

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة الجيلالي بونعامة – خميس مليانة
University Djilali Bounaâma – Khemis Miliana
كلية علوم الطبيعة والحياة وعلوم الأرض
Faculty of Nature and Life Sciences and Earth Sciences
قسم علوم الأرض
Earth Sciences Department



Polycopié de Cours

Géotechnique Routière

**Master-2 : Géologie de l'Ingénieur et
Géotechnique (G.I.G)**

Dr. Gadouri Hamid



Université Djilali Bounaama - Khemis-Miliana, Algeria
hamid.gadouri@univ-dbkm.dz

Nov. 2022

Avant-propos

Ce polycopié de cours intitulé : « **Géotechnique Routière** » est destiné aux étudiants de 2^{ème} année Master spécialisés en « **Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique** », « **Voies et Ouvrages d'Art** » et « **Génie Civil** ». Il comporte un ensemble de connaissances théoriques et pratiques qui permettent à l'étudiant de concrétiser les différents objectifs visés par ce cours. En effet, les objectifs généraux de ce cours est de mettre à la disposition du futur ingénieur géotechnicien tous les outils nécessaires pour réaliser des infrastructures routières durables avec un meilleur rapport coûts/sécurité.

Il est à noter que le présent polycopié de cours a été élaboré conformément au programme officiel fixé par le Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la recherche scientifique (MESRS).

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et à adresser mes vifs remerciements à tous ceux et à toutes celles qui m'ont aidé, de près ou de loin, à sa réalisation.

Tables des Matières

Avant-propos.....	I
Table des matières.....	II
Liste des symboles et abréviations.....	III
Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Trafic Routier et Géométrie des Routes.....	2
I.1 Introduction.....	2
I.1.1 Définition.....	2
I.1.2 Importance des réseaux routiers.....	2
I.1.3 Classification de routes.....	2
I.1.3.1 Classification proposée par BOS Nicolae (1984)	2
I.1.3.2 Classification de routes en Algérie selon le B40.....	3
I.2 Choix des itinéraires.....	3
I.2.1 Règles à respecter dans le tracé en plan.....	3
I.2.2 Eléments du tracé en plan.....	4
I.2.3 Environnement de la route.....	4
I.3 Etude du trafic routier.....	5
I.3.1 Analyse des trafics existants.....	5
I.3.1.1 Mesure des trafics.....	6
I.3.1.2 Méthodes de comptages des trafics.....	6
I.3.1.2.1 Les comptages manuels.....	6
I.3.1.2.1 Les comptages automatiques.....	6
I.3.2 Différents types de trafics.....	6
I.3.2.1 Trafic normal.....	6
I.3.2.2 Trafic dévié.....	6
I.3.2.3 Trafic induit.....	7
I.3.2.4 Trafic total.....	7
I.3.3 Calcul de la capacité d'une chaussée.....	7
I.3.3.1 Définition de la capacité d'une chaussée.....	7
I.3.3.2 Calcul du trafic journalier moyen annuel horizon « TJMA _h ».....	7
I.3.3.3 Calcul du trafic effectif « T _{eff} ».....	8
I.3.3.4 Débit de pointe horaire normal « Q _h ».....	8
I.3.3.5 Calcul de la capacité théorique « C _{th} ».....	8
I.3.3.6 Débit horaire admissible « Q _{adm} ».....	9
I.3.3.7 Détermination du nombre de voies « N ».....	9
I.3.3.8 Calcul du débit de saturation « Q _{sat} ».....	9
I.3.3.9 Calcul de l'année de saturation « n ».....	10
I.4 Profil en long.....	10
I.4.1 Définition.....	10
I.4.2 Eléments composant le profil en long.....	10
I.4.3 Coordination du tracé en plan et du profil en long.....	10

I.4.4 Déclivités	10
I.4.4.1 Déclivité minimale.....	11
I.4.4.2 Déclivité maximale.....	11
I.4.5 Raccordements en profil en long	11
I.4.6 Détermination pratiques du profil en long	11
I.4.6.1 Raccordement en forme convexe.....	11
I.4.6.2 Raccordement en forme concave.....	13
I.5 Profil en travers	13
I.5.1 Définition	13
I.5.2 Différents types des profils en travers	14
I.5.2.1 Profil en travers type.....	14
I.5.2.2 Profil en travers courant.....	15
I.5.3 Eléments géométriques d'un profil en travers.....	15
I.5.4 Eléments d'assainissement de la plate forme d'une chaussée routière.....	16
I.6 Terrassements	17
I.6.1 Définition	17
I.6.2 Types de terrassements	17
I.6.3 Le Blindages des fouilles	18
I.6.4 Terrassement en présence d'eau	19
I.6.5 Terrassement déblai/remblai	19
I.6.6 Travaux préparatoires avant terrassement	19
I.6.7 Problème du foisonnement	20
I.6.7.1 Définition.....	20
I.6.7.2 Types de volumes causés par un terrassement.....	20
I.6.7.3 Coefficients relatif au terrassement.....	20
I.6.8 Pente des talus	21
I.7 Calcul des cubatures	22
I.7.1 Rappel « profil en long »	22
I.7.2 Rappel « profil en travers »	22
I.7.3 Méthodes de calcul des cubatures	24
I.7.4 Calcul des cubatures par la méthode des aires moyennes	24
I.7.4.1 Volume de remblais total « V_{rt} ».....	24
I.7.4.2 Volume de déblais total « V_{dt} ».....	25
I.8 Conclusion	25
Chapitre II : Matériaux, Dimensionnement et Processus de Dégradation des Chaussées Routières	26
II.1 Introduction	26
II.2 Structures de chaussées routières	26
II.2.1 Définition d'une chaussée	26
II.2.2 Principe de la constitution d'une chaussée	27
II.2.3 Différentes couches de chaussée	27
II.2.3.1 Couche de surface.....	27
II.2.3.2 Couche de base.....	27
II.2.3.3 Couche de fondation.....	27
II.2.3.4 Couche de forme.....	27
II.2.3.5 Sol support de chaussée.....	28
II.2.3.6 Stabilité du sol support au poinçonnement.....	28

II.2.3.6.1 Approche $C_{U(R)}-C_{U(SS)}$	28
II.2.3.6.2 Approche $C_{U(R)}-\sigma'_{P(SS)}$	29
II.2.4 Types de chaussées routières	29
II.2.4.1 Chaussées souples	29
II.2.4.2 Chaussées semi-rigides	30
II.2.4.3 Chaussées rigides	31
II.3 Matériaux constituant les chaussées routières	31
II.3.1 Béton bitumineux « BB »	31
II.3.2 Enduit superficiel routier « ES »	32
II.3.3 Grave bitumineux « GB »	32
II.3.4 Grave laitier (GL)	32
II.3.5 Béton de ciment goudonné (BCg)	33
II.3.6 Grave non traitée « GNT »	34
II.3.7 Tufs Calcaires (TUF)	34
II.3.8 Contrôle	35
II.3.8.1 Contrôle de fabrication	35
II.3.8.2 Contrôle de mise en oeuvre	35
II.4 Méthodes de dimensionnement des structures de chaussées routières	35
II.4.1 Approches empiriques	36
II.4.1.1 Méthode CBR	36
II.4.1.2 Method TRRL	37
II.4.1.3 Méthode CEBTP	37
II.4.1.4 Méthode CTTP	38
II.4.1.4.1 Le trafic	38
II.4.1.4.2 Détermination des classes de portance des sols	38
II.4.1.4.3 Détermination des classes de portance de sols support	39
II.4.1.4.4 Zones climatiques	39
II.4.1.5 Inconvénients des méthodes empiriques	39
II.4.2 Approches semi empiriques et celles dites « rationnelles »	40
II.4.2.1 Méthode du catalogue des structures « SETRA »	40
II.4.2.2 Détermination de la classe de trafic	40
II.4.2.3 Détermination de la classe du sol	41
II.4.2.2 Méthode L.C.P.C.	41
II.4.3 Approches mécanistiques	42
II.5 Processus et causes de dégradation des chaussées	42
II.5.1 Définition	42
II.5.2 Types de dégradations	42
II.5.2.1 Les dégradations structurelles « Type A »	43
II.5.2.2 Les dégradations non structurelles « Type B »	43
II.5.3 Causes de dégradations par types de chaussée	43
II.5.3.1 Cas de chaussées revêtues	43
II.5.3.1.1 Chaussées souples	43
II.5.3.1.2 Chaussées semi-rigides	44
II.5.3.1.3 Chaussées rigides	44
II.5.3.2 Cas de chaussées non revêtues	45
II.5.3.2.1 Action des véhicules	45
II.5.3.2.2 Action de l'eau	45
II.5.4 Autres causes de dégradations	46
II.5.4.1 Le trafic	46
II.5.4.2 Les conditions climatiques	46

II.5.4.3 La qualité des matériaux.....	47
II.5.4.4 La mise en œuvre.....	47
II.6 Conclusion.....	47
Chapitre III : Comportement des Chaussées Routières – Principales Familles de Dégradations.....	48
III.1 Introduction.....	48
III.2 Comportement des structures de chaussées routières.....	48
III.2.1 Identification de dégradations et mode de rupture dans les chaussées.....	48
III.2.1.1 Identification des dégradations en surface des chaussées souples.....	48
III.2.1.1.1 Les déformations.....	49
III.2.1.1.2 Les fissurations.....	50
III.2.1.1.3 Les arrachements.....	52
III.2.1.1.4 Les mouvements de matériaux.....	52
III.2.1.2 Identification des modes de rupture dans les chaussées semi-rigides.....	52
III.2.2 Critères et mode d'évaluation de dégradations des chaussées.....	55
III.2.2.1 Critères d'évaluation.....	55
III.2.2.2 Mode d'évaluation.....	55
III.3 Dégradation des chaussées souple et semi-rigides.....	56
III.3.1 Famille des déformations.....	56
III.3.1.1 Ornière à faible rayon.....	57
III.3.1.1.1 Gravité et étendue.....	57
III.3.1.1.2 Les causes probables.....	57
III.3.1.2 Ornière à grand rayon.....	57
III.3.1.2.1 Gravité et étendue.....	57
III.3.1.2.2 Causes probables.....	58
III.3.1.3 Affaissement.....	58
III.3.1.3.1 Gravité et étendue.....	58
III.3.1.3.2 Causes probables.....	59
III.3.1.4 Soulèvement différentiel.....	59
III.3.1.4.1 Gravité et étendue.....	59
III.3.1.4.2 Causes probables.....	59
III.3.1.5 Désordre de profil.....	60
III.3.1.5.1 Gravité et étendue.....	60
III.3.1.5.2 Causes probables.....	60
III.3.2 Famille des fissurations.....	60
III.3.2.1 Fissures transversales.....	60
III.3.2.1.1 Gravité et étendue.....	61
III.3.2.1.2 Causes probables.....	61
III.3.2.2 Fissures longitudinales en piste de roues.....	61
III.3.2.2.1 Gravité et étendue.....	62
III.3.2.2.2 Causes probables.....	62
III.3.2.3 Fissures longitudinales hors piste de roues.....	62
III.3.2.3.1 Gravité et étendue.....	63
III.3.2.3.2 Causes probables.....	63
III.3.2.4 Fissures de gel.....	63
III.3.2.4.1 Gravité et étendue.....	63
III.3.2.4.2 Causes probables.....	64
III.3.2.5 Faïençage ou « fissures en carrelage »	64

III.3.2.5.1 Gravité et étendue.....	64
III.3.2.5.2 Causes probables.....	65
III.3.2.6 Fissures en rive.....	65
III.3.2.6.1 Gravité et étendue.....	65
III.3.2.6.2 Causes probables.....	66
III.3.3 Famille des arrachements.....	66
III.3.3.1 Désenrobage.....	66
III.3.3.1.1 Gravité et étendue.....	66
III.3.3.1.2 Causes probables.....	66
III.3.3.2 Pelade.....	67
III.3.3.2.1 Gravité et étendue.....	67
III.3.3.2.2 Causes probables.....	67
III.3.3.3 Nid-de-poule.....	67
III.3.3.3.1 Gravité et étendue.....	67
III.3.3.3.2 Causes probables.....	68
III.3.4 Les mouvements de matériaux.....	68
III.3.4.1 Ressuage.....	68
III.3.4.1.1 Gravité et étendue.....	68
III.3.4.1.2 Causes probables.....	69
III.3.4.2 Glaçage ou « Indentation »	69
III.3.4.2.1 Gravité et étendue.....	69
III.3.4.2.2 Causes probables.....	69
III.3.4.3 Remontée des fines.....	70
III.3.4.3.1 Gravité et étendue.....	70
III.3.4.3.2 Causes probables.....	70
III.3.5 Les dégradations en milieu urbain.....	70
III.3.5.1 Fissuration autour des regards et des puisards.....	70
III.3.5.1.1 Gravité et étendue.....	70
III.3.5.1.2 Causes probables.....	71
III.3.5.2 Dénivellation des regards et des puisards.....	71
III.3.5.2.1 Gravité et étendue.....	71
III.3.5.2.2 Causes probables.....	72
III.3.5.3 Coupe et tranchée.....	72
III.3.5.3.1 Gravité et étendue.....	72
III.3.5.3.2 Causes probables.....	72
III.4 Dégradation des chaussées rigides.....	73
III.4.1 Les fissurations.....	73
III.4.1.1 Description et évolution.....	73
III.4.1.2 Causes probables.....	73
III.4.2 Les épaufrures.....	74
III.4.2.1 Description et évolution.....	74
III.4.2.2 Causes probables.....	74
III.4.3 Les décalages de joint.....	74
III.4.3.1 Description et évolution.....	74
III.4.3.2 Causes probables.....	75
III.4.4 Le pompage.....	75
III.4.4.1 Description et évolution.....	75
III.4.4.2 Causes probables.....	76
III.5 Conclusion.....	76

Chapitre IV : Essais d'identification et méthodes d'évaluation du comportement des chaussées.....	77
IV.1 Introduction.....	77
IV.2 Essais d'identification sur les matériaux utilisés en chaussées routières.....	77
IV.2.1 Essais d'identification.....	78
IV.2.1.1 Essai à la tache ou « Bleu de méthylène ».....	78
IV.2.1.1.1 But de l'essai.....	78
IV.2.1.1.2 Principe de l'essai.....	78
IV.2.1.1.3 Matériels utilisés.....	78
IV.2.1.1.4 Mode opératoire.....	78
IV.2.1.1.5 Expression des résultats.....	79
IV.2.1.1.6 Interprétation des résultats.....	80
IV.2.1.2 Analyse granulométrique.....	80
IV.2.1.2.1 But de l'essai.....	81
IV.2.1.2.2 Principe de l'essai.....	81
IV.2.1.2.3 Matériels utilisés.....	82
IV.2.1.2.4 Mode opératoire.....	82
IV.2.1.2.5 Expression des résultats.....	84
IV.2.1.2.6 Interprétation des résultats.....	84
IV.2.1.3 Limites d'Atterberg.....	85
IV.2.1.3.1 But de l'essai.....	85
IV.2.1.3.2 Principe de l'essai.....	85
IV.2.1.3.3 Matériels utilisés.....	85
IV.2.1.3.4 Mode opératoire.....	86
IV.2.1.3.5 Expression des résultats.....	86
IV.2.1.3.6 Interprétation des résultats.....	87
IV.2.1.4 Essai de propreté ou « équivalent de sable »	87
IV.2.1.4.1 But de l'essai.....	87
IV.2.1.4.2 Principe de l'essai.....	87
IV.2.1.4.3 Matériels utilisés.....	88
IV.2.1.4.4 Mode opératoire.....	88
IV.2.1.4.5 Expression des résultats.....	89
IV.2.1.4.6 Interprétation des résultats.....	89
IV.2.1.5 Essai de compactage.....	90
IV.2.1.5.1 But de l'essai.....	90
IV.2.1.5.2 Principe de l'essai.....	90
IV.2.1.5.3 Matériels utilisés.....	91
IV.2.1.5.4 Mode opératoire.....	92
IV.2.1.5.5 Expression et interprétation des résultats.....	94
IV.2.2 Essais de dureté.....	94
IV.2.2.1 Essai Los Angeles.....	94
IV.2.2.1.1 But de l'essai.....	94
IV.2.2.1.2 Principe de l'essai.....	95
IV.2.2.1.3 Matériels utilisés.....	95
IV.2.2.1.4 Mode opératoire.....	95
IV.2.2.1.5 Calcul du coefficient Los Angeles « LA »	96
IV.2.2.1.6 Expression et interprétation des résultats.....	96
IV.2.2.2 Essai Micro-Deval.....	97
IV.2.2.2.1 But de l'essai.....	97
IV.2.2.2.2 Principe de l'essai.....	97

IV.2.2.2.3 Matériels utilisés.....	97
IV.2.2.2.4 Mode opératoire.....	97
IV.2.2.2.5 Expression des résultats.....	98
IV.2.2.2.6 Interprétation des résultats.....	98
IV.2.3 Essais sur la portance.....	99
IV.2.3.1 Essai C.B.R « California Bearing Ratio ».....	99
IV.2.3.1.1 But de l'essai.....	99
IV.2.3.1.2 Principe de l'essai.....	99
IV.2.3.1.3 Matériels utilisés.....	100
IV.2.3.1.4 Mode opératoire.....	101
IV.2.3.1.5 Expression et interprétation des résultats.....	103
IV.2.3.2 Essai à la plaque.....	104
IV.2.3.2.1 But de l'essai.....	104
IV.2.3.2.2 Principe de l'essai.....	104
IV.2.3.2.3 Matériels utilisés.....	105
IV.2.3.2.4 Mode opératoire.....	106
IV.2.3.2.5 Expression des résultats.....	106
IV.2.3.2.6 Interprétation des résultats.....	107
IV.3 Méthode d'évaluation du comportement des chaussées dégradées.....	108
IV.3.1 La méthode « VIZIR ».....	109
IV.3.1.1 Principe de la méthode « VIZIR ».....	109
IV.3.1.2 Classification et quantification des dégradations.....	109
IV.3.1.2.1 Les dégradations structurelles de « Type A ».....	109
IV.3.1.2.2 Les dégradations superficielles de « Type B ».....	110
IV.3.1.3 Relevé et notation des dégradations.....	111
IV.3.1.4 Recherche de solutions.....	113
IV.3.1.4.1 Détermination de note de qualité de la chaussée « Qi ».....	113
IV.3.1.4.2 Détermination de la solution.....	114
IV.3.2 La méthode « VIZIRET ».....	115
IV.3.3 La méthode « CEBTP-LCPC ».....	115
IV.3.3.1 Méthodologie.....	115
IV.3.3.2 Calage des résultats.....	117
IV.4 Conclusion.....	117
Chapitre V : Formulation des bétons bitumineux.....	118
V.1 Introduction.....	118
V.2 Bitumes.....	119
V.2.1 Définition.....	119
V.2.2 Origine et fabrication.....	119
V.2.3 Propriétés mécaniques et rhéologiques du bitume.....	120
V.2.4 Différents types des bétons bitumineux.....	121
V.2.4.1 Le béton bitumineux mince « BBM ».....	121
V.2.4.2 Le béton bitumineux très mince « BBTM ».....	121
V.2.4.3 Le béton bitumineux ultra mince « BBUM ».....	121
V.2.4.4 Le béton bitumineux souple « BBS ».....	121
V.2.4.5 Le béton bitumineux drainant « BBDr ».....	121
V.2.4.6 Le béton bitumineux semi-grenu « BBSG ».....	121
V.2.4.7 Le béton bitumineux à modules élevés « BBME ».....	122
V.2.5 Compactage des bétons bitumineux.....	122

V.2.5.1 Pré-compactage des enrobés bitumineux.....	122
V.2.5.2 Compactage des enrobés bitumineux à chaud.....	122
V.2.5.2 Engins de compactage des enrobés.....	123
V.3 Méthodes de formulation des bétons bitumineux.....	124
V.3.1 Objectif principal de la formulation.....	124
V.3.2 Méthode Hveem.....	124
V.3.2.1 Le choix des matériaux.....	125
V.3.2.2 Le choix de la courbe granulométrique.....	125
V.3.2.3 La détermination de la teneur en liant approximative.....	125
V.3.2.4 La préparation des échantillons.....	125
V.3.2.5 Test de stabilité et de ressuage.....	125
V.3.2.6 Le choix de la teneur en liant optimale.....	125
V.3.3 Méthode Marshall « Marshall Mix Design ».....	125
V.3.3.1 Le choix des agrégats.....	126
V.3.3.2 Le choix du liant.....	126
V.3.3.3 La préparation des échantillons.....	126
V.3.3.4 Détermination de la stabilité et du fluage.....	126
V.3.3.5 Calcul de la densité et des vides.....	126
V.3.3.6 Choix de la teneur en liant optimale.....	126
V.3.4 Méthode Américaine SUPERPAVE « SUPERPAVE Mix Design ».....	126
V.3.4.1 Le choix des agrégats.....	127
V.3.4.2 Le choix du liant.....	127
V.3.4.3 Choix de la teneur en liant optimale.....	127
V.3.4.4 Essais de performances.....	127
V.3.5 Méthode Française.....	127
V.3.5.1 Quantité minimale de liant bitumineux.....	127
V.3.5.2 Essai à la presse à cisaillement giratoire.....	128
V.3.6 Méthode Belge « Formulation CRR ».....	129
V.3.6.1 Choix et caractérisation des matériaux.....	129
V.3.6.2 Formulation à base d'une méthode analytique.....	129
V.3.6.3 Vérification des résultats de la formulation.....	129
V.3.7 Méthode de formulation utilisée en Algérie.....	130
V.3.8 Paramètres influençant le choix d'une formulation.....	131
V.4 Etapes et procédure de formulation des « BB ».....	131
V.4.1 Etapes de formulation des « BB ».....	131
V.4.2 Equipements et procédures d'essais.....	131
V.4.2.1 Essai Marshall.....	131
V.4.2.1.1 Principe de l'essai.....	132
V.4.2.1.2 Déroulement de l'essai.....	132
V.4.2.1.3 Expression des résultats.....	132
V.4.2.2 Essai Duriez.....	133
V.4.2.2.1 Principe de l'essai.....	133
V.4.2.2.2 Déroulement de l'essai.....	133
V.4.3 Confection des éprouvettes pour les essais « Marshall » et « Duriez ».....	134
V.4.3.1 Préparation des mélanges.....	134
V.4.3.1.1 Préparation des agrégats.....	134
V.4.3.1.2 Préparation du liant.....	134
V.4.3.1.3 Malaxage.....	134
V.4.3.2 Confection des éprouvettes pour l'essai « Marshall ».....	135
V.4.3.2.1 Remplissage des moules et compactage.....	135
V.4.3.2.2 Démoulage.....	135

V.4.3.2.1 Epreuve après confection.....	136
V.4.3.3 Confection des éprouvettes pour l'essai « Duriez »	136
V.4.3.3.1 Remplissage des moules et compactage.....	136
V.4.3.3.2 Démoulage.....	137
V.4.3.3.1 Epreuve après confection.....	137
V.5 Essais de vérification de performances des enrobés formulés.....	138
V.5.1 Essai d'orniérage.....	138
V.5.2 Essai de fatigue.....	139
V.5.3 Essai de module complexe.....	139
V.6 Conclusion.....	139
Conclusion Générale.....	140
Références Bibliographiques.....	141

Liste des symboles et abréviations

Symbole ou abréviation	Signification	Unité
Ls/L	La sinuosité moyenne	-
h/L	La dénivelée cumulée moyenne	-
TJMA	Trafic journalier moyen annuel	V/js
NTAR	Normes techniques d'aménagement des routes	-
TJMA _h	Trafic journalier moyen annuel à l'année horizon	V/js
TJMA ₀	Trafic journalier moyen annuel à l'année zéro (ou à l'année de référence)	V/js
T _C	Trafic cumulé	PL/j/sens
n	Nombre d'année / Année de saturation (selon l'utilisation)	-
τ	Taux d'accroissement du trafic	%
PL	Poids lourds	-
uvp	Unités de véhicules particuliers	-
T _{eff}	Trafic effectif	uvp/h
Z	Pourcentage de poids lourds	-
P	Coefficient d'équivalence pour le poids lourd, il dépend de la nature de la route	-
Q _h	Débit de pointe horaire normal	uvp/h
C _{th}	Capacité théorique	uvp/h
K ₁	Coefficient lié à l'environnement	-
K ₂	Coefficient de réduction de capacité	-
Q _{adm}	Débit horaire admissible	uvp/h
N	Nombre de voies / Nombre journalier de camion (selon l'utilisation)	-
S	Coefficient de dissymétrie, en général égale à 2/3	-
Q	Débit de l'année horizon (ne pas celui de l'année de mise en service)	uvp/h
Q _{sat}	Débit de saturation	uvp/h
I _{max}	Pente maximale	%
V _r	Vitesse de référence	Km/h
P1 et P2	Les pentes	%
T	La tangent	m
H	La flèche	m
R	Rayon	m
TPC	Le terre-plein central	-
V _p	Volume en place	m ³
V _f	Volume foisonné	m ³
V _r	Volume reconstitué	m ³
C _f	Coefficient de foisonnement	-
C _c	Coefficient de compactage	-
C _{fr}	Coefficient de foisonnement résiduel	-
V _r	Volume de remblais	m ³
γ_r	Poids volumique du remblai	kN/m ³
V _{rt}	Volume de remblais total	m ³
V _d	Volume de déblai	m ³
V _{dt}	Volume de déblai total	m ³
S	Section	m ²
LCPC	Laboratoire central des ponts et chaussées	-
SETRA	Service d'études techniques, des routes et autoroutes	-
CB	Couche de base	-

CR	Couche de roulement	-
CF	Couche de fondation	-
CF _r	Couche de forme	-
C _{U(R)}	Résistance au cisaillement non drainée du remblai	kPa
C _{U(SS)}	Résistance au cisaillement non drainée du sol support	kPa
C _U	Cohésion non drainée du remblai	kPa
J _C	Facteur correcteur pour tenir compte de la pente du terrain	-
P _{max}	Valeur maximale de la charge que peut supporter le sol	kPa
H _r	Hauteur du remblai	m
γ _r	poids volumique du remblai	kN/m ³
F _S	Coefficient de sécurité	-
σ' _{p(SS)}	Pression de préconsolidation du sol support	kPa
BB	Béton bitumineux	-
GB	Grave bitume	-
GT	Grave traité	-
GNT	Grave non traité	-
GL	Grave laitier	-
SL	Sable laitier	-
SB	Sable bitume	-
CTTP	Cahier des clauses techniques particulières	-
TPL	Trafic poids lourds	-
RP1	Réseau principal de niveau 1	-
RP2	Réseau principal de niveau 2	-
I _c	Indice de concassage / Indice de consistance (selon l'utilisation)	%
OPM	Optimum Proctor modifié	-
OPM	Optimum Proctor normal	-
BCg	Béton de ciment goujonné	-
CPA	Ciment Portland Artificiel	-
CPJ	Ciment Portland Artificiel avec ajouts	-
CRS	Ciment résistant aux sulfates	-
ASTM	American Society for Testing and Materials	-
ω _{opm}	Teneur en eau optimale	%
γ _{dmax}	Densité sèche maximale	kN/m ³
I _{CBR}	Indice CBR du sol support	M
CBR	California Bearing Ratio	-
e	Epaisseur équivalente de la chaussée	cm
T _H	Trafics prévus pour une durée de vie de 20 ans	V/js
TRRL	Transportation Road Research Laboratory	-
CEBTP	Centre d'expertise du bâtiment et des travaux publics	-
EV ₂	Module de sol déterminé à l'aide de l'essai à la plaque	MPa
a	Coefficient qui dépend du nombre de voies	-
Mr	Module réversible	GPa
E	Module d'Young	GPa
ν	Coefficient de Poisson	-
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials	-
BBM	Béton bitumineux mince	-
BBTM	Béton bitumineux très mince	-
BBUM	Béton bitumineux ultra mince	-
BBS	Béton bitumineux souple	-
BBD _r	Béton bitumineux drainant	-
BBSG	Béton bitumineux semi-grenu	-
BBME	Béton bitumineux à modules élevés	-
CDT	Californian Department of Transportation	-
CKE	Centrifuge Kerosene Equivalent	-

SHRP	Strategic Highway Research Program	-
Superpave	Superior Performing Asphalt Pavement	-
PG	Performance grading	-
PCG	Presse à cisaillement giratoire	-
TL	Teneur en liant (en bitume)	-
α	Coefficient correcteur relatif à la masse volumique des granulats	-
Σ	Surface spécifique conventionnelle	-
Ng	Nombre de girations	-
CRR	Centre de Recherche Routière	-
γ_{app}	Densité apparente de l'éprouvette	kN/m ³
γ_b	Densité du bitume	kN/m ³
γ_{Gi}	Densité des agrégats	kN/m ³
P _b	Pourcentage en poids du bitume	%
P _{Gi}	Pourcentage en poids des agrégats	%
Vv	Volume des vides	m ³
C	Compacité	%
MA	Masse du mélange des agrégats	kg

Introduction Générale

La construction de routes est une nécessité indispensable et constitue la principale raison du développement de l'économie des pays du monde entier. En outre, ces routes contribuent de manière significative à offrir aux passagers une conduite sûre et sécurisée lorsqu'ils se déplacent d'un lieu à l'autre.

Cependant, ce type d'ouvrages d'art nécessite une énorme enveloppe financière et un temps de réalisation très long. Le choix de la destination (tracé en plan), le type de matériaux à utiliser (matériaux pour la construction de différentes couches de la chaussée routière), le type de route (respect de la catégorie et de l'environnement) s'articule sur des catalogues, des guides techniques et d'autres manuels dont ils devraient être respectés. Pour toutes ces raisons, le choix de la méthode de dimensionnement la plus adéquate pour la construction de routes est un facteur très important. En effet, la méthode de dimensionnement choisie peut contribuer considérablement dans la réduction des coûts de construction et de la durée de réalisation et ainsi de garantir la durabilité du projet, tout en assurant une fluidité de circulation et un confort maximum aux personnes lors du déplacement.

D'ailleurs, un grand nombre de méthodes sont utilisées pour le dimensionnement structural des chaussées routières ainsi que le type des matériaux à utiliser dans les infrastructures routières. Le choix de la méthode la plus appropriée est basé sur le respect des prescriptions mentionnées précédemment (coûts de construction, temps de réalisation et la durabilité du projet/durée de vie). La modélisation numérique des chaussées routières est aussi un moyen performant pour vérifier leur stabilité contre les charges apportées par la circulation des véhicules (trafic routier).

A cet effet, ce polycopié de cours intitulé « **Géotechnique Routière** » va aborder tous les points et les objectifs suscités en rapport avec le programme de la matière enseignée.

Chapitre I

Trafic Routier et Géométrie des Routes

I.1 Introduction

Le trafic routier est un élément essentiel pour le dimensionnement des structures routières parce que le poids lourd est la raison principale qui provoque la dégradation des chaussées. Il est donc très important de déterminer le nombre de véhicules à recevoir par ces dernières.

I.1.1 Définition

Le terme « route » vient du mot latin « *viarupta* » qui signifie voie frayée. C'est donc une voie de communication terrestre permettant de relier un point à un autre, un village à un autre, etc. Une « route » est une voie terrestre (au niveau du sol, pénétrant le sol par un tunnel ou sur viaduc) aménagée pour permettre la circulation de véhicules à roues.

I.1.2 Importance des réseaux routiers

Les travaux publics, notamment le domaine des routes, constituent un secteur stratégique, et participent au développement économique et social des pays, des villes, des provinces, et des régions lointaines. Aussi, le réseau routier favorise :

- La création d'emplois et la mobilité des facteurs de production ;
- La naissance d'effets d'entraînement sur d'autres secteurs ;
- L'indépendance alimentaire du pays ;
- Les transactions et échanges commerciaux entre provinces (intégration économique) ;
- La réduction de la pauvreté ;
- L'avènement des investissements lourds (étrangers et locaux), etc.

I.1.3 Classification de routes

I.1.3.1 Classification proposée par BOS Nicolae (1984)

Les voies de communication terrestres peuvent être répertoriées selon plusieurs critères. Elles sont classifiées, de point de vue administratif, d'après la vitesse de référence, elle-même établie en fonction des conditions du terrain.

- Les chemins communaux: s'étendent dans l'espace d'une même commune ;
- Les chemins départementaux ou chemins de wilaya: desservent uniquement une wilaya et sont à la charge de celle-ci ;
- Les routes nationales: représentent des voies de grandes communication et d'intérêt commun pour le pays. Elles constituent des itinéraires interdépartementaux qui supportent un grand trafic. Ces routes sont construites, aménagées et entretenues au frais de l'état ;

- Les autoroutes: Ce sont des routes nationales d'une catégorie spéciale dont elles sont réservées à la circulation mécanique rapide.

I.1.3.2 Classification de routes en Algérie selon le B40

L'ensemble des itinéraires de l'Algérie peut être classé en cinq catégories fonctionnelles, correspondant aux finalités économiques et administratives assignées par la politique d'aménagement du territoire à savoir (NTAR -B40, 1977) (Figure I.1):

- Catégorie 1 : Liaisons entre les grands centres économiques, les centres d'industrie lourde (A), Liaisons assurant le rabattement des centres d'industrie de transformation (B) sur ce réseau ;
- Catégorie 2 : Liaisons entre les centres d'industrie de transformation (B), Liaisons assurant le rabattement des pôles d'industries légères diversifiées (C) sur le réseau précédent (Cat .1.) ;
- Catégorie 3 : Liaisons des chefs-lieux de daïra et de wilaya (D) non desservis par le réseau précédent, avec le réseau des catégories 1 et 2 ;
- Catégorie 4 : Liaisons des centres de vie (E) avec le réseau des catégories 1 et 3 ;
- Catégorie 5 : Routes et pistes non comprises dans les catégories précédentes.

Remarque : Le « B40 » portant les différentes normes techniques d'aménagement des routes est utilisé en Algérie. (Link: <http://www.notices-pdf.com/norme-b40-routes-algerien-pdf.html>).

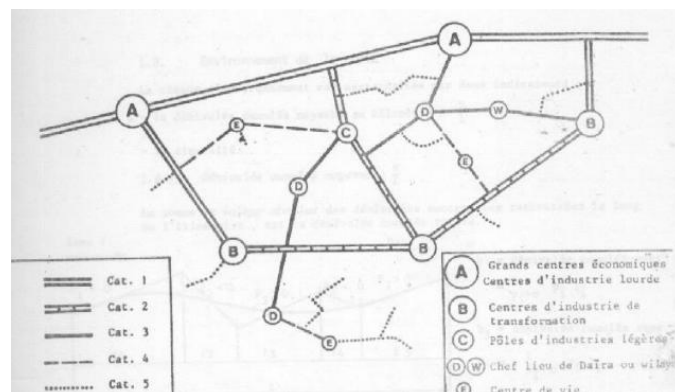


Figure I.1 – Classification des routes en Algérie (NTAR -B40, 1977).

I.2 Choix des itinéraires

I.2.1 Règles à respecter dans le tracé en plan

Le « tracé en plan » d'une route est, avec le « profil en travers » et le « profil en long », un des trois éléments qui permettent de caractériser la géométrie d'une « route ». Il est constitué par la projection horizontale sur un « repère cartésien » topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route. La conception ou l'élaboration d'un tracé en plan s'appuiera sur les règles suivantes (sauf dans des cas exceptionnels) :

- Respecter les valeurs des paramètres géométriques préconisés par les règlements en vigueur ;

- Eviter les angles rentrants en déblai, car il faut éviter la stagnation des eaux et assurer leur écoulement ;
- Un profil en long en léger remblai est préférable à un profil en long en léger déblai, qui complique l'évacuation des eaux et isole la route du paysage ;
- Rechercher un équilibre entre les volumes de remblais et les volumes de déblais.
- Eviter une hauteur excessive en remblai ;

1.2.2 Eléments du tracé en plan

La disposition générale du tracé est dans ses grandes lignes déterminée par un ensemble de contraintes identifiées dans le cadre des études préalables et relevant des domaines de l'« environnement », de la « topographie », de la « géologie » ou de l'habitat croisées avec les fonctionnalités attendues de la voie (localités à desservir, points de passage obligés pour le tracé, etc.).

Le tracé en plan est profondément marqué par l'influence de la dynamique des « véhicules » : leur stabilité n'est acquise qu'à condition de respecter les lois liant « vitesse » du véhicule, rayon de courbure du tracé en plan et dévers de chaussée (comprenant l'effet des « forces centrifuges »). Il faut tenir compte également de l'influence des facteurs physiologiques intervenant lors de la conduite et éventuellement des problèmes de visibilité (il faut rendre visible une certaine longueur de trajet pour pouvoir conduire). Le tracé en plan comporte (Figure I.2):

- Des alignements droits ;
- Des arcs de cercle ;
- Des arcs de courbe à courbure progressive : essentiellement des arcs de « clothoïde ».



Figure I.2 – Choix des itinéraires et éléments du tracé en plan.

1.2.3 Environnement de la route

L'environnement est par définition l'état actuel du « relief », et il y a trois classes d'environnement (E_1 , E_2 et E_3) ont été proposées et sont caractérisées par deux indicateurs à savoir:

- La « dénivelée » cumulée moyenne « h/L » (Tableau I.1) ;
- La « sinuosité » moyenne « L_s/L » (Tableau I.2).

Tableau I.1 – Classification du relief en fonction de la dénivelée cumulée moyenne (NTAR -B40, 1977).

N° de code	La dénivelée cumulée moyenne h/L	Classification
1	$h/L \leq 1,5\%$	Plat
2	$1.5\% < h/L \leq 4\%$	Vallonné
3	$4\% < h/L$	Montagneux

Tableau I.2 – Classification de la sinuosité (ϕ) (NTAR -B40, 1977).

N° de code	la sinuosité (ϕ) « $\phi = h/L$ »	Classification
1	$\phi \leq 0.1$	Faible
2	$0.1 < \phi \leq 0.3$	Moyenne
3	$0.3 < \phi$	Forte

L'association des deux paramètres précédents (la sinuosité moyenne et la dénivelée cumulée moyenne), nous donne les trois types d'environnement et ceci selon le [Tableau I.3](#) ci-dessous:

Tableau I.3 – Environnement en fonction du relief et de la sinuosité (NTAR -B40, 1977).

		Sinuosité		
		Faible	Moyenne	Forte
Relief	Plat	E_1	E_2	
	Vallonné	E_2	E_2	E_3
	Montagneux		E_3	E_3

I.3 Etude du trafic routier

L'étude du trafic routier est un élément essentiel qui doit être préalable à tout projet de réalisation ou d'aménagement d'infrastructures de transport, elle permet de déterminer le type d'aménagement qui convient et, au-delà les caractéristiques à lui donner depuis le nombre de voie jusqu'à l'épaisseur de différentes couches de matériaux qui constituent la chaussée. L'étude de trafic constitue un moyen important de saisie des grands flux à travers un pays ou une région, elle représente une partie appréciable des études de transport, et constitue parallèlement une approche essentielle de la conception des réseaux routiers. Cette conception repose, sur une partie stratégique, planification sur la prévision des trafics sur les réseaux routiers, qui est nécessaire pour:

- Apprécier la valeur économique des projets.
- Estimer les coûts d'entretien.
- Définir les caractéristiques techniques des différents tronçons de la route.

I.3.1 Analyse des trafics existants

L'étude du trafic est une étape importante dans la mise au point d'un projet routier et consiste à caractériser les conditions de circulation des usagers de la route (volume, composition, conditions de circulation, saturation, origine et destination). Cette étude débute par le recueil des données.

I.3.1.1 Mesure des trafics

Cette mesure est réalisée par différents procédés complémentaires à savoir:

- Les « *comptages* » qui permettent de quantifier le trafic ;
- Les « *enquêtes* » qui permettent d'obtenir des renseignements qualitatifs.

I.3.1.2 Méthodes de comptages des trafics

C'est l'élément essentiel de l'étude de trafic, on distingue deux types de comptage:

- Les comptages manuels ;
- Les comptages automatiques.

I.3.1.2.1 Les comptages manuels

Ils sont réalisés par les enquêteurs qui relèvent la composition du trafic pour compléter les indicateurs fournis par les comptages automatiques. Les comptages manuels permettent de connaître le pourcentage de poids lourds et les transports communs, Les trafics sont exprimés en moyenne journalière annuelle (TJMA).

I.3.1.2.1 Les comptages automatiques

Ils sont effectués à l'aide d'un appareil enregistreur comportant une détection pneumatique réalisée par un tube en caoutchouc tendu en travers de la chaussée. On distingue ceux qui sont permanents et ceux qui sont temporaires (Coquand, 1969):

- Les « *comptages permanents* » sont réalisés en certains points choisis pour leur représentativité sur les routes les plus importantes: réseau autoroutier, réseau routier national et le chemin de Wilaya les plus circulés.
- Le « *comptage temporaire* » s'effectue une fois par an durant un mois pendant la période où le trafic est intense sur les restes des réseaux routiers à l'aide de postes de comptages tournant. L'inconvénient de cette méthode est que tous les matériels de comptage actuellement utilisés ne détectent pas la différence entre les véhicules légers et les poids lourds.

I.3.2 Différents types de trafics

Dans le domaine routier, on utilise la notion de classe de trafic dans le dimensionnement des chaussées. Quatre types de trafics peuvent être distingués à savoir :

I.3.2.1 Trafic normal

C'est un trafic existant sur l'ancien aménagement sans prendre compte du nouveau projet (nouvelle route aménagée).

I.3.2.2 Trafic dévié

C'est le trafic attiré vers la nouvelle route aménagée (Trafics qui proviennent à partir d'autre voies voisines).

I.3.2.3 Trafic induit

C'est le trafic qui résulte des nouveaux déplacements des personnes qui s'effectuent et qui en raison de la mauvaise qualité de l'ancien aménagement routier.

I.3.2.4 Trafic total

C'est le trafic sur le nouvel aménagement qui sera la somme du trafic induit et dévie (NTAR-B40, 1977).

I.3.3 Calcul de la capacité d'une chaussée

La capacité est le nombre de véhicules qui peuvent raisonnablement passer par une direction de la route « ou deux directions » avec des caractéristiques géométriques et de circulation qui lui sont propre durant une période bien déterminé. La capacité s'exprime sous forme d'un débit horaire. Le calcul de la capacité dépend :

- Des conditions de trafic ;
- Des conditions météorologiques ;
- Du type d'usagers habitués ou non à l'itinéraire ;
- Des distances de sécurité (ce qui intègre le temps de réaction des conducteurs variables d'une route à l'autre) ;
- Des caractéristiques de la section considérée (nombre et largeur de voies).

I.3.3.1 Définition de la capacité d'une chaussée

La capacité et le nombre de véhicules qui peuvent raisonnablement passer sur une direction de la route « ou deux directions » avec des caractéristiques géométriques de circulation qui lui sont propres durant une période bien déterminée, la capacité s'exprime sous forme d'un débit horaire. La capacité d'une chaussée dépend.

- Les conditions de trafic ;
- Les conditions météorologiques ;
- Le type d'usagers habitués ou non à l'itinéraire ;
- Des distances de sécurité (ce qui intègre le temps de réaction des conducteurs variables d'une route à l'autre) ;
- Des caractéristiques géométriques de la section considérée (nombre et largeur des voies).

I.3.3.2 Calcul du trafic journalier moyen annuel horizon « TJMA_h »

Pour un calcul fiable du trafic routier, le comptage doit se faire sur des voies de chaussées relativement plates et loin des carrefours et des échangeurs. La formule qui donne le trafic journalier moyen annuel à l'année horizon est :

$$TJMA_h = TJMA_0 * (1 + \tau)^2 \quad (\text{Eq. I.1})$$

Où :

TJMA_h : Trafic journalier moyen annuel à l'année horizon ;

TJMA₀ : Trafic journalier moyen annuel à l'année zéro (ou à l'année de référence) ;

n : Nombre d'année ;

τ : Taux d'accroissement du trafic (%).

I.3.3.3 Calcul du trafic effectif « T_{eff} »

C'est un trafic traduit en « unités de véhicules particuliers (uvp) » en fonction du type de route et de l'environnement : Pour cela, on utilise des coefficients d'équivalence pour convertir les « Poids lourds (PL) » en « uvp ». Le trafic effectif (T_{eff}) est donné par la relation :

$$T_{eff} = TJMA_h * [(1 - Z) + P * Z] \quad (\text{Eq. I.2})$$

Où :

T_{eff} : Trafic effectif à l'année horizon en (uvp/j) ;

Z : pourcentage de poids lourds (%) ;

P : coefficient d'équivalence pour le poids lourd, il dépend de la nature de la route (Tableau I.4).

Tableau I.4 – Coefficients d'équivalence pour les poids lourds « P » (NTAR -B40, 1977).

N° de Voies	Environnement		
	E_1	E_2	E_3
2 voies	3	6	12
3 voies	2.5	5	10
4 voies et plus	2	4	8

I.3.3.4 Débit de pointe horaire normal « Q_h »

Le débit de pointe horaire normal est une fraction du trafic effectif à l'horizon lequel s'exprime en unité de véhicule particulier (uvp) et donné par la formule:

$$Q_h = \frac{1}{n} * T_{eff} \quad (\text{Eq. I.3})$$

Où :

Q_h : Débit de pointe horaire à l'année horizon (uvp/h) ;

n : Nombre d'heure, (en général « $n = 8$ » heures, donc $1/n = 1/8 = 0.125$, mais généralement on prend la valeur de $1/n = 0.12$) ;

T_{eff} : Trafic effectif à l'année horizon (uvp/h).

I.3.3.5 Calcul de la capacité théorique « C_{th} »

$$C_{th} \geq \frac{Q_h}{K_1 * K_2} \quad (\text{Eq. I.4})$$

Où :

C_{th} : Capacité effective du profil en travers pour un écoulement en régime stable (uvp/h) ;

Q_h : Débit de l'année horizon (uvp/h) ;

K_1 : Coefficient lié à l'environnement ;

K_2 : Coefficient de réduction de capacité.

I.3.3.6 Débit horaire admissible « Q_{adm} »

Le débit horaire maximal accepté « *Débit horaire admissible (Q_{adm})* » par voie est déterminé par application de la formule suivante:

$$Q_{adm} = K_1 * K_2 * C_{th} \quad (\text{Eq. I.5})$$

Où :

K_1 : Coefficient lié à l'environnement (Tableau I.5) ;

K_2 : Coefficient de réduction de capacité lié à l'environnement et à la catégorie de la route (Tableau I.6) ;

C_{th} : Capacité effective du profil en travers pour un écoulement en régime stable (uvp/h) (Tableau I.7).

Tableau I.5 – Valeur de « K_1 » (NTAR -B40, 1977).

Environnement	E_1	E_2	E_3
K_1	0.75	0.85	0.90 à 0.95

Tableau I.6 – Valeur de « K_2 » (NTAR -B40, 1977).

Environnement	Catégorie de la route				
	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
E_1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E_2	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98
E_3	0.91	0.95	0.97	0.96	0.96

Tableau I.7 – Valeur de « C_{th} » (NTAR -B40, 1977).

N° de voies	Capacité théorique (uvp/h)
Route à 2 voies de 3.5m	1500 à 2000
Route à 3 voies de 3.5m	2400 à 3200
Route à chaussée séparée	1500 à 1800

I.3.3.7 Détermination du nombre de voies « N »

Cas d'une chaussée unidirectionnelle : le nombre de voie à retenir par chaussée est le nombre le plus proche du rapport (NTAR -B40, 1977).

$$Q_h = S * \frac{Q}{Q_{adm}} \quad (\text{Eq. I.6})$$

Où:

N : Nombre de voies ;

S : Coefficient de dissymétrie, en général égale à 2/3 ;

Q_{adm} : Débit admissible par voie (uvp/h) ;

Q : Débit de l'année horizon (uvp/h) (ne pas l'année de mise en service).

I.3.3.8 Calcul du débit de saturation « Q_{sat} »

$$Q_{sat} = 4 * Q_{adm} \quad (\text{Eq. I.7})$$

Où :

Q_{sat} : Débit de saturation (uvp/h) ;

Q_{adm} : Débit admissible par voie (uvp/h).

I.3.3.9 Calcul de l'année de saturation « n »

$$n = \frac{\ln \left(\frac{Q_{sat}}{Q_h} \right)}{\ln \left(\frac{1}{1-\tau} \right)} \quad (\text{Eq. I.8})$$

Où :

n : Année de saturation ;

Q_{sat} : Débit de saturation (uvp/h) ;

Q_{adm} : Débit admissible par voie (uvp/h) ;

Q_h : Débit à l'année horizon (uvp/h) ;

τ : Taux d'accroissement du trafic (%).

I.4 Profil en long

I.4.1 Définition

Le « *profil en long* » est une coupe longitudinale du terrain suivant un plan vertical passant par l'axe de la route. Il se compose de segments de droite de déclivité en pente et des raccordements circulaires, ou parabolique. Ces pentes et rampes peuvent être raccordées entre elles soit par des « *angles saillants* » ou par des « *angles rentrants* ». La courbe de raccordement les plus courants utilisés est le « *parabolique* » qui facilite l'implantation des points du projet.

I.4.2 Eléments composant le profil en long

Le profil en long est constitué d'une succession de segments de droites (pentes) raccordés par des courbes circulaires, pour chaque point du profil en long on doit déterminer:

- L'altitude du terrain naturel « Z » (en mètre) ;
- L'altitude du projet ou appelée aussi la ligne rouge de la route (en mètre) ;
- La déclivité ou la pente du projet.

I.4.3 Coordination du tracé en plan et du profil en long

Il est très nécessaire de veiller à la bonne coordination du tracé en plan et du profil en long en tenant compte également de l'implantation des points d'échange afin:

- D'avoir une vue satisfaisante de la route autre que les conditions de visibilité minimale ;
- D'envisager de loin l'évolution du tracé ;
- De distinguer clairement les dispositions des points singuliers (carrefours, échangeurs, etc.).

I.4.4 Déclivités

On appelle déclivité d'une route la tangente de l'angle qui fait le profil en long avec l'horizontale.

I.4.4.1 Déclivité minimale

Dans un terrain plat on n'emploie normalement jamais de pente nulle de façon à ce que l'écoulement des eaux pluviales s'effectue facilement au long de la route et au bord de la chaussée. On adopte en général les pentes longitudinales minimales d'au moins 0.5% et de préférences 1 %, si possible.

I.4.4.2 Déclivité maximale

La déclivité maximale est acceptée particulièrement dans les courtes distances inférieures à 1500m, à cause de la réduction de la vitesse et de l'effort de freinage des poids lourds qui est très important (l'usure de pneumatique en cas de pente max). Donc, la déclivité maximale dépend des conditions d'adhérence et de la vitesse minimale du poids lourd (Tableau I.8).

Tableau I.8 – La pente maximale en fonction de la vitesse de référence (NTAR -B40, 1977).

V_r (km/h)	40	60	80	100	120	140
I_{max} (%)	8	7	6	5	4	4

I.4.5 Raccordements en profil en long

Le changement de déclivités constitue des points particuliers dans le profil en long; ce changement doit être pris en compte par l'aménagement de raccordement circulaire qui y doit satisfaire les conditions de visibilité et de confort, on distingue deux types de raccordements à savoir (Figure I.3):

- Les raccordements en angle saillant (convexes).
- Les raccordements en angles rentrants (concaves).

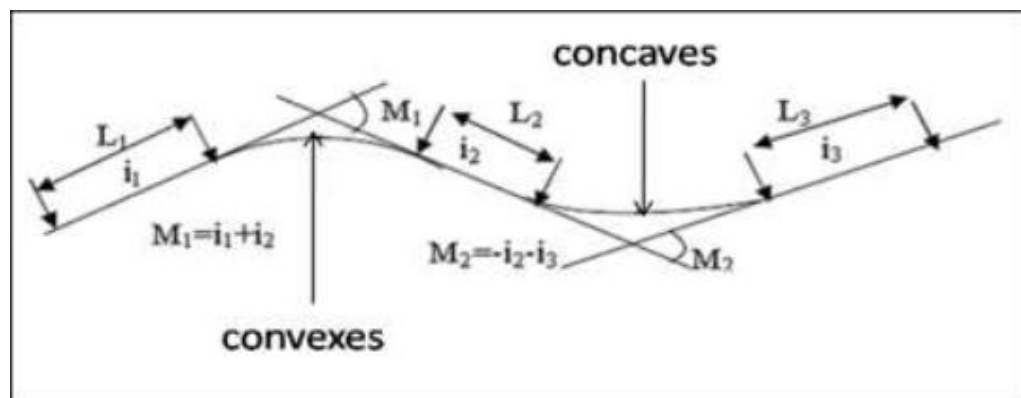


Figure I.3 – Les éléments géométriques du profil en long.

I.4.6 Détermination pratiques du profil en long

I.4.6.1 Raccordement en forme convexe

Pratiquement, le calcul des paramètres géométriques des raccordements nécessite la connaissance les données suivantes (Figure I.4):

- Les coordonnées (abscisse, altitude) des points « $A(X_A, Z_A)$ » et « $D(X_D, Z_D)$ » ;

- Les coordonnées (abscisse, altitude) du point « $S(X_S, Z_S)$ » pour calculer les deux pentes « $P_{1(AS)}$ » et « $P_{2(DS)}$ » des droites « (AS) » et « (DS) », respectivement ;
- La valeur du rayon « R ».

Remarque : Connaissant la distance horizontale « X » entre les deux points « A » et « S » et la pente « P_1 », les coordonnées (abscisse, altitude) du point « $S(X_S, Z_S)$ » peuvent être calculées comme suit :

$$S(X_S, Z_S) \begin{cases} X_S = X_A + X & (m) & (Eq. I.9) \\ Z_S = Z_A + X * P_1 & (m) & (Eq. I.10) \end{cases}$$

a)- Calcul des pentes « $P_{1(AS)}$ et $P_{2(DS)}$ »

Les deux pentes « $P_{1(AS)}$ » et « $P_{2(DS)}$ » peuvent être des valeurs positives ou négatives. Elles peuvent être calculées comme suit :

$$P_{1(AS)} = \left(\frac{Z_S - Z_A}{X_S - X_A} \right) * 100 \quad (\%) \quad (Eq. I.11)$$

$$P_{2(DS)} = \left(\frac{Z_S - Z_D}{X_S - X_D} \right) * 100 \quad (\%) \quad (Eq. I.12)$$

b)- Calcul de la tangente « T »

La « tangente » peut être calculée comme suit :

$$T = \left(\frac{R}{2} \right) * [Abs(P_1) + Abs(P_2)] \quad (m) \quad (Eq. I.13)$$

Remarque : « T » est une distance exprimée en « m ».

c)- Calcul de la flèche « H »

La flèche « H » représente la distance entre le « *raccordement* » et le point « S ».

$$H = \frac{T^2}{2R} \quad (m) \quad (Eq. I.14)$$

d)- Calcul des coordonnées des points de tangentes « B, C et J »

➤ **Cordonnées du point « B »**

$$B(X_B, Z_B) \begin{cases} X_B = X_S - T & (m) & (Eq. I.15) \\ Z_B = Z_S - T * P_1 & (m) & (Eq. I.16) \end{cases}$$

➤ **Cordonnées du point « C »**

$$C(X_C, Z_C) \begin{cases} X_C = X_S + T & (m) & (Eq. I.17) \\ Z_C = Z_S + T * P_2 & (m) & (Eq. I.18) \end{cases}$$

Cordonnées du point « J »

$$J(X_J, Z_J) \begin{cases} X_J = X_B + R * P_1 & (m) \quad (Eq. I.19) \\ Z_J = Z_B + R * (P_1)^2 - \left[\frac{(R * P_2)^2}{2R} \right] & (m) \quad (Eq. I.20) \end{cases}$$

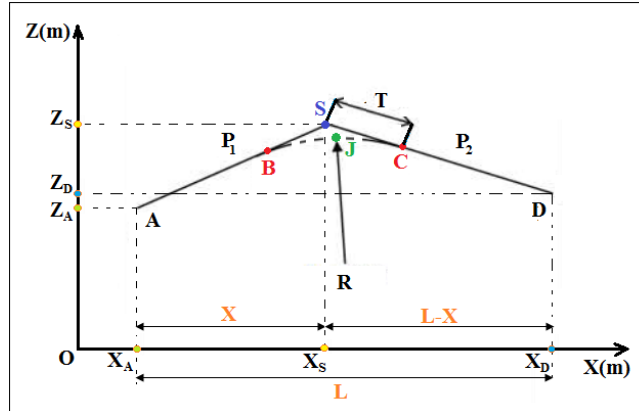


Figure I.4 – Cas de raccordement par un rayon convexe.

I.4.6.2 Raccordement en forme concave

En se basant sur les mêmes équations suscitées (d'Eq. I.9 à Eq. I.20) pour calculer les paramètres géométriques des raccordements qui ont une forme convexe (Figure I.5).

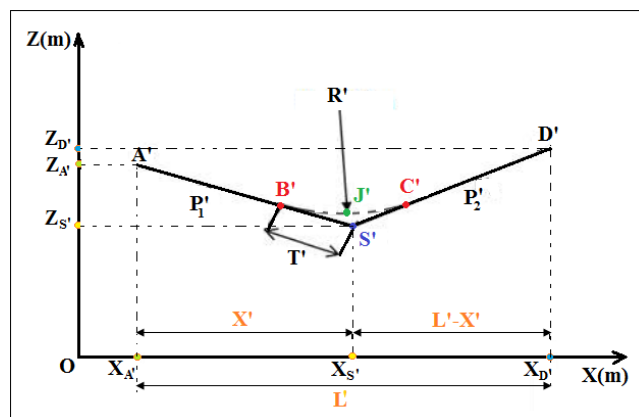


Figure I.5 – Cas de raccordement par un rayon concave.

I.5 Profil en travers

I.5.1 Définition

Le « *profil en travers* » est une coupe transversale menée selon un plan vertical perpendiculaire à l'axe de la route projetée. Cependant, un projet routier comporte le dessin d'un grand nombre de profils en travers. En effet, on établit tout d'abord un profil unique appelé « *profil en travers type* » contenant toutes les dimensions et tous les détails constructifs (largeurs des voies, chaussées et autres bandes, pentes des surfaces et talus, dimensions des couches de l'infrastructure, système d'évacuation des eaux,... etc.).

I.5.2 Différents types des profils en travers

I.5.2.1 Profil en travers type

Le « profil en travers type » est une pièce de base dessinée dans les projets de nouvelles routes ou l'aménagement de routes existantes. Il peut être totalement en déblai, totalement en remblai ou mixte remblai/déblai (Figures I.6, I.7 et I.8).

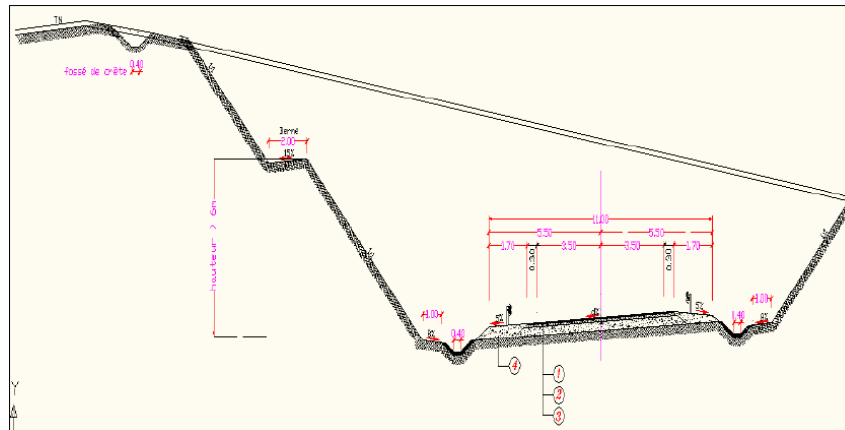


Figure I.6 – Profil en travers type totalement en déblai.

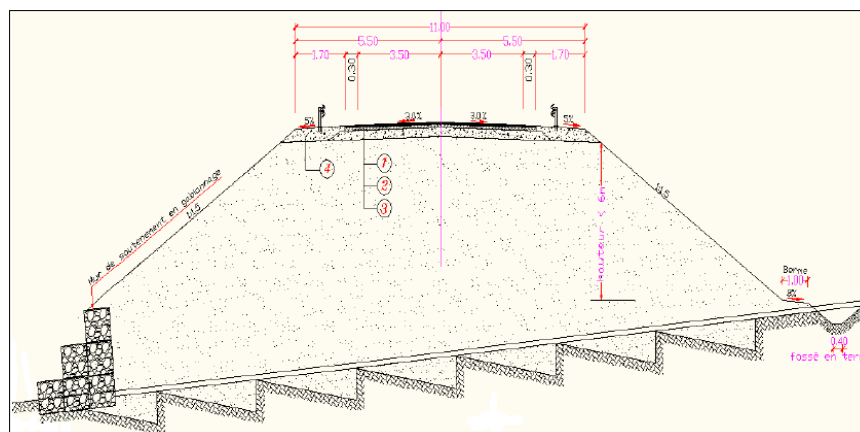


Figure I.7 – Profil en travers type totalement en remblai.

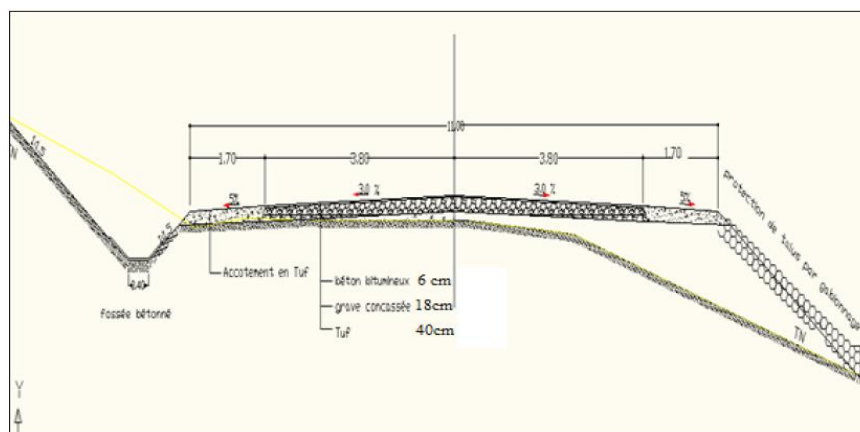


Figure I.8 – Profil en travers type mixte déblai/remblai.

I.5.2.2 Profil en travers courant

Ce sont des profils dessinés à des distances régulières qui dépendent du terrain naturel (relief plat, vallonné ou accidenté/montagneux).

I.5.3 Eléments géométriques d'un profil en travers

Les principaux éléments géométriques du profil en travers type sont présentés dans la [Figure I.9](#) :

- La « *chaussée* » : C'est la partie affectée à la circulation des véhicules.
- La « *largeur roulable* » : Elle comprend les sur largeurs de la chaussée, la chaussée et la bande d'arrêt.

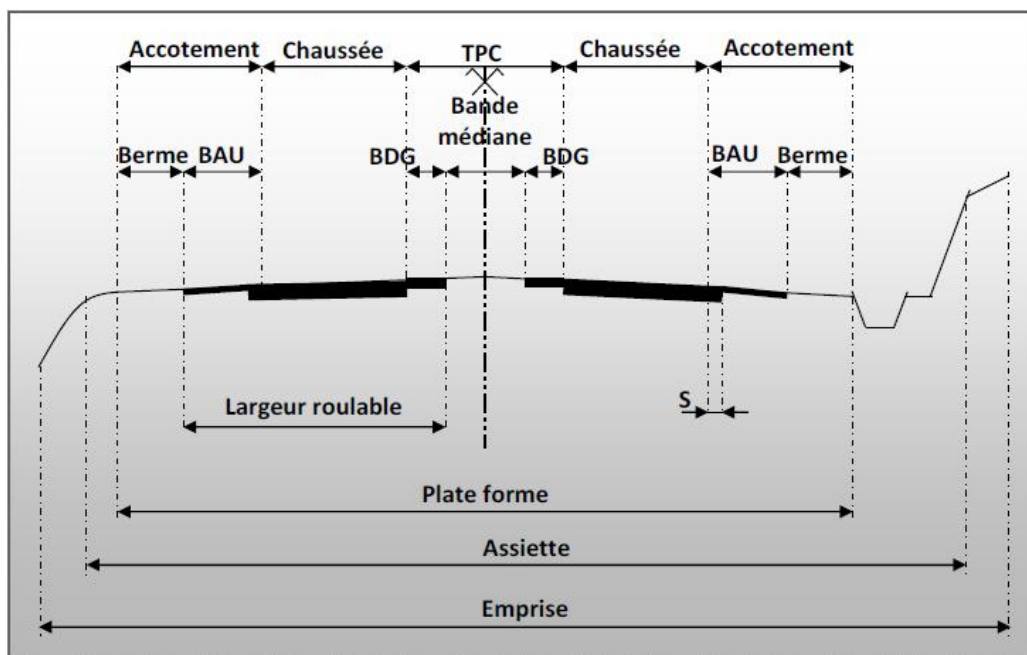


Figure I.9 – Eléments géométriques d'un profil en travers.

- La « *plate forme* » : C'est la surface de la route située entre les fossés ou les crêtes des talus de remblais, comprenant la chaussée et les accotements, éventuellement les terre-pleins et les bandes d'arrêts.
- L'« *assiette* » : C'est la surface de la route délimitée par les terrassements.
- L'« *emprise* » : C'est la surface du terrain naturel affectée à la route et à ses dépendances (talus, Chemins de désenclavement, exutoires, etc.) limitées par le domaine public.
- Les « *accotements* » : En dehors des agglomérations, les accotements sont dérasés. Ils comportent Généralement les éléments suivants : une bande de guidage, une bande d'arrêt et une berme extérieure.
- Le « *terre-plein central* » ou le « *TPC* » : Il s'étend entre les limites géométriques intérieures des chaussées. Il comprend les sur largeurs de la chaussée (bande de guidage) et une partie centrale engazonnée, stabilisée ou revêtue.
- Le « *fossé* » : C'est un ouvrage hydraulique destiné à recevoir les eaux de ruissellement provenant de la route et des talus et les eaux de pluie.

I.5.4 Eléments d'assainissement de la plate forme d'une chaussée routière

L'assainissement des voies de circulation comprend l'ensemble des dispositifs à prévoir et réaliser pour récolter et évacuer toutes les eaux superficielles et les eaux souterraines (Figure I.10).

- L'« assèchement de la surface de circulation » : il peut se faire par des pentes transversales et longitudinales et par des fossés, cunettes et rigoles ;
- Le « drainage » : il s'agit des ouvrages enterrés récoltant et évacuant les eaux souterraines par l'installation des canaux souterrains ;
- Les « canalisations » : ce sont des ouvrages destinés à l'écoulement des eaux superficielles.

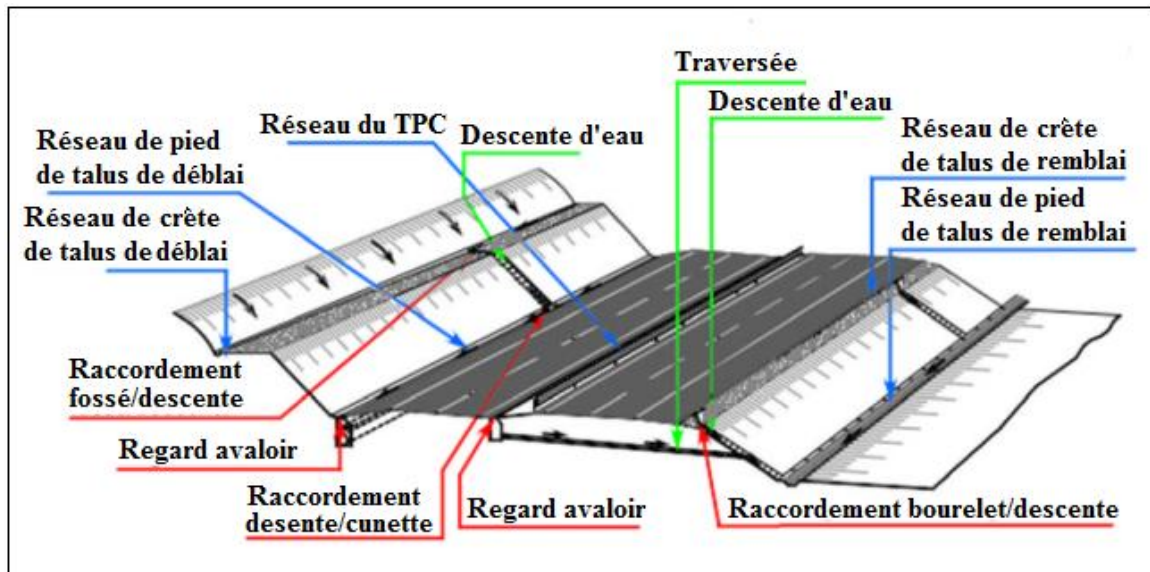


Figure I.10 – Elément d'assainissement de la plate forme d'une chaussée routière.

- Le « réseau de pied de talus de déblai » : En ce qui concerne les eaux superficielles, ce réseau récupère les eaux issues de la chaussée, de l'accotement et du talus, il est constitué d'un fossé peu profond, bétonné et aux formes de trapézoïdale pour améliorer la sécurité du talus. Dans le cas où les eaux de ruissellement sont collectées à différents niveaux sur le talus, le réseau comprend aussi des ouvrages de raccordement: descentes d'eau à cunette ou à collecteur.
- Le « réseau de pied de talus de remblai » : Ce type de réseau a deux fonctions différentes (i) de canaliser les eaux issues de la plate-forme jusqu'à l'exutoire (ii) et de collecter et canaliser vers un ouvrage de traversée les eaux de ruissellement sur le terrain naturel vers le remblai. En effet, dans les deux cas, et pour les consécutions d'entretien, le fossé est réalisé à une distance minimale de 1m du pied de talus. Pour des remblais de faible hauteur, sans glissière, il est recommandé d'adoucir le profil du fossé pour améliorer le comportement d'un véhicule qui quitterait la plate-forme. Dans certain cas la pente du talus peut également être adoucie pour améliorer la sécurité.
- Le « réseau de crête de talus de remblai » : Il a pour rôle d'éviter l'érosion du talus lorsque la chaussée est déversée vers l'extérieur. Le risque d'érosion augmente avec la hauteur et la pente des talus, il dépend également de la pluviosité locale, de la cohésion du sol et de la présence ou

de l'état de végétation. En principe, on prévoit un tel réseau dès que la hauteur du talus dépasse 2m dans les régions où les pluies ont une forte intensité, ou 4m dans les autres cas.

- Le « *réseau de crête de talus de déblai* » : Ce réseau ne se justifie que si le terrain naturel constitue, par sa pente et son étendue, un bassin versant dont l'apport d'eau risque de provoquer l'érosion du talus. Mal réalisé ou peu entretenus, ces ouvrages peuvent en effet compromettre la stabilité des talus. Leur réalisation doit donc rester exceptionnelle. Ce réseau doit être constitué d'un ouvrage entièrement revêtu, afin d'éviter les infiltrations dans le talus, et être implanté en léger retrait (1 à 2 m) par rapport à la crête du talus.

I.6 Terrassements

I.6.1 Définition

Le « *terrassement* » consiste, par définition, à modifier la topographie d'un site conformément aux indications prescrites par des plans. Ces modifications peuvent être *modestes* (excavation requise pour installer des fondations superficielles d'un bâtiment), *linéaires* (aménagement d'une structure routière, construction d'une digue) ou *complexes* (construction des approches d'un échangeur routier multiple).

La construction d'une route exige la mise en forme de l'assise et de la plateforme qui vont recevoir le corps de chaussée et les équipements y afférents, cette mise en forme nécessite des opérations appelées « *Terrassements* ». Le fait de « *terrasser* » est un travail composite pouvant comprendre l'extraction de matériaux, au compactage, avec peut-être du décapage de la terre végétale, et de la mise en dépôt des terres. Il n'existe pas un seul matériau à terrasser mais plusieurs sortes possibles : Rochers, terre, gravier, sable, limon, argile... etc. Cependant, il est à noter que les modes de quantification pour la facturation sont fonction du type de terrassement, de la nature du terrain, des dimensions des fouilles et de l'accessibilité du site.

I.6.2 Types de terrassements

Plusieurs types de terrassement (Figures I.11, I.12, I.13, I.14, I.15 et I.16) peuvent être distingués à savoir :

Figure I.11 – Décapage en surface (décapage de la terre végétale) : L'épaisseur de la couche à décapier varie de 20 à 30 cm. On quantifie souvent ce décapage en m².

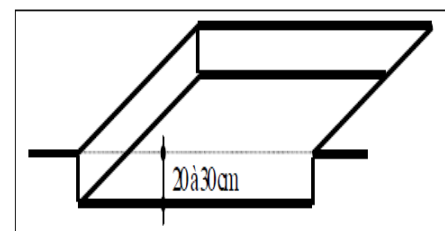


Figure I.12 – Fouilles en pleine masse ou en excavation : Il englobe des travaux d'envergure aussi bien en surface qu'en hauteur.

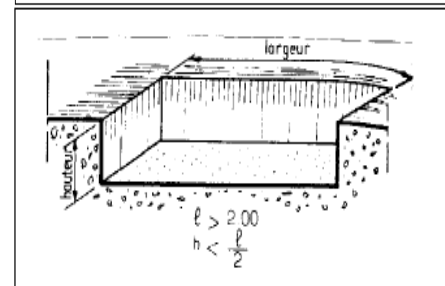


Figure I.13 – Fouilles en rigoles pour fondations : Elles correspondent aux semelles filantes (fondations sous les murs et les voiles de l'ouvrage). La quantifiées se fait en m^3 .

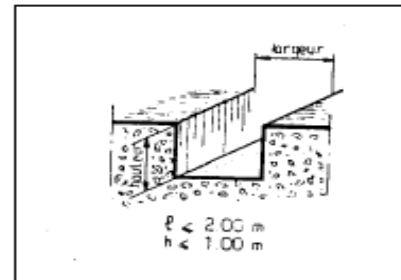


Figure I.14 – Fouilles en trous pour fondations : Elles correspondent aux semelles isolées (ex: fondations sous les poteaux, sous les murs isolés de petites dimensions).

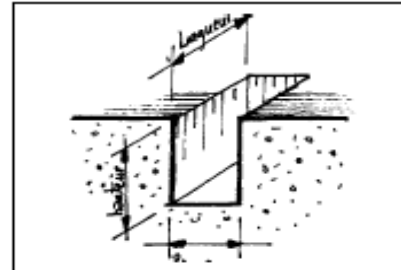


Figure I.15 – Fouilles en tranchées : Elles sont réalisées en général pour la pose de canalisations.

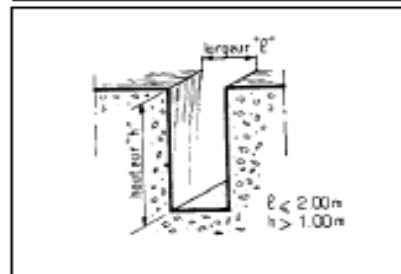
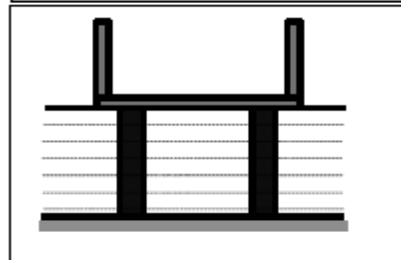


Figure I.16 – Fouilles en puits : Ces fouilles permettent la réalisation de fondations semi-profondes qui transmettent les charges de l'ouvrage sur un sol approprié.



I.6.3 Le Blindages des fouilles

La hauteur parfois importante de ces terrassements impose la mise en place d'un blindage. En règle générale, le blindage est requis à partir d'une profondeur de 1.30 m pour les tranchées de largeur inférieure à 1.00 m (Figure I.17).

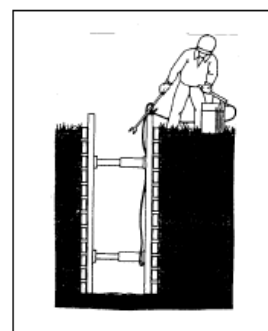
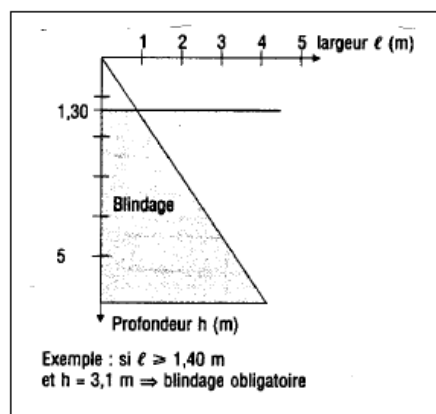


Figure I.17 – Conditions générales pour la mise en place d'un blindage.

Les types de blindages utilisés pour la stabilisation des fouilles vis-à-vis de l'effondrement sont les parois berlinoises, parois moulées, rideaux de palplanches, parois clouées,...etc.

I.6.4 Terrassement en présence d'eau

La présence d'eau dans les sols modifie de manière non négligeable ses caractéristiques et les modes de terrassements pour cela il faut :

- Collecter les eaux de ruissellement ;
- Pomper les venues d'eau (faible) ou drainer ;
- Dans le cas de la présence d'une nappe phréatique permanente, il faut procéder à un rabattement de nappe.

I.6.5 Terrassement déblai/remblai

On distingue deux opérations majeures dans les activités de terrassement, le déblai et le remblai (Figure I.18).

- Le « *déblai* » consiste à retirer et à transporter sur le site du projet ou à l'extérieur de celui-ci, des sols décapés ou excavés « *le déblai consiste à enlever des terres* ».
- Le « *remblai* » consiste à transporter à partir du site du projet ou de l'extérieur de ce dernier (gite d'emprunt : terrain d'emprunt), des matériaux conformes à l'usage et aux spécifications techniques « *le remblai consiste à apporter des terres* ».

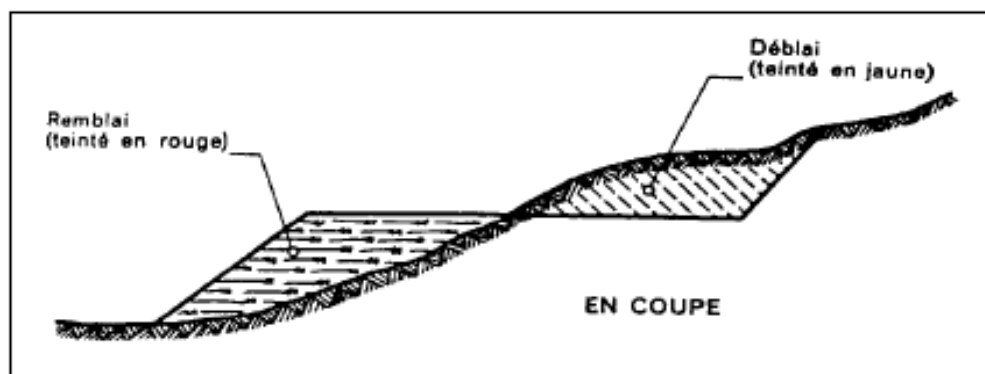


Figure I.18 : Terrassement déblai/remblai.

I.6.6 Travaux préparatoires avant terrassement

Avant d'entamer l'exécution des terrassements, des travaux préparatoires (préalables) doivent être effectués dont les plus importants sont :

- Débroussaillage ou bien abattage d'arbres (débroussaillage veut dire : décapage de la terre végétale) ;
- Décapage de la terre végétale et éventuellement tous les sols organiques ;
- Déplacements éventuels de réseaux existants (réseaux d'électricité, conduites d'eau, etc.) ;
- Installation du chantier ;
- Piquetage général (travaux topographiques pour le tracé en plan).

I.6.7 Problème du foisonnement

I.6.7.1 Définition

Lorsque l'on creuse en trou dans le sol, le volume apparent des déblais est supérieur au volume du trou. Si l'on remet les déblais en place et après compactage, l'on constate un excédent de matériaux. Ce phénomène de décompression des terres est appelé « *foisonnement* ».

I.6.7.2 Types de volumes causés par un terrassement

Les différents types de volumes causés par un terrassement sont (Figure I.19) :

- Le « *volume en place* : V_p » : il correspond à l'état initial en place c'est-à-dire avant excavation ;
- Le « *volume foisonné* : V_f » : il correspond à l'état foisonné c'est-à-dire après excavation ;
- Le « *volume reconstitué* : V_r » : il correspond à l'état reconstitué ou compacté.

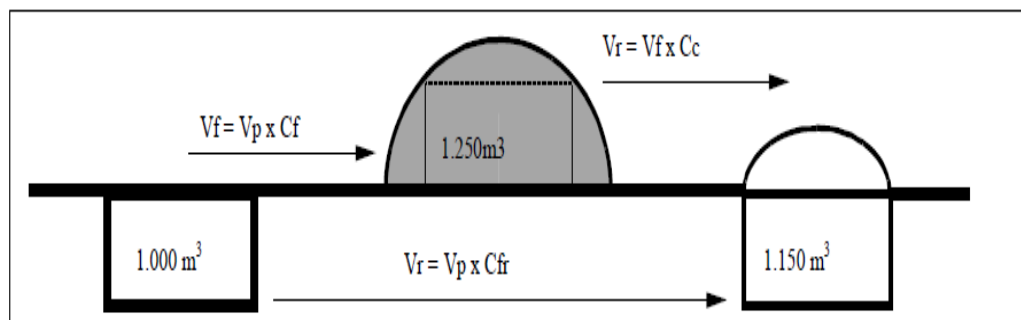


Figure I.19 – Différents types de volumes causés par un terrassement.

I.6.7.3 Coefficients relatif au terrassement

- Le « *coefficient de foisonnement* : C_f » : Il permet d'évaluer le volume apparent foisonné « V_f » d'un terrain déplacé en fonction du volume en place « V_p » :

$$C_f = \frac{V_f}{V_p} \quad (\text{Eq. I.21})$$

- Le « *coefficient de compactage* : C_c » : Il permet l'évaluation du volume reconstitué « V_r » de ce même volume foisonné « V_f » après sa mise en place et son compactage définitif. Il est rare d'obtenir un volume de terrain reconstitué « V_r » égal au volume initial en place « V_p » :

$$C_c = \frac{V_r}{V_f} \quad (\text{Eq. I.22})$$

- Le « *coefficient de foisonnement résiduel* : C_{fr} » : Si on substitue « V_f » de l'équation (I.21) dans l'équation (I.22) on obtient :

$$V_r = V_p * C_f * C_c \quad (\text{Eq. I.23})$$

Le coefficient de foisonnement résiduel est noté « C_{fr} » :

$$C_{fr} = C_f * C_c \quad (\text{Eq. I.24})$$

Ou encore :

$$C_{fr} = \frac{V_r}{V_p} \quad (\text{Eq. I.25})$$

Dans le cas des terrassements routiers ou sur les chantiers de terrassement très importants, il est intéressant de prévoir l'exacte quantité à extraire pour obtenir un volume reconstitué bien précis. Cela évite les mouvements de terre inutiles et donc onéreux.

I.6.8 Pente des talus

Pour obtenir un équilibre stable, nécessaire à la bonne tenue des terres en remblais et des tranchées, il convient de donner aux talus qui limitent ces terrassements une inclinaison convenable (Figure I.20). Cette pente peut se définir :

- Soit par la « *tangente de l'angle (pente)* » que fait ce talus avec l'horizontale (ex : talus à 4/5 ou à 0.80 m ou encore à 80%) ;
- Soit par la « *cotangente de l'angle (inclinaison)* » dont la valeur s'exprime généralement comme celle de la tangente par une fraction (ex : talus à 3/2, 1/1, 2/3,... etc.)

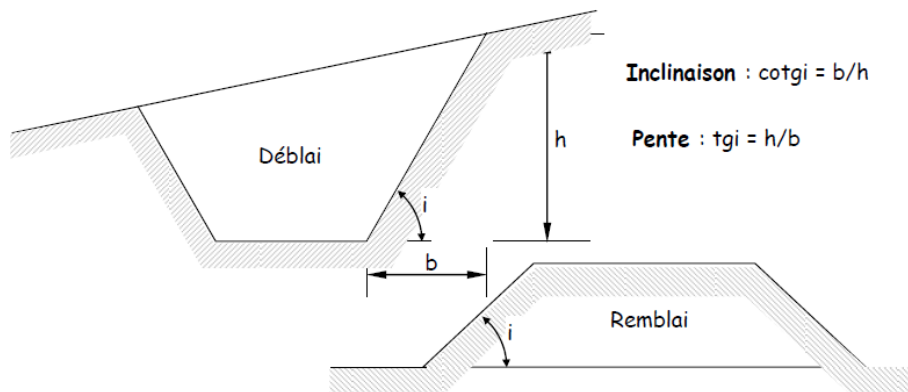


Figure I.20 – Stabilité ou équilibre des terres en remblais et des tranchées.

L'« *angle des talus : i* » doit toujours être inférieur à l'« *angle de frottement interne appelé : ϕ* », ce dernier étant caractérisé par ce que l'on appelle la pente naturelle des terres, c'est à dire, l'inclinaison que prend un talus soumis à l'action des seuls agents atmosphériques. Cet « *angle de frottement interne* » dépend essentiellement de la nature du degré de consistance et de la teneur en eau du terrain.

En terrain meubles, le degré de consistance du terrain a une grande influence sur la valeur de l'« *angle ϕ* », qui est plus grande pour les talus de déblais en terrain vierge (terrain naturel) que pour les talus de déblais en terrain rapporté et les talus de remblais. Cette différence tient au fait que le glissement, les unes sur les autres, des particules constituant une terre meuble, rencontre dans des terrains non fraîchement remués, une résistance distincte de celle provoquée par le frottement réciproque des particules. Cette résistance appelée « *Cohésion* ».

En ce qui concerne la « teneur en eau » du terrain, c'est un correctif important à la valeur de l'angle ϕ , car elle facilite le glissement des particules les unes sur les autres, en adoucissant leur frottement, ce qui a pour effet de réduire sensiblement cet angle quand le degré d'humidité est élevé. Il faut signaler cependant que les sables humides possèdent une cohésion qu'ils n'ont pas quand ils sont secs ou immergés.

Compte tenu de ces considérations, il faut donc éviter de donner aux talus une pente plus raide que celle du talus naturel de la terre correspondante possédant un degré d'humidité identique. Pratiquement, la valeur « ϕ » variant dans des limites assez étendues, il convient d'adopter pour les talus de terrassement les valeurs de l'angle « i » données dans le [Tableau I.9](#).

Tableau I.9 – Quelques valeurs usuelles (Angle du talus naturel et Coefficient de foisonnement) de certains types de terrains (Remarque : les terrains sont classés selon les difficultés d'extraction).

Désignation	Nature des terres	Angle du talus naturel	Coefficient de foisonnement
Terrain ordinaire	Sable	10 à 25°	10 à 20 %
	Gravier	30 à 40°	25 %
	Terre végétale	30 à 50°	10 à 25 %
Terrain semi-compact ou moyen	Cailloux	40 à 50°	50 %
Terrain compact	Argile	30 à 50°	25 %
	Marne	30 à 45°	25 %
Roches	Grès tendre	50 à 90°	50 %
	Roches diverses	50 à 90°	Plus de 50 %

I.7 Calcul des cubatures

I.7.1 Rappel « profil en long »

- Le profil en long représente la section du sol et celle de la plate-forme de la voie de communication ou du bâtiment sur un plan vertical passant par l'axe du tracé développé ensuite sur un plan ([Figure I.21](#)).
- Les abscisses sont à l'échelle des longueurs, les distances comptées horizontalement suivant l'axe à l'origine du tracé.
- Les ordonnées sont à l'échelle des hauteurs, les altitudes comptées par rapport à un plan horizontal de référence (plan de comparaison)
- Orientation de la gauche vers la droite.

I.7.2 Rappel « profil en travers »

- Ce sont des sections transversales du sol et de ses aménagements par des plans verticaux perpendiculaires à l'axe de la voie ou du bâtiment.
- Ces sections ne sont pas déformées, les échelles des longueurs et des hauteurs sont ici toujours les mêmes. Voilà un exemple du profil en travers ([Figure I.22](#)):

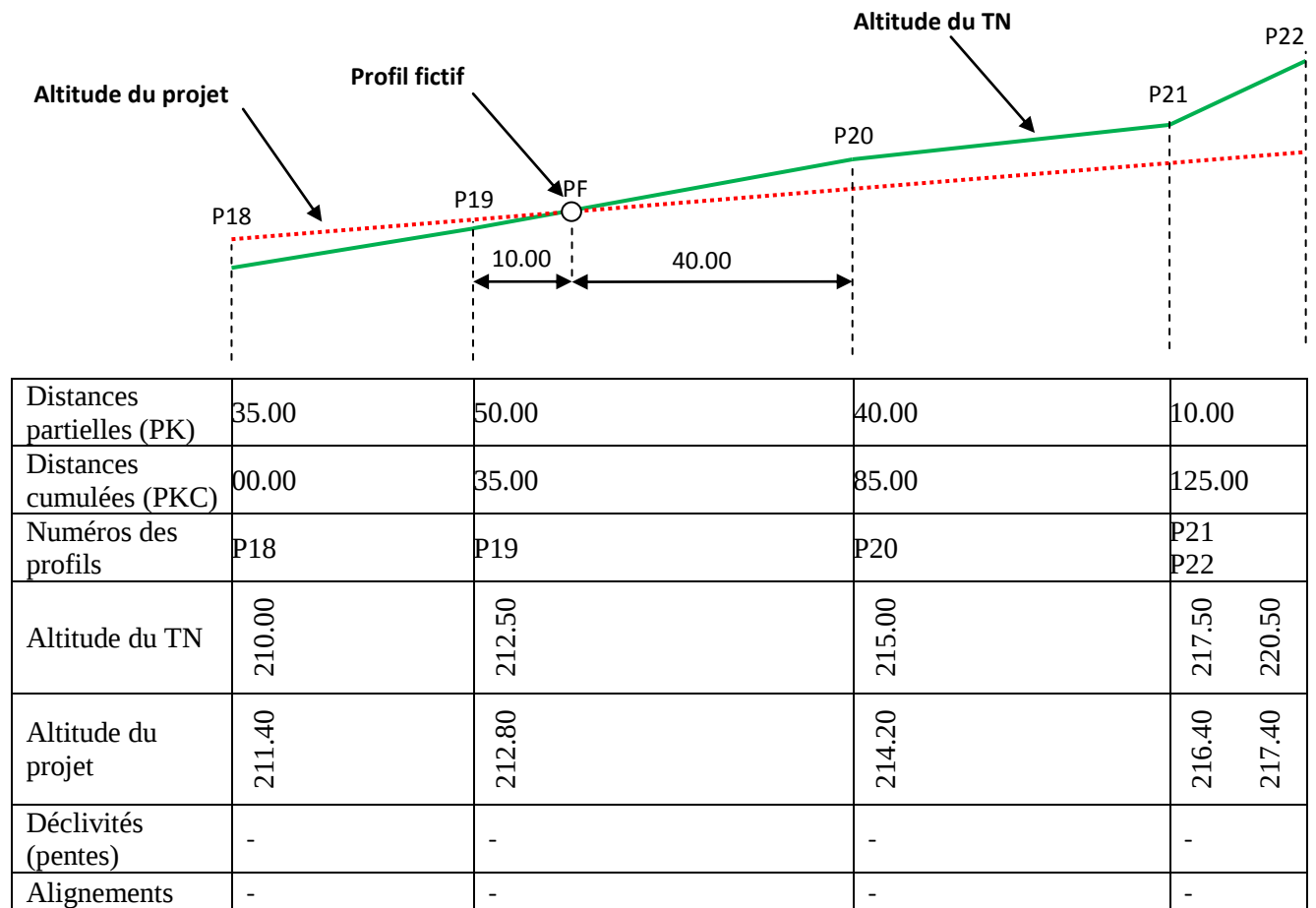


Figure I.21 – Terrassements selon le profil en long d'un projet routier.

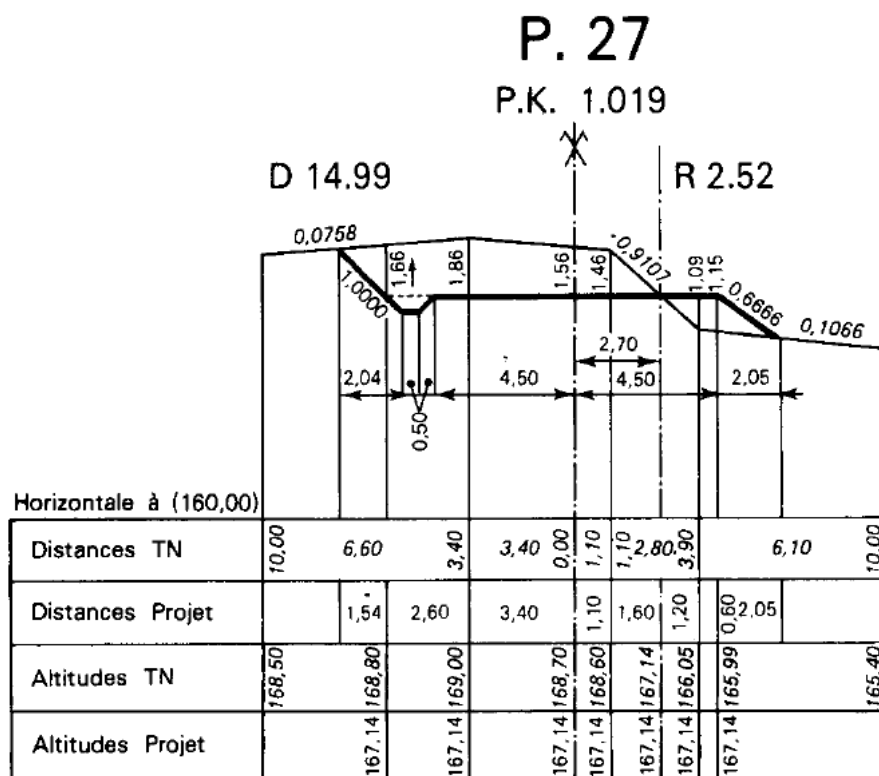


Figure I.22 – Terrassements selon le profil en travers d'un projet routier.

I.7.3 Méthodes de calcul des cubatures

La « cubature des terrassements » est l'évaluation du « volume des terres à enlever ou à mettre en remblai » pour l'exécution du projet. Cette évaluation se fait de l'origine du projet vers l'extrémité, ce qui amène depuis un profil en travers quelconque à dénommer le profil précédent « *profil arrière* » et le suivant « *profil avant* ». Il existe trois méthodes de calcul des cubatures à savoir :

- La méthode par le calcul des volumes élémentaires « *des calculs longs et compliqués* » ;
- La méthode des aires/sections moyennes « *simple et facile* » ;
- La méthode des profils « *rarement utilisée* ».

Remarque : dans ce chapitre, on va s'intéresser seulement à la méthode des aires moyennes ou sections moyennes.

I.7.4 Calcul des cubatures par la méthode des aires moyennes

Cette méthode consiste à décomposer le profil en long en plusieurs profils transversaux là où on doit calculer les volumes de remblais ou de déblais entre deux aires (ou sections) consécutives ([Figure I.23](#)).

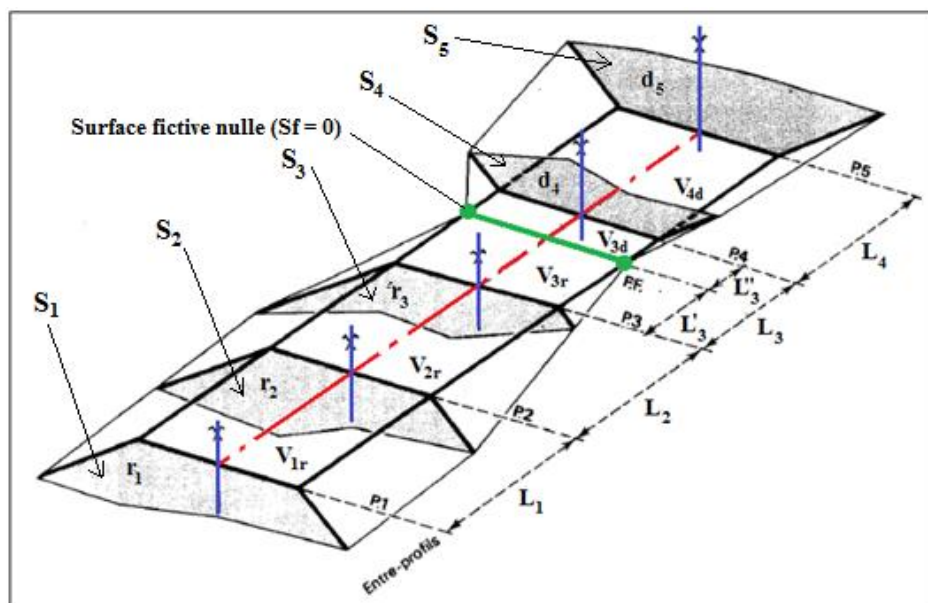


Figure I.23 – Calcul des cubatures par la méthode des aires (ou sections) moyennes.

I.7.4.1 Volume de remblais total « V_{rt} »

On applique la formule des « 3 niveaux » sur la [Figure I.23](#) pour calculer les volumes de remblais et de déblais. Ce volume de remblai total peut être évalué par les formules ci-dessous :

- Entre les deux profils P1 et P2 :

$$V_{1r} = L_1 * \frac{(S_1 + S_2)}{2} \quad (\text{Eq. I.26})$$

- Entre les deux profils P2 et P3 :

$$V_{2r} = L_2 * \frac{(S_2 + S_3)}{2} \quad (\text{Eq. I.27})$$

- Entre les deux profils P3 et PF :

$$V_{3r} = L'_3 * \frac{(S_3 + 0)}{2} \quad (\text{Eq. I.28})$$

- Volume de remblai total dans tous les profils :

$$V_{rt} = V_{1r} + V_{2r} + V_{3r} + \dots + V_{nr} \quad (\text{Eq. I.29})$$

I.7.4.2 Volume de déblais total « V_{dt} »

Ce volume de déblais total peut être évalué par les formules ci-dessous :

- Entre les deux profils PF et P4 :

$$V_{3d} = L''_3 * \frac{(0 + S_4)}{2} \quad (\text{Eq. I.30})$$

- Entre les deux profils P4 et P5 :

$$V_{4d} = L_4 * \frac{(S_4 + S_5)}{2} \quad (\text{Eq. I.31})$$

- Volume de remblai total dans tous les profils :

$$V_{dt} = V_{1d} + V_{2d} + V_{3d} + \dots + V_{nd} \quad (\text{Eq. I.32})$$

I.8 Conclusion

Le trafic routier et son importance dans le dimensionnement des structures de chaussées routières et ainsi que la classification, la géométrie des routes et le choix des itinéraires ont été largement présentés ci-dessus. Dans le « *chapitre II* » suivant, nous allons présenter les différents matériaux constituant les structures de chaussées routières, les méthodes utilisées pour leur dimensionnement et ainsi les processus de leur dégradation.

Chapitre II

Matériaux, Dimensionnement et Processus de Dégradation des Chaussées Routières

II.1 Introduction

Les réseaux routiers de bonne qualité sont un élément clé de succès pour le développement social et économique des pays. La maintenance de ces infrastructures pour lesquelles des investissements importants sont consentis est un défi à relever pour les pays, notamment pour ceux du tiers monde. Pour cela, la maîtrise de leur comportement (mode d'évolution et de dégradation) est un élément inévitable. La qualité de la construction des chaussées, passe d'abord par une bonne reconnaissance du sol support et un choix judicieux des matériaux à utiliser, lui permettant de résister aux agressions des agents extérieurs et aux surcharges d'exploitation. La chaussée doit permettre la circulation des véhicules dans les conditions de confort et de sécurité voulue. Si le corps de chaussée se repose sur un sous-sol présentant une portance insuffisante. On est donc amené à apporter sur le sol naturel une épaisseur quelque fois importante de matériaux choisis dont la qualité va croître au fur et à mesure qu'on se rapproche de la surface de la chaussée car les matériaux seront soumis à des pressions fortes. Le calcul et la justification des épaisseurs des différentes couches de la structure de chaussée retenue, sont fixés en fonction des paramètres fondamentaux ci-dessus :

- L'environnement de la route ;
- Le trafic ;
- La nature du sol support ;
- Les matériaux choisis ;
- La durée de vie de la chaussée.

Cependant, sous l'effet des charges des véhicules et du climat, les chaussées routières peuvent se dégrader avec le temps et donc il faut les entretenir pour assurer un niveau de service adéquat pour les utilisateurs de la route. Cependant recenser et décrire ne suffisent pas, il convient aussi de classer ces dégradations et d'en apprécier les causes tout en donnant une définition précise aux différents défauts et les d'illustrer par des exemples photographiques types et en présentant les causes les plus probables de ces dégradations. D'ailleurs, le bon dimensionnement des chaussées routières est aussi un facteur clé pour assurer une infrastructure sécurisée et durable où il existe plusieurs méthodes de dimensionnement basant sur des critères différents.

II.2 Structures de chaussées routières

II.2.1 Définition d'une chaussée

Au sens géométrique, il s'agit d'une surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules alors qu'au sens structurel, c'est l'ensemble des couches de matériaux superposées de façon à permettre la reprise des charges.

II.2.2 Principe de la constitution d'une chaussée

La chaussée est essentiellement un ouvrage de répartition des charges roulantes sur le terrain de fondation. Pour que le roulage s'effectue rapidement, sûrement et sans usure exagérée du matériel, il faut que la surface de roulement ne se déforme pas sous l'effet :

- De la charge des véhicules ;
- Des chocs ;
- Des intempéries ;
- Des efforts tangentiels dus à l'accélération, au freinage et au dérapage.

II.2.3 Différentes couches de chaussée

La chaussée routière est constituée de plusieurs couches de matériaux très spéciaux et de nature différente. Ces matériaux doivent être identifiés au niveau de laboratoire à l'aide des essais nommés « essais routiers » afin d'en décider de leur utilisation en construction routière ([Figure II.1](#)).

II.2.3.1 Couche de surface

La couche de surface est en contact direct avec le pneumatique de véhicule et la charge extérieure dont elle est composée de deux couches : (i) la couche de roulement qui est pour rôle d'encaisser les efforts de cisaillement provoqués par la circulation, d'imperméabiliser la surface de la chaussée et d'assurer la sécurité (adhérence) et le confort (peu de bruit) et (ii) la couche de liaison qui est pour rôle essentiel d'assurer une transition avec les couches inférieures plus rigides ([LCPC, SETRA, 1998](#)).

II.2.3.2 Couche de base

La couche de base (CB) est une couche intermédiaire qui permet le passage progressif entre la couche de roulement (CR) et la couche de fondation (CF). Son principal rôle est de reprendre les efforts verticaux et de repartir les contraintes normales qui en résultent sur les couches sous-jacentes.

II.2.3.3 Couche de fondation

Elle a le même rôle que celui de la couche de base. La couche de base et couche de fondation forment le « *corps de chaussée* ».

II.2.3.4 Couche de forme

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

- Cas d'un « *sol rocheux* » : La « CF_r » joue le rôle de nivellement afin d'aplanir la surface ;
- Cas d'un « *sol peu portant* » (ex : sol argileux à teneur en eau élevée) : La « CF_r » assure une portance suffisante à court terme permettant aux engins de chantier de circuler librement.

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

« couche drainante » ou « anti-contaminant » peut être intercalée entre la couche de forme et la couche de fondation qui s'appelle « sous-couche ».

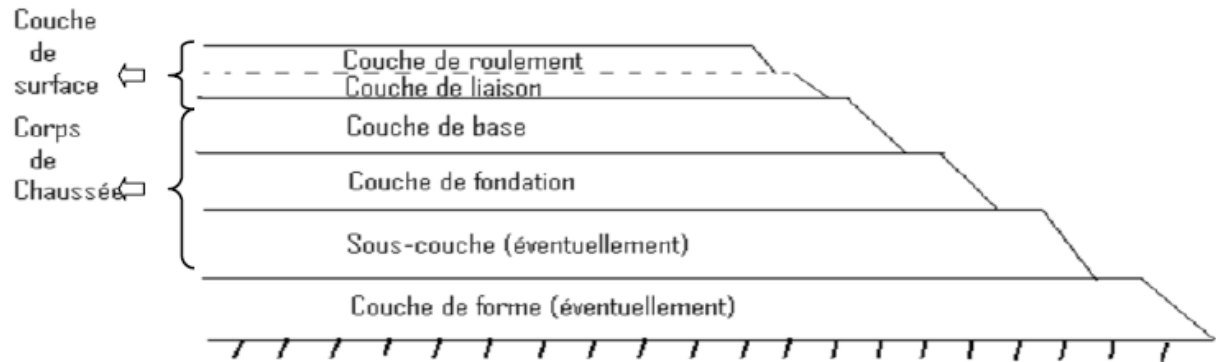


Figure II.1 – Coupe type montrant les différentes couches d'une chaussée routière (LCPC, SETRA, 1998).

II.2.3.5 Sol support de chaussée

Le sol support de chaussée est une assise de bonne qualité obtenue après terrassement et qui pour objet de supporter la structure de chaussée routière ainsi que les charges des véhicules. Dans le cas où le sol support présente une « faible capacité portante », son « remplacement » par un autre matériau de bonne qualité avec compactage ou son « amélioration » devient une solution envisageable. D'ailleurs, le sol support, dans les zones de dépression, reçoit une couche de remblai avant que la structure de chaussée soit mise en place, et cela afin de rattraper la ligne du projet ou appelé aussi la « linge rouge » du projet. Par conséquent, l'analyse et la vérification de la stabilité du sol support « sol de fondation du remblai » au poinçonnement est indispensable. On distingue deux cas à savoir :

II.2.3.6 Stabilité du sol support au poinçonnement

II.2.3.6.1 Approche $C_{U(R)}$ - $C_{U(SS)}$

Cette approche consiste à comparer la résistance au cisaillement non drainée du remblai « $C_{U(R)}$ » avec celle du sol support « $C_{U(SS)}$ ».

La valeur minimale de la résistance au cisaillement du sol support pour porter la charge du remblai durant et après la construction et ainsi que le poids des engins lors du terrassement peut être calculée à partir de la formule de portance classique suivante :

$$P_{\max} = 5.14 * C_U * J_C \quad \text{kPa} \quad (\text{Eq. II.1})$$

Où :

C_U : est la cohésion non drainée du remblai ;

J_C : est un facteur correcteur pour tenir compte de la pente du terrain (« $J_C = 1$ » pour un terrain plat ou sans pente ; « $J_C = 0.85$ » pour un terrain vallonné ou avec pente) ;

$P_{\max}$: est la valeur maximale de la charge que peut supporter le sol. Il est aussi déterminé par la formule suivante :

$$P_{\max} = H_r * \gamma_r * F_S \quad \text{kPa} \quad (\text{Eq. II.2})$$

H_r : est la hauteur du remblai ;

γ_r : est le poids volumique du remblai ;

F_s : est le coefficient de sécurité pris égale à « 1.5 ».

Pour que la stabilité du sol support au poinçonnement soit assurée, il faut que ce dernier « sol support » doive avoir une cohésion non drainée « C_U » supérieure ou égale à celle du remblai calculée par l'équation « Eq. II.3 » ci-dessous :

$$C_{U(\text{remblai})} = \frac{H_r * \gamma_r * F_s}{5.14 * J_c} \quad \text{kPa} \quad (\text{Eq. II.3})$$

C'est-à-dire, si la condition « $C_{U(SS)} \geq C_{U(R)}$ » est vérifiée, on peut déclarer que la stabilité du sol support au poinçonnement est assurée.

II.2.3.6.2 Approche $C_{U(R)} - \sigma'_{p(SS)}$

Cette approche consiste à comparer la résistance au cisaillement non drainée du remblai « $C_{U(R)}$ » (déterminée par l'équation « Eq. II.3 » ci-dessus) avec la résistance au cisaillement non drainée du sol support « $C_{U(SS)}$ » (estimée par l'équation « Eq. II.4 » ci-dessous).

$$C_{U(\text{sol support})} = 0.3 * \sigma'_p \quad \text{kPa} \quad (\text{Eq. II.4})$$

Où :

$\sigma'_{p(SS)}$: est la pression de préconsolidation du sol support.

C'est-à-dire, si la condition « $C_{U(SS)} \geq C_{U(R)}$ » est vérifiée, c'est là qu'on peut déclarer que la stabilité du sol support au poinçonnement est assurée.

II.2.4 Types de chaussées routières

Du point de vue constructif les chaussées peuvent être groupées en 03 grandes catégories (Figure II.3):

- Chaussées souples ;
- Chaussées semi-rigides ;
- Chaussées rigides.

II.2.4.1 Chaussées souples

Elles constituent l'immense majorité des routes actuelles. Elles sont composées d'une fondation constituée d'un matériau non traité mais stabilisé mécaniquement par « compactage », d'une couche de base de matériau traité au liant hydrocarbonés et une couverture bitumineuse mince « couche de roulement » d'épaisseur de moins de 15 cm. En effet, les chaussées souples constituées par des couches superposées des matériaux non susceptibles de résistance notable à la -traction. Les couches supérieures sont généralement plus résistantes et moins déformable que les couches inférieures. Pour une assurance parfaite et un confort idéal, la chaussée exige généralement pour sa construction,

plusieurs couches exécutées en matériaux différents, d'une épaisseur bien déterminée, ayant chacune un rôle aussi bien défini. En principe une chaussée souple peut avoir en ordre les 03 couches suivantes (Figure II.3) :

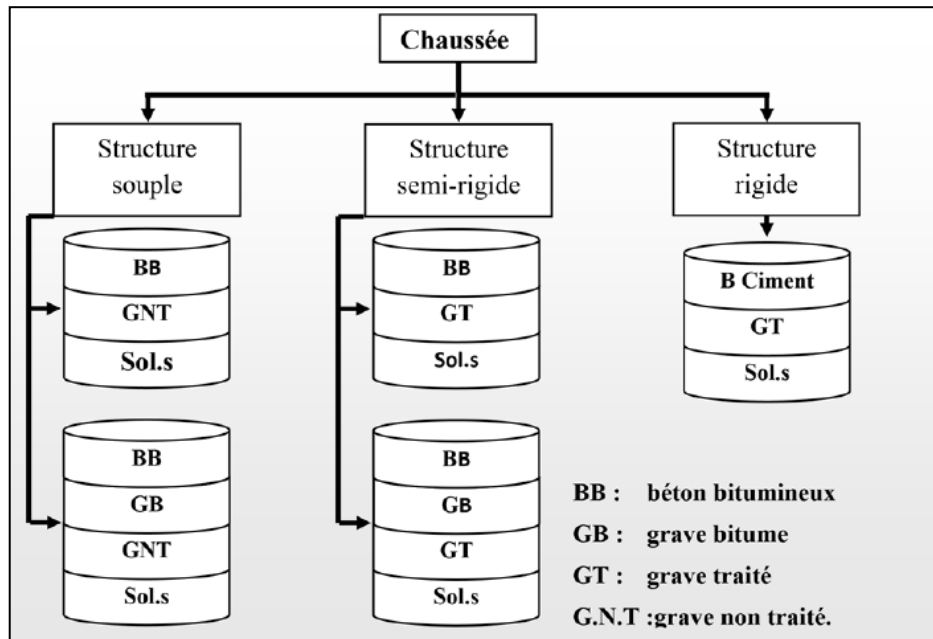


Figure II.2 – Schéma des structures principales de chaussées routières (LCPC, SETRA, 1998).

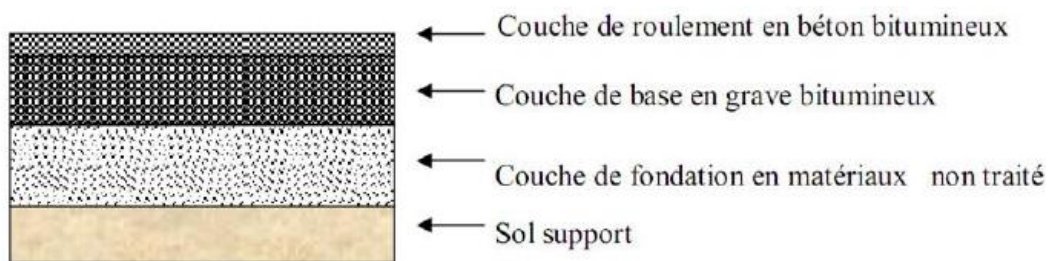


Figure II.3 – Modèle d'une chaussée souple (LCPC, SETRA, 1998).

II.2.4.2 Chaussées semi-rigides

Elle comporte une couche de surface bitumineuse repose sur une assise en matériaux traités aux liants hydraulique disposés en une couche (base) ou deux couches (base et fondation). En principe une chaussée semi-rigide peut avoir en ordre les 02 couches suivantes (Figure II.4) :

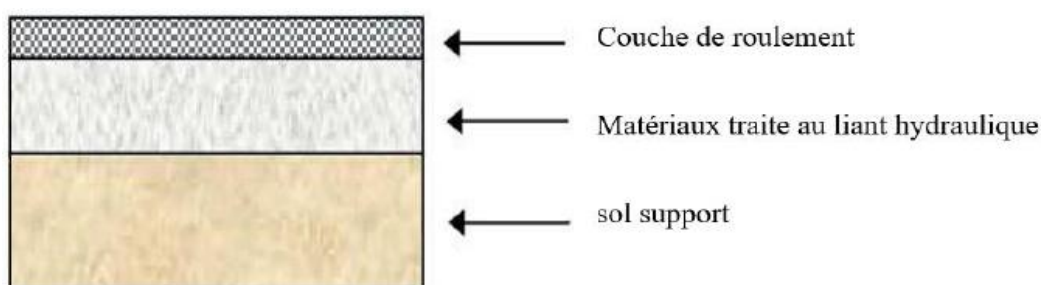


Figure II.4 – Modèle d'une chaussée semi-rigide (LCPC, SETRA, 1998).

II.2.4.3 Chaussées rigides

Une chaussée rigide est constituée d'un revêtement en béton de ciment pervibré ou fluide. En règle générale, une chaussée en béton comporte, à partir du sol, les couches suivantes (Figure II.5) :

- Couche de forme ;
- Couche de fondation ;
- Couche de roulement en béton de ciment.

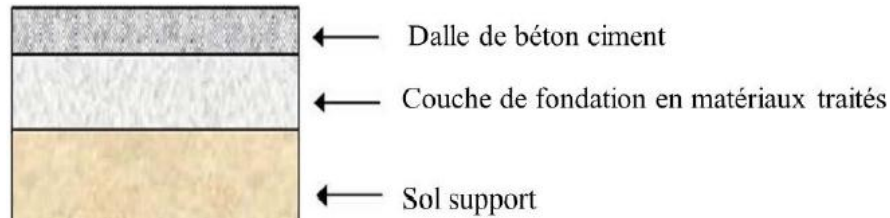


Figure II.5 – Modèle d'une chaussée rigide (LCPC, SETRA, 1998).

II.3 Matériaux constituant les chaussées routières

II.3.1 Béton bitumineux « BB »

Les bétons bitumineux sont des matériaux enrobés à chaud dont le squelette minéral est, en général, une grave concassée 0/10 ou 0/14 et, le liant, du bitume pur 40/50. Ce type de matériau est bien adapté aux couches de surface des chaussées à forts trafics en raison de ses bonnes caractéristiques mécaniques. Il est aussi bien utilisé pour les chaussées neuves qu'en renforcement. (LCPC, SETRA, 1998). Ce type de matériau est composée de :

- **Granulats** : la granularité du squelette minéral est de classe 0/10 ou 0/14 pour des épaisseurs moyennes de couche de roulement de respectivement, 6 et 8 cm.
- **Teneur en fines** : la fraction sableuse (passant à 0.080 mm) doit être comprise entre 6 et 10 %. Lorsque cette valeur est insuffisante pour une bonne composition du matériau, il nécessaire d'adjoindre à la grave 0 D des fines d'apport. Celles-ci doivent avoir plus de 80 % d'éléments passant au tamis 0.080 mm et 100% de passant à celui de 0.2 mm.
- **Bitume** : le bitume utilisé est, normalement, de classe 40/50. Dans certains cas (trafic modéré, route en altitude, etc.), il est possible d'utiliser un bitume moins dur tel que le 60/70 ou 80 100 si le risque d'orniérage n'est pas trop à craindre. Les étapes de mise en oeuvre de ce béton sont les suivantes :
 - Epannage : « finisseur » ;
 - Compactage : « atelier vibrant en tête » ;
 - Epaisseurs technologiques de mise en oeuvre : les seuils technologiques après compactage, en une seule couche sont, Epaisseur minimale = 6 cm, Epaisseur maximale = 8 cm.

Après mise en oeuvre ce béton subit une Contrôle qui portera sur toutes les étapes de la fabrication en centrale des bétons bitumineux : Stockage des matériaux, dosage des matériaux (granulat, bitume), température de malaxage des enrobés. Un contrôle de mise en oeuvre ; le contrôle portera sur :

- La température d'épannage ;

- La composition de l'enrobé (pourcentage de liant et granulométrie) ;
- Le contrôle de compactage (exécution des carottages et détermination de la compacité des carottes d'enrobés bitumineux).

II.3.2 Enduit superficiel routier « ES »

L'enduit superficiel est une technique de revêtement d'entretien qui associe à la surface de la chaussée des granulats et un liant hydrocarboné. C'est une technique sans apport structurel et se caractérise par une épaisseur faible elle est destinée principalement à imperméabiliser la chaussée et à améliorer les caractéristiques de surface en liaison avec le confort et la sécurité de l'usager. Cette technique d'enduits superficiels demeure la plus utilisée pour l'entretien des chaussées à moyen ou à faible trafic sur les routes nationales, en revanche les enduits superficiels ont pratiquement disparu du secteur autoroutier (CTTP, 2000).

II.3.3 Grave bitumineux « GB »

Les graves bitument 0/20 sont des enrobés bitumineux à chaud (mélange à chaud de granulats séchés et de bitume pur) (CTTP, 2000). La technique des graves bitumes est destinée à la réalisation des assises de chaussée de couche de base et couche de fondation (Réseau RP1 de classes du trafic TPL3 à TPL7). Ce matériau est composé de :

- **Granulats** : les classes granulaires utilisées pour la fabrication des graves bitumes 0/20 sont les suivantes coupures granulométriques : 0/3, 3/8, 8/14, 14/20, (Indice de concassage $I_c = 100\%$) ;
- **Bitume** : classe du bitume = 40/50 (pour le RP1).

Les étapes de mise en oeuvre sont : la même chose que celui des bétons bitumineux.

II.3.4 Grave laitier (GL)

Un grave laitier est un mélange effectué en centrale de malaxage continu : d'une grave reconstituée 0/D, d'un laitier granulé réactif et d'un activant basique. Ce mélange est réalisé à une teneur en eau proche de celle de l'OPM. (CTTP, 2000). Ce type de matériau est utilisée dans :

- Les couches d'assises de chaussées (base, fondation) ;
- Les chaussées neuves de type RP1 : réseau principal de niveau 1 (trafic : TPL3 à TPL7).

Ce type de matériau est constitué de la grave 0/D reconstituée à partir de plusieurs fractions granulométriques, favorisera l'obtention d'une granularité optimale et permettra de limiter les effets de la ségrégation lors du stockage. On aura donc intérêt à adopter 4 fractions pour une grave 0/20. La fabrication sera réalisée en centrale de malaxage automatique de type continu, elle devra être équipée des éléments suivants :

- Trémies doseuses pour les gravillons et le sable ;
- Trémie doseuse pour le laitier granulé ;
- Silos à pulvérulents (au moins deux pour la chaux éteinte) ;
- Malaxeur de type horizontal à double arbre à palettes ;
- Dispositif doseur de l'eau d'ajout ;
- Trémie tampon.

L'épandage de la GL sera fait à l'aide des engins suivants :

- La niveleuse : pour les chantiers de petite à moyenne importance ;
- Le finisseur : pour les chantiers de plus grande importance

L'épandeur à coffrages glissants : pour les chantiers de grand volume à fort débit. Le compactage fera appel aux engins suivants :

- Compacteurs vibrants ;
- Compacteurs pneumatiques lourds.

L'atelier de compactage et le nombre de passes de chaque engin sera déterminé à l'issue de la planche d'essai. Après examen visuel des différents éléments de la centrale, et des essais et mesures permettant de terminer l'état des organes de dosage de la centrale.

II.3.5 Béton de ciment goudonné (BCg)

Les chaussées modernes en béton peuvent se présenter sous différentes conceptions ; on peut citer les dalles courtes (3 à 5 m) non armées, à joints goudonnés ou non, les dalles moyennes (5 à 7 m) goudonnées ou non, les dalles épaisses (30 à 40 cm) courtes et non armées, etc. Dans le cadre du catalogue de dimensionnement des chaussées, il s'agit de dalles en béton de ciment (granulats et ciment) courtes ou moyennes non armées et goudonnées (NF P 15-301).

a)- Utilisation

- La couche de roulement et couche de base ;
- Réseau principal de niveau 1 (RP I) : Classes de trafic TPL3 à TPL7.

b)- Constituant

- Fractions granulométriques (0/5, 5/15 et 15/25) ;
- Liant (Ciment) : Ciment Portland Artificiel (CPA) ; Ciment Portland Artificiel avec ajouts (CPJ) ; Ciment résistant aux sulfates (CRS) ;
- Eau de gâchage : L'eau de gâchage devra être exempte de toute matière organique et doit être conforme à la norme NF 18-301 ;
- Les fers de liaison : doivent être conformes à la norme NF A 35-016 ;
- Les goudons doivent être conformes à la norme NF A 35-015.

La fabrication du béton (mélange, humidification et malaxage) se fera en centrale. La mise en oeuvre se fera à l'aide d'un finisseur avec un coffrage fixe ou glissant. Les seuils technologiques après compactage, en une seule couche sont :

- Épaisseur minimale : 15 cm ;
- Épaisseur maximale : 35 cm.

Le contrôle se fait pour :

- S'assurer de la bonne mise en place des berceaux et le positionnement des goudons ;
- Procéder au nettoyage des coffrages ;
- Éviter tout arrêt du bétonnage ;
- Procéder rapidement à la protection du béton avec un produit de cure (la durée de protection doit être conforme à la norme ASTM C309) ;

- Veiller au respect du délai de sciage des joints. Il doit être déterminé à partir des planches d'essais, en fonction des conditions météorologiques ;
- Procéder au nettoyage des joints avant le scellement de ces derniers.

II.3.6 Grave non traitée « GNT »

Les GNT sont définies comme étant des graves 0/D, ne comportant pas de liant. On distingue deux types de GT suivant leur mode d'élaboration :

- Les GNT de type A sont obtenus en une seule fraction ;
- Les GNT de type B sont des matériaux provenant du mélange d'au moins deux fractions granulométriques malaxées et humidifiées en centrale.

Les GNT sont Utilisées dans les couches d'assises de chaussées (couche de base et couche de fondation) pour le réseau RP2, et les couche de fondation pour le réseau RP1 (CTTP, 1992). Elles sont constituées de granulats de classe 0/20 et 0/31.5, Indice de concassage $I_c = 100\%$. Les GNT sont produites à partir de roches massives concassées et criblées en carrières. Les étapes de mise en oeuvre sont comme de suit (Fascicule 3) :

- **Epandage** : Utiliser des engins produisant peu de ségrégation (épandeuse, finisseur, niveleuse).
- **Humidification** : L'arrosage lorsqu' il est nécessaire, peut être exécuté sur un matériau ayant déjà subi un premier compactage. Ce dernier doit intervenir avant la fin du compactage. La teneur en eau de mise en oeuvre doit être comprise dans l'intervalle $[\omega_{opm}-1 \text{ à } \omega_{opm}+0.5]$
- **Compactage** : Le compactage doit être réalisé de façon énergique, pour cela, utilisé : Les compacteurs vibrants ayant une masse par centimètre de génératrice vibrante (M1/L 30Kg/cm).
- **Epaisseurs technologiques** de mise en oeuvre ; Les seuils technologiques après compactage, en une seule couche sont : Epaisseur minimale =15 cm et Epaisseur maximale =25 cm.

II.3.7 Tufs Calcaires (TUF)

Les tufs calcaires ou « encroûtement calcaires » sont des matériaux composés essentiellement, mais pas exclusivement de carbonate de calcium. Les tufs calcaires existent à l'état poudreux, nodulaire ou très induré ; ils sont dus à la cimentation, à l'accumulation ou au remplacement de quantité plus ou moins grande de sols, roches ou matériaux altérés par du calcaire dans une zone c'infiltration. Ils sont très répandus dans les zones climatiques II et III. On les rencontre dans les bassins relativement plats irrigués par les eaux de ruissellement provenant des massifs calcaires limitrophes (Alloul, 1981). On distingue généralement dans un tuf calcaire mûr trois horizons du haut en bas :

- **Horizon « A »** : Il constitue la terre végétale dont l'épaisseur est de 20 à 30 c m.
- **Horizon « B »** : C'est l'horizon de l'encroûtement proprement dit ; son épaisseur peut varier de 1 à 2m.
- **Horizon « C »** : C'est le matériau d'origine dans lequel on rencontre cependant quelques nodules. Ces Tufs sont utilisés ont couches d'assises (base, fondation), pour le réseau principal de niveau 2 (RP2), et TUF1 en couche de fondation, pour le réseau principal de niveau 1 (RP1). Les matériaux utilisés ne nécessitent pas de matériel de fabrication, sauf pour les tufs élaborés ou il est prévu le concassage et criblage en 0/31.5 ou 0/20.

Les étapes de mise en oeuvre :

- **Epandage** : les matériaux seront distribués en cordons sur le sol-support de chaussée et répandus le plus souvent à la niveleuse. Les éléments les plus gros, seront triés et évacués par la niveleuse sur le bord de la chaussée.
- **Humidification** : généralement les tufs présentent une teneur en eau à l'Optimum Proctor Modifié toujours supérieure à 12 %. Cependant l'obtention de cette teneur en eau est très difficile dans les régions arides. Pour la mise en oeuvre, on se contentera d'une teneur en eau inférieure de 2 % à 3 % à l'OPM. L'humidification des matériaux est obtenue en place par arrosages successifs à l'aide de camions citernes de la couche répandue.
- **Compactage** : l'utilisation d'un compacteur vibrant est souhaitable, car il permet de briser les gros éléments. Si le pourcentage des éléments supérieurs à 50 mm est important, on utilisera un premier compactage au rouleau à grille ou au rouleau à pieds clameurs. Il est nécessaire de terminer le compactage avec un compacteur à pneus.
- **Imprégnation** : les couches de base en tufs doivent recevoir une couche d'imprégnation bitumineuse dont l'utilité est d'assurer l'accrochage de la couche de roulement, de protéger la couche de tufs des précipitations et de servir éventuellement de couche de roulement provisoire.

II.3.8 Contrôle

Le contrôle portera sur la vérification des spécifications concernant la classification des tufs (granulométrie, limites d'Atterberg, taux de carbonates) ([Fascicule 3](#)).

II.3.8.1 Contrôle de fabrication

- Avant fabrication : contrôler le matériel de la chaîne de fabrication et l'installation et les réglages initiaux de la centrale pour la GNT ;
- En cours de fabrication : Contrôler l'alimentation des concasseurs, la charge des cribles, la qualité de la production, et le chargement et stockage des matériaux.

II.3.8.2 Contrôle de mise en oeuvre

Il s'agit de vérifier que :

- Les modalités définies lors des planches d'essai sont bien appliquées ;
- La qualité du compactage est bonne.

II.4 Méthodes de dimensionnement des structures de chaussées routières

Le dimensionnement des chaussées, bien que fondamentalement identique à celui des autres structures de génie civil, présente des particularités liées au mode d'application des charges et au développement des différents modes de rupture. Ainsi, dimensionner une structure de chaussée revient à déterminer l'épaisseur des couches en tenant compte des conditions de trafic, de la nature du sol d'infrastructure, de la qualité des matériaux utilisés en corps de chaussée, des conditions environnementales, et de sa durée de vie. Plusieurs approches ont vu le jour ces dernières années.

II.4.1 Approches empiriques

Elles sont basées sur l'observation, ces approches renferment les méthodes CBR, CEBTP et TRRL. Ces méthodes donnent les épaisseurs des couches en fonction du sol de plateforme et du type de trafic.

II.4.1.1 Méthode CBR

C'est une méthode semi empirique qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon du sol support en compactant les éprouvettes de (90% à 100%) de L'optimum Proctor modifié sur une épaisseur d'au moins de 15cm. La détermination de l'épaisseur totale du corps de chaussée à mettre en oeuvre s'obtient par l'application de la formule présentée ci-après.

$$e = \frac{100 + (\sqrt{P}) \left(75 + 50 \log \frac{N}{10} \right)}{I_{CBR} + 5} \quad \text{cm} \quad (\text{Eq. II.5})$$

Où :

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

I_{CBR} : Indice CBR du sol support ;

p : est la charge par « roue » apportée par les véhicules (tonne) ;

P: est la charge par roue « $P = 6.5 \text{ t}$ » (essieu 13 t) ;

Log: logarithme décimal ;

N : il désigne le nombre journalier de camion de plus 1500 kg et qui peut être déterminé par la formule (Eq. II.6) ci-dessous :

$$N = T_H * \%PL \quad (\text{Eq. II.6})$$

Où :

T_H : trafics prévus pour une durée de vie de 20 ans qui peut être calculé par la formule (Eq. II.7) ci-dessous :

$$T_H = \frac{T_0 * (1 + \tau)^n}{2} \quad \text{V/j} \quad (\text{Eq. II.7})$$

Où :

T_0 : trafics actuel (v/j).

n : année de prévision.

L'épaisseur équivalente ([Tableau II.1](#)) est donnée par la relation (Eq. II.8) suivante :

$$e = c_1 * e_1 + c_2 * e_2 + c_3 * e_3 \quad \text{cm} \quad (\text{Eq. II.8})$$

Où :

$c_1 \times e_1$: couche de roulement ;

$c_2 \times e_2$: couche de base ;

$c_3 \times e_3$: couche de fondation ;

c_1, c_2, c_3 : coefficients d'équivalence ;

e_1, e_2, e_3 : épaisseurs réelles des couches.

Tableau II.1 – Coefficients d'équivalence pour chaque matériau (Costet and Sanglerat, 1983).

Matériaux utilisés	Coefficient d'équivalence
Béton bitumineux ou enrobe dense	2.00
Grave ciment grave laitier	1.50
Grave bitume	1.0 à 1.70
Grave concassée ou gravier	1.00
Grave roulée grave sableuse	0.75
Sable ciment	1.00 à 1.20
Sable	0.50
Tuf	0.80 à 0.90

II.4.1.2 Method TRRL

L'abréviation « TRRL » signifie « Transportation Road Research Laboratory ». Cette méthode utilise la formule de Peltier (1953) dans sa forme simplifiée « Eq. II.5). Pour déterminer l'épaisseur de la chaussée (P étant la charge par roue). Cette méthode est utilisée au Sénégal et son emploi conduit aux mêmes conclusions que la méthode CBR.

II.4.1.3 Méthode CEBTP

Cette méthode tient compte de deux critères : (i) L'intensité du trafic (Tableau II.2) et la portance (Tableau II.3) de la plateforme et donne l'épaisseur de la couche de fondation, de la couche de base et du revêtement et (ii) L'intensité du trafic et la nature des matériaux des différentes couches afin de vérifier les spécifications pour leurs possibilités d'utilisation. Elle décrit cinq classes de trafic exprimées en nombres cumulés de passages d'un essieu équivalent de 13 tonnes, et enfin cinq classes de portance de la plateforme. C'est ainsi qu'elle donne des épaisseurs en centimètres de corps de chaussée en graveleux latéritique amélioré ou non.

Tableau II.2 – Classes de trafic définies par le CEBTP en Afrique Francophone (CEBTP, 1982).

Nombre équivalent de PL	Classe de trafic	Nombre équivalent de V/j
< 5.10	T ₁	< 300
de 5.10 ⁵ à 1.5 10 ⁶	T ₂	de 300 à 1000
de 1.5 10 ⁶ à 4.10 ⁶	T ₃	de 1000 à 3000
de 4.10 ⁶ à 10 ⁷	T ₄	de 3000 à 6000
de 10 ⁷ à 2.10 ⁷	T ₅	de 6000 à 12000

Tableau II.3 – Classes de portance de la plateforme (CEBTP, 1982).

Classes	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
CBR (%)	<5	05 - 10	10 – 15	15 - 30	> 30

II.4.1.4 Méthode CTTP

Elle est connue sous le nom « Méthode du Catalogue des Chaussées Neuves ». Les paramètres utilisés par cette méthode sont : le trafic, le sol support, l'environnement et la zone climatique (LCPC ; SETRA, 1985).

II.4.1.4.1 Le trafic

a)- Détermination du niveau de réseau principal « RP_i »

C'est le trafic poids lourds (véhicules de charge supérieure à 3.5 tonnes). Le réseau principal noté « RP » : il se compose de route reliant :

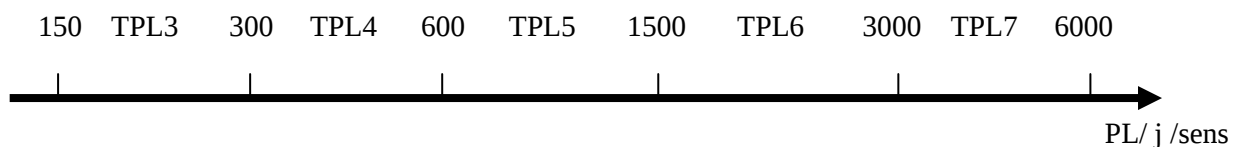
- Les chefs-lieux de wilaya ;
- Les ports, les aérodromes et les postes frontaliers ;
- Les principales agglomérations et important zone industrielles.

Ce réseau principal se décompose en deux niveaux : le $RP1$ ($T > 1500V/J$) qui concerne les routes nationales « RN », les autoroutes et les chemins de wilaya « CW » et le $RP2$ ($T < 1500V/J$) qui concerne les routes ordinaires « R » et les chemins de wilaya « CW ». Cependant, le réseau secondaire « RS » se compose du reste des routes qui ne sont pas en « RP ».

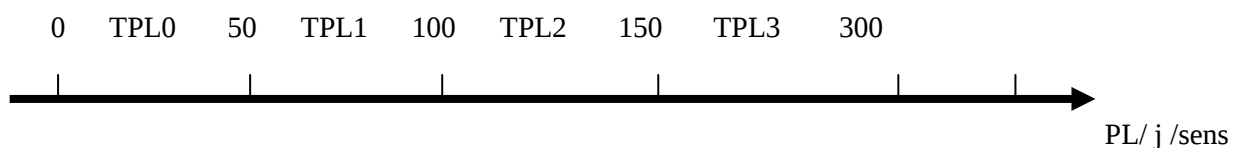
b)- Détermination de la classe de trafic « TPL_i »

Les classes sont données pour chaque niveau de réseau principal « $RP1$ » et « $RP2$ », en nombre de PL/J/sens à l'année de mise en service.

RP1:



RP2 :



II.4.1.4.2 Determination des classes de portance de sols

Les différentes expériences ont fait ressortir la relation :

$$EV_2 = 5 \times I_{CBR} \quad \text{MPa} \quad (\text{Eq. II.9})$$

Où :

EV_2 : est le module de sol déterminé à l'aide de l'essai à la plaque ;

I_{CBR} : Indice CBR.

Le [tableau II.4](#) regroupe les classes des sols par ordre croissant de S_3 à S_0 .

Tableau II.4 – Tableau exprimé les classe de sol en fonction de la déflexion (*Costet and Sanglerat, 1983*).

Classe	S3	S2	S1	S0
E (MPa)	25-50	50-125	125-200	>200

II.4.1.4.3 Determination des classes de portance de sols support

Pour les sols sensibles à l'eau, la portance du sol support est déterminée par l'essai CBR imbibé à 4 jours pour les zones climatiques I et II alors que l'essai CBR immédiat se fait pour les zones climatiques III et IV. Cependant, pour les sols insensibles à l'eau, les sols grossiers contenant plus de 25 % d'éléments >20mm, la portance sera déterminée à partir des essais de chargement à la plaque ou des mesures de déflexions. Il existe différents types de couches de forme suivant le cas de portance du sol terrassé (S_i) et la classe du sol support visée (S_j) ([Tableau II.5](#)).

Tableau II.5 – Epaisseur de couche de fondation en fonction de la portance du sol (*Costet and Sanglerat, 1983*).

Classe portance du sol terrassé (S_i)	Matériaux de C.F	Epaisseur de C.F	Classe portance du sol support visée (S_j)
S4	Matériau NT	50cm (en deux couches)	S3
S4	Matériau NT	35cm	S3
S4	Matériau NT	60cm (en deux couches)	S2
S3	Matériau NT	40cm (en deux couches)	S2
S3	Matériau NT	70cm (en deux couches)	S2

II.4.1.4.4 Zones climatiques

Les zones climatiques en Algérie sont mentionnées dans le [tableau II.6](#) ci-dessus :

Tableau II.6 – Les zones climatiques de l'Algérie (*NTAR -B40, 1977*).

Zone climatique	Pluviométrie (mm/an)	Climat	Teq	Région
I	> 600	Très humide	20	Nord
II	350 à 600	Humide	20	Nord, hauts plateaux
III	100 à 350	Semi-aride	25	Hauts plateaux
IV	< 100	Aride	30	Sud

II.4.1.5 Inconvénients des méthodes empiriques

Comme ce sont des méthodes expérimentales, elles ont les inconvénients suivants :

- Le coût est très élevé pour avoir un nombre important de sections expérimentales afin de déterminer les épaisseurs des différentes couches et les propriétés mécaniques des matériaux ;
- Le temps de réponse est très long ;

- Cette analyse donne des résultats qui ne peuvent pas être généralisés car ne s'applique qu'aux matériaux étudiés, qu'aux conditions d'environnement de l'expérimentation et qu'aux sols supports rencontrés.

II.4.2 Approches semi empiriques et celles dites « rationnelles »

Elles sont basées sur le calcul de la réponse théorique de la structure soumise à une sollicitation et utilisent le comportement approché linéaire du sol avec le module d'Young « E ». Le calcul se fait en deux étapes :

- Calcul des contraintes et des déformations admissibles dans la chaussée en fonction du trafic attendu (modèle de fatigue et de déformation permanente).
- Calcul des épaisseurs requises pour rencontrer les critères de contraintes et/ou des déformations admissibles.

Les codes de calculs et de vérification les plus utilisés sont diffusés par le LPCP. Comme une première approximation, les matériaux utilisés dans le dimensionnement des chaussées sont souvent traités comme ayant un comportement linéaire élastique tenant compte essentiellement des modules de déformabilité « E_t » (sécant) et « E_o » (à l'origine). Les contraintes dans les matériaux linéairement élastiques sont proportionnelles aux déformations, avec une proportionnalité constante égale au module d'Young « E ».

II.4.2.1 Méthode du catalogue des structures « SETRA »

Ce catalogue des structures type neuves est établi par « SETRA » qui distingue les structures de chaussées suivant les matériaux employés (GNT, SL, GC, SB). Il considère également quatre classes de trafic selon leur importance, allant de 200 à 1500 PL/J/sens. Cette méthode tient compte des caractéristiques géotechniques du sol de fondation. Le catalogue se présente sous la forme d'un jeu de fiches classées en deux paramètres de données :

- Trafic cumulé de poids lourds à la 15^{ème} année T_j .
- Les caractéristiques de sol (S_j).

II.4.2.2 Détermination de la classe de trafic

La classe de trafic (TPL_i) est déterminée à partir du trafic poids lourd par sens circulant sur la voie la plus chargée à l'année de mise en service (Tableau II.7).

Tableau II.7 – La classe du trafic poids lourd (LCPC, SETRA, 1977).

Classe de trafic	Trafic poids lourds cumulé sur 20 ans
T_0	$< 3.5 \cdot 10^5$
T_1	$3.5 \cdot 10^5 < T < 7.3 \cdot 10^5$
T_2	$7.3 \cdot 10^5 < T < 2 \cdot 10^6$
T_3	$2 \cdot 10^6 < T < 7.3 \cdot 10^6$
T_4	$7.3 \cdot 10^6 < T < 4 \cdot 10^7$
T_5	$T > 4 \cdot 10^7$

Le trafic cumulé est donné par la formule suivante :

$$T_c = TPL \left[1 + \frac{(1 + \tau)^{n+1} - 1}{\tau} \right] 365 \quad \text{PL/j/sens} \quad (\text{Eq. II.10})$$

Où :

τ : est le taux d'accroissement ;

T_c : est le trafic cumulé ;

TPL : est le trafic poids lourds à l'année de mise en service ;

n : durée de vie.

II.4.2.3 Détermination de la classe du sol

Le classement des sols se fait en fonction de l'indice CBR mesuré sur éprouvette compactée à la teneur en eau optimale de Proctor modifié et à la densité maximale correspondante. Après immersion de quatre jours, le classement sera fait en respectant les seuils suivants :

Tableau II.8 – Classement de sol en fonction de l'indice de CBR (*LCPC, SETRA, 1977*).

Classe de sol (S_i)	Indice C.B.R
S0	> 40
S1	25 à 40
S2	10 à 25
S3	05 à 10
S4	< 05

II.4.2.2 Méthode L.C.P.C

Cette méthode « Laboratoire Central des Ponts et Chaussées » est dérivée des essais A.A.S.H.O, elle est basée sur la détermination du trafic équivalent donnée par l'expression (Eq. II.11) :

$$T_{eq} = \frac{[TJMA \times a \times ((Z + 1)^n - 1) \times 0.75 \times P \times 365]}{[(1 + Z) - 1]} \quad \text{PL/j/sens} \quad (\text{Eq. II.11})$$

Où :

T_{eq} : est le trafic équivalent par essieu de 13t ;

TJMA : est le trafic à la mise en service de la route ;

a : est le coefficient qui dépend du nombre de voies ;

z : est le taux d'accroissement annuel ;

n : est la durée de vie de la route ;

p : est le pourcentage de poids lourds.

Une fois la valeur du trafic équivalent est déterminée, on cherche la valeur de l'épaisseur équivalente e (en fonction de T_{eq} , I_{CBR}) à partir de l'abaque L.C.P.C

L'abaque L.C.P.C est découpé en un certain nombre de zones pour lesquelles, il est recommandé en fonction de la nature et la qualité de la couche de base.

II.4.3 Approches mécanistiques

Elles sont basées sur le même principe que celles semi empiriques. Ici on étudie le sol dans son comportement réel en utilisant le module réversible. Nous passons donc du module d'Young « E » au module réversible « M_r » illustré par la Figure II.6. Ces méthodes permettent de représenter très fidèlement l'état de contraintes et les conditions de sollicitations des matériaux routiers. Nous utilisons de même un nouveau code de calcul Mich-Pave® pour l'analyse mécanistique des matériaux. Ce concept a une signification assez importante, il signifie que la trajectoire des vecteurs contraintes est bien prise en charge lors du chargement du matériau. Dans ce cas, vu la rotation des contraintes principales lorsque la chaussée est chargée par l'essieu le comportement du matériau demeure dans le domaine élastique mais suit une progression non linéaire ne serait-ce que pour le module de déformabilité. Il est à noter que les méthodes rationnelles « *semblent* » apporter plus de précision que les méthodes empiriques en ce sens qu'elles prennent en compte les quelques caractéristiques intrinsèques des matériaux du corps de chaussée (module d'Young et coefficient de Poisson). Cependant elles sont étudiées sur une petite portion linéaire de la relation contrainte déformation, cause pour laquelle elles restent moins précises que celles mécanistiques.

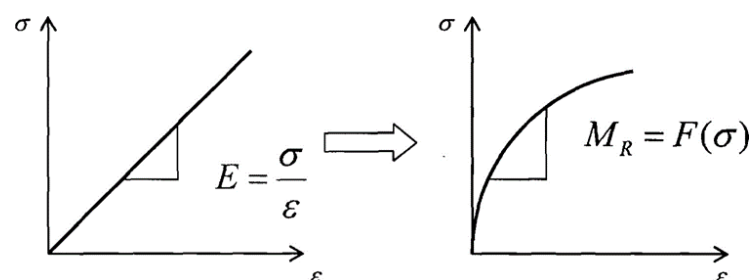


Figure II.6 – Approche mécanistique par le passage du module d'Young « E » au module réversible « M_r ».

II.5 Processus et causes de dégradation des chaussées

II.5.1 Définition

Le processus de dégradation des chaussées est un phénomène bien connu mais difficile à décrire ou à maîtriser. En effet, les chaussées sont soumises à diverses sollicitations dont les effets directs ne sont pas toujours connus. Et plus, d'autres facteurs tels que les familles de chaussées concernées (revêtue/non revêtue) ainsi que le comportement des différents types de structures sous sollicitations viennent favoriser ou réduire les risques de dégradation des chaussées. Cela contribue à avoir pour chaque type de chaussée son propre processus de dégradation.

II.5.2 Types de dégradations

Les dégradations les plus couramment rencontrées se classent en deux grandes familles :

- les dégradations structurelles et les dégradations superficielles. Les premières apparaissent au sein de la structure de chaussée ou de son support et remettent en cause le patrimoine ;

- Les secondes prennent naissance dans la couche de surface de la chaussée et affectent d'abord ses qualités superficielles.

II.5.2.1 Les dégradations structurelles « Type A »

Elles caractérisent un état structurel de la chaussée, soit lié à l'ensemble des couches et du sol, soit seulement lié à la couche de surface. Ce sont des dégradations issues d'une insuffisance de capacité structurelle de la chaussée. On y trouve essentiellement les déformations et les fissurations par fatigue.

II.5.2.2 Les dégradations non structurelles « Type B »

Encore appelées dégradations superficielles, elles engendrent des réparations qui généralement ne sont pas liées à la capacité structurelle de la chaussée. Leur origine est soit un défaut de mise en oeuvre, soit un défaut de qualité d'un produit, soit une condition locale particulière que le trafic peut accentuer. Dans les dégradations de « type H », on distingue: Les fissurations (hors fatigue), les arrachements et les mouvements de matériaux.

II.5.3 Causes de dégradations par types de chaussée

Dès sa mise en service, la route se dégrade. Lorsque la couche de roulement est en terre, les désordres sont souvent spectaculaires, et leur développement est particulièrement rapide. Cela est bien connu. Ce qui l'est moins, c'est que les chaussées pourvues d'un revêtement hydrocarboné s'usent également et que pas plus que les premières, elles ne sauraient se passer d'une surveillance et de soins attentifs. Quant aux chaussées en béton, elles sont moins susceptibles aux effets des intempéries que les deux premières mais se dégradent elles aussi à des degrés moins élevés. Dans un cas comme dans l'autre, ces désordres varient beaucoup, dans leur forme et leur ampleur, avec le climat, les sols, la circulation et les caractéristiques géométriques de la route.

II.5.3.1 Cas de chaussées revêtues

II.5.3.1.1 Chaussées souples

Elles transmettent faiblement les contraintes engendrées par la circulation en ne les atténuant jusqu'à un niveau compatible avec la portance du sol. Dans ces conditions, la répétition de ces contraintes va entraîner une déformation plastique de l'assise granulaire et/ou du sol et se traduit par des déformations permanentes en surface. En période pluvieuse, on peut observer une élévation de la teneur en eau du support localisée sur les bords de chaussée. La faible rigidité de ces chaussées les rend sensibles à la réduction de portance due à l'élévation de la teneur en eau du support qui en résulte.

La couverture bitumineuse reposant sur un support peu rigide, est sollicitée à sa base par des efforts de traction-flexion. Leur répétition peut conduire à sa rupture. Ainsi, le processus de dégradation de ces types de chaussées comportera donc:

- L'apparition de déformations permanentes (flaches, affaissements de nape et ornières) qui croissent en gravité et en étendue ;
- L'apparition d'une fissuration longitudinale dans les bandes de roulement, qui se ramifie, se dédouble et évolue vers un faïençage.

La fissuration favorise les infiltrations d'eau qui amplifient la réduction de portance du support en période pluvieuse, donc aggravent les déformations permanentes ; ces infiltrations d'eau accélèrent également l'évolution de la fissuration en provoquant l'épaufrure des bords de fissure, des arrachements puis des nids de poule.

En outre, quelle que soit la nature du revêtement (enduit superficiel ou tapis d'enrobés), cette dernière s'use sous le trafic et le temps. Les efforts tangentiels engendrés par le trafic entraînent l'usure des couches de roulement hydrocarbonées par arrachement de gravillons ou du liant. Cette usure est aggravée par le vieillissement du liant sous l'effet du climat. Ce vieillissement fragilise le liant et le rend sujet à la rupture éventuellement sous le seul effet des variations de températures; il peut se traduire par l'apparition d'une fissuration superficielle anarchique.

II.5.3.1.2 Chaussées semi-rigides

Compte tenu de la très grande rigidité des matériaux traités aux liants hydrauliques, les contraintes verticales transmises au sol support sont très faibles. En revanche, l'assise traitée subit des contraintes de traction-flexion qui s'avèrent déterminantes dans le comportement de la chaussée.

L'interface couche de roulement-couche de base et la partie supérieure de la couche de base constituent des zones sensibles qui supportent des contraintes normales et de cisaillement importantes et qui peuvent présenter des caractéristiques plus faibles que le reste de la structure en raison des conditions de mise en oeuvre; celles-ci entraînent une plus grande sensibilité de cette zone aux agressions du trafic et du climat.

Les assises traitées aux liants hydrauliques sont sujettes au retrait thermique et au retrait de prise. Le retrait provoque des fissurations transversales qui, sans dispositions constructives, remontent à travers la couche de roulement. Celles-ci apparaissent en surface avec des espacements réguliers et une ouverture variant avec la température entre quelques dixièmes de millimètres et quelques millimètres. Souvent franches lors de leur apparition en surface, les fissures de retrait tendent à se dédoubler et se ramifier sous l'effet du trafic.

En l'absence de colmatage de ces fissures, l'eau pénètre dans la structure, ce qui peut provoquer une diminution de la qualité du collage entre la couche de roulement et l'assise. Il s'en suit une aggravation de la fissuration puis de la dégradation de la partie supérieure de l'assise. Ces phénomènes s'accompagnent de remontée de boues puis d'affaissements et de nids de poule.

En outre, la faible capacité de déformation de ces assises les rend très sensibles aux mouvements, même faibles de leur support qui conduiront à la fissuration de l'assise (tassements, retrait hydrique du sol ...).Quant au revêtement, il est de même nature que pour les chaussées souples et l'on assiste pratiquement aux mêmes phénomènes. Cependant, sa faible épaisseur amplifie ces phénomènes et peut conduire à une dégradation rapide de la surface de la chaussée.

II.5.3.1.3 Chaussées rigides

Les chaussées en béton de ciment possèdent des avantages incontestables en raison de leur bon comportement sous les charges lourdes durant les périodes de température élevée. Par contre, elles sont plus sensibles aux tassements différentiels de l'infrastructure en raison du risque de fissuration et de rupture des dalles rigides. Sur les routes à trafic élevé, elles nécessitent l'utilisation de granulats durs et résistants bien au polissage, faute de quoi la sécurité des usagers ne peut être assurée à longue

échéance. En effet, à cause du module d'élasticité élevé du béton de ciment, les efforts induits par le trafic sont essentiellement repris en flexion par la couche de béton. Les contraintes de compression transmises au sol sont faibles. Cependant, lors de la prise et des variations de température, le béton subit des phases de retrait. La fissuration correspondante est généralement contrôlée soit par la réalisation de joints transversaux, soit par la mise en place d'armatures continues longitudinales.

Les dégradations évoluent vers des remontées de particules fines dans les joints des dalles sous l'effet du trafic et de l'affaiblissement de l'assise par les pénétrations d'eau ; c'est le phénomène de pompage ou « *pumping* ».

L'emploi de matériaux peu érodables en couche de fondation, et un drainage convenable aux interfaces (entre dalle et son support, entre la dalle et l'accotement), sont des dispositions constructives, qui permettent d'éviter les dégradations des chaussées en béton par pompage puis décalage des dalles.

II.5.3.2 Cas de chaussées non revêtues

Du fait de leur surface de roulement moins protégées que celles de chaussées revêtues, leur mode de dégradation est directement lié à l'action de deux de leurs principaux agresseurs : le trafic et l'eau.

II.5.3.2.1 Action des véhicules

Il existe une distinction à faire entre les effets de surface et ceux qui affectent les couches inférieures de la chaussée. Sur les routes non revêtues, les premiers sont d'autant plus sensibles que la cohésion de la couche de roulement est plus faible, c'est-à-dire qu'elle est formée de matériaux moins plastiques et plus secs. Les matériaux fins se trouvent dans le tourbillon de poussière soulevé par les véhicules en mouvement. Les plus gros restent sur la plateforme où ils forment la tôle ondulée.

Rapidement, des frayées longitudinales se forment dans lesquels les véhicules sont canalisés, ce qui accentue le processus et conduit à un profil en W caractéristique des chaussées usées. Ces frayées compromettent en outre rapidement l'assainissement et il arrive même souvent que dans les terrains sableux, la chaussée se retrouve rapidement en dessous du terrain naturel.

Suivant la largeur de la plate-forme, il se forme des bourrelets de plus en plus hauts et qui rendent les croisements de plus en plus dangereux. Le processus est particulièrement rapide sur les chaussées dont la pente transversale excède 4%, ce qui incite les véhicules à se maintenir au voisinage de son axe.

Quant aux virages, ils constituent des zones soumises à des efforts tangentiels particulièrement importants surtout quand ils sont à court rayon. Il arrive très fréquemment que les matériaux chassés vers l'extérieur y constituent un bourrelet qui vient s'installer sur la sur-largeur, en interdisant l'utilisation par une augmentation de la pente du devers. Le phénomène est encore accusé par les petites ravines transversales qui sont la maladie commune de tous les virages.

II.5.3.2.2 Action de l'eau

Tout sol non imbibé a en général une bonne portance et sa plasticité même élevée n'est pas une gêne pour la circulation. Par contre, certains matériaux très plastiques tels que l'argile portée à imbibition deviennent glissants et s'effondrent par manque de portance. Il y'a lieu de remarquer deux phénomènes:

- Les eaux stagnantes ;
- Les eaux de ruissellement.

a)- Les eaux stagnantes

Elles pénètrent dans la masse des remblais soit par la partie supérieure (eau de pluies) soit par la partie inférieure (remontées capillaires). Elles modifient ainsi les caractéristiques mécaniques des sols, altèrent leur résistance, provoquent des désordres internes tels que les tassements, les glissements et voire l'effondrement de remblais considérés comme stables.

b)- Les eaux de ruissellement

Elles sont généralement animées de grandes vitesses et érodent la surface de la chaussée. Les ravinements causés par ces eaux sont d'autant plus importants que la vitesse de celles-ci est grande et que les terrains manquent de cohésion.

II.5.4 Autres causes de dégradations

Les chaussées évoluent et se dégradent essentiellement sous l'effet du trafic lourd et des conditions climatiques. La rapidité de cette évolution et les désordres qui apparaissent sont également liés à la nature et à l'épaisseur des matériaux utilisés et à leurs conditions de fabrication et de mise en oeuvre. Certains désordres consécutifs à l'instabilité du support de la chaussée (remblais ou terrain naturel) peuvent apparaître indépendamment du trafic et du climat.

II.5.4.1 Le trafic

L'usure de la couche de roulement est la conséquence directe des efforts de cisaillements qui se manifestent au contact des pneumatiques. Elle entraîne essentiellement des pertes de matériaux, le polissage des granulats, la diminution de la rugosité. Elle dépend du trafic mais elle est également fonction de la croissance des véhicules et se trouve aggravée par la présence des poids lourds.

La fatigue des couches inférieures au contraire résulte des efforts verticaux de transmission des charges à la couche de fondation. La répétition des contacts inter granulaires entraîne des effets d'attrition, la production de fines et l'augmentation de la plasticité. La couche de roulement devenant moins rigide, les déformations sous charges augmentent, deviennent irréversibles, et il en résulte sa destruction plus ou moins rapide.

Ces phénomènes de fatigue sont fonction non seulement du nombre de répétitions des charges mais aussi et surtout des charges sur essieux. Le respect de la limitation des charges à l'essieu revêt donc d'une importance capitale pour une bonne exploitation de la route en adéquation avec les hypothèses de dimensionnement.

II.5.4.2 Les conditions climatiques

Le paramètre le plus nuisible sur le corps de chaussée est la présence de l'eau. L'eau pénètre dans le corps de chaussée par infiltration, par percolation et par remontées capillaires.

Nous savons que la teneur en eau d'un sol si elle est trop élevée peut provoquer des désordres importants en modifiant la portance ou en favorisant l'attrition de certains granulats comme les latérites. Les matériaux traités aux liants hydrauliques sont particulièrement sensibles au phénomène de désenrobage. En effet, l'eau peut s'interposer entre les granulats et les liants lorsque la qualité du

collage entre ces corps n'est pas suffisante. Aussi, quand les accotements ne sont pas protégés, des ravinements sont très probables par l'effet du ruissellement. 11 se manifeste sur les bords de la chaussée, perpendiculairement à son axe, lorsque la pente transversale est trop forte.

En outre, nous savons que les revêtements bitumineux sont très sensibles aux variations de températures. Ainsi, l'exposition à des températures élevées, non prises en compte dans le choix d'un bitume, pourra entraîner un vieillissement rapide de ce dernier.

II.5.4.3 La qualité des matériaux

Elle est d'une importance capitale car il est difficile de faire une route de qualité à partir de matériaux aux caractéristiques médiocres. Les dégradations liées à la mauvaise qualité des matériaux peuvent être causées par:

- Une granulométrie incorrecte ;
- Un pourcentage élevé d'éléments roulés ;
- Une dureté des granulats insuffisante ;
- Des granulats sales (matières végétales) ;
- Un polissage rapide des granulats de fabrication défectueuse (spécialement pour les enrobés) ;
- Un pourcentage de liants ou de fines incorrect ;
- Un malaxage insuffisant.

II.5.4.4 La mise en oeuvre

Même si la qualité du liant et des granulats est excellente, le dimensionnement bien fait, une mauvaise réalisation au cours de la mise en oeuvre, de la manutention ou lors du compactage pourra se traduire par un ouvrage fini d'une qualité médiocre. Ainsi, divers défauts de mise en oeuvre peuvent conduire à des dégradations aux conséquences variées:

- Défauts de compacité aux accotements : il y'a affaissement sous la charge des poids lourds; il en résulte après un fluage de la couche de base ;
- Poches de points faibles en couche de base : il en résulte une cassure du revêtement plus rigide et une formation de nids de poule ou de flaches ;
- Défaut de compacité sur l'assise et sur la plateforme : la conséquence immédiate est l'existence de poches de points faibles conduisant à des orniérages ou pelades ;
- Mauvais accrochage du revêtement sur la couche de base : il peut donner lieu à un faïençage de la chaussée, à une pelade du revêtement ;
- Compactage excessif des couches de chaussées: il peut donner des ornières.

II.6 Conclusion

Les matériaux constituant les chaussées, les méthodes utilisées pour leur dimensionnement et ainsi les processus de leur dégradation ont été largement présentés et discutés ci-dessus. Dans le « *chapitre III* » suivant, nous allons nous intéresser du comportement des chaussées routières et précisément leurs processus de dégradation et ainsi les principales méthodes d'évaluation utilisées dans l'étude de l'état de dégradation de ces dernières.