	141,8	1,06	1,95	12 285	23 910
	140		0,99	0,86	3 780	3 270
	130		0,92	0,38	2 835	1 090
	120		0,85	0,17	630	105
	110		0,78	0,08	4 410	330
	100		0,71	0,03	1 260	45
DC 10-30	240	256,3	0,94	0,48	6 380	3 070
	230		0,90	0,31	5 670	1 740
	220		0,86	0,20	2 125	420
	210		0,82	0,12	470	60
	200		0,78	0,08	1 420	115
	180		0,70	0,03	2 835	90
Trafic équivalent total.....					41 355 mvt (supérieur à 36 500 mvt)	

CBR = 10 $\epsilon = 64$ cm

Avions	Charges réelles pondérées P'_i	Charges admissibles P_{to}	$R = P'_i/P_{to}$	Coefficient de pondération CP	Mouvements réels n	Mouvements équivalents n'
	tonnes	tonnes				
Boeing 747-200	360	370,9	0,97	0,71	1 420	1 010
	350		0,94	0,52	4 725	2 470
	340		0,92	0,38	1 890	720
	320		0,86	0,21	1 420	290
	280		0,75	0,06	785	50
	260		0,70	0,03	785	25
	240		0,65	0,02	1 575	25
DC 8-63	150	147,9	1,01	1,18	12 285	14 470
	140		0,95	0,54	3 780	2 040
	130		0,88	0,25	2 835	700
	120		0,81	0,11	630	70
	110		0,74	0,05	4 410	230
	100		0,68	0,02	1 260	30
DC 10-30	240	266,3	0,90	0,32	6 380	2 050
	230		0,86	0,21	5 670	1 180
	220		0,83	0,14	2 125	290
	210		0,79	0,09	470	40
	200		0,75	0,06	1 420	80
	180		0,68	0,02	2 835	70
Trafic équivalent total.....					25 840 mvt (inférieur à 36 500 mvt)	

Hypothèse haute

CBR = 10

$e = 68$ cm

Avions	Charges réelles pondérées P'_i	Charges admissibles P_{to}	$R = P'_i/P_{to}$	Coefficient de pondération CP	Mouvements réels n	Mouvements équivalents n'
	tonnes	tonnes				
Boeing 747-200	370	400,1	0,92	0,42	2 285	960
	360		0,90	0,32	7 610	2 400
	350		0,87	0,24	3 045	720
	340		0,85	0,18	2 285	400
	300		0,75	0,06	1 270	70
	280		0,70	0,03	1 270	40
	260		0,65	0,02	2 540	45
DC 8-63	160	160,3	1,00	0,98	19 790	19 370
	150		0,94	0,48	6 090	2 910
	140		0,87	0,23	4 570	1 060
	130		0,81	0,11	1 015	115
	120		0,75	0,06	7 105	390
	110		0,69	0,03	2 030	65
DC 10-30	250	286,8	0,87	0,23	10 275	2 350
	240		0,84	0,15	9 135	1 400
	230		0,80	0,10	3 425	350
	220		0,77	0,07	760	50
	210		0,73	0,05	2 285	105
	200		0,70	0,03	4 570	140
Trafic équivalent.....					32 930 mvt	
					(inférieur à 36 500 mvt)	

Les épaisseurs recherchées sont :

$e = 63$ cm pour l'hypothèse basse ;

$e = 68$ cm pour l'hypothèse haute.

Il peut être constaté que ces épaisseurs finales sont très proches des épaisseurs initiales. De plus aucun rapport P'/P_o ne dépasse 1,2.

Ces tableaux permettent de vérifier que le trafic équivalent devient négligeable pour les faibles masses. Il était donc légitime de négliger le trafic secondaire, autre que celui dû aux trois principaux avions ici pris en compte.

● **Chaussée rigide.**

La couche de fondation est réalisée avec de la grave-ciment sur une épaisseur de 20 cm.

Épaisseur équivalente de la couche de fondation :

$$h = 20 \times 1,5 = 30 \text{ cm}$$

Module de réaction corrigé du sol support (abaque n° 2) :

$$K = 80 \text{ MN/m}^3$$

5. CHOIX D'UNE CONSTITUTION DE CHAUSSEE (SOUPLE) OU CALCUL DE L'ÉPAISSEUR DE LA DALLE DE BETON (CHAUSSEE RIGIDE)

● Chaussée souple.

L'épaisseur minimale de matériaux traités que doit comporter la chaussée est déterminée à l'aide de l'abaque n° 1.

Hypothèse haute.....	$e = 68 \text{ cm}$	$e_t = 35 \text{ cm}$
Hypothèse basse.....	$e = 63 \text{ cm}$	$e_t = 33 \text{ cm}$

Structure théorique

Matériaux	Épaisseur réelle	Coefficient d'équivalence	Épaisseur équivalente
Béton bitumineux.....	7,5 à 8,5 cm	2	15 à 17 cm
Grave bitume.....	12 cm	1,5	18 cm
Grave non traitée.....	31 à 33 cm	1	31 à 33 cm

CONCLUSION

La différence entre hypothèses haute et basse est représentée par 4 cm équivalents au niveau des résultats. Sachant que les calculs peuvent se contenter d'une précision minimale de 2 cm équivalents, ce cas illustre dans quelles limites de précision il convient également de définir les hypothèses de trafic : les masses sont ici évaluées à ± 10 tonnes; une précision supérieure à ± 5 tonnes serait inutile.

La structure proposée est la suivante :

Béton bitumineux : 8 cm (valeur moyenne);

Grave bitume : 12 cm (valeur moyenne);

Grave non traitée : 35 cm (valeur arrondie au multiple de 5 supérieur à 32 cm).

● Chaussée rigide.

Il est fortement conseillé de prévoir des dispositifs de transfert de charges. Le coefficient de sécurité CS est égal à 1,8.

Contrainte admissible de traction par flexion :

$$\bar{\sigma}_{bt} = \frac{5,6}{1,8} = 3,1 \text{ MPa}$$

Pour la masse la plus élevée de chacun des avions, l'épaisseur qui serait nécessaire dans l'hypothèse où chacun de ces derniers serait seul à fréquenter la chaussée étudiée est calculée :

Hypothèse haute

Boeing 747-200.....	$P'' = 71,3 \text{ t}$	$h = 30 \text{ cm}$
DC 8-63.....	$P'' = 74,0 \text{ t}$	$h = 31 \text{ cm}$
DC 10-30.....	$P'' = 84,9 \text{ t}$	$h = 29 \text{ cm}$

Hypothèse basse

Boeing 747-200.....	$P'' = 69,3 \text{ t}$	$h = 29 \text{ cm}$
DC 8-63.....	$P'' = 64,3 \text{ t}$	$h = 30 \text{ cm}$
DC 10-30.....	$P'' = 79,4 \text{ t}$	$h = 28 \text{ cm}$

La différence entre hypothèses haute et basse ne se traduit que par 1 cm de béton.

Par comparaison avec les résultats obtenus pour la chaussée souple qui montraient que :

- la différence entre ces hypothèses est traduite par 4 cm équivalents;
- la valeur finale après dimensionnement optimisé, n'est également supérieure que de 4 cm au maximum aux épaisseurs initiales obtenues par un calcul forfaitaire analogue à celui ci-dessus,

il est inutile de réaliser un dimensionnement optimisé dont la précision serait illusoire et les épaisseurs de dalle de béton recherchées sont :

32 cm pour l'hypothèse haute;

31 cm pour l'hypothèse basse,

soit 1 cm de plus que les épaisseurs maximales respectivement obtenues ci-dessus (pour le DC 8-63 qui reste donc l'avion le plus critique).

CONCLUSION

Ce cas illustre qu'il est souvent inutile de recourir à un dimensionnement optimisé pour le calcul des chaussées rigides.

La structure proposée est la suivante :

— dalle de béton : 32 cm;

— grave ciment : 20 cm,

dispositifs de transferts de charges : rainures et languettes (le goujonnage ne s'impose pas).

EXEMPLE N° 3

VERIFICATION AU GEL-DEGEL

Calcul de la pénétration du gel dans une chaussée constitué par :

6 cm de béton bitumineux.....	w = 0 %	γd = 2,40
16 cm de grave bitume.....	w = 0 %	γd = 2,20
36 cm de grave non traitée.....	w = 5 %	γd = 2,10
et reposant sur un sol support argileux.....	w = 20 %	γd = 1,45
	w = teneur en eau	γd = densité sèche

Paramètres climatologiques :

$$I = 100^\circ \text{C} \times \text{jours.}$$

Durée du gel : 14 jours.

Température moyenne annuelle : 10 °C.

Les paramètres thermiques sont déterminés au moyen des abaques A et B.

Structure	Épaisseur	w	γd	L	C	K
	cm	%	g/cm³	cal/cm³ °C	cal/cm³ °C	cal/S. cm² °C/cm
BB.....	6	0	2,40	0	0,45	3,5 . 10 ⁻³
GB.....	16	0	2,20	0	0,45	3,5 . 10 ⁻³
GNT.....	36	5	2,10	8,40	0,44	6,1 . 10 ⁻³
Sol support.....	0	20	1,45	23,20	0,46	3,2 . 10 ⁻³

En première approximation, la profondeur de gel est estimée à 60 cm (soit 6 √I). La pénétration dans le sol support serait donc de 2 cm.

Le calcul de $\left(\frac{L}{K}\right)_{eq}$, Cp et Lp donne :

$$\left(\frac{L}{K}\right)_{eq} = \frac{2}{60^2} \left[\frac{6}{3,5 \times 10^{-3}} (0 + 0 + 8,4 \cdot 36 + 23,2 \cdot 2) \frac{16}{3,5 \cdot 10^{-3}} (0 + 8,4 \cdot 36 + 23,2 \cdot 2) \right. \\ \left. + \frac{36}{6,1 \cdot 10^{-3}} \left(\frac{8,4 \cdot 36}{2} + 23,2 \cdot 2 \right) + \frac{2}{3,2 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{23,2 \cdot 2}{2} \right] = 1874,0$$

$$Cp = \frac{0,45 \cdot 6 + 0,45 \cdot 16 + 0,44 \cdot 36 + 0,46 \cdot 2}{60} = 0,444 \text{ cal/cm}^3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$Lp = \frac{0 + 0 + 8,40 \cdot 36 + 23,20 \cdot 2}{60} = 5,81 \text{ cal/cm}^3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

d'où :

$$\alpha = \frac{14 \cdot 10}{100} = 1,4 \qquad \mu = \frac{0,444 \cdot 100}{5,81 \cdot 14} = 0,546$$

Il se déduit de l'abaque B, p. 25 donnant λ en fonction de α et μ la valeur :

$$\lambda = 0,56$$

et la formule de Berggren modifiée donne :

$$Z = 415 \cdot 0,56 \sqrt{\frac{100}{1874}} = 53,7 \text{ cm}$$

En recommençant le calcul deux fois les valeurs trouvées successivement sont :

$$Z = 55,1 \text{ cm}$$

$$Z = 55,2 \text{ cm}$$

La valeur finale $Z = 55 \text{ cm}$ peut donc être prise.

Le sol support n'est pas atteint par le gel.

Résultats à titre indicatif pour d'autres indices et durées de gel, pour la même structure :

Indice de gel	Durée de gel	Profondeur totale de gel	Profondeur atteinte dans le sol support
200 °C × j	29 j	70 cm	12 cm
300 °C × j	43 j	80 cm	22 cm
400 °C × j	57 j	90 cm	32 cm

L'indice de gel de l'hiver non rigoureux exceptionnel atteint, en France métropolitaine, la valeur maximale de 150 °C × j environ, pour l'ensemble des sites d'aérodrome. Pour l'hiver exceptionnel, cette valeur maximale est de 400 °C × j.

EXEMPLE N° 4

RENFORCEMENT

L'étude porte sur le renforcement d'une aire de stationnement.

L'évaluation d'une aire de stationnement a permis de déterminer les caractéristiques suivantes de la structure :

POSTE N° 1. — *Chaussée souple.*

Structure	Coefficient d'équivalence	Épaisseur réelle
		cm
Béton bitumineux.....	1,5	6
Grave bitume.....	1,5	15
Grave non traitée.....	1	30

Sol support : CBR = 7 K = 55 MN/m³ non gélif

POSTE N° 2. — *Chaussée rigide*

Structure	Épaisseur réelle
	cm
Béton de ciment.....	28
Grave non traitée.....	30

Le dispositif de transferts de charges s'avère inefficace.

Contrainte de traction par flexion à la rupture du béton : $f_{t90} = 5,2$ MPa.

Sol support identique à celui du poste n° 1.

Les chaussées sont peu dégradées. Le poste n° 1 présente un vieillissement de la couche de roulement, ce qui explique le coefficient 1,5. Le poste n° 2 montre un faible pourcentage de dalles fissurées en coin (dégradations non généralisées).

Le poste n° 1 doit être renforcé pour recevoir 2 fois par jour pendant 10 ans le Boeing 747-200 à la charge réelle de 372 t.

Le poste n° 2 doit être renforcé pour recevoir 4 fois par jour pendant 10 ans le DC 10-30 à la charge réelle de 253 t.

Les renforcements sont calculés par la méthode de dimensionnement forfaitaire. Les masses à l'atterrissage du Boeing 747-200 et du DC 10-30 sont donc négligées de même que celles des autres avions fréquentant l'aérodrome.

Les matériaux susceptibles d'être utilisés sont :

- un béton bitumineux (coefficient d'équivalence : 2) ;
- une grave bitume (coefficient d'équivalence : 1,5) ;
- une grave non traitée (coefficient d'équivalence : 1) ;
- une grave ciment (coefficient d'équivalence : 1,5) ;
- un béton de ciment, caractérisé par une contrainte de traction par flexion f_{t90} à la rupture à 90 jours égale à 5,6 MPa.

Les deux possibilités de renforcement (souple ou rigide) seront comparées pour les deux postes.

1. ETUDE DU POSTE N° 1

- Charge réelle totale du Boeing 747-200..... $P_t = 372$ t
 Charge réelle totale pondérée..... $P'_t = 372 \times 1,2 = 446,4$ t
 Coefficient de correction CT en fonction de l'intensité
 moyenne quotidienne du trafic..... $CT = 1,14$ (pour 2 mvt/j)
 Charge normale de calcul..... $P_t = \frac{446,4}{1,14} = 391,6$ t

Soit $P'' = 391,6 \times 0,231 = 90,5$ t sur l'atterrisseur principal.

Remarques.

Pour obtenir 90,5 t sans pondérer la charge réelle P, il convient alors de prendre $CT = \frac{1,14}{1,2} = 0,95$. A cette valeur correspond une fréquence de 17,8 mvt/j.

La pondération par 1,2 de la charge réelle est donc équivalente à une pondération par $\frac{17,8}{2} = 8,9$ du nombre de mouvements réels.

Le dimensionnement est forfaitaire : les masses à l'atterrissage ne sont pas prises en compte.

Solution renforcement souple.

Épaisseur équivalente de la chaussée existante :

$$e = 6. 1,5 + 15. 1,5 + 30. 1 = 61,5 \text{ cm}$$

CBR du sol support : 7.

Épaisseur équivalente totale et nécessaire à partir de l'abaque « chaussée souple » du Boeing 747-200 pour $P_0 = 90,5$ t et CBR = 7 (lecture par extrapolation) :

$$e_T = 91 \text{ cm}$$

Épaisseur équivalente de renforcement e_R :

$$e_R = e_T - e$$

$$e_R = 91 - 61,5 \approx 30 \text{ cm}$$

Exemple de structure de renforcement :

Matériaux	Épaisseur réelle	Épaisseur équivalente
	cm	cm
Béton bitumineux.....	6	12
Grave bitume.....	12	18

Nouvelle épaisseur équivalente totale de matériaux traités :

$$e_t = 30 + 6 \cdot 1,5 + 15 \cdot 1,5 = 61 \text{ cm}$$

Vérification du respect de l'épaisseur minimale de matériaux traités à partir de l'abaque n° 1, pour $\text{CBR} = 7$ et $e_T = 91 \text{ cm}$: $e_t = 37 \text{ cm}$. L'épaisseur de matériaux traités est donc largement suffisante.

Vérification au gel-dégel : inutile ici (sol support non gélif).

Solution renforcement rigide.

La chaussée existante est considérée comme une couche de fondation d'épaisseur équivalente égale à 61,5 cm.

Correction du module de réaction du sol support (abaque n° 2) :

$$\begin{aligned} K_o &= 50 \text{ MN/m}^3 \\ K &= 100 \text{ MN/m}^3 \end{aligned}$$

Épaisseur de la dalle de béton :

Dispositifs de transferts de charges conseillés : $\text{CS} = 1,8$.

Contrainte admissible de traction par flexion du béton : $\bar{\sigma}_{bt} = \frac{5,6}{1,8} \simeq 3,1 \text{ MPa}$.

A partir de l'abaque « chaussée rigide » du Boeing 747-200, pour $P'' = 90,5 \text{ t}$, $\sigma = \bar{\sigma}_{bt} = 3,1 \text{ MPa}$ et $K = 100 \text{ MN/m}^3$ (lecture par extrapolation) :

$$h = 33 \text{ cm}$$

Choix d'une solution.

Le renforcement souple est conseillé car plus facile à réaliser et plus économique.

2. ETUDE DU POSTE N° 2

Charge réelle totale du DC 10-30..... $P_t = 253 \text{ t}$
Charge réelle totale pondérée..... $P'_t = 253 \times 1,2 = 303,6 \text{ t}$
Coefficient de correction CT en fonction de l'intensité
moyenne quotidienne du trafic..... $\text{CT} = 1,08$
Charge de calcul..... $P''_t = \frac{303,6}{1,08} = 281,2 \text{ t}$
soit $P'' = 281,2 \times 0,377 = 106,1 \text{ t}$ sur l'atterrisseur principal.

Solution renforcement souple.

Épaisseur de la dalle de béton h_t qui serait nécessaire abstraction faite de la dalle existante (cette épaisseur est calculée pour les paramètres K et $\bar{\sigma}_{bt}$ de la dalle existante) :

Module de réaction du sol support..... $K_o = 50 \text{ MN/m}^3$
Épaisseur équivalente de la fondation existante..... 30 cm
Module de réaction corrigé (abaque n° 2)..... $K = 70 \text{ MN/m}^3$
Absence de dispositifs de transferts de charge..... $\text{CS} = 2,6$
Contrainte admissible de traction par flexion du béton. $\bar{\sigma}_{bt} = \frac{5,2}{2,6} = 2,0 \text{ MPa}$

A partir de l'abaque « chaussée rigide » du DC 10-30, pour $P'' = 106,1$ tonnes, $K = 70 \text{ MN/m}^3$ et $\sigma = \bar{\sigma}_{bt} = 2,0 \text{ MPa}$:

$$ht = 49 \text{ cm}$$

Épaisseur de la dalle existante :

$$h = 28 \text{ cm}$$

Valeur du facteur de correction F (abaque n° 5) :

$$F = 0,86$$

Épaisseur équivalente de renforcement :

$$e_t = 3,75 (F \cdot ht - h)$$

$$e_r = 3,75 (0,86 \cdot 49 - 28) \simeq 53 \text{ cm}$$

Exemple de structure de renforcement :

Matériaux	Épaisseur réelle	Épaisseur équivalente
	cm	cm
Béton bitumineux.....	8	16
Grave bitume.....	25	37

Vérification au gel/dégel : inutile ici (sol support non gélif).

Solution renforcement rigide.

Épaisseur théorique ht d'une dalle neuve :

Module de réaction corrigé : $K = 70 \text{ MN/m}^3$

Avec dispositifs de transferts de charges : $CS = 1,8$

Contrainte admissible de traction par flexion du nouveau béton :

$$\sigma_{bt} = \frac{5,6}{1,8} = 3,1 \text{ MPa}$$

A partir de l'abaque « chaussée rigide » du DC 10-30 pour $P'' = 106,1$ tonnes, $K = 70 \text{ MN/m}^3$ et $\sigma = \bar{\sigma}_{bt} = 3,1 \text{ MPa}$:

$$ht = 36 \text{ cm}$$

Coefficient tenant compte de l'état de la chaussée existante :

$$C = 0,75 \text{ (dégradations non généralisées)}$$

Épaisseur de la dalle existante :

$$h = 28 \text{ cm}$$

Épaisseur hr de la dalle de renforcement (absence de couche de reprofilage) :

$$hr = \sqrt[1,4]{h_t^{1,4} - C \cdot h^{1,4}}$$

$$hr = \sqrt[1,4]{36^{1,4} - 0,75 (28)^{1,4}}$$

$$hr = 21 \text{ cm}$$

Sans dispositifs de transferts de charges : CS = 2,6

Contrainte admissible de traction par flexion du nouveau béton :

$$\bar{\sigma}_{bt} = \frac{5,6}{2,6} = 2,1 \text{ MPa}$$

A partir de l'abaque « chaussée rigide » du DC 10-30 pour $P'' = 106,1 \text{ t}$, $K = 70 \text{ MN/m}^3$ et $\sigma = \bar{\sigma}_{bt} = 3,1 \text{ MPa}$:

$$ht = 48 \text{ cm}$$

Épaisseur h_r de la dalle de renforcement (absence de couche de reprofilage) :

$$h_r = \sqrt[1,4]{48^{1,4} - 0,75 (28)^{1,4}}$$

$$h_r = 35 \text{ cm}$$

Choix d'une solution.

Le renforcement rigide paraît plus économique mais comporte de nombreuses sujétions de construction.

Il est conseillé d'y préférer le renforcement souple dont l'épaisseur importante retardera la remontée des joints. Cette solution offre plus de facilités.

Compte tenu des difficultés éventuelles de raccordement de l'aire de stationnement, avec les autres chaussées il convient d'étudier également la solution de substitution qui pourrait se révéler plus satisfaisante économiquement. Cette solution consiste à démolir la chaussée et à construire une chaussée neuve à la place.