

Faculté de Génie Industriel de l'Université de Douala



Département de Génie Civil

EC FGI-GCI-421

ROUTE 1



Chapitre 1. Organisation des études de projet d'infrastructures routières

Tout projet, dans quelque domaine qu'il intervienne, nécessite des études successives dont les portées et les objectifs seront différents et adaptés aux problématiques propres à chaque niveau de définition. Ce chapitre traite des études nécessaires à un projet d'infrastructures routières.

Nous aborderons dans une première partie la particularité du domaine des infrastructures routières. Nous nous attacherons en second lieu à détailler le contenu des études préalables. Nous aborderons les grands principes de la gestion de projet, car elle est totalement liée au contenu de ces études. Nous aborderons enfin les différents niveaux d'étude: avant projet sommaire, et avant projet détaillé.

1.1 Particularités des projets d'infrastructures routières

Ces projets sont essentiellement marqués par leur impact sur l'environnement. Il s'agit de nouvelles routes, autoroutes, mais aussi de modernisation d'itinéraires, de création de nouveaux points d'échange (carrefours, giratoires, échangeurs ...). La détermination des solutions dépendra de la prise en compte des contraintes d'environnement de toutes sortes.

A la genèse d'un projet, existent un besoin, un problème, un changement de situation. Il est essentiel de connaître la situation initiale, c'est l'environnement du projet. Il s'agit du contexte, ses dimensions en sont économique, environnementale, politique et sociale. La première des étapes d'un projet, que prendra en charge la gestion de projet, est la connaissance de ce contexte.

1.2 Les acteurs du projet et leur collaboration

Un projet associe un ensemble d'acteurs directement ou indirectement concernés, ils pourront être moteurs, décideurs, mais aussi opposants. On peut, pour utiliser un langage propre aux opérations routières quelques termes qui caractérisent les groupes d'acteurs:

Le maître d'ouvrage: c'est l'initiateur du projet et celui qui le commande, il n'étudiera pas le projet, mais par contre il doit en connaître les fonctions, les objectifs. Il définira donc le programme. Le maître de l'ouvrage définit dans le programme les objectifs de l'opération et les besoins qu'elle doit satisfaire, ainsi que les contraintes et exigences de qualité sociale, urbanistique, architecturale, fonctionnelle, technique et économique, d'insertion dans le paysage et de protection de l'environnement, relatives à la réalisation et à l'utilisation de l'ouvrage.

Le maître d'œuvre: c'est l'entité qui étudiera le projet sur la base du programme et se chargera de sa mise en œuvre. Lorsqu'il s'agit de travaux, la maîtrise d'œuvre prend en charge le contrôle de l'exécution des travaux. La mission de maîtrise consiste à apporter une réponse architecturale, technique et économique au programme (rappel: le programme est une prérogative de la maîtrise d'ouvrage; les maîtres d'œuvre n'ont donc pas à élaborer ni modifier le programme, qui n'entre pas dans leur domaine d'intervention).

Les partenaires: il peut s'agir de cofinanceurs, mais aussi de personnes publiques concernées par le projet (administrations, collectivités locales...).

Les usagers: ce sont les bénéficiaires du projet, lorsqu'il s'agit d'un ouvrage public.

Le public: c'est l'ensemble des personnes qui constituent l'environnement humain du projet.

1.3 Les étapes de réalisation du projet

1.3.1 Les études préalables en infrastructure routière

La particularité de la route est son caractère linéaire et son impact sur des milieux de nature totalement différente. On peut les inventorier avec un minimum de bon sens. Ainsi nous évoquons le domaine foncier donc au sens large la route interagit avec les zones urbaines, qu'elle la traverse, où qu'elle la desserve.

Elle impacte l'environnement, au sens étymologique, donc des écosystèmes définis par leurs composants: eau, air, faune, flore, sol et sous-sol. Les exigences sociales ont peu à peu forgé des outils législatifs et réglementaires qui encadrent ces domaines. La route touche aussi les zones urbaines.

Une nouvelle infrastructure modifiera le développement urbain, mais aussi le développement économique d'un territoire. Il y a lieu tout d'abord de définir la zone d'étude pertinente pour le projet routier imaginé. Le périmètre de cette zone sera à adapter aux problématiques étudiées. On imagine assez facilement, que l'étude géologique recouvrira une zone différente de celle de l'étude de bruits.

1.3.2 Les études d'avant projet

A ce niveau d'étude, les objectifs principaux sont:

- préciser les fonctions locales de l'aménagement,
- définir des possibilités différentes de tracé,
- comparer ces possibilités différentes, que l'on qualifiera de variantes, au regard des objectifs de l'aménagement mais aussi au regard des contraintes à prendre en compte,
- choisir une variante,
- définir son coût d'objectif.

L'échelle de précision permet encore de déplacer le tracé à l'intérieur d'un fuseau, pour les projets importants on parle de bande des 300 m.

Il sera alors possible à ce stade de préparer l'enquête publique.

1.3.3 La concertation avec le public

Un projet doit faire preuve d'une acceptabilité sociale. La concertation peut être mise en œuvre à plusieurs niveaux. Dès les études préliminaires, elle permettra de faire émerger des paramètres de l'environnement qui auraient pu ne pas être détectés. Au stade de l'avant projet, la concertation va permettre de recueillir l'avis de la population sur chaque variante, mais aussi les remarques et aussi les pistes d'améliorations. Le bilan de la concertation guidera le maître d'ouvrage pour le choix de la solution qui sera retenue.

Cette concertation peut prendre plusieurs formes: exposition, plaquettes, réunions. Elle a pour but de réduire la distance qui existe entre les concepteurs et les riverains à qui s'imposera ce projet. Elle permet de faire disparaître les zones d'ombre, les imprécisions pour le public. Elle permet aussi aux maîtres d'ouvrage et d'œuvre d'intégrer des préoccupations qui n'avaient pas été envisagées.

L'exercice de la concertation met en évidence clairement l'évolution du métier de technicien au sens large. Ce dernier ne doit pas être seulement capable de concevoir un projet, comme simple objet technique, mais il doit savoir le justifier par rapport à son environnement et à une problématique d'aménagement spatial. Il doit ainsi intégrer des compétences économiques, sociologiques, environnementales, autant qu'une véritable capacité de communication.

1.3.4 L'enquête publique et la déclaration d'utilité publique

Le dossier d'enquête publique, qu'il soit préalable ou non à la déclaration d'utilité publique, est établi à partir des études d'avant projet sommaire.

Il comporte une pièce essentielle: l'étude d'impact. Cette dernière est réalisée sur les bases des études d'environnement.

1.3.5 Les études de projet

Dès que le projet est déclaré d'utilité publique, les études précises pourront alors être lancées. Le tracé sera alors défini précisément, ainsi que l'ensemble de détail de construction.

Parallèlement, l'ensemble des autres enquêtes sera lancé:

- l'enquête parcellaire: elle permettra de connaître précisément les propriétaires de chaque parcelle touchée par le projet. C'est sur sa base que les acquisitions ou le cas échéant, les expropriations auront lieu. Cette enquête peut aussi être réalisée en simultanéité avec l'enquête publique.
- l'enquête loi sur l'eau, si le projet doit faire l'objet d'une autorisation au titre de la loi sur l'eau.
- les éventuelles enquêtes publiques liées à la mise en compatibilité des documents d'urbanisme.

1.3.6 Les appels d'offres

Une fois le projet parfaitement défini, il y a lieu de passer à son exécution. Le maître d'ouvrage étant public pour le sujet qui nous intéresse, il est astreint au code des marchés publics. Le maître d'œuvre établit alors un dossier d'appel d'offres. Ce document contiendra tous les éléments techniques qui définiront le projet à réaliser, les référentiels et les normes techniques à prendre en compte. Il définira les conditions économiques et réglementaires de réalisation avec en particulier les modes de rémunération. Le DCE définira les conditions de mise en concurrence, les critères de jugement des offres.

A ce stade, les procédures utilisables sont multiples. Elles répondent à des problématiques différentes. En voici quelques unes:

- la plus connue: l'appel d'offres ouvert. Dans ce cas toutes les entreprises peuvent soumettre une offre au maître d'ouvrage.
- l'appel de candidatures: le maître d'ouvrage annonce l'aménagement à réaliser avec ses caractéristiques générales. Il retient ensuite les candidats qui à partir de référence d'opérations équivalentes et en fonction de critères qualitatifs préalablement définis, qui lui semblent le plus à même de réaliser l'aménagement. Des dossiers de consultation sont alors adressés aux candidats retenus. Leurs offres sont alors analysées comme pour un appel d'offres ouvert.

Dans les deux cas, l'appel d'offres peut être lancé avec ou sans variante. Ainsi dans le cadre des variantes, les caractéristiques techniques ne sont pas figées, les candidats peuvent proposer des solutions. Il existe des formes d'appel d'offres plus incitatives à la créativité des entreprises:

- l'appel d'offres sur performance, c'est une forme de variante élargie. Le candidat apporte une réponse à un problème défini par le maître d'ouvrage.
- le marché de conception réalisation: le candidat retenu étudiera le projet et le réalisera pour un prix défini au stade de l'appel d'offres.

A l'issue des procédures de mise en concurrence, un candidat est retenu; son offre deviendra le contrat qui le liera avec le maître d'ouvrage.

1.3.7 L'exécution des marchés

Nous venons d'indiquer que le marché public est un contrat qui lie le maître d'ouvrage avec l'entreprise retenue. Les deux parties auront, à partir de ce moment, la charge, chacune en ce qui la concerne, d'exécuter le contrat: l'entreprise pour réaliser les travaux et le maître d'ouvrage pour rémunérer l'entreprise en faisant contrôle que le contrat est respecté.

L'évolution du contexte économique a modifié les conditions de réalisations des travaux. Il arrive souvent pour des marchés de travaux importants, que les candidats aient étudié très finement le DCE pour en déterminer les faiblesses ou les erreurs. Leur offre est alors basée sur la valorisation du DCE en l'état.

En cours d'exécution toute modification du projet et donc des prestations à réaliser, doit alors se traduire par une modification du contrat. Le code des marchés publics le permet au travers des avenants en particulier.

Le maître d'œuvre est chargé, pour le compte du maître d'ouvrage, de veiller à la bonne exécution du marché. Il dispose d'un arsenal juridique contraignant pour l'entreprise au travers du CCAG (Cahier des Clauses Administratives Générales) travaux.

Les contentieux qui peuvent opposer maître d'ouvrage et entreprises peuvent être réglés à l'amiable ou devant un tribunal administratif.

1.3.8. Prise en considération

La prise en considération est fondée, soit sur une étude de factibilité, soit sur la description des grandes lignes du projet et l'estimation du coût des travaux, si le maître de l'ouvrage les estime suffisantes. Dans les deux cas, le dossier technique correspondant est un avant-projet souvent appelé sommaire par opposition à l'avant-projet détaillé.

L'étude technique commence généralement par une recherche de tracé qui peut s'intituler «étude préliminaire», ou «phase I» lorsqu'il s'agit d'une étude de factibilité. Souvent cette phase préliminaire est déjà décrite dans ses grandes lignes dans un plan de transport ou un plan routier, définissant la fonction de l'opération envisagée et sa situation possible, et comprenant une fiche descriptive destinée à attirer l'attention des pouvoirs publics. Il reste à identifier les variantes possibles et à sélectionner l'itinéraire à étudier en avant-projet. Cette première phase s'appuie généralement sur des documents existants (cartes ou photos) à l'échelle du 1/50000 ou mieux du 1/25000 ou 1/20000.

Au stade de l'avant-projet sommaire, il faut définir de façon beaucoup plus précise :

- le caractère juridique de la route
- les vitesses de référence des différentes sections et les caractéristiques géométriques qui y sont liées ;
- le ou les profils en travers types,
- le tracé de l'axe (en plan et en profil en long) à l'échelle du 1/15000 ou du 1/10000 ;
- les principes de réalisation des terrassements et de la chaussée (avec sa constitution) ;
- les principes du réseau d'assainissement et les ouvrages types de petites dimensions ;
- les caractéristiques sommaires des principaux ouvrages d'art;
- les principes d'aménagement des carrefours ;
- l'inventaire des équipements (signalisation, équipements annexes, éclairage éventuel ...)
- l'avant-métré sommaire ;
- l'estimation des coûts de chaque partie de l'ouvrage.

Une première étude hydrogéologique de recherche d'eau, si nécessaire, doit également être entreprise. Dans une étude de factibilité, l'estimation du coût de l'investissement est la base de l'étude économique justifiant la rentabilité de la route. Dans tous les cas, elle permet au maître d'ouvrage de faire une première estimation des crédits nécessaires, avant de passer à la préparation du dossier de consultation.

1.3.9 Préparation du dossier de consultation

L'avant-projet sommaire est souvent suivi d'un avant-projet détaillé (A.P.D.) qui ne remet cependant pas en cause les principes énoncés dans l'A.P.S., sinon pour des modifications mineures, sans grande conséquence sur l'étude économique.

Les principaux documents qui concrétisent l'avant-projet détaillé sont:

- les plans, le plus souvent établis à l'échelle du 1/1000 à 1/2000 et représentant de façon complète la route et ses dépendances : axe, limites de plate-forme, fossés, talus, aires annexes, limites de l'emprise (limites qui permettent notamment la détermination précise des terrains nécessaires), le réseau de drainage, la signalisation et les éventuels équipements,
- le profil en long, à la même échelle que les plans en longueur, et à une échelle 10 fois plus grande en hauteur ;
- les profils en travers, dessinés au 1/100 ou au 1/200 avec une équidistance variable suivant le relief et les méthodes utilisées (manuelle ou électronique) généralement comprise entre 10 et 50 mètres.
- l'étude géotechnique;
- l'étude hydrologique ;
- l'étude hydrogéologique (si nécessaire),

- les ouvrages d'art sont localisés sur le plan général. Les petits ouvrages (buses et dalots) sont définis par des plans-types et éventuellement par une coupe représentant l'ouvrage et le profil en travers correspondant. Les grands ouvrages (ponts et tunnels) sont individuellement définis par un dossier complet d'exécution comprenant le plan (au 1/500), une élévation, des coupes, les plans de coffrage et de ferrailage.
- le détail estimatif, tel qu'il ressort **du bordereau des prix unitaires** et des avant-métrés.

Le projet d'exécution (aussi appelé projet implanté) se distingue essentiellement de l'avant-projet détaillé par la représentation du terrain. Jusqu'au niveau de l'A.P.D., les études sont établies sur plans provenant de la reconstitution aux différentes échelles de la planimétrie et de l'altimétrie du terrain par les méthodes diverses. Les profils en long et en travers sont établis à partir des plans. Pour le projet d'exécution, le tracé est généralement matérialisé sur le terrain et les profils en long et en travers sont directement levés in situ au cours des opérations d'implantation de l'axe.

Il est clair que l'A.P.D. et le projet d'exécution sont étroitement liés et on notera d'ailleurs que l'usage anglo-saxon ne les distingue pas et les nomme « final design » ou « detailed engineering ».

La consultation peut être lancée, soit sur la base du projet d'exécution, soit sur celle de l'avant-projet détaillé. Cette seconde formule est particulièrement indiquée dans les cas suivants :

- risque de modification de tracé entre le lancement de la consultation et le démarrage des travaux;
- risque de disparition des repères matérialisant le tracé entre la consultation et les travaux ;
- importance des travaux de déforestation nécessaire à l'implantation dans une région à végétation dense. Il est alors préférable de déforester juste avant le démarrage des travaux pour éviter une dépense prématurée et un risque sérieux d'avoir à recommencer le travail.

D'autres considérations interviennent très souvent au rang desquelles on peut citer les modalités administratives propres au pays ou aux organismes de financement.

1.3.10 Enchaînement des études

Dans la pratique, il est rare qu'une même section de route fasse l'objet des quatre étapes indépendantes décrites aux paragraphes précédents et que quatre dossiers successifs lui soient consacrés. En particulier, les deux dernières phases (avant-projet détaillé et projet d'exécution) se matérialisent la plupart du temps par un seul dossier qui peut être le résultat de trois démarches différentes.

Dans le premier cas, si le terrain est facile, l'avant-projet sommaire peut déterminer le tracé de façon suffisamment précise pour permettre ensuite une implantation directe de l'axe du projet. L'étape A.P.D. est alors supprimée.

Dans le second cas, les deux étapes se mêlent de telle manière que l'on commence, comme pour un A.P.D, par l'étude du tracé sur un plan topographique. Une fois le tracé étudié, on

retourne sur le terrain pour l'implantation et l'on termine l'étude par un projet d'exécution. L'étape A.P.D. est ainsi réduite à l'étude du tracé.

Dans le 3^{ème} cas, qui correspond à la tendance moderne, chaque fois que le relief n'est pas difficile, c'est l'étape projet implanté qui est supprimée, le dossier d'appel d'offres étant préparé à partir de l'A.P.D. qui comprend alors un calcul d'implantation, souvent électronique, qui fournit tous les éléments pour implanter le tracé à partir d'une polygone matérialisé sur le terrain lors des travaux topographiques de l'A.P.D. Ce n'est qu'à l'exécution des travaux que le tracé est alors implanté. On économise ainsi au stade de l'étude une opération topographique pour une perte de précision minime.

Il peut également se faire que ce soit l'une des premières étapes qui soit supprimée. Lorsque le terrain est facile et qu'aucune variante ne peut être envisagée, ou lorsque l'on s'impose de suivre une piste existante, on peut commencer directement par l'étude de l'A.P.S., sans étude préliminaire. Dans ce cas toutefois, la première tâche sera une reconnaissance de terrain même si celle-ci ne se matérialise par aucun dossier. Il est possible, aussi que l'étude préliminaire permette de passer directement à l'A.P.D. ou au projet, sans effectuer d'A.P.S. On conçût donc ainsi que l'étude ne comporte que deux étapes.

Enfin, dans le cas où le maître d'ouvrage a pris la décision de réaliser l'investissement et ne demande pas de dossier de prise en considération, il n'est pas impossible que l'étude se fasse en une seule étape, en terrain facile, une reconnaissance visuelle et cartographique étant immédiatement suivie de l'implantation directe du futur tracé.

Il existe donc une assez grande souplesse dans l'enchaînement des études, souplesse encore augmentée par le fait que chaque étape n'a pas un contenu rigidement défini. Dans la réalité, ce sont les directives du maître de l'ouvrage qui fixent dans chaque cas le contenu et les limites de l'étude.

1.3.11. Cas particulier des ouvrages d'art

L'établissement d'un projet d'ouvrage d'art est l'aboutissement d'une procédure plus ou moins longue au cours de laquelle sont rassemblées les informations: sur les besoins à satisfaire (intensité de la circulation, gabarits à respecter, surcharges de calcul), sur le lieu d'implantation (lever topographique, études hydraulique, géologique et géotechnique), sur les ressources en matériaux (carrières, ciments de fabrication locale, etc.), sur les prix de base (salaires, prix du ciment, de l'acier, des carburants, des explosifs,...) et sur les règlements de calcul en vigueur; ces informations sont discutées entre le maître d'œuvre et le responsable de l'établissement du projet; les diverses options sont analysées au fur et à mesure qu'elles se présentent.

L'ouvrage à étudier peut se trouver sur une route à caractère définitif, sur une route à créer ou susceptible d'être aménagée, ou être isolé.

Les principales phases «une procédure complète sont:

- a) Le schéma hydraulique établi après une étude hydrologique qui ne précise ni le type de tablier, ni les fondations. Sur une coupe en travers de la rivière indiquant le niveau des plus hautes eaux, de l'étiage, etc., l'ouvrage est représenté sous forme très schématique avec uniquement l'indication de la cote de la sous-poutre et de la position des parements verticaux des culées, ou en cas de culées noyées dans le remblai, de la position des talus.
- b) L'ébauche établie après des études hydrologique et géotechnique relativement sommaires, donne une idée de ce que pourrait être l'ouvrage. Cette phase est souvent dénommée esquisse,

ce qui entraîne un risque de confusion avec la phase suivante qui est également souvent qualifiée d'esquisse.

c) L'avant-projet sommaire donne, après une étude hydrologique et géotechnique complète, ou tout au moins suffisamment élaborée, un aperçu des diverses solutions qui pourraient être envisagées pour assurer un franchissement. Seuls sont définies les dimensions qui peuvent avoir une influence déterminante sur le prix de l'ouvrage ou sur son aspect. Ce type d'étude doit fournir au maître d'œuvre suffisamment d'informations pour qu'il puisse procéder rationnellement à son choix. Les esquisses ne donnent pas lieu à l'établissement d'avant-métrés mais seulement à l'évaluation des principales quantités.

d) L'avant-projet détaillé est établi après choix de la solution définitive. Ce n'est que dans des cas où ce choix est très délicat que l'on peut être amené à établir deux avant-projets d'un même ouvrage (pont à voie unique et pont à deux voies par exemple). L'avant-projet détaillé comprend la définition de toutes les dimensions extérieures et la détermination du ferrailage principal, dans le cas des ponts en béton armé ; du schéma de câblage, dans le cas des ponts en béton précontraint ; des sections principales, dans le cas des ponts métalliques. C'est une solution technique vérifiée au point de vue stabilité interne et externe pour tous les éléments non courants.

L'avant-projet détaillé est estimé sur la base d'un avant-métré. Il peut être mis en appel d'offres, l'établissement d'un projet d'exécution à partir d'un avant-métré ne nécessitant pas d'initiatives dépassant la compétence normale de l'entrepreneur.

e) Le projet d'exécution établi soit après un avant-projet détaillé, soit directement à partir d'une ébauche ou d'un avant-projet sommaire. Le projet d'exécution doit fournir la totalité des informations permettant au chef de chantier de réaliser l'ouvrage et à l'administration de contrôler les travaux. Il comprend notamment la nomenclature des aciers dans le cas des ponts en béton armé, la nomenclature et le tracé des câbles dans le cas des ponts en béton précontraint, le calcul des assemblages et du raidissage des âmes dans le cas de ponts métalliques.

La fourniture des plans d'exécution dans les dossiers de consultation a l'avantage de donner une estimation plus précise, et surtout d'accélérer le démarrage des travaux en supprimant la période toujours longue pendant laquelle l'ingénieur chargé du contrôle doit vérifier les plans et notes de calculs de l'entrepreneur; mais l'établissement de plans d'exécution préalablement à l'appel d'offres n'est justifié que si les études de terrain (hydrologie, topographie, géotechnique) ont été suffisamment poussées pour que l'on ne risque pas d'avoir à modifier le projet au cours de l'exécution des travaux.

La consultation sur projet d'exécution conserve son intérêt si l'on admet la présentation de solutions variantes par les entrepreneurs, car ces variantes devant le plus souvent être proposées à prix forfaitaire, la comparaison avec le projet de l'administration n'a tout son sens que si les quantités du devis estimatif de celui-ci sont connues avec une bonne précision. Le choix de la séquence la plus appropriée dépend des circonstances dans lesquelles l'étude est exécutée. Celle-ci peut comprendre ou non une étude de factibilité destinée à justifier, sur le plan économique, les principales dispositions retenues (en fait, il devrait toujours y en avoir une, mais il peut arriver que l'étude de factibilité soit simplifiée à l'extrême si le choix est suffisamment évident, ce qui du point de vue du projeteur, est équivalent à l'absence d'une telle étude).

Il convient enfin de mentionner la formule du concours, souvent utilisée pour de grands ouvrages. Le concours permet de faire un choix parmi plusieurs solutions techniques généralement bien adaptées aux matériels et procédés des entreprises. Il entraîne cependant

une multiplication des frais d'études que les entrepreneurs sont obligés de porter dans leurs frais généraux. Un dossier de concours est souvent accompagné d'un avant-projet détaillé (spécialement en ce qui concerne les fondations), servant de guide aux entreprises pour l'application et l'interprétation des clauses techniques du devis programme (prise en compte du taux de travail du sol aux différents niveaux, des profondeurs d'affouillement et de la vitesse du courant).

1.4 Le pilotage du projet

Le projet, à chaque étape de sa réalisation peut être amené à évoluer, à subir des modifications. En tout état de cause, il nécessitera des étapes de validation, des prises de décision. Un comité de pilotage créé à l'origine du projet doit être le garant des engagements validés par le programme par exemple. Il sera composé de représentants de la maîtrise d'ouvrage, du chef de projet, éventuellement de partenaires du projet.

1.4.1 L'équipe projet

C'est la ressource humaine qui par ses compétences pourra réaliser l'étude. Elle peut être formée de personnes d'horizons et de structures différentes. Le fonctionnement en mode projet est qualifié de structure matricielle dans les modèles d'organisation du travail.

1.4.2 Les partenaires du projet

Il peut s'agir de partenaires financiers. Dans le cas de projet d'infrastructures routières, il s'agit de collectivités locales. Leur participation leur donne une forme de pouvoir en matière de choix, de tracé par exemple.

Chapitre 2. Référentiels techniques et les champs d'investigations nécessaires à l'élaboration d'un projet routier

Ce domaine bénéficie d'un certain nombre de règles facilitant la conception des ouvrages. Elles ont été complétées au fur et à mesure pour prendre en compte l'évolution des techniques et des fonctionnements de la société.

2.1 Les différents types de route

Ils sont définis dans le catalogue des types de routes.

2.1.1 Le réseau structurant

- autoroute de liaison de type L, à deux chaussées séparées par un terre plein central non franchissable, à carrefours dénivelés, isolée de son environnement, sans accès riverain, à trafic élevé et à vitesse limitée à 130 km / h (110 km / h) en site difficile.
- route express: route de transit de type T à une chaussée ou deux chaussées, à carrefours dénivelés, isolée de son environnement, à trafic moyen et à vitesse limitée à 110 km/h pour les routes à chaussées séparées et à 90 km / h pour les routes à chaussée unique.

2.1.2 Autres voies principales

- artère interurbaine: route multi-fonctionnelle de type R à deux chaussées séparées par un terre-plein central infranchissable, à carrefours giratoires ou plan sans traversée du terre plein central, à vitesse limitée à 110 km/h si absence d'accès riverains ou à 90 km / h si accès riverains.
- autre route principale: route multi-fonctionnelle de type R à une chaussée, à carrefours plans ordinaires ou giratoires, à accès riverains, à trafic moyen et à vitesse limitée à 90 km/h.

2.1.3 Routes secondaires

Ce sont des routes de type S possédant les mêmes caractéristiques que les autres routes principales, mais à faible trafic.

2.1.4 Voies urbaines

Elles se décomposent en :

- voies principales urbaines, qui peuvent être à une ou deux chaussées.
- voies de desserte d'activités locales à une chaussée.

3.1.5 Tableau de synthèse

Type de route	R (routes multifonctionnelles)		T (transit)	L (Liaison)
	Routes	Artères interurbaines	Routes express	Autoroutes
Nombre de chaussées	1	2	1 ou 2	2
Carrefours	plans ou giratoires	plans ou giratoires, mais sans traversée du TPC	dénivelés	dénivelés
Accès	sans ou avec	si accès, sans traversée du TPC	Sans accès riverains	sans accès riverains
Limitation de vitesse	90 km / h	90 ou 110 km/h	90 ou 110 km/h	130 ou 110 km/h
Traversées d'agglomération	oui, éventuellement		non	non
Catégories possibles	R 60 ou R 80		T80 ou T100	L100 ou L120 ou L80
Domaines d'emploi	fonction de liaison à courte ou moyenne distance		fonction de liaison à moyenne ou grande distance privilégiée	fonction de liaison à moyenne ou grande distance privilégiée
Trafic à terme	trafic moyen (1 chaussée)	fort trafic (2 chaussées)	trafic moyen	fort trafic

2.2 Les instructions techniques

Les conditions techniques dans lesquelles, doivent être aménagées les différentes routes font l'objet de trois instructions ministérielles françaises. Elles s'appliquent selon le type de route considérée:

- l'instruction sur les conditions techniques d'aménagement des autoroutes de liaison (I.C.T.A.A.L.). Cette instruction s'applique aux routes de type L.
- Le guide technique pour l'aménagement des routes principales (A.R.P.). Ce guide s'applique aux routes de type T ou R. Son application est obligatoire pour les routes nationales et de plus en plus systématique pour les routes départementales.
- L'instruction sur les conditions techniques d'aménagement des voies rapides urbaines (I.C.T.A.V.R.U.).

2.2.1 Introduction

Il est impératif de comprendre pour les utiliser la démarche qui a prévalu, à l'élaboration de ces instructions techniques. Elles sont à considérer comme des outils destinés à faciliter la tâche du projeteur et non comme une contrainte de nature à limiter son imagination. Définir les caractéristiques d'une route, c'est concevoir les trois éléments géométriques simples qui la composent:

- le tracé en plan, projection de la route sur un plan horizontal.
- le profil en long, développement de l'intersection de la surface de la route avec le cylindre à génératrice verticale passant par l'axe de celui-ci.

- le profil en travers, coupe suivant un plan vertical perpendiculaire à l'axe.

Les normes fixent les règles relatives à la construction de ces trois éléments. Les exigences qui ont prévalu à l'élaboration des normes sont de deux ordres: sécurité des usagers et capacité des infrastructures à écouler le trafic qu'elles supportent.

2.2.2 L'exigence de sécurité

Le déplacement d'un véhicule sur une route est, aujourd'hui, l'interaction de trois composantes:

- l'homme, qui à partir de la perception qu'il a des informations qui lui proviennent de son environnement, analyse et décide.
- l'automobile, structure mécanique, en liaison avec la chaussée par des pneumatiques, met directement en œuvre les décisions prises par le chauffeur.
- l'environnement qui fournit une très grande quantité d'informations au chauffeur, et qui interagit avec l'automobile.

L'accident est alors conçu comme un dysfonctionnement rare de la relation entre ces trois types de composants. L'interaction entre l'homme et le véhicule concerne essentiellement le domaine de l'ergonomie. Les interactions entre l'homme et l'environnement et entre le véhicule et l'environnement concernent, pour ce qui nous intéresse, la conception de routes.

L'étude des contraintes dynamiques qui s'appliquent sur un véhicule, et du mode de fonctionnement du couple véhicule-infrastructure permet de fixer les limites des principales caractéristiques du réseau routier. De plus, pour que l'automobiliste puisse adapter son comportement, il est indispensable qu'il dispose à temps des informations nécessaires: cette contrainte est la visibilité.

2.2.3 L'adéquation de l'infrastructure aux contraintes dynamiques

L'automobile est une structure soumise à un ensemble de forces distinctes:

➤ les forces naturelles

$P = Mg$ attraction terrestre qui accorde au contact sol-pneumatique, sa capacité de guidage et d'adhérence.

$F = MV^2/R$ la force centrifuge qui tend à faire sortir le véhicule de la bande de roulement dans les trajectoires circulaires.

➤ les forces internes au véhicule

$I = MG$ l'effort de traction ou de freinage pour susciter le mouvement ou l'arrêt du véhicule. Ainsi à l'instant t , le véhicule est caractérisé par sa force d'inertie MG .

➤ Les forces de réaction à l'interface sol-pneumatique.

Les composantes tangentielles de ces forces assurent et contrôlent le déplacement du véhicule.

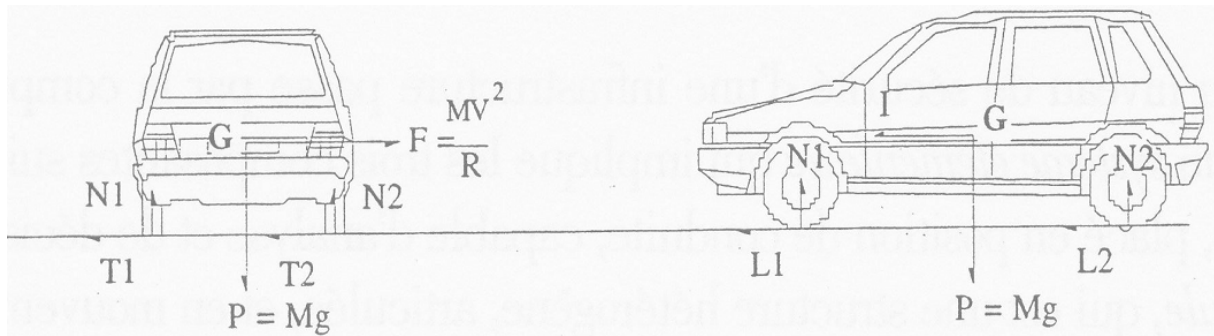


Figure 1. Force agissant sur le véhicule en mouvement

La conception de la géométrie de la route doit être telle qu'elle n'entraîne pas, compte-tenu des performances des véhicules (vitesse, adhérence des pneumatiques, etc.) et de la qualité d'adhérence des revêtements, à une rupture de l'équilibre transversal en courbe, à des accélérations résiduelles ou à des variations d'accélération brutales préjudiciables à la sécurité et au confort des usagers.

La prise en compte de l'équilibre transversal du véhicule dans les normes de tracé en plan se définit à partir du déversement des chaussées, de la déformation, de l'élasticité et de la dérive du pneumatique, des conditions d'équilibre dans les courbes, du rayon de la courbe, de la progressivité de l'accélération transversale.

2.2.4. Stabilité d'un véhicule dans un virage

La prise en compte de la pente de la chaussée est différente selon que le véhicule se déplace en trajectoire droite, en pente à gauche ou à droite.

Le déversement de la chaussée vers l'intérieur de la courbe a pour effet de faire jouer un rôle actif à la pesanteur, la composante du poids du véhicule parallèle au plan de la chaussée compense partiellement la force centrifuge. Les charges réelles qui s'appliquent sur la chaussée sont supérieures aux charges limites réglementaires. Elles sont dues aux effets dynamiques qui apparaissent lorsque le véhicule est en mouvement. Sous l'action des efforts appliqués par le véhicule (charges, couple de freinage, envirage, etc.), le pneu se déforme et établit avec le revêtement une aire de contact. Les déformations engendrées et les propriétés d'adhérence de l'aire de contact entraînent des forces de réaction qui influent sur le comportement du véhicule.

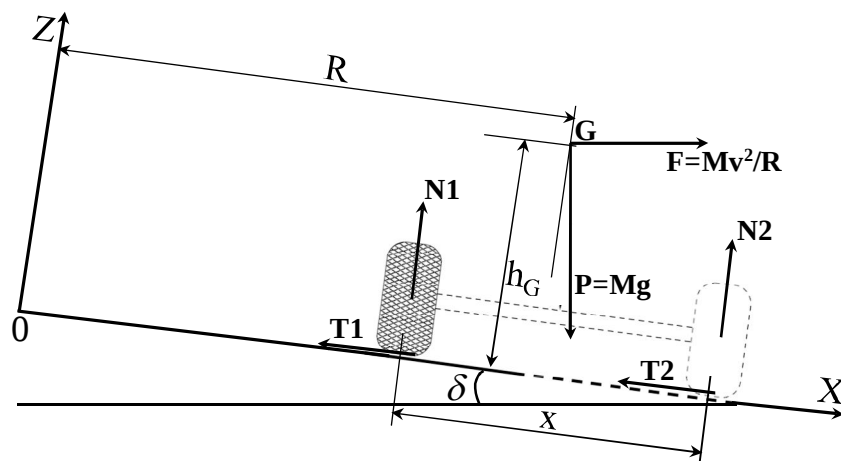


Figure 2. Stabilité d'un essieu sur un giratoire.

Nous supposons une répartition uniforme des pressions normales et des pressions tangentielles d'un demi-essieu, engendrées par des courbures du giratoire. Lorsqu'une roue chargée circule sur la chaussée et qu'elle subit un effort transversal, elle a tendance à pivoter pour se rapprocher de la direction de la force perturbatrice et à dévier sa trajectoire dans le sens de la sollicitation. La figure 2 représente l'essieu d'un véhicule dans un giratoire. Si l'essieu chargé d'un effort vertical P , est sollicité par une force centrifuge F , dans un virage ou giratoire de rayon R et de dévers $d = \tan \delta$; et si toutes ses roues sont sollicitées de façon identique, l'équilibre des forces permet d'écrire avec les annotations de la figure 4 les cinq équations suivantes :

$$\text{Equilibre suivant l'axe Z : } N_1 + N_2 = P \cos \delta - F \sin \delta \quad (1)$$

$$\text{Equilibre suivant l'axe X : } T_1 + T_2 = F \cos \delta + P \sin \delta \quad (2)$$

Si δ est petit, les équations (1) et (2) deviennent alors:

$$N_1 + N_2 = P - Fd$$

$$T_1 + T_2 = F + Pd$$

$$\text{Equilibre en rotation de l'essieu : } \frac{1}{2} x (N_2 - N_1) = h_G (F + Pd) \quad (3)$$

La résolution des équations (1) et (3) donne :

$$N_2 = \frac{1}{2} (P - Fd) + \frac{h_G}{x} (F + Pd) \quad \text{et} \quad N_1 = \frac{1}{2} (P - Fd) - \frac{h_G}{x} (F + Pd),$$

Dans le cas de petits angles d'envirage ($\alpha < 6^\circ$), les équations suivantes sont valables :

$$\text{Non glissement de la roue gauche : } T_1 = K\alpha.N_1 \quad (4)$$

$$\text{Non glissement de la roue droite : } T_2 = K\alpha.N_2 \quad (5)$$

$N_2 > N_1$ et $T_2 > T_1$, d'où la dissymétrie des charges à l'essieu.

En combinant les équations (1), (2), (4) et (5), nous pouvons écrire :

$$\frac{T_1 + T_2}{N_1 + N_2} = \frac{F + Pd}{P - Fd} = K\alpha \quad (6)$$

Si M est la masse du véhicule, se déplaçant à la vitesse v sur une courbe de rayon R et si toutes ses roues sont sollicitées et se comportent de façon identique, la relation (6) permet d'écrire :

$$\frac{M \cdot \frac{v^2}{R} + Mg.d}{Mg - M \cdot \frac{v^2}{R}.d} = K\alpha \Leftrightarrow \frac{\frac{v^2}{Rg} + d}{1 - \frac{v^2}{Rg}.d} = K\alpha$$

En négligeant $\frac{v^2}{Rg}.d$ dans l'expression ci-dessus, on obtient alors : $\frac{v^2}{Rg} + d = K\alpha$ et

$$v = \sqrt{Rg(K\alpha - d)}.$$

où : h_G est la hauteur du centre de gravité de l'essieu ; x : distance de la voie ; v : vitesse du véhicule ; v : vitesse du véhicule en fonction de l'envirage, du dévers et du rayon du giratoire. R : rayon du giratoire ; M : masse de l'essieu en mouvement ($P = M.g$) ; N : la charge instantanée de la roue ; T : la sollicitation transversale ; F : force centrifuge ($F = M \cdot \frac{v^2}{R}$) ; δ

angle de dévers du giratoire et $K\alpha$ coefficient de frottement transversal du pneu sur la chaussée.

Cette démarche permet pour un rayon de giratoire et dévers donnés, de déterminer la vitesse limite au delà de laquelle il y a dérapage du véhicule. Il devient alors possible de calculer, pour une vitesse donnée, la valeur du rayon correspondant. Ce rayon, calculé pour de valeurs des paramètres physico-psychologiques acceptables, est le rayon minimum pour la vitesse considérée.

2.2.5. Dimensionnement des raccordements avec introduction progressive de l'accélération transversale

Un modèle volontairement très simplifié soumettrait le véhicule quittant un alignement droit pour entrer sur une courbe circulaire adjacente à une variation instantanée d'accélération transversale:

$$\gamma't = ((V^2/R) - g\delta)$$

Dans les faits l'automobiliste utilise la largeur de sa voie de circulation pour négocier les virages. Il se définit ainsi une trajectoire à courbure progressive qui répartit sur une certaine longueur la variation d'accélération transversale.

Les normes prévoient des raccordements à courbure progressive qui s'intercalent entre des alignements droits et des courbes circulaires. Ainsi courbure et dévers sont introduits progressivement. Le calcul des caractéristiques de ces raccordements à courbure progressive permet de respecter les conditions de stabilité du véhicule, et de confort dynamique des usagers. Ces conditions tendent à limiter la variation de sollicitation transversale des véhicules. Dans la pratique, ceci revient à fixer une limite à la variation d'accélération tolérée par seconde.

a – Choix de la courbe de transition

Parmi les courbes susceptibles de satisfaire à cette condition de variation continue du rayon de courbure, c'est la clothoïde qui a été retenue en matière de tracé routier.

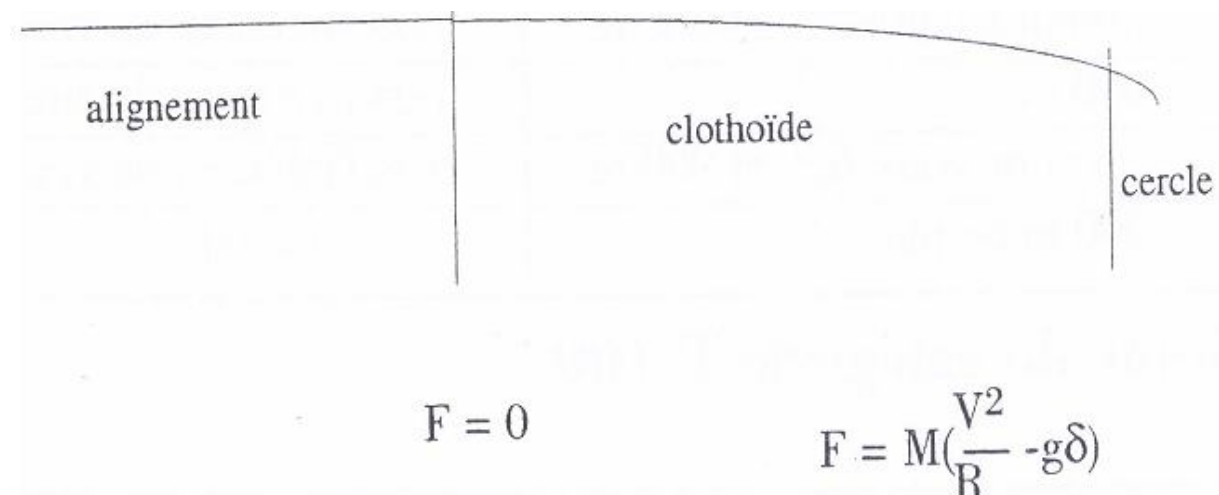


Figure 3. Courbe de transition

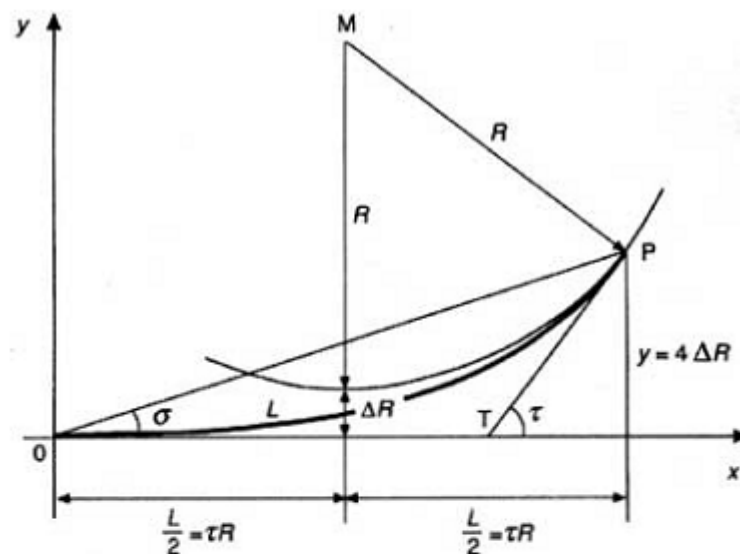
La clothoïde (Figure 4) est la trajectoire d'un véhicule à vitesse constante dont l'angle de braquage du volant augmente de façon régulière. Elle permet d'assurer:

- 1) **Un confort optique** : vue satisfaisante de la route et de son tracé pour l'utilisateur (sécurité de conduite),

- 2) **Un confort dynamique** : introduction progressive de la courbure et de l'accélération transversale (stabilité des véhicules),
- 3) **Aspect satisfaisant** et en particulier dans les zones de variation de devers (gauchissement),
- 4) **Bon écoulement des eaux**,
- 5) **Limitation de l'aspect monotonique de la route**

Cette courbe (clothoïde) est une spirale dont le produit, en chaque point du rayon de courbure par la longueur de l'axe (la développée), a une valeur égale à A^2 . L'équation paramétrique de cette courbe est $A^2 = R \times L$.

A est appelé le paramètre de cette clothoïde.



$$\tau = \frac{L}{2R} = \frac{L^2}{2A^2} = \frac{A^2}{2R^2}$$

Si $\tau \leq 0,1$ rad :

$x = L$ à moins de 1/1000 près

$y = L^2/6R$ à moins de 1/1000 près

$\tau = 3\sigma$ à moins de 1/100000 près

$\Delta R = L^2/24R$

avec A paramètre tel que $A^2 = RL$

L longueur de la courbe de raccordement

R rayon minimal de courbure du virage

τ angle de changement de direction

Figure 4. Clothoïde

$\tau_c = L/2R_c$, ripage du cercle en direction du centre

$x_M = x/2$; $y = L^2/6R_c$; $\Delta_R = y/4$

b- Longueur de ces raccordements

La longueur des raccordements progressifs est une combinaison de plusieurs conditions de natures différentes: parmi ces conditions les trois principales sont:

➤ **la condition de gauchissement de la chaussée :**

Elle correspond à la limitation de la variation du dévers à 2% par seconde de parcours à la vitesse de référence de calcul de l'itinéraire :

$$\text{soit } L > (\delta - \delta_0)V/2$$

Exemple: à 130 km/h, la longueur de la courbe de raccordement devant permettre de passer d'un dévers de -2,5% (pente transversale normale d'une chaussée en alignement, nécessaire pour l'évacuation de l'eau) à 4% (dévers dans une courbe de 1000 m, voir tableau ci-dessus) sera minimum de 117,36 mètres, calculée comme suit:

– variation totale du dévers: 6,5 %

– à raison de 2% par seconde, le temps nécessaire pour assimiler cette variation est:

$$6,5 / 2 = 3,25 \text{ secondes}$$

– 3,25 secondes à 130 km / h = 117, 36 mètres

➤ **la condition de confort optique**

On admet en général que pour être perceptible, un raccordement doit correspondre à un changement de direction en plan, supérieur ou égal à 30, soit 1/20^{ème} de radian. Comme le raccordement progressif est une clothoïde, cette condition peut s'écrire:

$$A > R / 3, \text{ soit } L > R_c / 9$$

➤ **la condition de confort dynamique :**

elle permet de limiter la variation de l'accélération transversale:

-pour les autoroutes à $g / 50$ par seconde quelque soit la vitesse

– pour les autres routes à $g / 0,20 V$ par seconde (avec V en km/h)

La longueur de raccordement progressif se calcule de la manière suivante:

$$\Delta(\gamma't) / t \text{ doit être inférieure ou égale à } g / 50 \text{ (cas d'une autoroute par exemple) soit } (\gamma't - \gamma't_0) \leq gt / 50.$$

Comme $\gamma't_0$ est nulle au début du raccordement, en exprimant $\gamma't$ on obtient:

$$V^2 / R - g \delta \leq gt / 50 ; \text{ à la fin du raccordement : } t = L/V \text{ on a donc; } L \geq 50 V (V^2 / gR - \delta).$$

De ces trois conditions, c'est généralement la première (condition de gauchissement) qui est prépondérante.

Finalement, on retient aujourd'hui, pour les autoroutes, la règle suivante:

$$L = \sup [R / 9, 14 |\delta_1 - \delta_0|], \text{ avec } L \text{ et } R \text{ en mètre et } \delta \text{ en pourcentage}$$

Par ailleurs il est important de limiter la longueur des clothoïdes pour permettre une meilleure perception de la courbure réelle des courbes en plan (rayon de la partie circulaire). C'est pour cette raison que le document « Aménagement des routes principales » donne des règles plus simples qui permettent de calculer la longueur des raccordements progressifs à appliquer aux routes principales non autoroutières. Le tableau ci-après donne les longueurs de raccordement en fonction du nombre de voies:

Profil en travers	Longueur de clothoïde
routes à 2 voies	$L = 6 R^{0,4}$
route à 3 voies	$L = 9 R^{0,4}$
routes à 2 x 2 voies	$L = 12 R^{0,4}$

Ces valeurs peuvent être écrêtées sans inconvénient au niveau de 67 m (routes à 2 voies), 100 m (routes à 3 voies) ou 133 m (routes à deux chaussées de type R).

c- Règles d'enchaînement des éléments de tracé

Pour les routes neuves, le tracé en plan est constitué d'alignements droits, de courbes circulaires et de courbes de raccordement pour les courbes dont le rayon est inférieur à R_{nd} (clothoïde, dont la courbure varie linéairement).

Les courbes de raccordement ne peuvent être utilisées qu'en tant que raccordement entre un alignement droit et une courbe circulaire, ou en entre deux courbes circulaires de sens opposés.

Deux courbes de même sens doivent être séparées par une longueur d'alignement droit (non compris les raccords progressifs) au moins égale à la distance L parcourue pendant 3 secondes, à la vitesse V_{85} correspondant au plus grand des rayons des deux courbes.

Cette longueur L vaut 3 fois V_{85} avec V_{85} exprimée en mètres par seconde et L exprimée en mètres. Pour simplifier on prend $L = 75m$, ce qui correspond à 3 secondes à 80 km / h.

2.3 Les thématiques de l'étude de tracé routier

2.3.1 Les études de trafic

La problématique qui est à la base des projets d'infrastructure routière est souvent liée à l'insuffisance de réseau existant, soit par défaut, soit par insuffisance. Il est alors nécessaire, pour bien cerner cette problématique, d'en préciser les contours, puis pour en dessiner les solutions, d'en quantifier précisément les composantes. C'est le champ des études de circulation. Les infrastructures de transport, et en particulier les routes, doivent présenter une efficacité économique et sociale, au travers des avantages et des coûts sociaux des aménagements réalisés.

Il est donc nécessaire d'entreprendre une démarche systématique visant la connaissance des trafics. Celle-ci commence par un recensement de l'état existant permettant:

- de hiérarchiser le réseau routier par rapport aux fonctions qu'il assure
- de mettre en évidence les difficultés dans l'écoulement des flux (avec leurs conséquences sur les activités humaines).

L'évolution des activités est, elle-même génératrice de trafic.

Dans cette logique, l'étude de trafic est une donnée nécessaire aux réflexions sur le développement des infrastructures de transport. Elle impactera directement les caractéristiques des voies à créer ainsi que les caractéristiques des chaussées.

Dans ce registre on peut citer des choix possibles:

- nécessité ou non d'une déviation d'agglomération
- choix du tracé par rapport aux zones bâties

- position des échangeurs
- géométrie des carrefours
- dimensionnement des chaussées en fonction des trafics poids-lourds cumulés.

2.3.2 Les études d'environnement

Le terme "environnement" est à prendre ici au sens large. Ce domaine rassemblera toutes les thématiques qui décrivent les lieux de vie des espèces animales et végétales.

Pour réaliser cette étude d'impact, il faut aborder l'ensemble des thématiques directement liées à l'environnement (eau, air, faune, flore), mais aussi sur l'environnement de l'être humain. Le code de l'environnement a été récemment introduit l'obligation d'y ajouter l'évaluation de l'impact du projet sur la santé de l'homme.

Il sera alors nécessaire pour chaque thème étudié, de définir le périmètre pertinent. Les effets spatiaux sont différents en fonction du paramètre affecté et des effets indirects en raison des relations fonctionnelles entre les divers compartiments du milieu.

Le périmètre des zones d'influence pourra être défini en fonction des conditions aux limites (unité biogéographique, ou bassin versant pour le milieu terrestre. Il peut aussi dépendre des relations fonctionnelles entre milieu. Ainsi pour chaque périmètre seront définies les caractéristiques à l'origine, et les impacts du projet pour chaque solution envisagée.

La réalisation de ces études est confiée à des bureaux d'étude spécialisée qui rassemble en particulier des compétences avérées (qualifications universitaires) dans les domaines étudiés.

Le maître d'œuvre du projet définit par contre le cahier des charges de ces études. Il doit donc disposer du minimum de compétences dans le domaine. A ce titre, il peut imposer les méthodes d'investigation à mettre en œuvre. (inventaires biologiques ou listes de paramètres à évaluer, stations à mesurer, intervalles de temps entre les mesures, méthodes d'exploitation des données, forme de la présentation des résultats).

2.3.3 Les études géotechniques

Ces études sont nécessaires pour mesurer dès l'avant projet sommaire, l'incidence des choix de profil en long et d'une manière générale du tracé en terme de coût.

Nous l'étudierons plus en détail dans le chapitre terrassement, la nature des matériaux sera déterminante pour les techniques à mettre en œuvre pour réaliser les chaussées mais aussi les ouvrages d'art. Il sera alors évalué le coût de réalisation des terrassements, ainsi que des traitements éventuels, de la nécessité de recourir aux matériaux d'apport.

Il est aussi intégré à ce niveau d'étude la prise en compte des données hydrogéologiques.

Le résultat de ces études sera pris en compte pour la comparaison des variantes.

2.3.4 Les études hydrauliques

Les études hydrauliques inventorient l'existence de cours d'eau et d'une manière générale des écoulements d'eau en surface.

Ces études détermineront ensuite l'incidence du projet sur ces écoulements et les équipements à prendre en compte pour maintenir ces écoulements. Les obligations issues de la loi sur l'eau peuvent conduire à la modélisation de la zone d'étude impactée particulièrement lorsqu'il s'agit de cours d'eau.

Le modèle permettra de déterminer, lorsque l'infrastructure est construite dans le lit majeur d'un cours d'eau ou lorsque l'infrastructure peut modifier l'écoulement des eaux, la dimension des transparences hydrauliques à maintenir.

A ce titre ces résultats dimensionneront la portée des ouvrages de franchissement des cours d'eau. Ces études peuvent faire l'objet avec le projet d'enquête hydraulique au titre de la loi sur l'eau. Elles sont bien sûr intégrées à l'étude d'impact.

2.3.5 Les études économiques

Les études économiques en la matière ne sont pas aisées. En effet, un projet routier, en dehors des autoroutes à péage, est réalisé en milieu ouvert. De plus, l'estimation des gains ne peut être réalisée que sur la base d'hypothèses. On ne peut en effet mesurer le gain pour chaque usager. Les études économiques peuvent avoir aussi une autre portée. Elles permettent d'évaluer l'intérêt de phaser le projet. Ce phasage peut être réalisé de plusieurs manières:

- phasage longitudinal (réalisation par section)
- phasage transversal (réalisation en 2 voies en première phase et en 2 x 2voies en deuxième phase par exemple)

2.4 Les études de tracé

Nous avons vu précédemment que des normes et des principes définissent les règles à mettre en œuvre pour étudier le tracé de l'infrastructure.

L'élaboration du tracé s'appuiera sur les études précédentes. Les données recueillies au cours des études d'environnement sous forme de contraintes.

Différentes considérations à prendre en compte.

Autrefois, le tracé d'une route n'était arrêté qu'en fonction des normes de l'époque et de la topographie. Puis la recherche de l'équilibre des terres déblais remblais a été intégrée. Depuis la guerre 39-45, la qualité des sols est prise en compte. Puis le trafic, l'économie.

Aujourd'hui, c'est l'environnement: faune, flore, sources, forêts, esthétique, bruit. Toutes ces considérations sont à prendre en compte dès le début de l'étude, ce qui conduit à travailler par approches successives, en affinant les échelles au fur et à mesure des dossiers, depuis l'inscription jusqu'au projet détaillé.

De ces éléments se dégagent 5 aspects essentiels :

- l'Aspect Génie Civil : c'est l'art du Volume ;
- l'Aspect Fonctionnel : art de la Surface ;
- l'Aspect Économique : art du Compromis ;
- l'Aspect Environnement : art de l'Ouverture ;
- l'Aspect Politique : art du Réalisme.

➤ **L'ASPECT GENIE CIVIL ou ART DU VOLUME**

C'est l'intégration dans le milieu NATUREL d'un Volume ARTIFICIEL = la route. L'Art consiste à réaliser des ouvrages équilibrés, stables et dont la pérennité ne saurait être menacée par les éléments extérieurs ou les forces internes.

➤ **L'ASPECT FONCTIONNEL ou ART DE LA SURFACE**

L'Art consiste à réaliser des ouvrages dont les caractéristiques géométriques et l'état de la surface assureront l'écoulement du trafic dans les meilleures conditions de confort et de sécurité pour les personnes et les biens transportés.

➤ **L'ASPECT ECONOMIQUE ou ART DU COMPROMIS**

L'Art consiste à rechercher le projet ayant les caractéristiques les plus larges possibles en grevant le moins le coût et en veillant à ce que la solution technique ne soit pas sacrifiée à la recherche absolue du moins coûteux.

➤ **L'ASPECT ENVIRONNEMENT ou ART DE L'OUVERTURE**

En plus de l'usager, le riverain est pris en considération. L'Art consiste à prendre en compte l'impact de l'infrastructure sur l'aménagement régional, le respect du cadre de vie, l'intégration au paysage.

➤ **L'ASPECT POLITIQUE ou ART DU REALISME**

L'Art consiste à exposer les Avantages et les Inconvénients des différentes solutions pour aider le décideur dans son choix. Le réalisme repose sur la nécessité de bien signaler les inconvénients les plus graves.

Chapitre 3. Tracé routier

3.1 Introduction

Pour construire une route, il est nécessaire de connaître les besoins des usagers que l'on déterminera par des études sur :

- le déplacement actuel obtenu par comptage et enquêtes
- l'accroissement de la circulation

Le volume des déplacements détermine la nécessité de construire une route et son tracé approximatif; l'examen détaillé de tracé indique les points particuliers (traversés de village, intersection avec une rivière ou une voie ferrée, franchissement d'une vallée etc.) qu'il faut franchir.

Le tracé routier se définit par la connaissance du tracé de son axe en plan (tracé en plan), de la position en altitude de ses profils (profil en long) et de son gabarit (profil en travers).

Le tracé en plan et le profil en long doivent résoudre les problèmes suivants :

- un véhicule rapide doit pouvoir circuler à grande vitesse ;
- un véhicule lourd doit pouvoir gravir les déclivités ;
- un véhicule long doit pouvoir s'inscrire dans les courbes

Le profil en travers courant doit pouvoir résoudre quant à lui les problèmes suivants :

- la largeur de la chaussée doit pouvoir évacuer un débit assez important de trafic dans les conditions de sécurité ;
- les différents dévers doivent permettre aux véhicules dans une courbe de passer sans dérapage et permettre un écoulement transversal des eaux.

Une fois les obstacles connus, il faut soit les aménager soit les éviter en recherchant la solution optimale à la fois sur le plan technique et sur le plan économique. En évitant les obstacles, le tracé schématique est modifié en utilisant les segments de droites et des courbes raccordés entre eux.

3.2 Les courbes de niveau

Le terrain naturel

Le terrain naturel est représenté sous forme d'un plan coté dans le système de coordonnées

LAMBERT (coordonnées planimétriques x et y). Sur ces plans, nous retrouvons :

- les courbes de niveau dont leur distance dépend de l'importance du projet (courbe de niveau : ligne qui relie tous les points d'un terrain ayant même altitude) ;
- les quadrillages ou carroyages qui sont les divers points de repérage. Ces points sont équidistants et représentés par des croix ;
- les coordonnées planimétriques et les coordonnées altimétriques ;
- la direction du Nord, l'échelle ;

- la représentation des autres éléments tels que: les cours d'eau, les zones de marécage, les cases, les poteau électrique, etc.

3.2.1 Définition

Les courbes de niveau sont destinées à donner sur une carte un aperçu du relief réel. Une courbe de niveau (Figure 1) est l'intersection du relief réel avec un plan horizontal d'altitude donnée en cote ronde (généralement un nombre entier). Les courbes sont équidistantes en altitude; leur espacement horizontal dépend de la déclivité du terrain à représenter et de l'échelle du plan ou de la carte. On visualise en trois dimensions le terrain dessiné à plat sur la carte. Cela est renforcé sur les cartes par des coloriages pour souligner les lignes de crête : ils représentent l'ombre créée par une lumière fictive qui viendrait du nord-ouest de la carte.

Sur l'exemple ci-après, on peut lire sur la vue en plan les pentes du terrain naturel ; on repère les **sommets**, les **cols topographiques**, les **cuvettes (ou dolines)**, les **ruptures de pente**.

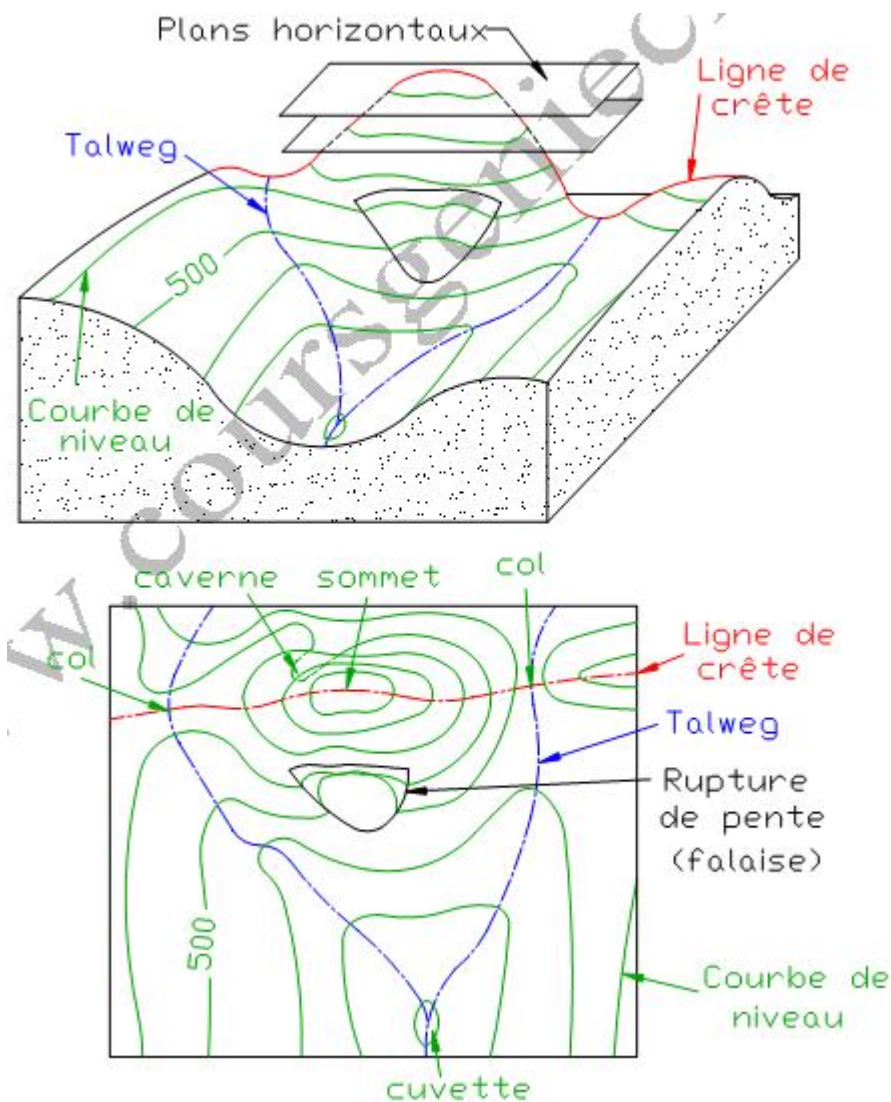


Figure 1. Terminologie

3.2.2 Principe d'interpolation

Comprendre l'interpolation permet de choisir judicieusement le nombre et la position des points à lever (Figure 2).

L'altitude au point M situé entre les courbes de niveau 530 et 540 est déterminée en considérant le terrain en pente constante entre A et B. Les points A et B sont les points les plus proches de M sur les courbes de niveau 530 et 540 ;

Ici, $\Delta H = 10$ m.

$$p = \frac{\Delta H}{ab}$$

La pente au point M vaut :

La distance ab est la distance réelle, c'est-à-dire la distance mesurée sur le plan et divisée par l'échelle du plan.

$$H_M = H_A + am \cdot \frac{\Delta H}{ab}$$

L'altitude de M est :

On peut appliquer cette dernière formule avec les distances mesurées sur le plan ; le facteur d'échelle se simplifie.

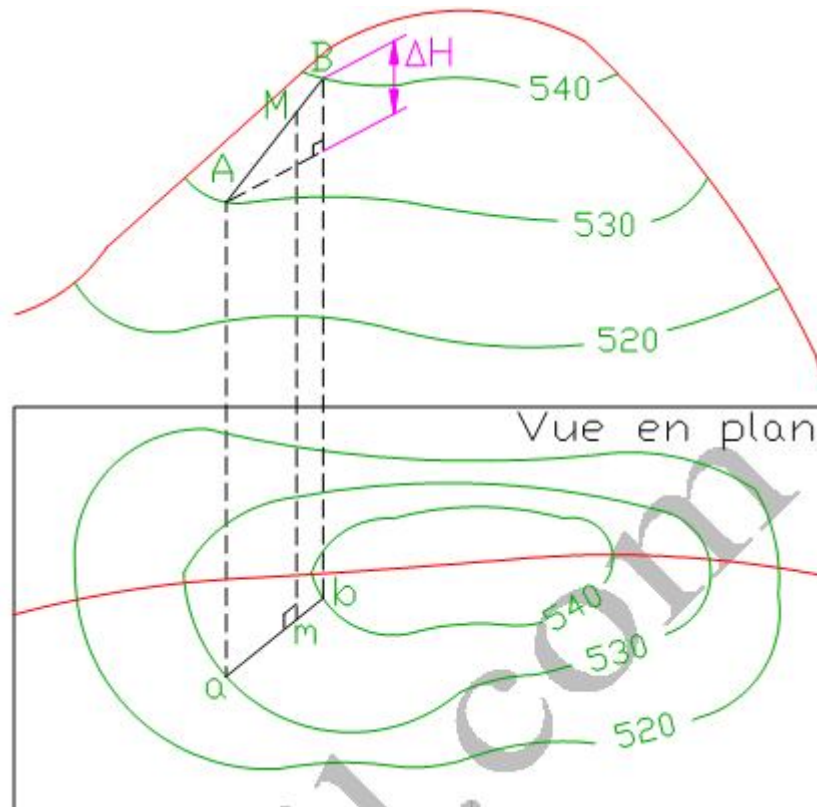


Figure 2. Interpolation de courbes de niveau

3.2.3 Tracé des profils en long et en travers du terrain naturel

Lors d'un avant-projet sommaire de l'étude d'un projet routier, le projeteur a besoin d'une vue en coupe du terrain naturel suivant l'axe du projet qu'il étudie : ce graphique est le profil en long du terrain naturel. Des vues en coupe perpendiculairement à l'axe sont aussi nécessaires à l'étude : ce sont les profils en travers. Ces deux types de graphiques permettent d'obtenir, après plusieurs études un tracé « idéal » répondant aux impératifs du projet que sont la visibilité, l'emprise sur le terrain, la déclivité maximale, le moindre coût, etc.

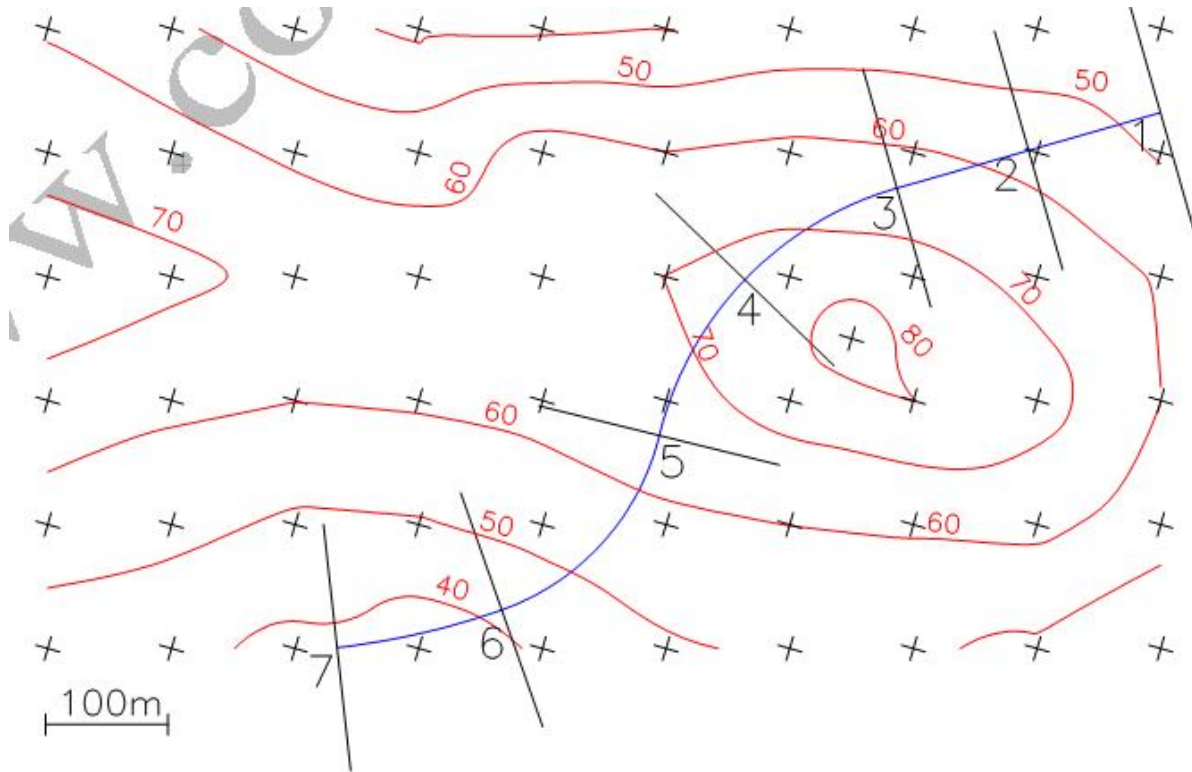


Figure 3 : Implantation d'un projet routier

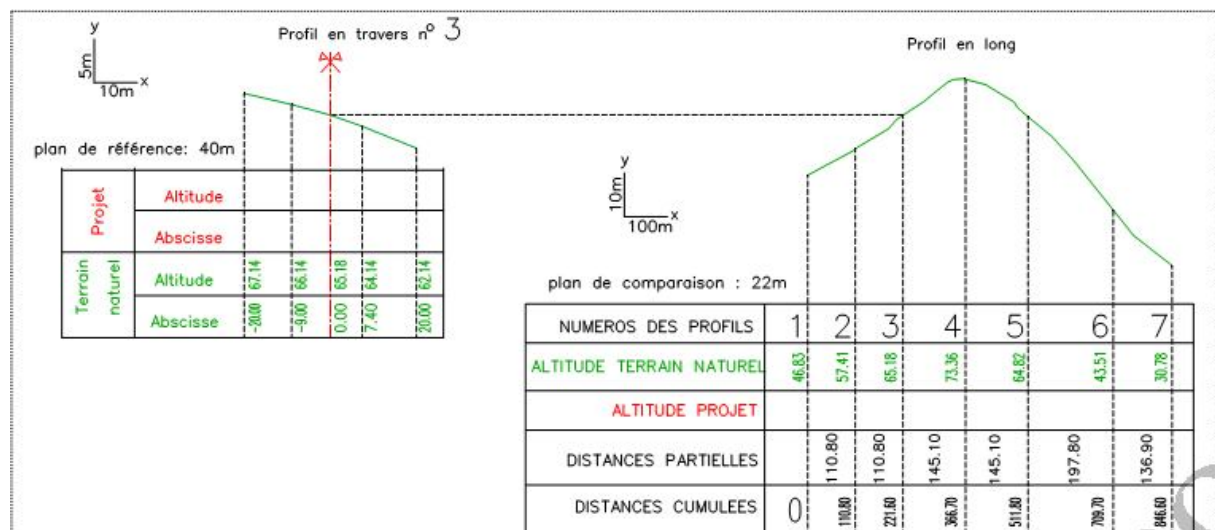


Figure 4 : Exemple d'un profil en long et un profil en travers

3.3 Caractéristiques géométriques des voies

Les normes établies par la Direction des Routes et de la circulation Routière (française) sont souples pour l'utilisateur car elles donnent au projeteur des indications qu'il est souhaitable de respecter sans que cela soit un impératif absolu. Elles sont définies en fonction du trafic à écouler et du niveau de confort et de sécurité que l'on souhaite offrir à l'usager. Nous avons les circulaires suivantes :

- I.C.T.A.R.N: Instructions sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Routes Nationales ;

- I.C.T.A.A.L: Instructions sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Liaison ;
- I.C.T.A.V.R.U: Instructions sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines.

3.3.1 Paramètres fondamentaux

3.3.1.1 Paramètres de base : Vitesse de référence. Vitesse pratiquée. Vitesse réglementaire

Le premier choix est celui de la vitesse de projet. Dans l'approche française, on la définit par une vitesse de référence. C'est la vitesse qui peut être pratiquée en tout point de la section considérée. Elle est donc imposée par les zones dont les caractéristiques géométriques sont les plus contraignantes et elle permet ainsi de définir les caractéristiques minimales d'aménagement de ces zones particulières.

Pour éviter tout effet de surprise, la vitesse de référence doit être la même sur de longues sections (50 km ou plus) et la transition entre deux sections de vitesses de référence différentes doit être perceptible.

Les cinq valeurs de vitesse de référence retenues par les instructions relatives au réseau national français sont les suivantes : 40, 60, 80, 100, 120 km/h (Tableau 2). En fait les vitesses pratiquées sont souvent supérieures à la vitesse de référence.

Il est important pour le projeteur de connaître la façon dont elles sont influencées par la géométrie de la route. Les observations faites dans divers pays permettent d'énoncer les conclusions suivantes :

- le rayon en plan n'a d'influence sensible qu'au-dessous de 300 m ;
- les rampes ont une influence modérée ;
- les caractéristiques générales du profil en travers ont une influence sensible. Le conducteur ne se sent pas à l'aise sur une route de 5 m et modère son allure. À l'inverse, il roule vite et même très vite sur les routes à 2×2 voies, même non autoroutières ;
- les vitesses sont dans l'ensemble peu influencées par les panneaux de limitation de vitesse, sauf s'ils sont renforcés par des feux clignotants.

Une dernière notion est enfin à prendre en compte, c'est celle de vitesse réglementaire. Des vitesses limites ont été définies dans la plupart des pays, différentes suivant les types de voies, leurs caractéristiques géométriques (profil en travers essentiellement), leur environnement (urbain, périurbain, rase campagne), les conditions météorologiques.

Fixées dans un but de sécurité, et ne différenciant qu'un nombre très restreint de types de situation, elles sont forcément très générales et ne constituent pas un objectif d'aménagement de la voie. Rien n'interdit, en particulier, de choisir des vitesses de référence supérieures. Dans ce cas, l'objectif est d'offrir à l'automobiliste des conditions de conduite plus confortables et non pas de l'inciter à dépasser les vitesses réglementaires.

3.3.1.2 Paramètres cinématiques : Distance d'arrêt. Distance de dépassement

Ces éléments sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Vitesse du véhicule		V(Km/h)	40	60	80	100	120
Longueur de freinage		d_0 (m)	15	35	60	105	170
Distance d'arrêt en alignement		d_1 (m)	40	70	105	160	230
Distance d'arrêt en courbe		d_2 (m)	45	80	120	180	280
Distance de visibilité de dépassement	Minimale	d_d (m)	150	250	325	400	500
	Normale	d_p (m)	250	350	500	625	800
Distance de visibilité de manœuvre de dépassement		d_{Md} (m)	70	120	200	300	400

En tout point du tracé, la visibilité doit être suffisante pour que le véhicule puisse voir à temps un obstacle placé sur la chaussée et qu'il puisse réaliser, dans des conditions acceptables, une manœuvre de dépassement.

Pour ce qui concerne l'arrêt avant un obstacle, on doit distinguer les obstacles permanents (par exemple musoir d'îlot directionnel) dont la hauteur est connue, et les obstacles imprévus, dont la hauteur conventionnelle est supposée être 0,15 m, l'œil étant placé à 1 m de hauteur et à 2 m du bord de la chaussée ou de la voie élémentaire sur laquelle circule le véhicule (Tableau 2).

La distance d'arrêt en ligne droite est donnée par la formule :

$$d_1 (m) = \frac{4}{1\,000} \frac{V^2}{f} + 0,55 V (km/h)$$

le premier terme représentant la longueur de freinage ; 0,55 étant le temps de perception-réaction du conducteur, f le coefficient de frottement et V la vitesse du véhicule. En courbe, on estime que le freinage ne peut pas être aussi énergique, et la distance d_2 prise en compte est obtenue en majorant de 25 % le premier terme dès lors que le rayon en plan R (m) est inférieur à $5 V$ (km/h).

Les coefficients de frottement pris en compte par les règlements français diminuent lorsque la vitesse augmente comme le montre le tableau 1 qui donne également les distances d'arrêt d_1 en ligne droite et d_2 en courbe.

Tableau 1 – Distances d'arrêt en ligne droite d_1 et en courbe d_2 à différentes vitesses							
V (km/h)	40	60	80	100	120	130	140
f	0,46	0,46	0,42	0,38	0,34	0,32	0,30
d_1 (m)	40	70	105	160	230	275	330
d_2 (m)	45	80	120	180	280	330	390

Il faut insister sur le caractère conventionnel de ces chiffres. Sur mauvais revêtement, en cas de pluie, et s'il y a blocage des roues, l'adhérence effective peut être très inférieure à ces valeurs.

La distance de visibilité de dépassement est celle qui permet, sur une route bidirectionnelle, de terminer le dépassement sans ralentir le véhicule arrivant en sens inverse, la hauteur conventionnelle du véhicule adverse étant de 1,20 m.

Les normes prennent en compte deux valeurs extrêmes de durée de dépassement :

- une valeur minimale de 7 à 8 s qui suppose une forte réserve de puissance pour le véhicule qui dépasse ;
- une valeur normale de 11 à 12 s.

Les distances de dépassement correspondantes sont respectivement de :

- $d_d (m) = 4 V (km/h)$;
- $d_D(m) = 6 V (km/h)$.

Enfin, les normes définissent également une distance de visibilité de manœuvre de dépassement d_{Md} . C'est celle qui permet, en sécurité, d'abandonner un dépassement en freinant ou de le poursuivre en accélérant si le véhicule opposé freine.

En pratique on constate que, pour des routes à deux voies, des distances de visibilité de l'ordre de 500 m au moins sont nécessaires pour permettre des dépassements dans de bonnes conditions. Pour éviter que les automobilistes, excédés de rouler en convoi, n'entreprennent des dépassements dans des conditions dangereuses, il faut chercher à assurer cette distance minimale de visibilité sur plus de 25 % de la longueur du tracé, les zones de dépassement étant régulièrement réparties. Sur les routes à trois voies, il est recommandé d'affecter la voie centrale à un sens de circulation dès que la visibilité est inférieure à 500 m.

3.3.2 Autres paramètres

3.3.2.1 Les rayons en plan (RH) (Tableau 2)

- **Le rayon minimal absolu (RHm) :** C'est le rayon en dessous duquel l'on ne devrait pas descendre. Il correspond à la plus faible valeur à admettre pour un tracé. (On se place à la limite du dérapage avec le dévers maximal qui est de 7%) ;
- **Le rayon minimal normal (RHN) :** C'est le rayon en dessous duquel l'on ne devrait pas descendre dans le normal sauf cas particulier. Il assure un confort et une sécurité plus grande et correspond à la vitesse $V_r = 20Km/h$.
- **Le rayon au dévers minimal (RH'') :** C'est le rayon qui permet de déverser la chaussée à une valeur minimale de 2% (chaussée rigide) ou de 2.5% (chaussée souple). Ce rayon correspond au dévers minimal que doit présenter toute chaussée.
- **Le rayon non déversé (RH') :** C'est le rayon à partir duquel même en courbe, la chaussée garde son profil en travers comme dans un alignement droit.

3.3.2.2 Les Plans topographiques

Le plan topographique qui sert de support au travail du projeteur est à une échelle qui dépend de l'avancement de l'étude et de la zone urbaine ou rurale de travail. Le projet d'exécution se fait de préférence au 1/500 en zone urbaine sauf dans les tronçons comportant des points durs où l'on travaille au 1/100.

	<i>Zone urbaine</i>	<i>Zone rurale</i>
Esquisse	1/2000	1/10000 ou 1/5000
Avant Projet Sommaire	1/2000 ou 1/1000	1/5000 ou 1/2000
Avant Projet Détaillé Projet d'exécution	1/1000 ou 1/500 (ou 1/100)	1/2000

3.3.3 Surlargeurs

Lorsqu'un véhicule circule dans une courbe, il occupe une largeur plus grande que sur l'alignement droit. Il est très sensible pour les véhicules longs, c'est donc pour les permettre de s'inscrire dans la largeur d'une voie au niveau des virages de petit rayon que cette notion est née. Les circulaires limitent l'adoption des surlargeurs aux rayons inférieurs à 200 m, la surlargeur S en courbe par voie de circulation est calculée par la formule :

$$S = 50/R \text{ et } 0,20\text{m} < S \leq 3\text{m}.$$

3.4 Tracé des profils en long et en travers du terrain naturel

3.4.1 Définitions

Un profil en long est la représentation d'une coupe verticale suivant l'axe d'un projet linéaire (route, voie ferrée, canalisation, etc.). Le profil en long est complété par des profils en travers qui sont des coupes verticales perpendiculaires à l'axe du projet. Leur établissement permet en général le calcul des mouvements de terres (cubatures) et, par exemple, permet de définir le tracé idéal d'un projet de manière à rendre égaux les volumes de terres excavés avec les volumes de terre remblayés. Par exemple, sur la figure 5 ci-dessous, un projet routier est figuré en trait d'axe. Le profil en long constitue un développement suivant son axe sur lequel sont représentés le terrain naturel et le projet. Les profils en travers, régulièrement espacés, sont une vue en coupe qui fournit l'inscription de la route dans le relief perpendiculairement à l'axe.

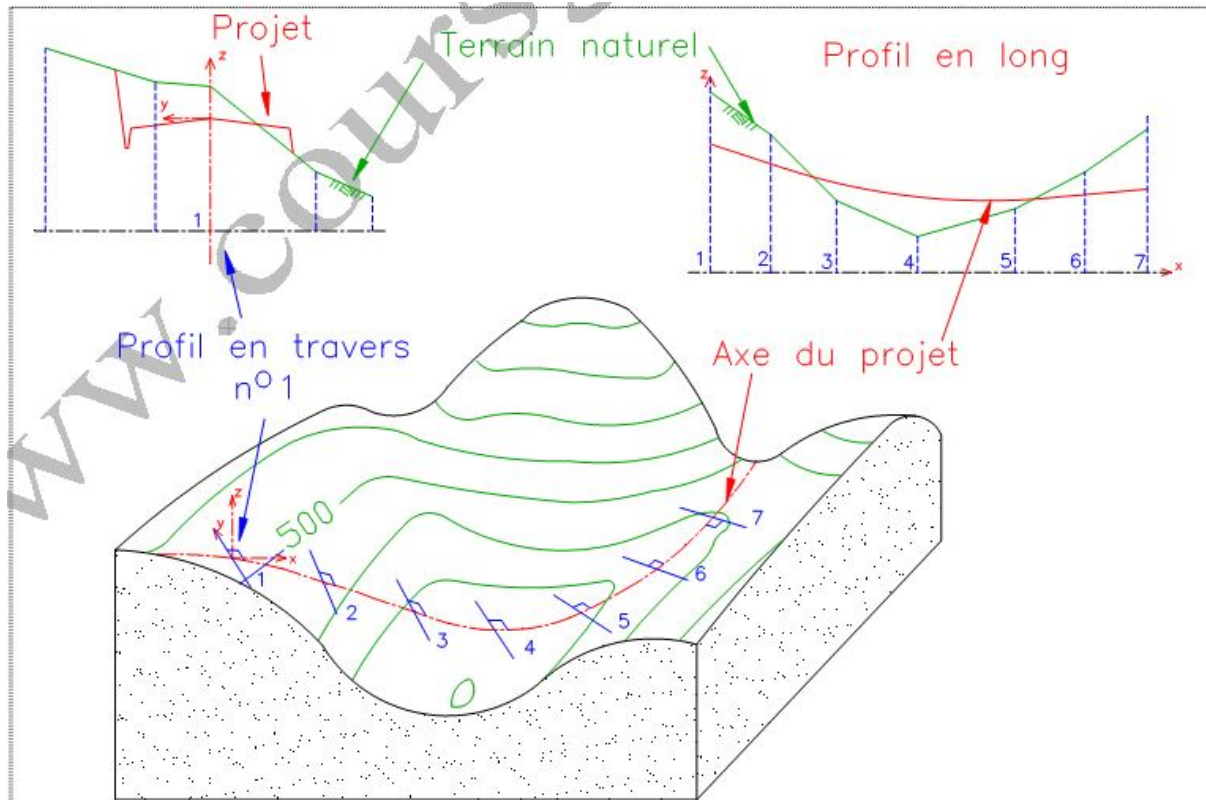


Figure 5 : Profil en long et en travers

3.4.2 Le profil en long

3.4.2.1 Caractéristiques générales

Le profil en long est le développement du cylindre vertical sur lequel est tracé l'axe de la route. Il est constitué de segments de droite raccordés par des arcs de cercle caractérisés par leur rayon. Pour les segments de droite, on parle de pente ou de rampe suivant que la route descend ou monte dans le sens de la marche.

Les rampes sont contraignantes pour les véhicules lourds dont elles augmentent les consommations. Elles le sont d'autant plus qu'elles sont plus longues et que le véhicule perd le bénéfice de son élan initial. Le ralentissement de ces véhicules perturbe, de plus, la circulation générale. Cela conduit à limiter autant que possible les rampes aux valeurs indiquées dans le tableau 2.

Pour les routes à larges caractéristiques sur lesquelles on souhaite que la circulation soit aussi peu gênée que possible par la présence des rampes, on prévoit une voie supplémentaire pour les véhicules lents.

Outre le respect des rampes maximales, on doit s'efforcer, dans la conception générale du tracé, de réduire la dénivelée cumulée qui influe directement sur le coût de circulation des véhicules lourds. Cependant, il peut en résulter un enchérissement du projet.

Seule l'étude économique peut permettre de définir l'optimum d'aménagement. Le choix des rayons en angles saillants RV est basé sur les conditions de visibilité.

Pour une chaussée unidirectionnelle, la distance de visibilité d'un obstacle éventuel de 0,15 m de hauteur doit être au moins égale à la distance d'arrêt pour la vitesse de référence (minimal

absolu RVm_1) et si possible pour la vitesse $V_r + 20$ (minimal normal RVN_1). L'œil du conducteur est supposé être à 1 m de hauteur.

Tableau 2 – Paramètres fondamentaux des projets routiers									
Désignation du paramètre				Symbole et unité	Catégorie de route				
					4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	Except.
Vitesse de référence				Vr(km/h)	40	60	80	100	120
Tracé en plan	Dévers maximal			δM (%)	7	7	7	7	7
	Rayon en plan RH (m)	minimal absolu (dévers δM)		RHm	40	120	240	425	665
		minimal normal (dévers)		RHN (δ %)	120 (5 %)	240 (5 %)	425 (5 %)	665 (4 %)	1 000 (4 %)
		au dévers minimal (1)		RH'' (2,5 %) RH'' (2 %)	250 300	450 500	650 700	900 1 000	1 500 1 600
		non déversé		RH'	400	600	900	1 300	1 800
Profil en long	Déclivité maximale en rampe			πM(%)	8	7	6	5	4
	Rayon en angle saillant RV(m)	Chaussée unidirectionnelle (route à 4 voies ou à 2 chaussées)	minimal absolu	RVm ₁	500	1 500	3 000	6 000	12 000
			minimal normal	RVN ₁	1 500	3 000	6 000	12 000	12 000
		Chaussée bidirectionnelle (route à 2 ou 3 voies)	minimal absolu	RVm ₂	500	1 600	4 500	10 000	
			minimal normal	RVN ₂	1 600	4 500	10 000	17 000	
	Rayon en angle rentrant RV' (m)	minimal absolu		RVm'	700	1 500	2 200	3 000	4 200
		minimal normal		RVN'	1 500	2 200	3 000	4 200	6 000
	Rayon assurant la distance de visibilité de dépassement minimale sur route à 2 ou 3 voies				RVD(m)	2 500	6 500	11 000	17 000
Paramètres cinématiques	Vitesse du véhicule			V(km/h)	40	60	80	100	120
	Longueur de freinage			d ₀ (m)	15	35	60	105	170
	Distance d'arrêt en alignement			d ₁ (m)	40	70	105	160	230
	Distance d'arrêt en courbe			d ₂ (m)	45	80	120	180	280
	Distance de visibilité de dépassement	minimale	d _d (m)	150	250	325	400	500	
		normale	d _D (m)	250	350	500	625	800	
	Distance de visibilité de manœuvre de dépassement			d _{Md} (m)	70	120	200	300	400

(1) Le dévers minimal est 2,5 % pour une chaussée en béton bitumineux et de 2 % pour une chaussée en béton de ciment.

(1) Le dévers minimal est 2,5 % pour une chaussée en béton bitumineux et de 2 % pour une chaussée en béton de ciment.

Pour une chaussée bidirectionnelle, il faut de plus qu'un véhicule venant en sens inverse puisse être vu à la distance de visibilité de manœuvre de dépassement correspondant à la vitesse de référence (minimal absolu RVm_2) ou à $V_r + 20$ (minimal normal RVN_2).

Si le respect de ces seuils conduit à un coût excessif, il est bien entendu possible d'y déroger localement au prix, pour les routes bidirectionnelles, d'une interdiction de doubler réalisée par un marquage continu.

En angle rentrant, la prise en compte du confort dynamique des véhicules roulant à V_r ou $V_r + 20$ conduit aux rayons minimaux absolus et normaux du **tableau 2**.

3.4.2.2 Le profil en long du projet

C'est la représentation des éléments définissant en altitude de la route suivant le cheminement du tracé en plan. Cette représentation est appelé ligne rouge. Le profil en long est constitué de succession de rampes (montées) et de pentes (descentes) raccordées par des éléments circulaires ou paraboliques.

Les raccordements convexes en point haut sont appelés raccordements en angle saillant ; et les raccordements concaves en point bas sont les raccordements en angle rentrant.

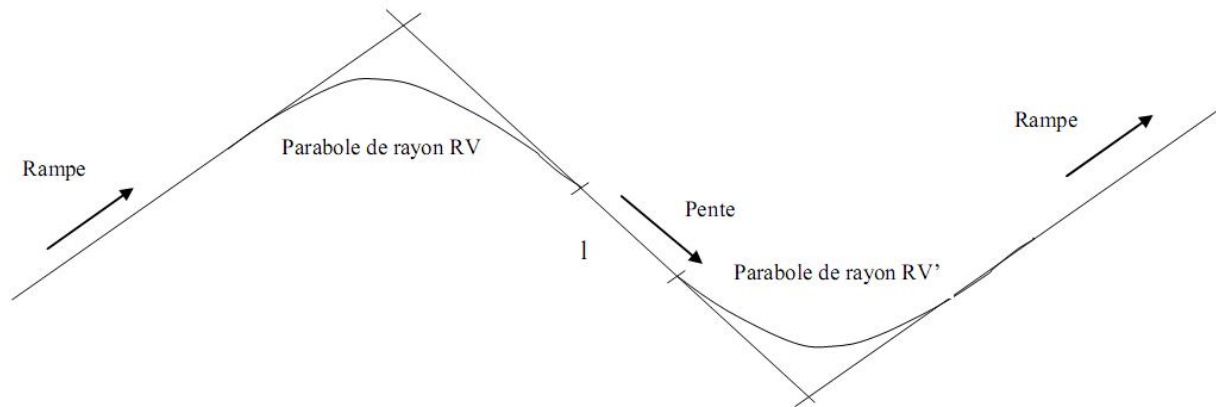


Figure 5.1. Raccordement du profil en long

Les pentes et les rampes sont appelées des déclivités. Leurs valeurs sont fonction de la vitesse de référence.

La longueur minimale l entre les deux paraboles est 50m

RV: Rayon en angle saillant

RV': Rayon à angle rentrant

$RV > RV'$ à cause de la visibilité

Le profil en long est un graphique (Figure 6) sur lequel sont reportés tous les points du terrain naturel et de l'axe du projet. Il est établi en premier lieu.

On s'appuie sur ce document pour le dessin des profils en travers (Figure 8). Distances et altitudes sont données en mètres au centimètre près. On choisit en général un plan de comparaison d'altitude inférieure à l'altitude du point le plus bas du projet ou du terrain naturel. Ce plan de comparaison est l'axe des abscisses du graphique sur lequel sont reportées les distances horizontales suivant l'axe du projet.

Sur l'axe des ordonnées, sont reportées les altitudes. Les échelles de représentation peuvent être différentes en abscisse et en ordonnées (en rapport de l'ordre de 1/5 à 1/10) de manière à souligner le relief qui peut ne pas apparaître sur un projet de grande longueur.

On dessine tout d'abord le terrain naturel (TN), généralement en trait moyen noir. Son tracé est donné par la position de chaque point d'axe d'un profil en travers, le terrain naturel étant supposé rectiligne entre ces points. On reporte en même temps dans le cartouche des renseignements en bas du graphique : les distances horizontales entre profils en travers dites distances partielles, les distances cumulées (appelées aussi abscisses curvilignes) depuis l'origine du projet et l'altitude de chaque point.

Les calculs des positions des points caractéristiques se ramènent à des intersections droites-droites, droites-cercles ou droites-paraboles dans le repère associé au profil en long.

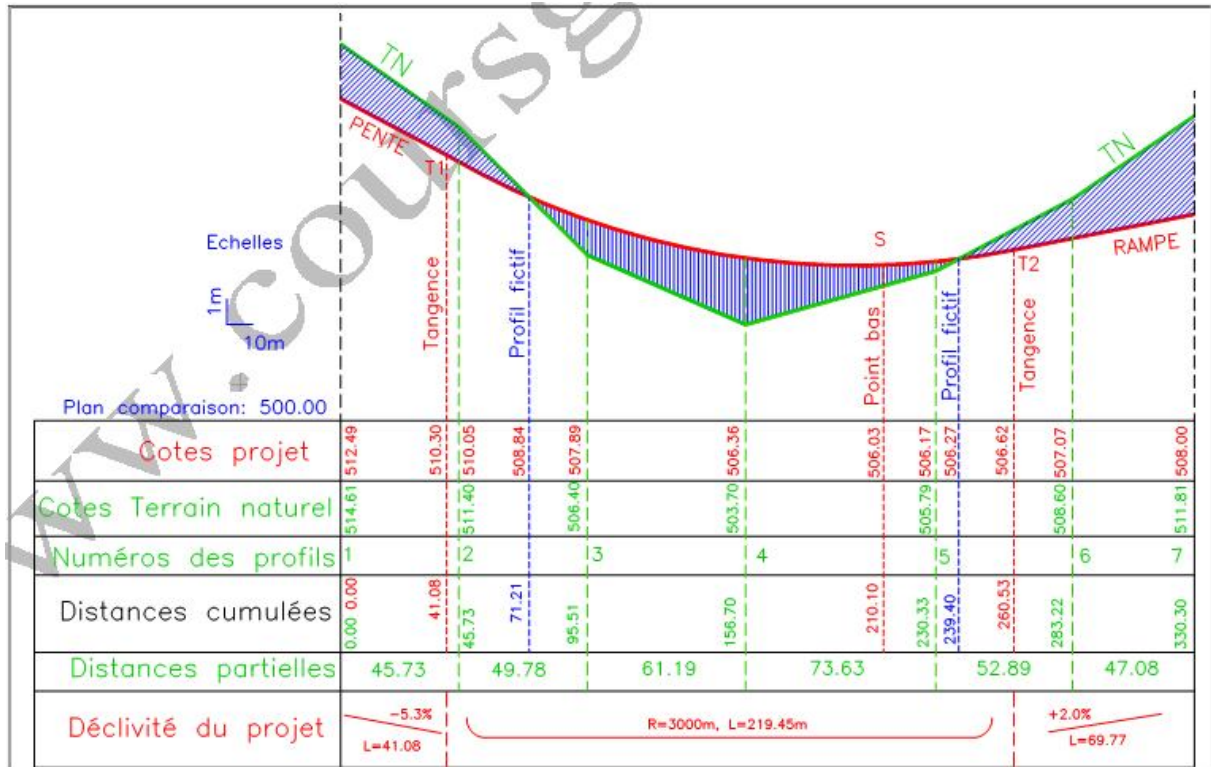


Figure 6 : Profil en long

On peut colorier de manière différente les remblais (en rouge) et les déblais (en bleu). Les profils en travers fictifs (surface nulle) dont on doit déterminer la position (abscisse et éventuellement l'altitude) sont les points d'intersection entre le terrain naturel et l'axe du projet ; ces profils particuliers sont utiles pour le calcul des cubatures. Il faut connaître leur position en abscisse par rapport aux deux profils en travers qui les encadrent.

Procédure de tracé :

- 1) Choix du plan horizontal de référence (Plan de comparaison)
- 2) Définir le TN : tracé + cotes
- 3) Définir de projet : tracé + cotes
- 4) Numéroté la position des profils en travers
- 5) Indiquer les distances (partielles et cumulées)
- 6) Indiquer la déclivité du projet
- 7) Indiquer les caractéristiques géométriques du projet : alignements et courbes (vue en plan).

Un exemple de profil en long informatisé est représenté par la figure ci-dessous.

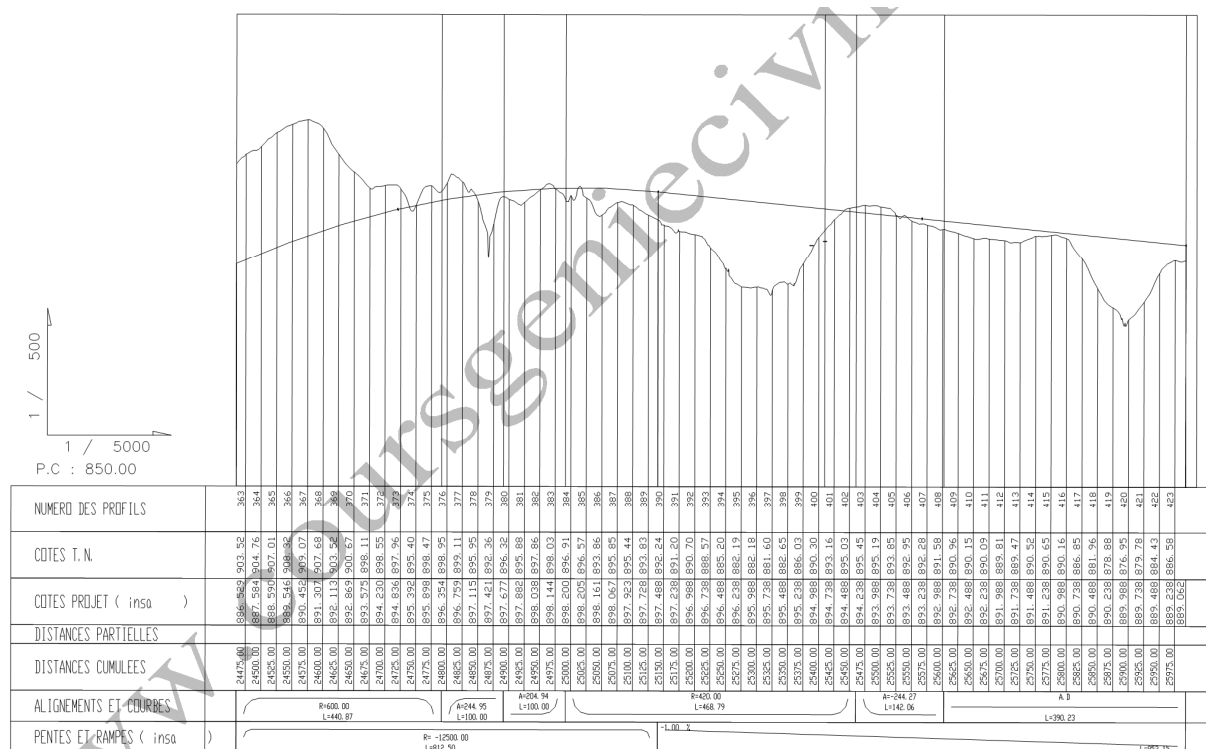


Figure 7 : Profil en long informatisé

3.4.2.3 Quelques recommandations

- Ne jamais séparer l'étude du profil en long de celle du tracé en plan. Exclure les courbes accentuées en plan au voisinage des points sensibles du profil en long ;
- Eviter que les déclivités maximales se maintiennent sur les distances supérieures à 1000m.
- Créer une voie supplémentaire lorsque la route a une rampe forte (+ 5%) et longue (1 km) ;
- choisir de préférence (sauf difficulté d'insertion dans le site) un profil en long légèrement au-dessus du terrain naturel plutôt qu'à un niveau ou en dessous pour des raisons liées à l'assainissement ;
- utiliser des rayons adaptés à l'approche des points particuliers
- éviter, si possible, de situer les points particuliers dans les fortes déclivités et les quelques centaines de mètres leur succédant ;
- adopter des déclivités suffisantes dans les zones de faible pente transversale et dans les sections en déblai, afin d'assurer un bon écoulement des eaux de ruissellement ;

Le projet routier, réalisé à partir de documents plan, ne donne pas la vision réelle de ce que sera l'aménagement dans l'espace, d'où la nécessité de coordonner tracé et profil par une étude d'ensemble, qui doit permettre :

- d'assurer une bonne visibilité à l'approche des points particuliers (pas de carrefour après un sommet de côte ou un virage, etc.) ;

- de caler les couches en plan de telle sorte qu'elles soient bien en correspondance avec les courbes en profil en long du secteur ;
- d'éviter après un sommet de côte des "réapparitions" de tracé trop proches du lieu de "disparition".

Dans certains cas particuliers, des dérogations aux normes ainsi définies peuvent être accordées, après avoir épuisé toutes les possibilités offertes par les réglementations. La zone concernée est alors traitée avec grande attention pour éviter toute cause d'accident.

Lorsque la déclivité maximale est au-delà de 4%, il faudrait imposer une longueur maximale (appelée longueur critique de pente maximale (L_c)) à la section de cette route.

<i>Trafic</i>	<i>L_c (m)</i>
En deçà de 100 veh/j	1000 pour $p > 9\%$
150 à 500 veh/j	7500 pour $p > 6\%$
500 à 5000 veh/j	600 pour $p > 4\%$
	400 pour $p > 6\%$

3.4.3 Le profil en travers

Les profils en travers (sections transversales perpendiculaires à l'axe du projet) permettent de calculer les paramètres suivants :

- la position des points théoriques d'entrée en terre des terrassements ;
- l'assiette du projet et son emprise sur le terrain naturel ;
- les cubatures (volumes de déblais et de remblais).

Le profil en travers (Figure 8) est représenté en vue de face pour une personne qui se déplacerait sur l'axe du projet de l'origine à l'extrémité du projet.

La voie de gauche doit donc se situer sur la partie gauche du profil. On commence par dessiner le terrain naturel à partir d'un plan horizontal de référence qui n'est pas forcément celui du profil en long, de manière à obtenir le profil en travers à l'échelle maximale sur le format choisi. L'échelle de représentation est de l'ordre de 1/100 à 1/200 (jusqu'à 1/50 pour les voies les moins larges). Il n'y a pas d'échelle différente en abscisse et en ordonnée de manière à pouvoir mesurer directement sur le graphique des longueurs dans toutes les directions ou bien des surfaces.

L'abscisse de chaque point du terrain naturel (ou du projet) est repérée par rapport à l'axe du profil en travers (donc négative à gauche et positive à droite), l'ordonnée est toujours l'altitude du point. On y superpose ensuite le gabarit type du projet (largeur de chaussée, accotements, fossés et pentes de talus) à partir du point d'axe dont l'altitude a été déterminée sur le profil en long. Cela permet de calculer la position des points d'entrée en terre.

Les fossés ne sont pas repérés comme les autres points caractéristiques puisque, de manière à simplifier le calcul, ils n'interviennent pas dans la décomposition de la surface en triangles et trapèzes. Ils sont calculés séparément.

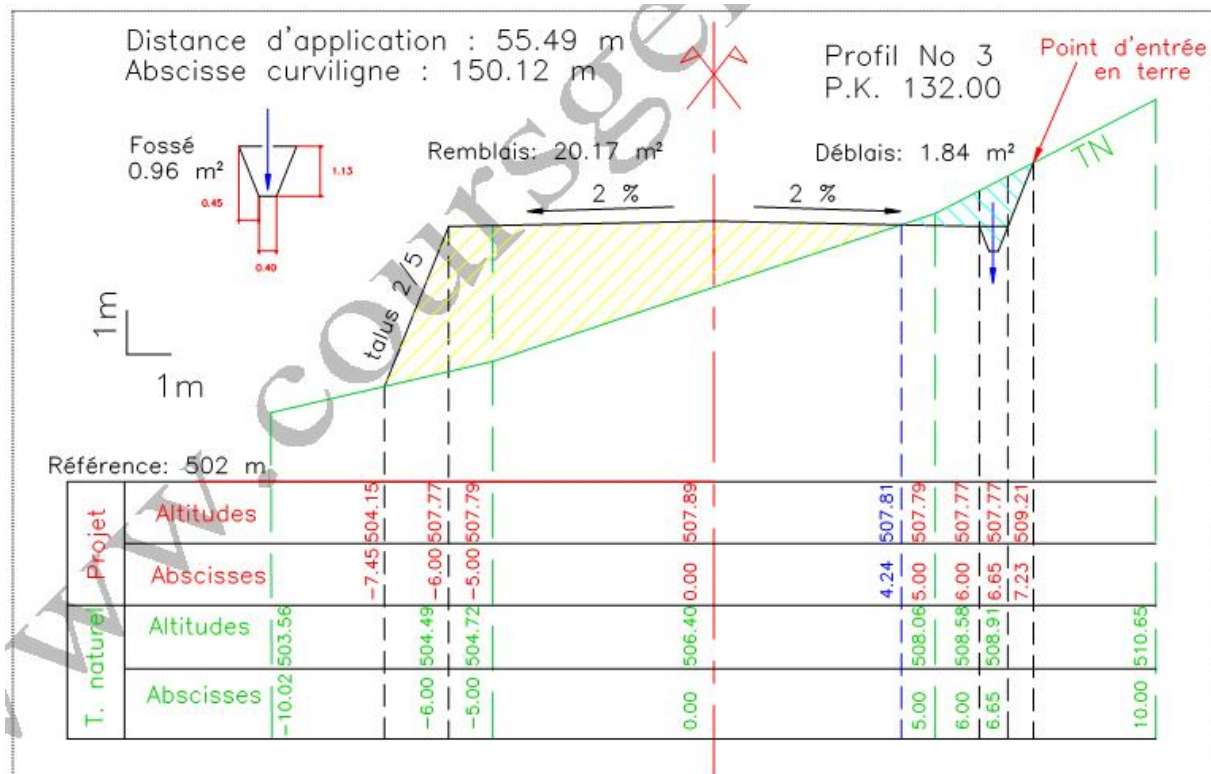


Figure 8 : Profil en travers

Il existe trois types de profils en travers (Figure 9) : les profils en remblai, en déblai ou bien les profils mixtes.

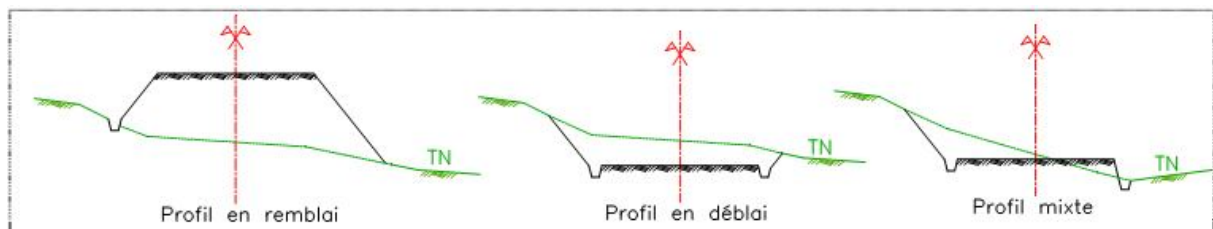


Figure 9 : Différents types de profil en travers

Notons que la présence du fossé sur ces différents types de profils n'est nécessaire qu'en cas d'impossibilité d'écoulement naturel des eaux. Par exemple, comparez le profil en remblai et le profil mixte. Le principe de profil en travers est représenté sur la figure 10, et la figure 11 présente un profil en travers informatisé.

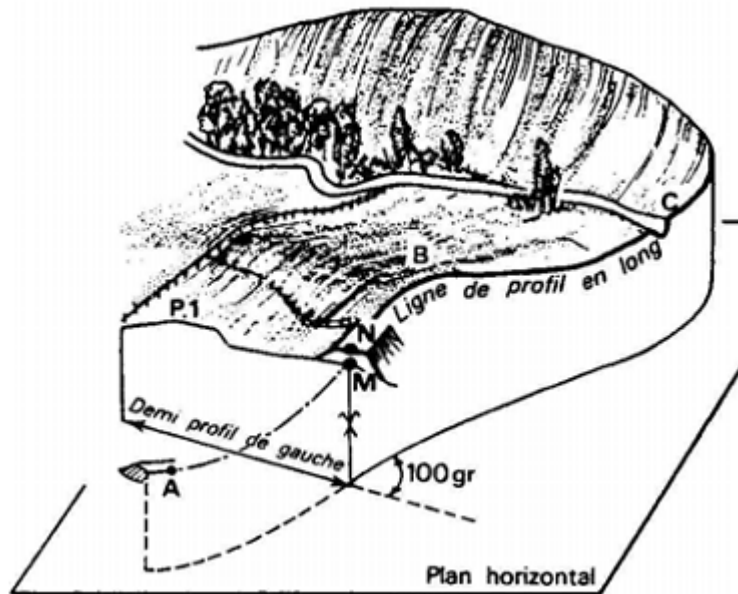


Figure 10 : Principe du profil en travers

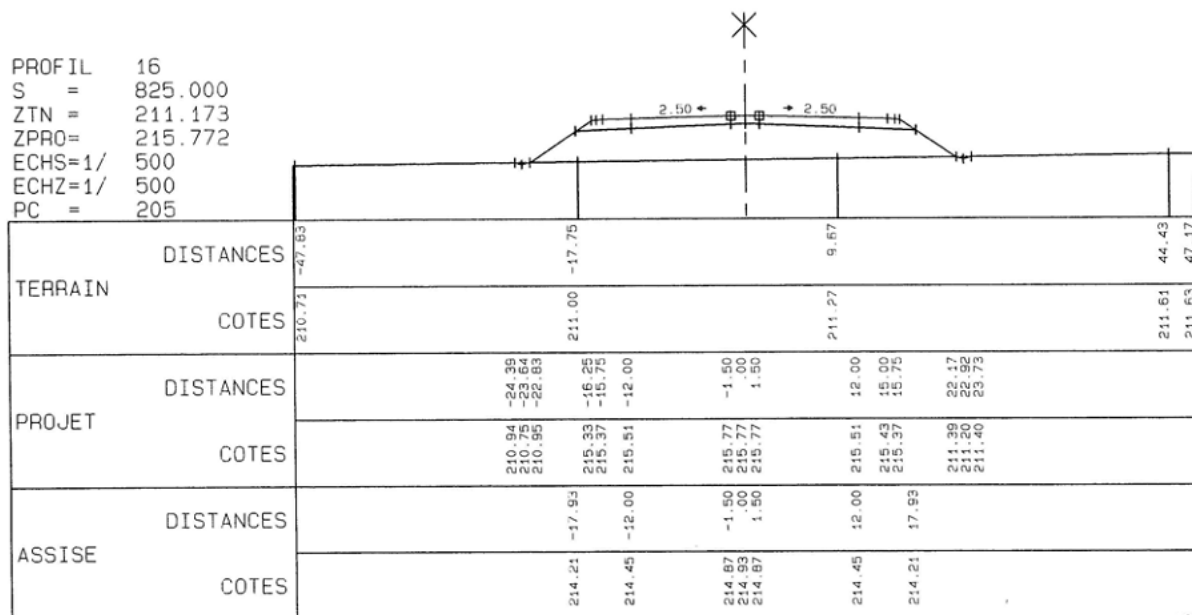


Figure 11 : Exemple de profil en travers informatisé

Le profil en travers des routes comporte certaines caractéristiques.

Au droit des ouvrages d'art et des points singuliers :

- Pour les ouvrages d'art courants, les dimensions des chaussées et d'un éventuel terre-plein central sont identiques à celles prévues en section courante ; le terre-plein central et les accotements comprennent la plupart du temps des trottoirs, glissières, etc. ;
- Pour le franchissement des points singuliers constitués par des ouvrages d'art exceptionnels, les caractéristiques à adopter sont étudiées au cas par cas, sans diminuer la largeur de la chaussée roulable.

Les autres points singuliers

Ils font l'objet de recommandations spécifiques. On peut citer :

- les carrefours: les carrefours plans classiques, les carrefours giratoires ;
- les échangeurs.

L'espacement entre les profils en travers consécutifs varie entre 50m et 100m et sur un terrain accidenté, il varie de 25m à 35m. Cet espacement est indicatif et dépend des difficultés rencontrées pendant la phase des études.

3.5 Le tracé en plan

Le tracé en plan est la projection sur un plan horizontal de l'axe de la chaussée. C'est une succession de droites, d'arcs de cercle et de courbes de raccordement. La combinaison de ces éléments, en coordination avec le profil en long, doit en premier lieu permettre de réserver une proportion convenable de zones où la visibilité est suffisante pour permettre le dépassement. Simultanément, on doit éviter l'effet de monotonie et réduire en conduite nocturne le temps d'éblouissement par les phares lié aux grands alignements droits.

3.5.1 Choix du rayon des virages

Le rayon des arcs de cercle et leurs dévers doivent permettre au minimum à un véhicule roulant à la vitesse de référence V_r de ne pas déraiper.

On doit avoir pour cela, si R est le rayon du virage, δ le dévers, f_t le coefficient de frottement transversal, c'est-à-dire l'adhérence transversale maximale mobilisable, et m la masse du véhicule :

$$m \frac{V_r^2}{R} \leq mg(f_t + \delta)$$

$$R \geq \frac{V_r^2}{g(f_t + \delta)}$$

Soit

Le rayon minimal dépend donc des dévers et du frottement mobilisable. Le dévers ne doit pas être trop grand pour éviter le risque de glissement à faible vitesse par temps de verglas. Comme le montre le tableau 2, il est recommandé de le limiter à 7 %.

Les valeurs conventionnelles retenues pour f_t dépendent de la vitesse. Ce sont les suivantes:

V_r (km/h)	40	60	80	100	120
f_t	0,25	0,16	0,13	0,11	0,10

L'application de la formule donne alors les valeurs de rayon indiquées dans le tableau 2.

Une fois dépassée la zone éventuelle de raccordement progressif, le rayon de courbure doit rester constant sur toute la longueur du virage.

Une telle variation rend le virage trompeur pour l'utilisateur qui adapte sa trajectoire et sa vitesse à ce qu'il perçoit en entrée de virage et se trouve donc pris au dépourvu par la modification du rayon de courbure.

Un mauvais uni est également un élément défavorable, de même bien entendu qu'un défaut d'adhérence, qui est fréquent dans les zones où le véhicule est fortement sollicité et où l'usure du revêtement est donc plus rapide.

3.5.2 Courbes de raccordement (Cf. §2.2.5 du chap.2)

Il est souhaitable de prévoir, entre les segments de droite et les arcs de cercle, des zones de raccordement, et cela pour réaliser les conditions suivantes :

- assurer une bonne lisibilité de la route en annonçant les virages ;
- permettre à l'automobiliste un braquage progressif ;
- introduire progressivement le dévers à partir d'un profil en ligne droite en forme de toit.

Pour répondre à ces objectifs, on choisit généralement comme courbe de raccordement la clothoïde, dont la courbure est proportionnelle à l'abscisse curviligne s . Parcourue à vitesse constante, elle correspond à la trajectoire d'un véhicule dont l'angle de braquage du volant augmente régulièrement.

Les différentes relations caractéristiques de la **figure 4 du §.225 du chapitre 2**, permettent une construction approchée de la courbe de raccordement. On constate que la droite et le cercle ne sont pas tangents et qu'il faut prévoir un déport ΔR . R étant donné, la clothoïde est entièrement définie par la donnée de L , par celle de τ ou par celle de son paramètre A .

Les conditions suivantes sont prises en compte pour définir les caractéristiques :

- pour être perceptible, le raccordement progressif doit correspondre à un changement de direction τ supérieur à 3° ;
- la variation du dévers doit être limitée à 2 % par seconde à la vitesse de référence ;
- la variation de l'accélération transversale doit être limitée à $g / 50$ par seconde.

3.5.3 La vue en plan

On appelle vue en plan d'une route, sa projection de la route sur le plan horizontal. Le plan topographique sert de support au tracé (échelle : 1/500ème à 1/100ème). On représente d'abord l'axe de la route, ensuite on reporte la position des profils en travers (Figure 12).

Exemple de vue en plan :



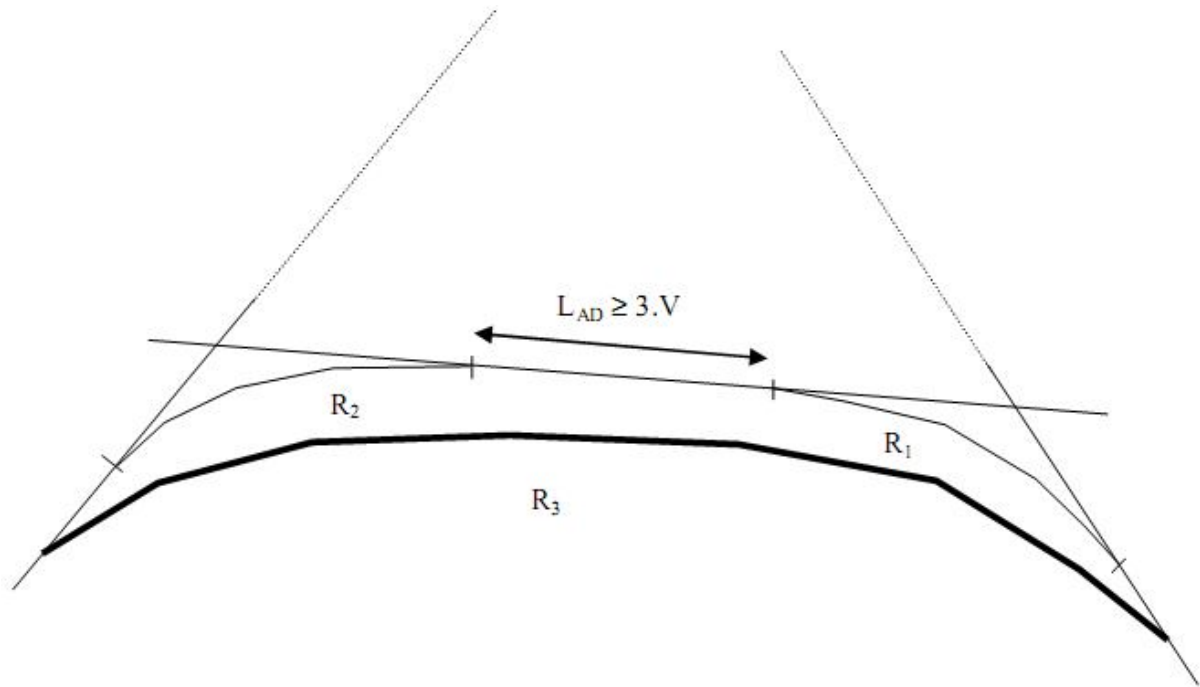
Figure 12 : Vue en plan d'un tracé routier

3.5.4 Quelques recommandations

La détermination du tracé en plan d'une route obéit à certaines recommandations prévoyant :

- des rayons très supérieurs, si possible, au rayon minimal pour la catégorie retenue (avec des développements circulaires d'au moins 200 mètres de longueur) ;
- des ouvrages de grandes longueurs, si possible, en dehors des sections circulaires et des zones de raccordement progressif ;
- des distances de visibilité suffisantes pour faciliter les dépassements sur 40 à 60% de l'itinéraire, pour les routes à double sens ;
- pour des raisons économiques et de sécurité, choisir un axe de projet perpendiculaire aux voies raccordées etc. ;
- la longueur d'un alignement droit à deux kilomètres maximum pour les raisons suivantes :
 - éblouissement par les phares des autres automobilistes venant dans le sens opposé ;
 - monotonie dans la conduite qui peut créer la somnolence ;
 - en moyenne 60% d'alignement droit contre 40% de courbes quitte à remplacer les très longs alignements droits par des courbes de grands rayons ($R > R_H'$) ;
 - 50m minimum entre deux courbes de sens contraire ;
 - 3 secondes pour passer d'une courbe à une autre. La vitesse considérée ici est celle déterminée après observation du comportement réel des conducteurs.

V(m/s)	Nombre de voies de la chaussée
$\frac{1200}{36\left(1 + \frac{346}{R^{1.5}}\right)}$	2 x 2 voies
$\frac{1020}{36\left(1 + \frac{346}{R^{1.5}}\right)}$	3 voies ou 2 voies (6 et 7 m)
$\frac{920}{36\left(1 + \frac{366}{R^{1.5}}\right)}$	2 voies (5m)



Soit LAD la longueur d'alignement droit entre deux courbes de même sens, $LAD \geq 3V(m/s)$.

Dans l'impossibilité d'intercaler une longueur d'alignement droit convenable, on peut faire un raccordement unique en choisissant un rayon R_3 plus grand.

3.6 Aménagement des carrefours

L'intersection de plusieurs voies routières peut être une source grave d'insécurité. Le tiers des accidents et 40 % des tués sur route nationale se produisent en carrefour.

L'aménagement des carrefours a pour but de réduire cette insécurité.

Cas des Carrefours plans (ou carrefours à niveau)

Il n'est pas possible, dans le cadre de ce texte, d'entrer dans le détail de tous les types possibles d'aménagement des carrefours plans, qui sont nombreux et qui doivent être, de plus, ajustés dans chaque cas en fonction des conditions particulières de site, d'orientation des voies et de trafic.

Un certain nombre de principes s'imposent cependant pour tous les types d'aménagement :

- dans toute la zone d'approche, on doit assurer d'excellentes conditions de visibilité entre les véhicules et sur les îlots ;
- l'automobiliste doit avoir très vite une bonne perception de la structure du carrefour ;
- la géométrie du carrefour doit pénaliser le moins possible les courants prioritaires et, au contraire, ralentir les courants non prioritaires ;
- les cisaillements doivent se produire sous un angle voisin de 90° , fournissant les meilleures conditions de visibilité et d'appréciation des vitesses ;
- à l'approche immédiate d'un point de conflit, les véhicules du courant non prioritaire doivent trouver une zone d'abri ;
- on accroît le débit en séparant les points de conflit ;

- il convient d'accorder une grande importance à la signalisation verticale et horizontale ;
- sur les routes à circulation rapide, les courants tournants quittant un itinéraire prioritaire doivent disposer de voies de décélération et les courants entrants de voies d'insertion.

La figure 3 montre les dispositions à adopter pour les voies d'insertion et de décélération, ces dernières étant inutiles pour des vitesses d'approche inférieures à 60 km/h, et donne les longueurs des voies d'insertion et de décélération préconisées par les instructions françaises.

La matérialisation de toutes les conditions ci-avant est généralement assurée par des îlots séparateurs. La figure 4 donne un exemple d'un tel carrefour aménagé par cette méthode.

Les carrefours giratoires permettent également de satisfaire ces différentes conditions. Ils sont particulièrement sûrs, mais il convient de ne pas en abuser car cela conduirait à « hacher » de façon très gênante les trajets. Ils doivent, de plus, être correctement dimensionnés (figure 5).

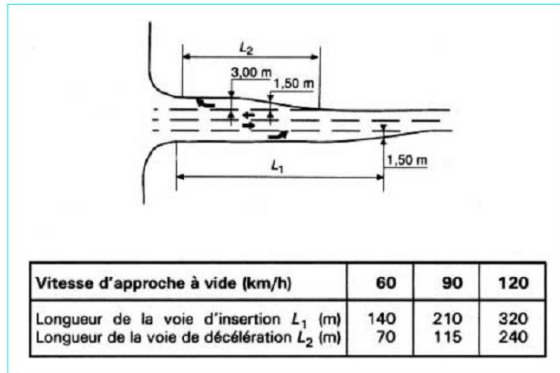


Figure 3 - Voies d'insertion et de décélération

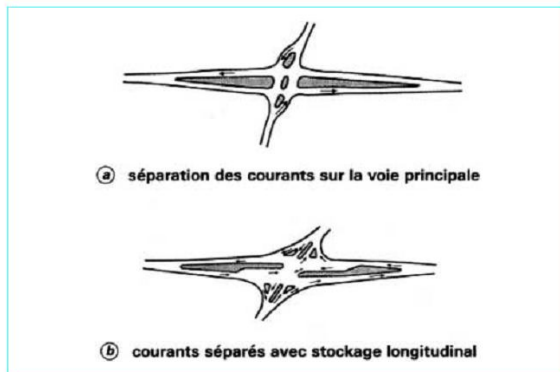


Figure 4 - Carrefours plans

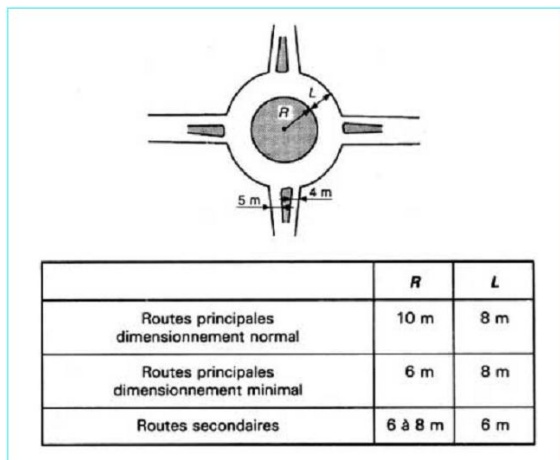


Figure 5 - Carrefours giratoires

1.7.2 Carrefours dénivelés

Les carrefours dénivelés ou échangeurs sont plus coûteux que les carrefours plans, mais ils offrent de bien meilleures conditions de sécurité. Ils sont d'une utilisation systématique sur les autoroutes et tendent également à se généraliser sur les routes à deux chaussées non autoroutières, compte tenu des graves problèmes de sécurité que posent les autres types de carrefour.

On peut les classer en deux grandes catégories :

— **carrefours sans cisaillement** (figure 6a et b)

- l'échangeur trompette ou à boucle d'entrée, le plus simple, correspond à l'insertion en T d'une route sur une autoroute,
- l'échangeur en trèfle complet permet toutes les combinaisons sans cisaillement ni entrecroisement ;

— **carrefours avec cisaillement** (figure 6c et d) : les échangeurs de type losange imposent sur les voies secondaires des cisaillements qui ne sont tolérables que lorsque le trafic est faible.

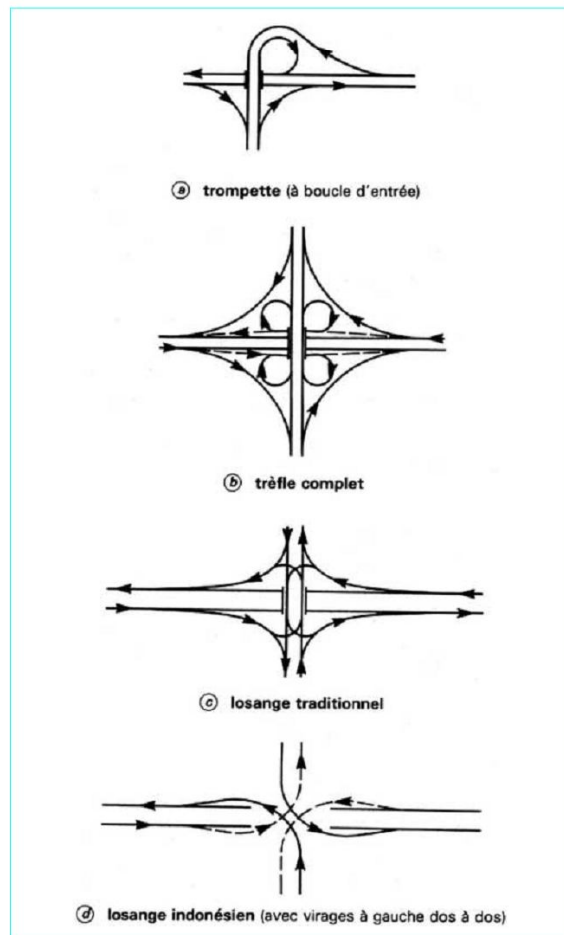


Figure 6 - Carrefours dénivelés

3.7 Autoroutes de liaison

Par les débits qu'elles peuvent écouler, la vitesse des déplacements qu'elles autorisent et leur niveau élevé de sécurité, les autoroutes jouent un rôle privilégié en matière d'aménagement du territoire.

Elles font l'objet d'une codification très stricte portant à la fois sur leurs caractéristiques géométriques et sur tous les aménagements permettant un bon service à l'utilisateur. Cette codification est définie dans l'ICTAAL, déjà citée, dont la dernière édition a été publiée en octobre 1985. Cette nouvelle édition a fortement assoupli les contraintes imposées par l'édition précédente de mars 1971.

Ces évolutions, qui tirent parti de l'expérience acquise sur plusieurs milliers de kilomètres déjà réalisés, vont dans le sens de projets plus économiques tout en présentant le même niveau de sécurité. C'est ainsi que la vitesse de référence V_r 140 (140 km/h) a disparu, qu'une vitesse de référence V_r 80 a été introduite, qu'on admet une largeur de 2,50 m pour la bande d'arrêt d'urgence des autoroutes les moins circulées.

Le plus grand éloignement des stations-service permet, pour les autoroutes à trafic modéré, une meilleure rentabilité et donc un prix de vente des carburants moins élevé. L'accroissement de l'autonomie de route des véhicules modernes rend ce plus grand éloignement acceptable.

3.7.1 Principales caractéristiques géométriques

Trois vitesses de référence sont admises, 80, 100 et 120 km/h, auxquelles correspond un classement des autoroutes en trois catégories : L80, L100 et L120.

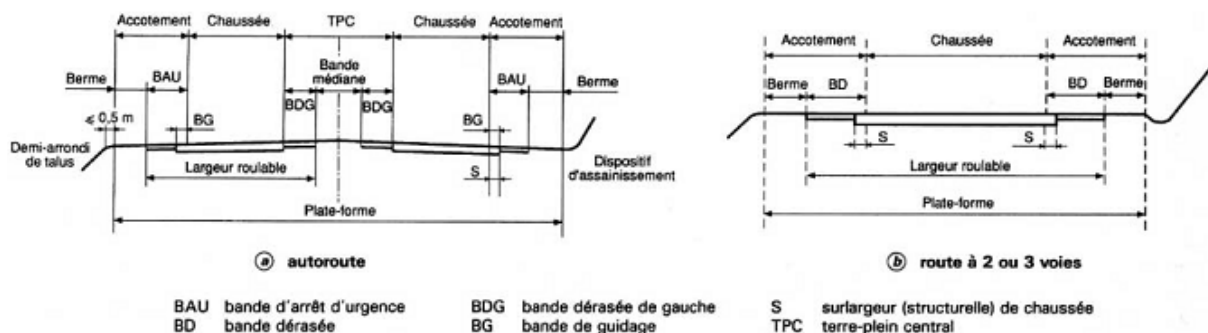
La catégorie L80 est réservée aux sites particulièrement difficiles. Le choix de la catégorie L100 doit être justifié par une étude économique. Dans tous les cas, les sections successives de chaque catégorie doivent avoir une longueur d'au moins une dizaine de kilomètres, les zones de transition entre catégories devant faire l'objet d'un soin particulier.

Les caractéristiques du tracé en plan et du profil en long sont celles du tableau 2, les valeurs des rayons proches des minimums du tableau ne devant être utilisées qu'exceptionnellement, lorsque toute autre solution se révèle trop onéreuse.

Tous les points particuliers doivent être visibles à une distance de perception dont les valeurs sont les suivantes :

Catégorie	Distance minimale de perception
L80	230 m
L100	320 m
L120	430 m

Du point de vue du profil en travers (figure ci-dessous) :



- la largeur normale de BDG (Bande Dérasée de Gauche) est de 1 m, mais peut être réduite dans certains cas particuliers ;
- la largeur du TPC (Terre Plein Central) peut être limitée à la dimension minimale nécessaire au bon fonctionnement du dispositif de retenue qu'il supporte. Dans les zones où il est revêtu, la largeur du TPC peut en conséquence aller de 2,50 à 3 m. Il est

toutefois conseillé, pour éviter la monotonie, de prévoir sur 20 % de la longueur des sections de 2 à 4 km de TPC de 5 m de large au moins comportant des plantations ;

- la largeur de la BAU (Bande d'Arrêt d'Urgence) doit être de 3 m si le trafic de poids lourds à la mise en service est supérieur à 1 500 véh / j et de 2,5 m dans le cas contraire. Cette BAU, dont la largeur est mesurée depuis le bord intérieur du marquage de rive intègre une surlargeur de chaussée de 0,25 m, de structure identique à cette dernière.

Des réductions supplémentaires de largeur des différents éléments précédents peuvent être envisagées dans les cas exceptionnels, notamment dans les zones à relief difficile ou sur de grands ouvrages d'art. De telles dérogations aux normes ne peuvent cependant être adoptées qu'après une analyse technique et économique approfondie.

Sur les autoroutes à 2×2 voies, une voie supplémentaire peut être aménagée dans les sections en rampe, lorsque leur longueur et leur déclivité sont telles que la vitesse des véhicules lents est réduite à moins de 50 km/h.

Cette voie supplémentaire a la même largeur que les voies élémentaires, soit 3,50 m. Depuis les instructions de 1985, on la place normalement à gauche de la chaussée. La longueur du biseau de raccordement est de 250 m.

3.7.2 Dispositif de retenue

Du fait de la vitesse des véhicules, les accidents par franchissement du TPC ou par sortie de chaussée peuvent être très graves.

C'est la raison pour laquelle l'équipement en dispositif de retenue est d'une grande importance.

Tous les TPC de largeur inférieure à 12 m doivent être équipés. Les accotements doivent l'être dans les zones en remblai lorsque la hauteur de celui-ci dépasse 4 m, ou 1 m en cas de dénivellation brutale (mur de soutènement, ouvrage d'art).

3.7.3 Aires annexes

Ce sont les aires qui permettent d'accueillir les usagers. Elles sont classées en trois catégories :

- les aires de service principales dont l'équipement peut être entièrement développé, tant en ce qui concerne la distribution des carburants et la réparation des véhicules que les parcs de stationnement et les lieux d'accueil (restaurants, motels et hôtels, bureaux de tourisme, etc.) ;
- les aires de service normales qui assurent le stationnement, le ravitaillement des véhicules, quelques réparations courantes et des prestations commerciales légères (alimentation...) ;
- les aires de repos proprement dites destinées au stationnement des véhicules, au repos et à l'agrément des usagers, à l'exclusion de toutes prestations commerciales.

Les intervalles entre les aires sont au plus :

- de 15 km (toutes aires) et 45 km (aires de service) si le trafic à terme est élevé ;

- de 30 km (toutes aires) et 60 km (aires de service) si le trafic est modéré, une alternance pouvant être celle d'aires de service à un intervalle de 45 km avec une exploitation commune aux deux sens.

3.7.4 Plates-formes de péage

Les autoroutes sont, pour la plupart, concédées et équipées de postes de péage. Les plates-formes de péage sont constituées par un élargissement progressif des chaussées jusqu'aux voies de contrôle. La largeur libre d'une voie de contrôle est normalement de 2,90 m. Le nombre de voies de contrôle est fonction de l'intensité et de la distribution du trafic et résulte donc de l'analyse détaillée de chaque cas. Il dépend également du débit maximal des voies qu'on évalue :

- pour un système fermé, à 350 véhicules par heure en voie d'entrée et à 120 à 150 véhicules par heure en voie de sortie ;
- en système ouvert classique, à 300 à 350 véhicules par heure.

Le développement récent du télépéage, dans lequel un dispositif embarqué dans le véhicule charge des informations avec un dispositif au sol, ce qui permet soit de décharger une carte à préchargement, soit de communiquer le compte à débiter, doit permettre des accroissements substantiels des chiffres ci-avant, puisque les véhicules n'auront plus à s'arrêter.

Chapitre 4. Paramètres dimensionnant de la chaussée

4.1 Éléments de base de la géotechnique applicable aux terrassements

4.1.1 Rappels

Un sol est le produit de décomposition mécanique ou physico-chimique de roches. C'est le mélange d'une fraction granulaire plus ou moins importante et d'une fraction argileuse plus ou moins importante.

Un sol est composé de trois éléments différents:

- le gaz, contenu dans les vides entre les particules, est souvent de l'air lorsque le sol est sec ou un mélange d'air et de vapeur d'eau lorsque le sol est humide. Lorsque tous les vides sont remplis d'eau, le sol est saturé.
- l'eau, on distingue plusieurs catégories d'eau dans le sol. L'eau libre peut circuler entre les grains, l'eau adsorbée constitue un film autour de chaque grain. Elle joue le rôle de lubrifiant entre les grains.
- le squelette solide . Il est composé de particules issues de décomposition physique et chimique de roches mères. Les grains peuvent être de taille très fine ou être recristallisés. L'assemblage des différentes tailles de grains déterminera pour partie le comportement du sol.

Ce sol se déforme par glissement des particules qui le composent. Il résiste par frottement et/ou par attraction inter-particulaire (c'est la cohésion).

Ainsi l'action de terrasser consiste à manipuler des sols et à les utiliser comme matériaux.

4.1.2 Comportements des sols

Le comportement des sols varie en fonction de ses composants:

➤ 1 – Cas des sols régis par les fractions granulaires

$0\% < Q \text{ matériaux inférieure à } 80\mu\text{m} < 12\%$

Ces matériaux résistent au cisaillement suivant la loi suivante:

$$\tau = \sigma \tan(\varphi)$$

avec σ =contrainte normale admissible et $\tan(\varphi)$ = coefficient de frottement interne.

φ est fonction de la granularité, de la distribution granulaire et de la compacité. La pente des talus devra être inférieure à cette valeur. φ peut varier de 30 à 60°.

Ces matériaux sont plutôt perméables, ils n'ont aucune résistance en traction, plus ou moins traficables, leur portance est élevée, ils sont plus ou moins érodables.

➤ 2 – Cas des sols régis par leur fraction argileuse

$Q \text{ matériaux inférieure à } 80 \mu\text{m} > 12\%$

Ces matériaux se caractérisent par leur cohésion. L'argile y joue le rôle de « ciment ». Leur résistance au cisaillement s'exprime ainsi:

$\tau = c + \sigma \tan(\varphi)$; avec c: valeur représentant la cohésion argileuse. φ peut varier de 0 à 20°.

c est fonction de l'état hydrique, de la compacité et de la nature minéralogique de l'argile. Cette nature minéralogique dépend de la roche mère à partir de laquelle l'argile s'est formée et de sa structure cristalline à l'origine. Elle se présente sous forme de feuillets ou plaquettes. Chaque feuillet résulte de la superposition de couches tétraédriques de silice et de couches octaédriques d'alumine. c peut varier de quelques Pa à plusieurs MPa.

La portance et la traficabilité de ces matériaux dépend de leur teneur en eau. Ils sont quasiment imperméables.

Ainsi très peu de sols se présentent sous la forme d'une seule fraction granulaire (grave alluvionnaire, argile des Flandres, ...). La plupart sont des mélanges de deux fractions. Leur comportement est donc complexe.

Le but des essais d'identification est d'analyser la part relative des deux fractions pour préjuger du comportement du sol dans sa globalité. Il est parfois nécessaire de réaliser des essais de comportement.

4.1.3 Paramètres physiques caractéristiques des sols

Les sols sont composés de grains solides, d'eau et d'air.

On distingue:

- la masse volumique des grains solides $\gamma_s = \text{masse grains} / \text{volume grains}$;
- la masse volumique du sol humide $\gamma = \text{masse totale} / \text{volume total}$;
- la masse volumique du sol sec $\gamma_d = \text{masse sol sec} / \text{volume total}$;
- la porosité $n = \text{volume air + eau} / \text{volume total}$;
- indice des vides $e = \text{volume air + eau} / \text{volume grains}$;
- % des vides d'air $n_a = \text{volume d'air} / \text{volume total}$;
- degré de saturation $S_r = \text{volume d'eau} / \text{volume air + eau}$;
- teneur en eau pondérale $w = \text{volume d'eau} / \text{volume des grains}$;
- teneur en eau volumique $w_v = \text{volume d'eau} / \text{volume totale}$.

4.1.4 Essais d'identification des sols remaniés

Des essais caractérisent la nature des sols. La granulométrie est réalisée par analyse granulométrique par tamisage pour $D > 100 \mu\text{m}$ et par sédimentométrie pour $D < 100 \mu\text{m}$. La mesure d'argilosité est réalisée soit par la mesure des limites d'Atterberg, soit par la mesure de l'équivalent de sable, soit par essai au bleu de méthylène.

Des essais caractérisent l'état des matériaux. La mesure de la teneur en eau par comparaison avec des critères spécifiques au matériau permet de définir la quantité d'eau correspondant à la résistance maximum.

Des essais caractérisent le comportement du sol au compactage. On recourt le plus souvent à l'essai Proctor normal ou modifié.

Des essais déterminent le comportement mécanique du sol sous le trafic. Il s'agit de l'essai CBR(immédiat et après immersion), de l'essai à la plaque, de l'essai à la dynaplaque et de l'essai de déflexion sous jumelage.

Des essais caractérisent le comportement vis-à-vis des agressions mécaniques. Il s'agit principalement de la mesure de la fragmentabilité: essai Micro-Deval et Los Angelès.

Des essais caractérisent le comportement vis-à-vis des agressions physico-chimiques. Il s'agit d'essai d'altérabilité.

Des essais caractérisent le comportement vis-à-vis du gel. Il s'agit en particulier de l'essai de gonflement au gelet de l'essai de gélifraction.

Des essais caractérisent le comportement du sol vis-à-vis de l'eau. Il s'agit plus particulièrement de mesurer les phénomènes de circulation, d'emprisonnement de l'eau à l'intérieur du sol. L'essai de succion met en évidence cette caractéristique.

4.1.5 Comportements des sols et emploi en remblai et couche de forme

Les aspects à considérer systématiquement pour étudier les capacités de réemploi des sols sont les suivants:

- aptitude à la densification ;
- aptitude à supporter la circulation (caractéristique importante en phase de chantier) ;
- aptitude au traitement à la chaux ou au ciment ;
- caractère évolutif

D'autres aspects sont à considérer en fonction du contexte:

- la gélivité ;
- l'érodabilité ;
- la capillarité

Aptitude des sols à la densification:

Cette aptitude sera déterminée par la distribution pondérale des différentes particules (analyse granulométrique), par l'argilosité (Limites d'Atterberg et valeur au bleu), en fonction de l'angularité et en fonction de l'évolution de densité en fonction de la teneur en eau (essai Proctor). Ce dernier critère est le plus significatif.

Aptitude des sols à supporter la circulation:

Cette aptitude est importante en phase chantier, elle est aussi déterminante pour la stabilité des plateformes. Elle se mesurera par la possibilité de niveler la partie supérieure des terrassements. Cette capacité au nivellement est déterminée par le Dmax et par la distribution pondérale des particules (analyse granulométrique). Elle se mesure aussi par la possibilité du sol à supporter des efforts tangentiels (analyse granulométrique, limites d'Atterberg ou valeur au bleu). La glissance de surface marquera la qualité du sol à supporter le trafic de chantier en sécurité, mais aussi sa capacité à « ancrer » les couches supérieures.

Dernier aspect de cette aptitude: la sensibilité à l'eau. On mesurera l'évolution de la portance en fonction de la teneur en eau (mesure de l'indice de portance immédiat I.P.I.), aptitude au traitement à la chaux, au ciment ou aux liants routiers:

Cette aptitude devient de plus en plus importante, dans le cadre d'une meilleure utilisation des ressources naturelles et de l'économie des matériaux rares (matériaux alluvionnaires de lit mineur). caractère évolutif:

Ce caractère prend deux dimensions différentes, pour l'utilisation en remblai ou en couche de forme. En remblai, il sera important de connaître le comportement du matériau sous les contraintes de mise en œuvre et dans l'ouvrage en service (mesure de la masse volumique des blocs et essais de fragmentabilité), mais aussi le comportement du matériau sous des variations de régime hydrique. En utilisation en couche de forme, il sera nécessaire de connaître le comportement du matériau aux chocs et à l'attrition en présence d'eau causés par la circulation des engins (essais Los-Angeles, Micro-Deval humide, essai de friabilité).

4.2 Rôles, caractéristiques et utilisation de la couche de forme

Utilisée par de nombreux pays, elle n'y est utilisée que pour opérer des corrections géométriques de la partie supérieure des terrassements.

4.2.1 Définition

C'est une structure plus ou moins complexe qui sert à adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou de terrain naturel aux caractéristiques mécaniques, géométriques et thermiques requises pour optimiser les couches de chaussée.

4.2.2 Rôles de la couche de forme

La couche de forme facilite la traficabilité du chantier, elle protège ainsi l'arase terrassement en évitant qu'elle subisse des modifications physiques, qu'il s'agisse de sa géométrie ou de sa portance. Ces performances mécaniques ($EV_2 > 50$ MPa et $déflection < 0,02$) facilitent la mise en œuvre des couches de fondation et leur compactage.

Par sa plus grande facilité à maîtriser et à régler sa surface, elle permet de dimensionner plus précisément les couches de fondation et de chaussée. A long terme, la couche de forme permet d'élever et d'homogénéiser la portance de la plateforme support de chaussée.

4.2.3 Conditions de réalisation d'une couche de forme

La couche de forme doit être composée de matériaux insensibles à l'eau et dont la composition granulométrique lui permet de conserver une traficabilité élevée (le $D_{max} < 80$ mm, avec une courbe granulométrique continue pour éviter l'effet «ballast»). Le dimensionnement de la couche de forme doit permettre de satisfaire son rôle à court terme, mais aussi à long terme pour sa prise en compte dans le dimensionnement des couches de chaussée.

Son épaisseur sera d'autant plus élevée que la portance de la partie supérieure des terrassements sera d'autant plus faible. Le guide pour les terrassements routiers préconise cependant des valeurs minimum de portance de l'arase supportant la couche de forme:

- 35 MPa pour des couches de forme traitées
- 15 à 20 MPa pour les couches de forme non traitées.

A titre d'exemple, une chaussée de type TC5₃₀ (trafic de 6 millions de poids lourds en 30 ans) sera composée de:

- 36 cm de matériaux hydrocarbonés pour une plateforme de 50 MPa

- 31 cm de matériaux hydrocarbonés pour une plateforme de 120 MPa

La granularité sera optimisée: la fraction la plus fine (0/d) sera éliminée par criblage pour supprimer la sensibilité à l'eau, la fraction la plus importante, surtout si elle est grossière, sera concassée pour faciliter la mise en œuvre et la traficabilité de cette couche de forme.

La teneur en eau sera maintenue par arrosage pendant la mise en œuvre, pour obtenir une densité optimum et donc de bonnes performances mécaniques. Les caractéristiques du matériau utilisé pour élaborer la couche de forme peuvent être améliorées par correction:

- apport de liant hydraulique (chaux, ciment)
- correction granulaire
- les deux

Enfin la couche de forme peut être améliorée en surface par apport de matériaux extérieurs fins qui en faciliteront le réglage. Elle sera protégée par un enduit de cure.

4.3 L'eau dans les chaussées

4.3.1 L'eau et l'argile

L'importance de l'eau dans les sols est liée à la présence d'argile. Les argiles, comme nous l'avons indiqué ci-avant, forment des structures tétraèdres et octaèdres assemblées en feuillets. Selon la nature des composants, la distance des feuillets est plus ou moins importante laissant une place plus ou moins importante en contact avec le milieu extérieur: c'est la surface spécifique du matériau.

Exemples: la Montmorillonite $600 \text{ m}^2 / \text{g}$; la kaolinite $20 \text{ m}^2 / \text{g}$

La sensibilité à l'eau en sera affectée d'autant plus que la relation entre argile et eau est liée aux caractéristiques électriques de l'argile en surface.

4.3.2 Les mouvements d'eau dans le sol

La loi de Darcy a défini que la vitesse de l'eau est proportionnelle au gradient hydraulique. Les différences de perméabilité génèrent des phénomènes d'imperméabilité:

- si deux couches perméables présentent des perméabilités de même ordre, la couche de relative moindre perméabilité se comporte temporairement comme un matériau imperméable.

- ces différences de perméabilité génèrent des circulations d'eau horizontale.

La succion

Une pression plus faible que celle de l'air qui s'exerce sur l'eau à l'intérieur des grains conduit à des mouvements de l'eau. Ce phénomène permet à l'eau de s'élever à une hauteur supérieure à celle de l'état naturel.

Forces capillaires

La succion est caractérisée par les courbes de succion. Sa valeur en laboratoire est d'autant plus forte que le tube est fin (loi de Laplace). Une courbe de succion est propre à un matériau. La pente de cette courbe indique l'effort de drainage pour faire varier la teneur en eau $W\%$.

La détermination de la courbe de succion est réalisée dans une chambre à dépression.

4.3.3 Perméabilité et mouvements d'eau

Un sol totalement sec perd sa perméabilité. Le traitement du sol avec des liants hydrauliques modifie sa perméabilité. L'aération par une machine à disques ou par ripage augmente la perméabilité des sols, et facilite l'évaporation.

4.3.4 Applications aux chaussées

Le maximum de portance sera obtenu pour une plateforme avec la plus petite teneur en eau (ce qui n'indique pas que la teneur en eau doit être nulle). Il y a lieu d'interposer une couche drainante sous les couches de chaussées, si l'arase de terrassement risque de présenter une teneur en eau élevée (variation du niveau d'eau en zone de profil rasant et en terrain argileux par exemple).

La couche drainante exerce un rôle de château d'eau, si elle subit des effets de succion vis à vis du sol support (sol argileux). Il y a lieu de dimensionner la couche de forme pour supprimer les remontées capillaires dans la chaussée. On détermine la teneur en eau en fonction de la valeur donnée par l'essai Proctor. Après mesure on détermine la courbe de succion du matériau. On peut alors calculer l'épaisseur de la couche de forme pour éviter la remontée d'eau par capillarité.

Il est aussi important de veiller au drainage de l'arase terrassement, pour limiter les remontées d'eau dans les couches supérieures. Cette précaution est aussi bien valable dans les zones de déblai que dans les zones de remblai.

Dans le même registre, la pente transversale de l'arase terrassement sera soignée, pour des matériaux fins, sa valeur devra être égale à 4%. En remblai, l'interface entre matériau sera soignée pour toujours maintenir des pentes vers l'extérieur et ne pas bloquer de zones de rétention d'eau. Le « gras de talus » devra faire l'objet d'une attention particulière, il doit être réalisé avec des matériaux perméables. Les fossés ont pour rôle d'assainir l'arase terrassement, leur côte de fil d'eau doit donc être inférieure à cet arase, si la profondeur des fossés est limitée par l'emprise de la route, les fonctions de recueil d'eau de surface et d'assainissement de l'arase doivent être séparées. On plante alors des drains routiers, recouverts de matériaux drainants en partie supérieure.

4. 4. Le guide technique des terrassements routiers

Le guide des terrassements routiers a pour but l'élaboration d'une classification des sols spécifique à leur emploi en remblai et en couche de forme. Cette classification prend en compte les conditions météorologiques.

La classification de ce guide répartit les matériaux en trois types:

- les sols
- les matériaux rocheux
- les sous produits industriels

Les sols sont classés en fonction de leur granularité

- les sols dont le D_{max} est inférieur à 50 mm sont considérés comme sols fins et graveleux et sont notés A ou B
- les sols dont le D_{max} est supérieur à 50 mm sont considérés comme grossiers et blocailleux et sont notés C et D

- si la fraction de matériaux inférieurs à 80 μm est supérieure à 35% les sols sont considérés comme fins et sont notés A
- si la fraction de matériaux inférieurs à 80 μm est comprise entre 12% et 35% les sols sont considérés comme fins et sont notés B
- si la fraction de matériaux inférieurs à 80 μm est inférieure à 12% les sols sont considérés comme granulaires et sont notés D et C1.

Les sols sont classés en fonction de leur argilosité

Le seuil de plasticité est utilisé pour caractériser l'argilosité des sols. Son interprétation est d'autant plus fiable que la proportion pondérale de la fraction 0/400 μm (fraction utilisée pour l'essai) contenue dans le sol étudié est importante et que l'argilosité de cette fraction est grande.

Au delà d'une proportion de 50% de cette fraction et d'une valeur de 12, l'interprétation de l' I_p est simple, mais elle devient quasiment impossible lorsque cette proportion chute en dessous de 35 % et la valeur de l' I_p en dessous de 7.

La valeur de bleu de méthylène VBS permet de caractériser l'argilosité d'un sol. Ce paramètre représente la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les surfaces externes et internes des particules de sol. C'est une grandeur liée à la surface spécifique du sol. On peut considérer que la valeur au bleu du sol exprime globalement la quantité et la qualité de l'argile contenue dans le sol. La VBS s'exprime en grammes de bleu pour 100g de sol.

Les sols sont classés en fonction de leur comportement mécanique

Ces paramètres ne sont pris en considération que pour juger de l'utilisation possible des sols en couche de forme (résistance au trafic, fragmentation). Les paramètres de comportement considérés dans la classification sont le Los Angeles et Micro-Deval.

Seuils retenus:

- pour les valeurs de LA et MDE: 45 ;
- pour la friabilité du sable: 60

Les paramètres d'état sont pris en compte:

Il s'agit essentiellement de l'état hydrique pour les sols meubles sensibles à l'eau. Cinq états ont ainsi été retenus:

- état très humide
- état humide
- état d'humidité moyenne
- état sec
- état très sec

L'état hydrique d'un sol est évalué en fonction de :

- la position de la teneur en eau naturelle de la fraction 0/20 par rapport à la teneur en eau de l'optimum Proctor.
- la position de la teneur en eau naturelle par rapport aux limites d'Atterberg qui s'exprime par l'indice de consistance I_c avec $I_c = (W_l - W_n) / I_p$

– l'indice portant immédiat (IPI) exprime la valeur de l'indice CBR immédiat mesuré sans surcharge, ni immersion sur une éprouvette de sol compacté à l'énergie normale et à sa teneur en eau naturelle. L'IPI est le paramètre à privilégier pour caractériser les états humide et très humide. Il traduit les difficultés de circulation des engins. Il n'a pas de signification pour les états secs et très secs.

CONDITIONS D'UTILISATION DES MATERIAUX EN REMBLAI

C₂A₂, C₂A₃ et C₂B₆ (états th, h, m, s et ts) - C₂B₁ et C₂B₃

Sol	Observations générales	Situation météorologique	Conditions d'utilisation en remblai	Code E G W T R C H
C ₂ A ₂ th C ₂ A ₃ th C ₂ B ₆ th	Sols normalement inutilisables en l'état L'argilosité des sols de ces classes ne permet pas d'espérer sur le climat français de pouvoir les reclasser en l'état (h) par un drainage préalable ou une mise en dépôt provisoire.			NON
C ₂ A ₂ h C ₂ A ₃ h C ₂ B ₆ h	Le fort pourcentage de gros éléments anguleux présents dans ces sols leur procure en général une assez bonne stabilité qui permettra le plus souvent d'éviter de recourir au traitement à la chaux vive pour les mettre en œuvre. Le compactage et/ou la circulation des engins de transport devra être interrompue dès l'apparition du matelassage.	+	pluie faible Situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes	NON
		=	ni pluie, ni évaporation importante C : compactage faible H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	0 0 0 0 0 3 2
		-	évaporation importante W : réduction de la teneur en eau par aération R : couches minces C : compactage moyen	0 0 1 0 2 2 0
C ₂ A ₂ m C ₂ A ₃ m C ₂ B ₆ m	Les sols de cette classe constituent des matériaux de choix pour la construction des remblais étant donné leurs caractéristiques mécaniques et leur facilité de mise en œuvre.	++	pluie forte Situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes	NON
		+	pluie faible C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	0 0 0 0 0 2 2
		=	ni pluie, ni évaporation importante C : compactage moyen	0 0 0 0 0 2 0
		-	évaporation importante Solution 1 : utilisation en l'état C : compactage intense	0 0 0 0 0 1 0
				Solution 2 : maintien de l'état W : arrosage pour maintien de l'état C : compactage moyen
C ₂ A ₂ s C ₂ A ₃ s C ₂ B ₆ s	La faible teneur en eau de ces sols et leur fort pourcentage de gros éléments anguleux nécessitent d'avoir recours à un compactage intense si l'on veut les réutiliser dans l'état. L'humidification dans la masse pour changer l'état de ces sols est toujours une opération délicate : présence des blocs empêchant le malaxage intense du sol avec l'eau, argilosité importante imposant des délais d'imbibition longs (quelques heures à quelques jours) grandes quantités d'eau nécessaires.	++	pluie forte Situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes	NON
		+	pluie faible E : extraction en couches C : compactage intense	1 0 0 0 1 1 0
		=	ni pluie, ni évaporation importante Solution 1 : utilisation en l'état C : compactage intense H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	0 0 0 0 0 1 2
				Solution 2 : humidification W : humidification pour changer l'état R : couches moyennes C : compactage intense
		-	évaporation importante Solution 1 : maintien de l'état W : arrosage pour maintien de l'état R : couches moyennes C : compactage intense H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	0 0 3 0 2 1 2
				Solution 2 : humidification W : humidification pour changer l'état R : couches moyennes C : compactage intense
C ₂ A ₂ ts C ₂ A ₃ ts C ₂ B ₆ ts	Sols normalement inutilisables en l'état L'humidification pour changer l'état de ces sols est en général trop difficile pour rester acceptable économiquement.			NON
C ₂ B ₁ C ₂ B ₃	Le faible pourcentage de la fraction granulométrique inférieure à 80µm présente dans ces sols les rend insensibles aux variations de situation météorologique.	++ + =	toutes situations météorologiques C : compactage moyen	0 0 0 0 0 2 0

Les conditions d'utilisation en remblai sont précisées dans la dernière colonne. Les sept rubriques sont représentées par une lettre:

- **E : pour l'extraction, avec les valeurs :**
 - 0 : pas de condition à recommander
 - 1 : extraction en couches (10 à 30 cm)
 - 2 : extraction frontale pour $h > 1$ ou 2 m
- **G : action pour la granularité, avec les valeurs :**
 - 0 : pas de condition à recommander
 - 1 : élimination des éléments > 800 mm
 - 2 : élimination des éléments > 250 mm pour traitement
 - 3 : fragmentation complémentaire après extraction
- **W : action pour la teneur en eau**
 - 0 : pas de condition à recommander
 - 1 : réduction de la teneur en eau par aération
 - 2 : essorage par mise en dépôt provisoire
 - 3 : arrosage pour maintien de l'état
 - 4 : humidification pour changer l'état
- **T : traitement**
 - 0 : pas de condition à recommander
 - 1 : traitement avec un additif ou un réactif adapté
 - 2 : traitement à la chaux seule
- **R : réglage**
 - 0 : pas de condition à recommander
 - 1 : couches minces 20 à 30 cm
 - 2 : couches moyennes 30 à 50 cm
- **C : compactage**
 - 1 : compactage intense
 - 2 : compactage moyen
 - 3 : compactage faible
- **H : hauteur des remblais**
 - 0 : pas de condition à recommander
 - 1 : remblai de hauteur faible ≤ 5 m
 - 2 : remblai de hauteur moyenne ≤ 10 m

Le GTR détaille ensuite l'énergie de compactage à mettre en œuvre en fonction du matériau, de son état et de l'objectif poursuivi. Cette énergie est exprimée sous la forme Q / S , ce qui se

traduira directement sur le chantier par le nombre de passes à réaliser par le compacteur en fonction de sa puissance (voir le classement des compacteurs).

Le GTR explicite les conditions d'emploi des sols en couche de forme. Le GTR classe également les arases de terrassements (AR) et les plate-formes (PF) en fonction de leur performance mécanique.

— cette rigidité ne doit pas se détériorer pendant la période qui sépare l'exécution des terrassements et la réalisation de la chaussée ; elle doit donc être peu sensible aux intempéries ;

— elle participe, par sa rigidité, au fonctionnement de la chaussée ; une meilleure plate-forme autorise une chaussée moins épaisse, donc moins coûteuse ;

— si, compte tenu de l'épaisseur de la chaussée, le front de gel risque de pénétrer à l'intérieur du sol de fondation, celui-ci ne doit pas être gélif.

Pour répondre à ces exigences, on est conduit à apporter une attention particulière au choix du sol de fondation et souvent même à prévoir, en partie supérieure des terrassements, une couche particulière, appelée couche de forme, dont les qualités sont intermédiaires entre celles du sol et celles de la chaussée.

Ce choix se fait sur la base des résultats de l'étude géotechnique dont l'objet est de recenser et de caractériser les sols rencontrés sur le tracé. Compte tenu de la grande diversité et de l'hétérogénéité des sols naturels, on s'efforce de les regrouper en familles homogènes. Sur la base de ces regroupements, on définit l'affectation de chaque catégorie de sol dans le cadre de l'exécution des terrassements et l'on sélectionne notamment ceux que l'on souhaite réserver pour la partie supérieure des terrassements et pour la couche de forme.

2.1 Classification des sols

La géotechnique routière s'appuie sur un certain nombre d'essais communs avec la mécanique des sols et sur certains essais spécifiques qui permettent d'évaluer le comportement et les conditions de mise en œuvre des sols de la plate-forme support de chaussée.

2.1.1 Analyse granulométrique

Suivant la dimension des particules, les dénominations suivantes ont été adoptées :

$d < 2 \mu\text{m}$	: argile
$2 \mu\text{m} \leq d < 20 \mu\text{m}$	: limon
$20 \mu\text{m} \leq d < 200 \mu\text{m}$	: sable fin
$0,2 \text{ mm} \leq d < 2 \text{ mm}$	: sable grossier
$2,0 \text{ mm} \leq d < 20 \text{ mm}$	: gravier
$20 \text{ mm} \leq d < 50 \text{ mm}$	: cailloux
$d \geq 50 \text{ mm}$	: blocs

L'analyse granulométrique est réalisée par tamisage pour les particules de dimension supérieure à $80 \mu\text{m}$ et par sédimentométrie pour les « fines » de dimension inférieure à $80 \mu\text{m}$.

2.1.2 Sensibilité à l'eau

Ce sont essentiellement les caractéristiques physico-chimiques des fines qui déterminent la sensibilité à l'eau des sols.

Les principaux essais utilisés pour la caractériser sont les suivants.

2.1.2.1 Limites d'Atterberg

Lorsqu'on fait croître progressivement la teneur en eau d'un sol préalablement séché et pulvérisé, il passe d'un état solide ou très consistant à rupture fragile à un état plastique (grandes déformations sans rupture) puis à l'état liquide.

Les propriétés du sol sont caractérisées par deux seuils de teneur en eau :

— la **limite de liquidité** w_L qui marque le passage de l'état quasi liquide à l'état plastique. Elle est mesurée à l'aide de la coupelle de Casagrande dans laquelle on place une certaine quantité de sol à une teneur en eau déterminée. Une rainure est pratiquée sur toute

l'épaisseur du sol. Par des chocs normalisés, on amène la rainure à se refermer. La limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à sa fermeture en 25 chocs ;

— la **limite de plasticité** w_P qui est la teneur en eau à partir de laquelle le sol commence à s'émietter lorsqu'on le roule en fils de faible diamètre (environ 3 mm).

On définit alors l'**indice de plasticité** :

$$I_P = w_L - w_P$$

Cet indice est d'autant plus élevé que le matériau est plus « plastique », au sens commun du terme comme du point de vue de son comportement en cours de terrassement.

La classification décrite ci-après distingue les seuils suivants :

$I_P < 12$	: faiblement argileux
$12 \leq I_P < 25$	: moyennement argileux
$25 \leq I_P < 40$	: argileux
$I_P \geq 40$	: très argileux

2.1.2.2 Équivalent de sable

Il est utilisé pour des sols contenant peu d'éléments fins et faiblement plastiques. Il s'effectue sur la fraction inférieure à 2 ou 5 mm.

On place un volume donné de l'échantillon dans une éprouvette graduée dans laquelle on verse un mélange d'eau et de solution flocculante destinée à mettre en suspension et à faire gonfler les particules argileuses. Après agitation normalisée, on laisse reposer, puis on mesure la hauteur h_2 du sable et la hauteur h_1 du sommet du floculat.

On calcule ensuite :

$$ES = 100 \times \frac{h_2}{h_1}$$

Les valeurs obtenues s'échelonnent de 0 à 100.

Pour la valeur 100, le matériau est très propre. Au-dessous de 20, il est argileux et l'essai perd alors sa signification.

2.1.2.3 Essai au bleu de méthylène

Il permet de caractériser la fraction argileuse d'un sol sableux ou d'un granulat en mesurant sa capacité à absorber du bleu de méthylène.

Le principe de l'essai est de déterminer la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir d'une couche supposée monomoléculaire les surfaces internes et externes des particules d'argile, des matières organiques et les hydroxydes en dispersion dans l'eau.

Les éléments non argileux du sol ne participant pratiquement pas à ce phénomène d'adsorption, la quantité de colorant adsorbée par 100 g du sol de « valeur au bleu » dépend donc étroitement de la surface spécifique globale de la fraction argileuse, très caractéristique de la nature de l'argile puisqu'elle varie de $2,20 \text{ m}^2/\text{g}$ pour la kaolinite, à $800 \text{ m}^2/\text{g}$ pour la montmorillonite.

L'essai s'effectue sur une suspension du sol dans de l'eau, soumise à une agitation permanente, et à laquelle on ajoute des quantités croissantes de solution de bleu de méthylène.

On recherche la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer le sol, cette saturation est indiquée par le test de la tache. Il consiste à prélever une goutte de suspension que l'on dépose sur un papier filtre. La tache ainsi formée se compose d'une partie centrale de sol coloré entourée d'une zone humide incolore. Le début de la sursaturation est marqué par une coloration de l'auréole.

La valeur au bleu désignée par VB_s est le nombre de grammes de bleu de méthylène nécessaire pour saturer 100 g de fines inférieures à $0,08 \text{ mm}$.

Cet essai est réalisé sur la fraction $0/2 \text{ mm}$ ou $0/5 \text{ mm}$ et ramené, par une règle de proportionnalité, à la fraction $0/50 \text{ mm}$.

Les seuils significatifs suivants peuvent être retenus pour la valeur au bleu :

0,2	: seuil de sensibilité
$0,2 \leq VB_s < 1,5$	: sols sablo-limoneux
$1,5 \leq VB_s < 2,5$	: sols limoneux peu plastiques
$2,5 \leq VB_s < 6$	: sols limoneux moyennement plastiques
$0 \leq VB_s < 8$	: sols argileux
$VB_s \geq 8$	: sols très argileux

2.1.3 Paramètres d'état

Il s'agit de paramètres qui caractérisent l'état du sol placé dans son environnement. De nombreux paramètres d'état sont utilisés en mécanique des sols. Pour la géotechnique routière, deux seulement sont essentiels :

- la **masse volumique du sol sec**, quotient de la masse des particules solides par le volume total du sol, caractérisée par le symbole ρ_d par les normes les plus récentes (ρ_d a en fait la même signification et la même valeur que la densité sèche γ_s) ;
- la **teneur en eau w** , rapport entre la masse de l'eau interstitielle et la masse des particules solides.

La masse volumique du sol sec intervient dans l'appréciation du niveau de compactage du sol, la teneur en eau dans celle de l'état hydrique du sol.

Ce dernier paramètre est tout à fait fondamental et la Recommandation pour les terrassements routiers [3], ou RTR, document de base publié par le LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) et le SETRA (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes), propose de prendre en compte 5 états hydriques qui sont utilisés dans l'évaluation de l'aptitude des sols au compactage :

- trop humide (th) : état d'humidité excessive ne permettant pas en général la réutilisation du sol ;
- humide (h) : humidité élevée autorisant toutefois la réutilisation du sol en respectant des conditions particulières (aération, traitement...) ;
- moyen (m) : humidité optimale ;
- sec (s) : humidité faible mais autorisant encore une mise en œuvre au prix de certaines conditions d'exécution (arrosage, surcompactage...) ;
- très sec (ts).

Le classement suivant l'état hydrique se base sur les paramètres suivants :

- la position de la teneur en eau naturelle w_n par rapport à la teneur en eau de l'optimum Proctor normal (§ 2.1.5.1) :

$$\frac{w_n}{w_{opt}}$$

- la position de la teneur en eau naturelle par rapport aux limites, qui s'exprime par l'indice de consistance I_c :

$$I_c = \frac{w_L - w_n}{I_p}$$

- l'Indice Portant Immédiat IPI qui exprime la valeur du poinçonnement CBR (§ 2.1.5.2) mesuré sans surcharge ni immersion sur une éprouvette du sol compacté à l'énergie Proctor normal et à sa teneur en eau naturelle.

2.1.4 Systèmes de classification des sols

Il existe de nombreux systèmes de classification des sols (HRB, USCS, LPC, etc.). Ils ont tous pour objet de regrouper les sols rencontrés sur les tracés ou dans les fouilles des ouvrages en catégories raisonnablement homogènes du point de vue des propriétés concernées par le type de problème que l'on se pose.

Dans le domaine routier, la classification qui s'est imposée en France est celle qui a été présentée par la *Recommandation pour les Terrassements Routiers* (RTR) déjà citée. La première édition de ce document a été publiée en 1976 par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Il a été révisé en 1992, le principe de la classification ayant été repris parallèlement dans le projet de norme NF P 11-300.

C'est de cette dernière version qu'est extraite la figure 8 relative aux matériaux naturels.

Ce document propose parallèlement une classification des déchets de démolition et sous-produits industriels divers utilisés dans la route.

2.1.5 Essais spécifiques

Ils ont pour but de déterminer :

- les conditions dans lesquelles le sol peut être compacté au cours de la phase des terrassements ;
- le comportement du sol sous la chaussée en vue de permettre le dimensionnement de cette dernière.

2.1.5.1 Essai Proctor

Il a pour but de simuler l'évolution du sol au cours du compactage et de déterminer, pour une énergie de compactage déterminée, la teneur en eau qui permet d'obtenir la densité sèche maximale.

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

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

Deux variantes de l'essai Proctor sont couramment pratiquées.

L'essai **Proctor normal** rend assez bien compte des énergies de compactage pratiquées pour les remblais.

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

Suivant la granulométrie du terrain étudié, l'essai Proctor (aussi bien normal que modifié) s'effectue dans un moule de faible section (moule Proctor) pour les terrains qui ne contiennent pas d'éléments de dimension supérieure à 5 mm, dans un moule à large section pour les terrains dont les plus gros éléments ont des dimensions comprises entre 5 et 20 mm. Ce dernier moule est le même que celui de l'essai CBR (moule CBR).

Dans le cas de matériaux de dimension maximale supérieure à 20 mm, on remplace poids par poids la fraction supérieure à 20 mm par du 5/20 mm venant du même matériau.

Les dimensions des moules sont les suivantes :

	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)
Moule Proctor	101,6	117
Moule CBR	152	127

La dame « Proctor normal » pèse 2,4 kg et sa hauteur de chute est de 30,5 cm.

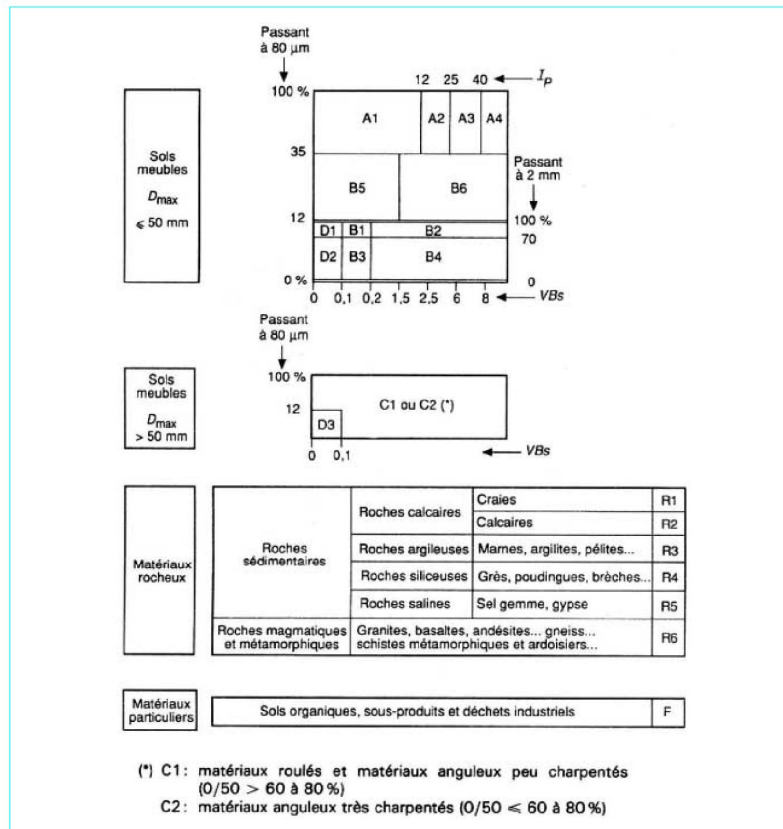


Figure 8 – Nouvelle classification française RTR

La dame « Proctor modifié » pèse 4,535 kg et sa hauteur de chute est de 45,7 cm.

Dans l'essai Proctor normal, l'énergie de compactage est appliquée au sol en 3 couches de 25 coups de dame dans le moule Proctor ou en 3 couches de 55 coups de dame dans le moule CBR.

Dans l'essai Proctor modifié, le nombre de coups est le même, mais le sol mis en place est en 5 couches.

La figure 9 donne un exemple de courbe obtenue dans les deux essais. On a représenté également la courbe de saturation. On constate, et c'est une règle générale, que l'optimum Proctor modifié correspond à une masse volumique du sol sec supérieure et à une teneur en eau plus faible que celle de l'essai Proctor normal.

2.1.5.2 Essai CBR

L'essai CBR (*Californian Bearing Ratio*), proposé en 1938, est universellement utilisé pour apprécier la résistance des sols supports de chaussée.

L'indice portait californien ou CBR est un nombre sans dimension exprimant, en pourcentage, le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part, et dans un matériau type d'autre part. Cette notion d'indice portait est bien entendu purement empirique.

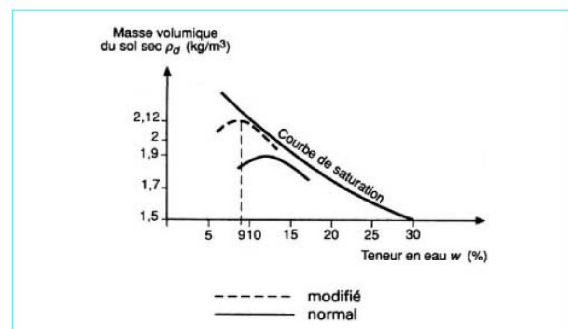


Figure 9 – Exemple de courbes Proctor normal et modifié

L'essai est réalisé sur un échantillon de sol 0/20 mm maximum compacté dans un moule CBR (en remplaçant éventuellement par du 5/20 mm la fraction supérieure à 20 mm).

Dans l'essai standard, le matériau est compacté suivant les procédures de l'essai « Proctor modifié » et à la teneur en eau optimale.

On peut ensuite effectuer l'essai soit sans imbibition sur des sols compactés à l'énergie Proctor normal et à la teneur en eau naturelle, soit après immersion complète. La durée de cette immersion est en principe de 4 j. L'échantillon est alors poinçonné par un piston de 4,9 cm de diamètre à une vitesse de 1,27 mm/min.

On détermine l'évolution de la pression appliquée en fonction de l'enfoncement. Si $p_{2,5}$ et p_5 sont respectivement les pressions nécessaires pour réaliser des enfoncements de 2,5 et 5 mm, le CBR est par définition la plus grande des deux valeurs :

$$\frac{p_{2,5}}{0,7} \text{ et } \frac{p_5}{1,05}$$

Le CBR est de 100 environ sur un tout-venant de concassage.

L'essai peut être également réalisé *in situ*, sur le sol support d'une chaussée en service, pour en dimensionner le renforcement. On doit alors disposer d'un camion pour servir d'appui au vérin et la surface à soumettre à l'essai doit être unie et débarrassée de tous les matériaux meubles.

2.1.5.3 Relation entre Proctor, CBR et teneur en eau

De façon à apprécier plus complètement le comportement du matériau en fonction des conditions climatiques, il est recommandé de réaliser l'essai CBR avec des énergies de compactage et des teneurs en eau différentes.

La figure 10 représente, pour un même matériau, les résultats du CBR en relation avec le Proctor normal :

- courbe de compactage pour trois énergies différentes ;
- courbes de variation de l'indice CBR en fonction de la teneur en eau pour chaque énergie de compactage ;
- courbe de variation de la masse volumique du sol sec ρ_d en fonction des indices CBR pour trois teneurs en eau.

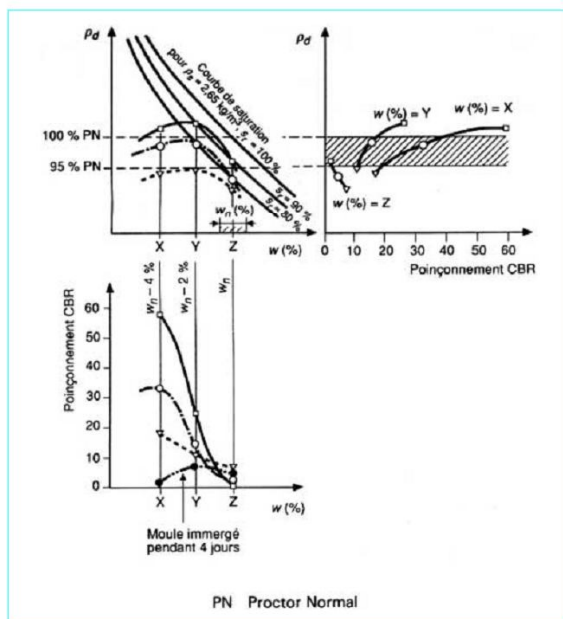


Figure 10 – Relations entre Proctor, CBR et teneur en eau

On a également représenté sur les courbes la plage de teneur en eau naturelle, qui permet de situer le comportement prévisible du sol sur le chantier.

L'expérience a montré que, en fonction de l'indice de portance immédiate IPI :

- le matériau est stable sous la circulation des compacteurs et engins de chantier lorsque $IPI > 50$;
- le matériau est instable lorsque $IPI < 25$.

Bien entendu ce comportement peut être amélioré par des mesures appropriées : séchage, traitement, etc.

2.1.5.4 Essai à la plaque

Il a pour objet de déterminer directement la **déformabilité du sol en place**, à l'aide d'une plaque circulaire de rayon a sur laquelle on exerce une charge induisant une pression moyenne Q sur le sol.

La mesure de la déflexion W (figure 11) permet de calculer le module de déformation par la formule :

$$E_v = \frac{1,5 Q a}{W} (1 - \nu^2)$$

dans laquelle ν est le coefficient de Poisson. En pratique, on admet que $1 - \nu^2$ est égal à 1.

La déformation du sol n'étant pas réversible, la procédure opératoire du LCPC prescrit d'effectuer deux chargements. On déduit alors de la mesure les modules au premier et au deuxième chargement, soit E_{v1} et E_{v2} , et l'on caractérise le sol par :

$$E_{v2} \text{ et } K = E_{v2}/E_{v1}$$

E_{v2} est bien représentatif du comportement du sol sous la chaussée et peut être pris en compte pour son dimensionnement.

K est caractéristique du niveau de compactage atteint par le sol.

Le compactage du sol est d'autant meilleur que la déformation irréversible est plus faible, donc que K est plus proche de 1. En général, on admet que, si ce rapport est inférieur à 1,25, le compactage du sol est satisfaisant.

2.2 Effets du gel sur les sols

2.2.1 Phénomène de gel

Le gel des sols constituant la plate-forme de la chaussée peut entraîner des conséquences redoutables et la protection contre le gel est un des objectifs importants du dimensionnement des chaussées.

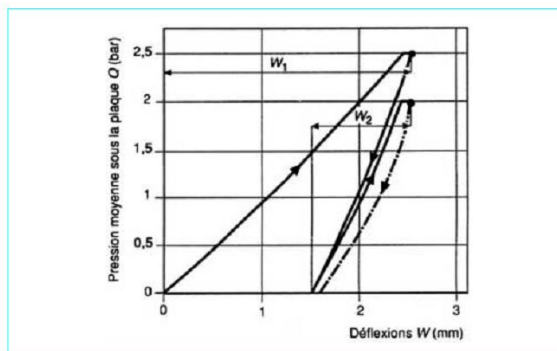


Figure 11 – Essai à la plaque

Chapitre 5. Dimensionnement des chaussées routières et autoroutières

L'objet du dimensionnement d'une chaussée est de déterminer la nature et l'épaisseur des couches qui la constituent afin qu'elle puisse résister aux agressions multiples auxquelles elle sera soumise pendant sa « durée de vie », ou plutôt, suivant la terminologie actuelle, « sa durée de dimensionnement ».

Lexique	
Terminologie	Désignation
Structure de chaussée	Ensemble de couches superposées de matériaux reposant sur la plate-forme support de chaussée, destinées à répartir sans dommage sur le sol naturel les efforts dus à la circulation des véhicules. Du haut en bas, on trouve généralement : – la couche de surface ; – la couche de base ; – la couche de fondation.
Plate-forme support de chaussée	Surface de sol en place terrassé et nivelé, éventuellement traité, constitué par la couche de forme ou le terrassement et sur lequel repose la structure de la chaussée.
Couche de forme	Élément de transition mis en œuvre à partir de l'arasement des terrassements permettant d'atteindre les caractéristiques géométriques, hydrauliques et thermiques prises comme hypothèse dans la conception et le calcul de dimensionnement de la chaussée.
Couche de fondation	Élément de la structure de chaussée situé au contact de la plate-forme support dont le rôle est de résister aux efforts verticaux reçus de la couche de base et de répartir les pressions, qui en résultent jusqu'à un seuil admissible.
Couche de base	Élément de la structure de chaussée dont le rôle est de résister aux efforts verticaux reçus de la couche de roulement et de répartir les pressions qui en résultent sur le support de chaussée.
Assise	Ensemble des couches de fondation et de base qui peuvent éventuellement être confondues en une seule couche.
Couche de roulement	Couche supérieure de chaussée qui subit directement les agressions de la circulation et des intempéries.
Couche de liaison	Subdivision de la couche de surface supportant la couche de roulement.
Couche de surface	Ensemble des couches de liaison et de roulement.
Interface	Surface de contact entre deux couches de même nature ou de nature différente. Une interface est considérée comme : – collée lorsqu'il y a continuité des déplacements ; – décollée lorsqu'il n'y a pas de continuité des déplacements ; – glissante lorsqu'il y a continuité des déplacements verticaux et lorsque les efforts de cisaillement ne sont pas transmis intégralement.
Structure souple	Chaussée dans laquelle toutes les couches qui la constituent sont traitées aux liants hydrocarbonés ou non traitées.
Structure semi-rigide	Chaussée dans laquelle la couche de base est traitée aux liants hydrauliques ; seule la couche de surface est traitée aux liants hydrocarbonés.
Structure mixte	Chaussée dans laquelle la couche de surface et la couche de base sont traitées aux liants hydrocarbonés, la couche de fondation étant traitée aux liants hydrauliques.
Structure rigide	Chaussée dont la couche de base, au moins, est en béton de ciment.
Structure inverse	Chaussée où la couche de fondation est en matériaux traités aux liants hydrauliques et la couche de base au moins partiellement en matériaux non traités.
Trafic de dimensionnement	Exprime le nombre de passages d'essieux standard de référence dans la période déterminée et pour une voie de circulation.
Essieu standard de référence	Essieu pour lequel on admet par définition une agressivité égale à 1. En France, c'est l'essieu simple à roues jumelées de 130 kN.
Essieu simple	Essieu isolé dont l'axe est distant de plus de 2 m de l'un quelconque des axes des essieux du véhicule.
Essieu tandem	Essieu faisant partie d'un groupe de deux essieux dont la distance des axes est inférieure à 2 m.
Essieu tridem	Essieu faisant partie d'un groupe de trois essieux dont la distance entre les essieux les plus proches est inférieure à 2 m.

5.1 Principales agressions et méthodes de dimensionnement

5.1.1 Les composantes d'une chaussée revêtue

Une chaussée est une structure multicouche constituée de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini (Figure 1).

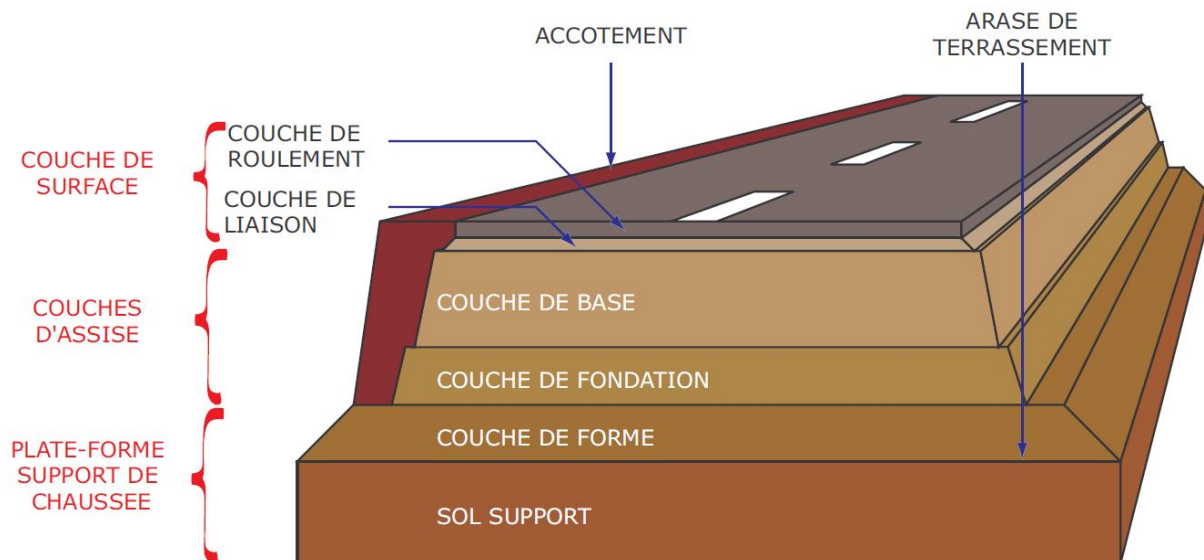


FIGURE 1.1. Vue en perspective d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches (LCPC-SETRA, 1994)

Tout d'abord, le sol terrassé ou sol support est surmonté généralement d'une couche de forme. L'ensemble sol-couche de forme représente la plate-forme support de la chaussée. La couche de forme a une double fonction. Pendant les travaux, elle assure la protection du sol support et permet la qualité du nivellement ainsi que la circulation des engins. En service, elle permet d'homogénéiser les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant le sol ou le remblai et d'améliorer la portance à long terme.

Viennent ensuite les couches de base et de fondation formant ainsi les couches d'assise. Ces couches d'assise apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges induites par le trafic et répartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à un niveau admissible.

Enfin, la couche de surface se compose de la couche de roulement et éventuellement d'une couche de liaison entre la couche de roulement et les couches d'assise. Elle a deux fonctions; elle assure d'une part la protection des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations d'eau. D'autre part, elle confère aux usagers un confort de conduite d'autant plus satisfaisant que les caractéristiques de la surface sont bonnes.

5.1.2 Principales agressions et modes d'endommagement des chaussées

Les chaussées subissent les agressions combinées des efforts mécaniques dus au trafic et des variations climatiques (gel et dégel, variations de teneur en eau, variations de température, etc.). Ces agressions sapent progressivement les performances des matériaux et de leurs interfaces et entraînent dans la chaussée un certain nombre de désordres, tels que ceux illustrés dans les figures 2 à 6. Les dégradations les plus couramment rencontrées sont :

➤ **Sur la couche de roulement :**

- usure due aux efforts tangentiels exercés par les charges roulantes
- orniérage par fluage (conditions extrêmes de température et trafic)
- fissuration de fatigue par manque d'adhérence de la couche de surface sur l'assise
- fissuration par remontée des fissures de la couche d'assise
- fissuration par fatigue thermique suite à un vieillissement du bitume

➤ **sur les couches d'assise traitées :**

- fissuration de fatigue due à la répétition des efforts de traction par flexion
- fissuration de prise et de retrait thermique des graves traitées aux liants hydrauliques
- fissuration due au gradient thermique des dalles de béton
- pompage et décalage de dalle dans les couches présentant des fissures de retrait ou de joint.

➤ **sur les couches d'assise non liée et support de chaussée :**

- déformation permanente de la structure due au cumul de déformation plastique.



FIGURE 2. *Faïençage*



FIGURE 3. *Fissuration transversale*



FIGURE 4. *Fissuration longitudinale*



FIGURE 5. *Orniérage*



FIGURE 6. *Dégradation due à un défaut de collage à l'interface (Buchanan et Woods, 2004)*

5.1.3 Les familles de structure de chaussée et leur fonctionnement

– **les chaussées souples:** couche de matériaux bitumineux inférieure à 15 cm, parfois limitée à un enduit, sur une assise composée d'une ou de plusieurs couches de matériaux granulaires non traitées (épaisseur de 30 à 60 cm). Les sollicitations dues au trafic se répercutent sur les couches d'assise avec une faible dispersion horizontale. Les efforts conduisent à la déformation de la couche d'assise non liée

et à celle de la couche de roulement. Les conditions d'environnement pèsent sur l'intensité des déformations, en effet les variations hydriques d'assises mal drainées favorisent le gonflement en période humide et les fissures de retrait en période sèche.

– **les chaussées bitumineuses épaisses:** couche de roulement bitumineuse sur des couches de chaussée composées de matériaux traités aux liants hydrocarbonés. L'épaisseur des couches facilite la diffusion des efforts verticaux en les atténuant dans les couches d'assise. Les efforts de traction-flexion sont repris dans les couches d'assise liées. Le collage des couches y est très important, en effet il permet la transmission des efforts et les allongements maximaux à la base des couches les plus profondes de la chaussée. Une absence ou un mauvais collage des couches conduit à une sollicitation de chacune de celles-ci en traction et à une usure très prématurée de la chaussée.

– **les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques:** assise traitée aux liants hydrauliques de 20 à 50 cm avec une couche de roulement en matériaux hydrocarbonés, ces chaussées sont qualifiées de semi-rigide. La grande rigidité des couches d'assise traitée limite les contraintes transmises aux couches de chaussée, elles sont par contre soumises à des contraintes de traction-flexion déterminantes pour leur dimensionnement.

– **les chaussées à structure mixte:** couche de roulement et couche de base en matériaux hydrocarbonés (10 à 20 cm), couche de fondation traitée aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). La couche de matériau traité aux liants hydrauliques placée en fondation, diffuse et atténue, du fait de sa raideur élevée, les efforts transmis au sol support. Elle constitue un support de faible déformabilité pour les couches supérieures de matériaux bitumineux. La faiblesse de ces structures tient dans la sensibilité des interfaces aux dilatations différentielles, les couches peuvent alors se décoller et les couches supérieures supporter des contraintes qui produisent leur destruction.

– **les chaussées à structure inverse:** couche de matériaux bitumineux (environ 15 cm) sur une couche de matériaux granulaires non traités (d'environ 12 cm) reposant sur une couche de matériaux traités aux liants hydrauliques (épaisseur totale de la structure 60 à 80 cm). La couche intermédiaire en matériaux granulaires non traités est relativement déformable dans le sens horizontal, elle a pour fonction de limiter les fissures. Ces structures se déforment dans le temps par des orniérages limités et des fissures transversales de fatigue. La mise en œuvre est plus sensible aux imperfections que celles pourvues de couche collées, elles sont particulièrement sensibles à l'eau. En effet, la circulation de l'eau dans la couche intermédiaire conduit rapidement à la ruine des couches supérieures.

– **les chaussées en béton de ciment :** ces structures comportent une couche de béton de 15 à 40 cm, éventuellement recouverte d'une couche d'enrobés mince. La couche de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal (béton armé continu) ou discontinue avec ou sans éléments de liaison aux joints. Au regard du module d'élasticité élevé du béton armé, les sollicitations déterminantes sont celles de traction par flexion dans la dalle. Ces structures sont sensibles à la fissuration

produite essentiellement par retrait. Elles supportent mal les conséquences de l'évolution des points d'appui aux angles et au droit des fissures qui produisent, à terme, des effets de pompage. La dalle se déséquilibre et bouge au passage du trafic, ce qui amplifie le phénomène.

5.1.4 Méthodes de dimensionnement des chaussées revêtues

Les méthodes de dimensionnement en vigueur dans le monde peuvent être classées en deux catégories :

- méthodes empiriques, basées généralement sur l'observation des chaussées existantes et, plus exceptionnellement, sur des expérimentations en vraie grandeur, telles que celles qui ont été organisées dans les années 1950 par l'AASHO (American Association of State Highway Officials);
- méthodes semi-empiriques – ou rationnelles – qui, tout en prenant largement en compte l'observation des chaussées existantes, se basent, pour la détermination de l'épaisseur des couches, sur des modèles mécaniques de comportement des matériaux et des assises de chaussées. Cette double approche permet de tirer un meilleur parti des observations de terrain – ce qui n'avait pu être fait lors de l'interprétation des essais AASHO – et aussi de mieux orienter les expérimentations.

La méthode française, qui fera l'objet des principaux développements ci-après, relève de la seconde catégorie.

Toutes ces méthodes demandent que soient définies au préalable les caractéristiques du trafic à considérer. Le seul trafic qui intervienne dans la détérioration des structures de chaussée étant celui des poids lourds, c'est ce trafic qui doit être caractérisé, à la fois par le nombre de poids lourds qui passeront sur la chaussée pendant sa « durée de dimensionnement », et par leur agressivité.

Alors que, pour les ouvrages d'art, ce sont les poids et caractéristiques globales des poids lourds qui doivent être pris en compte, l'agressivité vis-à-vis des chaussées est essentiellement liée à la configuration de leurs essieux et aux charges qui s'exercent sur eux, dont les valeurs maximales sont définies en France par le Code de la route.

5.2. Poids des essieux et des véhicules. Aspects réglementaires

5.2.1 Prescriptions du Code de la route français

Ainsi qu'il est rappelé précédemment, les prescriptions relatives au poids des essieux sont définies en France par le Code de la route et, plus précisément, par ses articles R. 312-5 et R. 312-6. Ce sont actuellement les suivantes :

- R. 312-5 : « L'essieu le plus chargé d'un véhicule ou d'un élément de véhicule ne doit pas supporter une charge supérieure à 13 tonnes ». Cette valeur est essentielle puisque, comme on le verra par la suite, l'essieu à roues jumelées de 13 t (130 kN) est l'essieu de référence pour la méthode française de dimensionnement ;

– R. 312-6 : « Sur les véhicules ou éléments de véhicules comportant plus de deux essieux, la charge de l'essieu le plus chargé appartenant à un groupe d'essieux ne doit pas, en fonction de la distance séparant deux essieux consécutifs de ce groupe, dépasser les valeurs suivantes :

- pour une distance entre deux essieux consécutifs inférieure à 0,90 m : 7,35 tonnes,
- pour une distance entre deux essieux consécutifs supérieure ou égale à 0,90 m et inférieure à 1,35 m : 7,35 tonnes majorées de 0,35 t par tranche de 5 cm de la distance entre les deux essieux diminuée de 0,90 m,
- pour une distance entre deux essieux consécutifs supérieure ou égale à 1,35 m et inférieure à 1,80 m : 10,5 tonnes;

La charge maximale de l'essieu moteur appartenant à un groupe de deux essieux d'un véhicule à moteur peut toutefois être portée à 11,5 tonnes, à condition que la charge totale du groupe ne dépasse pas, en fonction de la distance séparant les deux essieux, les valeurs suivantes :

– pour une distance entre les deux essieux inférieure à 0,90 m : 13,15 tonnes ;
– pour une distance entre les deux essieux supérieure ou égale à 0,90 m et inférieure à 1 m : 13,15 tonnes majorées de 0,65 tonne par tranche de 5 cm de la distance entre les deux essieux diminuée de 0,90 m ;

– pour une distance entre les deux essieux supérieure ou égale à 1 m et inférieure à 1,35 m, la plus grande des deux valeurs suivantes :

a – 13,15 tonnes majorées de 0,65 tonne par tranche de 5 cm de la distance entre les deux essieux diminuée de 0,90 m,

b – 16 t ;

– pour une distance entre les deux essieux supérieure ou égale à 1,35 m et inférieure à 1,80 m : 19 t ».

5.2.2 Charges réglementaires

Chaque pays définit les charges réglementaires pour son réseau routier.

5.3. Charges effectives

Les charges réelles qui s'appliquent sur la chaussée en giratoire sont supérieures aux charges limites réglementaires. Elles sont dues aux effets dynamiques qui apparaissent lorsque le véhicule est en mouvement. Sous l'action des efforts appliqués par le véhicule (charges, couple de freinage, envirage, etc.), le pneu se déforme (Figure 6) et établit avec le revêtement une aire de contact. Les déformations engendrées et les propriétés d'adhérence de l'aire de contact entraînent des forces de réaction qui influent sur le comportement du véhicule (Berthier, 1991). Une supposition raisonnable d'une répartition uniforme des pressions normales et des pressions tangentielles d'un demi-essieu, engendrées par des courbures du giratoire est considérée afin d'évaluer de manière réaliste ces sollicitations tangentielles dans ces points singuliers. La figure 6 ci-après, représente la déformation du pneu dans un virage et les principaux efforts appliqués sur le pneu sur les points singuliers.

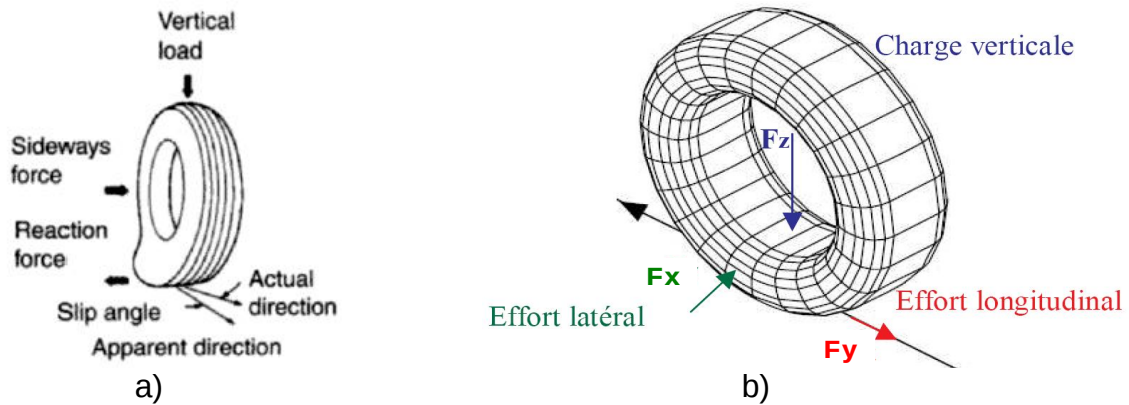


FIGURE 6. a) *Déformation du pneu dans un virage*, b) *principaux efforts appliqués sur un pneu*

Deux éléments perturbateurs conduisent à ce que les charges réelles qui s'exercent sur la chaussée sont supérieures aux charges limites réglementaires :

- Le premier est lié aux effets dynamiques qui apparaissent lorsque le véhicule est en mouvement. Certains de ces effets, tels que la surcharge des roues extérieures dans les virages, ou la surcharge des roues avant, lors du freinage, restent très modérés. Par contre, les oscillations des véhicules liées aux défauts d'uni de la chaussée induisent des surcharges brèves, mais répétées, dont la valeur instantanée peut être du même ordre que la charge statique et conduire à doubler l'effort sur la chaussée. **En fait, on ne sait guère prendre en compte ces effets dynamiques dans le calcul des chaussées.** Ils sont intégrés de façon implicite dans les coefficients de sécurité des méthodes pratiques de dimensionnement.
- Plus notables, car permanentes et amplifiées par les effets dynamiques, sont les conséquences des surcharges des véhicules. Elles sont d'autant plus redoutables que, comme on le verra par la suite, l'effet destructeur est, pour certaines chaussées, proportionnel à une puissance élevée de la charge des essieux.

5.4. Généralités sur le dimensionnement des chaussées

Alors que, dans d'autres domaines, notamment celui des ouvrages d'art, des méthodes rationnelles de calcul ont été mises au point très tôt, le dimensionnement des chaussées a été déterminé pendant de nombreuses décennies de façon empirique en se basant sur l'observation du comportement des chaussées existantes. C'est avec la réalisation aux Etats-Unis des essais AASHO (American Association of States Highway Officials), de 1951 à 1961, que les ingénieurs ont cherché pour la première fois à donner une assise expérimentale sérieuse au choix des épaisseurs. La portée des conclusions de ces essais a cependant été vite considérée par les spécialistes comme limitée car, ainsi qu'il a déjà été souligné, l'expérimentation ne peut être réellement fructueuse que si elle est sous-tendue par des modèles rationnels qui en orientent l'organisation et en permettent l'interprétation.

La recherche de modèles mathématiques pour les systèmes multicouches qui constituent les chaussées a fait l'objet de nombreux travaux, marqués par les principales étapes suivantes:

–le modèle de Boussinescq (1885), créée et utilisé initialement en mécanique des sols, qui modélise un massif élastique semi-infini soumis à l'action d'une charge statique ponctuelle ;

–le modèle bicouche de Westergaard (1926), qui donne les contraintes et déformations d'un système constitué d'une plaque reposant sur un sol assimilé à un ensemble de ressorts dont le déplacement vertical en un point est proportionnel à la pression verticale en ce point ;

–le modèle bicouche de Hogg (1938), qui donne les contraintes et déformations d'une plaque reposant sur un massif élastique semi-indéfini de type Boussinescq ;

–le modèle de Burmister (1943), qui aborde et traite le problème général d'une structure à n couches reposant sur un massif élastique semi-indéfini. Les principales particularités du modèle sont les suivantes :

- les couches sont traitées comme des structures élastiques (et non comme des plaques),
- les interfaces entre couches peuvent être collées ou décollées,
- le cas de charges complexes (jumelages, essieux tandem ou tridem etc.) peut être traité en additionnant les effets des charges élémentaires,
- sa principale limitation réside dans le fait que, comme dans le modèle de Hogg, les couches sont infinies en plan,
- dans le cas des dalles en béton, il est notamment nécessaire de le compléter par un modèle aux éléments finis pour évaluer les conséquences des charges en bord ou en angle de dalle ;

–le modèle de Jeuffroy-Bachelez (1955), qui assimile la chaussée à un tricouche (plaque mince sur un modèle de Burmister), a permis pour la première fois d'établir un système très complet d'abaques. Il a constitué pour les ingénieurs français une étape fondamentale vers plus de rationalité dans le dimensionnement des chaussées ;

–l'utilisation de modèles aux éléments finis (Cesar-LCPC, Cast3M, ...) s'impose enfin chaque fois que des modèles multicouches continus, élastiques et linéaires s'avèrent trop simplistes. Cette approche permet notamment de traiter les cas suivants :

- caractère tridimensionnel de la structure du fait de géométries non infinies en plan,
- non linéarité ou évolution des conditions de contact,
- comportement viscoélastique des matériaux sous charges roulantes, etc.

Ce sont, en fait, les progrès de l'informatique qui ont permis le développement de l'utilisation de ces modèles, et notamment du modèle de Burmister, base de la « méthode française de dimensionnement ».

5.5. Généralités sur l'approche française de dimensionnement des chaussées

C'est en 1971 que la Direction des routes françaises a choisi la formule d'un catalogue de structures pré-calculées et éprouvées par l'expérience pour guider les services dans le choix des structures de chaussées du réseau routier national, les libérant ainsi des tâches de calcul. Ce principe a été maintenu par la suite, jusqu'à l'édition la plus récente du catalogue des structures, qui date de 1998. Il a été adopté également par de nombreux pays.

Il n'est pas inutile de rappeler l'avis de ses promoteurs à ce sujet, tel qu'il est exposé dans l'article du bulletin de liaison des ponts et chaussées de septembre-octobre 1972 cité en bibliographie: « La présentation sous forme de fiches de structures permet aisément les remises à jour pour tenir compte des observations effectuées sur les chaussées existantes, de la mise sur le marché de nouveaux matériaux ou associations de matériaux ainsi que des progrès qui pourraient être réalisés sur le plan théorique ... elle permet également de comparer rapidement les solutions techniques proposées par simple juxtaposition ... L'ingénieur, ainsi libéré de tâches inutiles, pourra se consacrer plus complètement à d'autres problèmes essentiels tels que la réalisation des études économiques, le choix, la fabrication et l'approvisionnement de bons granulats, ainsi que les questions liées au déroulement du chantier : fabrication, mise en œuvre et compactage des matériaux, qui ont tout autant d'importance pour la tenue de la chaussée qu'un raffinement excessif du dimensionnement ».

La pratique a largement montré le bien fondé de ces justifications. Il est également remarquable de constater que le catalogue de 1971 prenait déjà en compte l'essentiel des principes qui seront développés par la suite, en soulignant avec beaucoup de discernement les lacunes les plus importantes des connaissances de cette époque, notamment en matière de comportement des matériaux et de prise en compte du gel.

Il a enfin été considéré dès le début que la publication du catalogue devait s'accompagner d'un important effort de standardisation des matériaux, et qu'il fallait pour cela mettre en chantier, sous la responsabilité du LCPC (Laboratoire central des Ponts et Chaussées) et du Sétra (Service d'études techniques des routes et autoroutes), un ensemble très complet de directives et de recommandations relatives aux matériaux de chaussées, relayées par la suite par des normes, qui sont une partie intégrante de la démarche. Les éditions suivantes du catalogue, datées de 1977, 1988 et 1998 se sont progressivement enrichies de nouvelles fiches (le catalogue de 1971 n'en comportait que 7, celui de 1998 en propose 50). Elles ont parallèlement capitalisé le progrès continu des connaissances, que ce soit dans le domaine :

- de la rhéologie et de la résistance à la fatigue des matériaux ;
- de la conception et du comportement des plates-formes support des chaussées;
- des conditions de prise en compte du gel et du de ´gel ;
- du traitement des différentes formes de discontinuité, qui sont autant de limites à une utilisation sans réserve des modèles mécaniques précédemment évoqués.

C'est à partir de l'ensemble des connaissances ainsi acquises, en les regroupant et en les réorganisant dans un ensemble cohérent et didactique qu'a été établi, en collaboration avec toutes les parties prenantes du monde de la route, le guide technique « conception et dimensionnement des chaussées », diffusé en 1994. Ce

guide technique a servi de fondement à la révision la plus récente du catalogue des structures, datée comme il a été dit de 1998.

Ce sont le guide technique de 1994 et le catalogue des structures de 1998 qui synthétisent le plus complètement la « méthode française de dimensionnement des chaussées neuves ». Avant de les parcourir pas à pas dans les paragraphes qui suivent, quelques commentaires plus généraux, inspirés du guide de 1994, sont nécessaires.

5.5.1 Choix de la structure

Les méthodes de dimensionnement, celles de ce guide comme les autres, ne permettent pas « d'inventer des structures ». Elles permettent seulement d'évaluer le comportement probable d'une structure préalablement définie, et de l'améliorer en adaptant l'épaisseur des couches.

- Le choix préalable de la structure ne peut résulter que de « l'art de l'ingénieur » et de l'expérience antérieure. Les catalogues des structures, en vigueur dans beaucoup de pays, **en constituent une bonne synthèse et c'est généralement par rapport à des structures connues et éprouvées en France, ou ailleurs dans le monde**, que l'on pourra en imaginer de nouvelles, permettant, par exemple, de tirer le meilleur parti d'un matériau nouveau.
- Ce choix préalable doit tenir compte d'options stratégiques dont les principales sont les suivantes :
 - choix du niveau de service, qui doit être défini pour les performances de la chaussée au même titre qu'il l'est pour les caractéristiques géométriques, ou pour les conditions d'exploitation. Le guide rappelle que l'on considère généralement cinq groupes d'objectifs dans l'analyse du service rendu par la route :
 - sécurité,
 - temps et coût du parcours,
 - régularité du service rendu,
 - confort de conduite,
 - agrément du parcours.
 - Pour la chaussée, les principaux paramètres qui influent sur ces composantes du niveau de service sont :
 - l'uni,
 - l'adhérence,
 - le bruit de roulement,
 - la fréquence des interventions d'entretien, particulièrement pénalisantes en zone urbaine ou périurbaine,
 - les barrières de dégel ;
 - choix d'une stratégie d'investissement et d'entretien, tout particulièrement fondamental, qui fait l'objet du paragraphe 5.2.
- Outre la nécessité de maintenir les contraintes et déformations en chaque point dans certaines limites et d'optimiser le coût global, le dimensionnement doit prendre en compte un certain nombre d'éléments complémentaires :

- seuils minimaux et maximaux d'épaisseur permettant la mise en œuvre correcte de chaque type de matériau, l'objectif général étant de réduire le nombre des interfaces ;
- conditions de circulation et d'évacuation de l'eau qui pénètre dans le corps de chaussée ;
- protection contre la remontée des fissures des assises traitées.

5.5.2 Stratégie investissement-entretien

Il est clair que le niveau de service de la chaussée se dégradera d'autant plus lentement que la chaussée sera plus généreusement dimensionnée. En contrepartie d'un investissement initial plus lourd, les interventions d'entretien seront plus espacées et les dépenses annuelles d'entretien plus réduites. A l'inverse, une chaussée sous-dimensionnée, moins chère à l'investissement, nécessitera des coûts d'entretien rapidement insupportables.

- Un seuil de niveau de service ayant été défini, le guide fixe donc comme deuxième objectif principal l'optimisation du coût actualisé global de l'investissement et de l'entretien. Il distingue trois types de stratégies investissement-entretien :
 - investissement initial élevé, l'objectif étant que la chaussée ne présente pas de dégradations structurelles avant une longue période, de l'ordre de 20 à 30 ans suivant l'importance de la voie ;
 - investissement initial faible, stratégie dans laquelle on accepte une remise en état à échéance relativement rapprochée ;
 - aménagement progressif, le dimensionnement initial étant basé sur une durée plus courte et des rechargements successifs ultérieurs permettant de ralentir l'endommagement et de rejoindre progressivement les conditions de fatigue de la première solution.

5.6. Démarche de la méthode française de dimensionnement

Un type de structure ayant été choisi et un pré-dimensionnement effectué, par référence au catalogue des structures ou à partir de l'expérience du concepteur, la démarche de dimensionnement comporte un certain nombre d'étapes qui vont être passées en revue dans les paragraphes qui suivent, et dont la logique est bien résumée dans la norme NFP 98-082 de janvier 1994:

L'action répétée d'une charge roulante sur la chaussée fait apparaître quatre types de dommages :

- une usure superficielle de la couche de roulement due aux sollicitations tangentielles ;
- la formation d'ornières par fluage des couches liées, sous l'effet des contraintes verticales et des efforts tangentiels ;
- une fatigue des couches traitées, provoquée par leur flexion sous l'action des charges ;
- une accumulation des déformations permanentes au niveau du support ou des couches non liées.

Pour chaque type de dommage, les matériaux des différentes couches possèdent des caractéristiques limites.

Le modèle de calcul doit permettre la détermination de tout ou partie des paramètres associés à ces caractéristiques. Dans le cas des deux derniers types de dommages, le modèle permet le calcul de la contrainte de traction σ_h ou de la déformation ε_h à la base des couches traitées et de la déformation verticale ε_z au niveau du support ou des couches non liées.

Ces paramètres sont calculés au passage de la charge de référence. Ils sont comparés à des limites admissibles établies à partir des résultats d'essais mécaniques sur les matériaux de chaussée et le support.

Ces limites admissibles sont déterminées en fonction du nombre équivalent NE d'essieux de référence supportés par la chaussée pendant la durée de calcul. La prise en compte du gel, tout à fait fondamentale sous le climat de beaucoup de régions françaises, conduit à adopter, en fait, une démarche en deux temps : on s'assure de la résistance mécanique de la structure vis-à-vis des sollicitations du trafic, puis on vérifie que la chaussée ainsi dimensionnée pourra supporter sans dommage des hivers d'intensité donnée.

5.6.1 Détermination de la catégorie de voie et de la classe de trafic

Il a déjà été souligné que la principale agression subie par la chaussée était due au trafic des poids lourds. La donnée de trafic prise en compte est donc très naturellement le trafic des poids lourds cumulé pendant une période de temps choisie par le maître d'ouvrage, que l'on désignait traditionnellement comme la « durée de vie », notion dont le caractère peu satisfaisant a été souvent souligné. Il serait tout d'abord inacceptable, du point de vue du service à l'utilisateur, de laisser la chaussée aller jusqu'à sa ruine. L'apparition des désordres est, d'autre part, un phénomène aléatoire, du fait de la dispersion des caractéristiques des matériaux, des épaisseurs des couches, des conditions hydriques, etc.

Le guide de 1994 introduit pour ces raisons la notion plus satisfaisante de « durée de dimensionnement initiale », associée à un « risque de calcul » qui sera défini dans un prochain paragraphe. **Deux valeurs sont proposées pour cette durée de dimensionnement initiale, en se basant sur les catégories de voies définies par le « Catalogue des types de route en milieu interurbain » de 1991:**

- 30 ans pour les voies du réseau structurant (autoroutes et routes express à une chaussée), désignées dans les tableaux qui suivent par le sigle VRS ;
- 20 ans pour les autres voies, désignées par le sigle VNRS. La norme NF P 98-082, déjà citée, définit comme poids lourds les véhicules de plus de 3,5 t (35 kN) de poids total autorisé en charge (PTAC), c'est donc très naturellement sur cette définition que se base le catalogue des structures de 1998.

La définition de la norme étant prise en compte, les classes de trafic sont définies dans le catalogue de 1998 par le nombre cumulé de poids lourds passant sur la voie la plus chargée de la chaussée pendant la période de dimensionnement. En l'absence de données sur la répartition des poids lourds entre les différentes voies de la chaussée, on peut adopter les valeurs suivantes :

- chaussée unidirectionnelle à 2 voies : 90 % du trafic poids lourd sur la voie de droite ;
- chaussée unidirectionnelle à 3 voies : 80 % du trafic poids lourd sur la voie de droite et 20 % sur la voie médiane.

Deux séries de huit classes de trafic cumulé ont ainsi été retenues par le catalogue des structures 1998. Elles sont définies dans le tableau 3 ci-après.

Tableau 3 – Bornes inférieures et supérieures des classes de trafic cumulé, en millions de poids lourds, définies par le catalogue de 1998

Classes de trafic		Limite de ces classes
VRS	VRNS	
TC1 ₃₀	TC1 ₂₀	0,5 – 0,2
TC2 ₃₀	TC2 ₂₀	1 – 0,5
TC3 ₃₀	TC3 ₂₀	3 – 1,5
TC4 ₃₀	TC4 ₂₀	6 – 2,5
TC5 ₃₀	TC5 ₂₀	14 – 6,5
TC6 ₃₀	TC6 ₂₀	38 – 17,5
TC7 ₃₀	TC7 ₂₀	94 – 43,5
TC8 ₃₀	TC8 ₂₀	

5.6.2 Choix du risque de calcul

Le paragraphe précédent rappelle pourquoi la notion de durée de dimensionnement initiale a été préférée à celle de durée de vie, l'une des raisons étant le caractère aléatoire de l'apparition des désordres. Le guide complète donc la notion de durée de dimensionnement initiale par celle de risque de calcul : un risque de r % sur une période de p années pris pour le dimensionnement de la chaussée est la probabilité pour qu'apparaissent au cours de ces p années des désordres qui impliqueraient des travaux de renforcement assimilables à une reconstruction de la chaussée, en l'absence de toute intervention d'entretien structurel dans l'intervalle. Il préconise les risques de calcul (en %) suivants (tableau 4) pris en compte dans les structures du catalogue de 1998.

La durée de dimensionnement initiale de trente ans retenue pour les voies du réseau structurant, combinée avec le très faible risque de calcul admis pour les voies à trafic élevé, permet, pour les voies les plus importantes, de limiter la gêne occasionnée par les travaux d'entretien, qui se limitent au renouvellement de la couche de surface.

Tableau 4 – Risque de calcul pris en compte dans le catalogue de 1998

Classe de trafic	TC2	TC3	TC4	TC5	TC6	TC7	TC8
Chaussées souples et bitumineuses	30	18	10	5	2	1	1
Assises traitées et chaussées en béton	12,5	10	7,5	5	2,5	1	1
Fondation des structures mixtes	50	35	20	10	10	2	1

6.3 Caractéristiques de la plate-forme support de chaussée

■ On définit par ce terme un ensemble constitué :

- du sol (déblai ou remblai, sol en place ou rapporté) constituant la partie supérieure des terrassements, sur 1 m d'épaisseur environ, notée PST, dont la surface constitue l'arase des terrassements, notée AR ;
- d'une couche de forme éventuelle mise en place sur la PST.

■ Pour bien remplir son rôle, cette plate-forme doit posséder un certain nombre de qualités :

- caractéristiques minimales de nivellement pour garantir la régularité de l'épaisseur des couches ;
- assise convenable pour le compactage des couches de chaussée, elle doit donc être suffisamment rigide ;
- cette rigidité ne doit pas se détériorer pendant la période qui sépare l'exécution des terrassements et la réalisation de la chaussée, elle doit donc être peu sensible aux intempéries ;
- cette rigidité lui permet de participer au fonctionnement de la chaussée : une meilleure plate-forme autorise une chaussée moins épaisse, donc moins coûteuse ;
- si, compte tenu de l'épaisseur de la chaussée, le front de gel risque de pénétrer à l'intérieur du sol de fondation, celui-ci ne doit pas être gélif.

■ Ceci a conduit dans un premier temps à réserver à la partie supérieure des terrassements les meilleurs matériaux rencontrés sur le tracé, puis, progressivement, à imaginer la notion de « couche de forme ».

Celle-ci est une structure plus ou moins complexe, placée sur l'arase des terrassements, permettant d'avoir une plate-forme support de chaussée homogène et performante et contribuant, le cas échéant, à la protection de la chaussée contre le gel. Elle peut être constituée d'une seule couche de matériaux ou, au contraire, de couches successives répondant à des fonctions distinctes, pouvant inclure un géotextile, et pouvant se terminer par un enduit gravillonné ou un film de protection.

La couche de forme assure, de fait, une transition entre le sol en place, ou rapporté, et la chaussée. Elle tend à devenir un des éléments de la chaussée, tout autant qu'une partie des terrassements, un effet significatif ne pouvant cependant être obtenu que si l'épaisseur de la couche de forme est suffisante.

■ Ainsi que cela a été dit précédemment, on attend de la plate-forme support de chaussée des objectifs à court et long terme :

- à court terme : permettre de mettre en place, dans de bonnes conditions, les couches de chaussée et pour cela présenter des qualités d'uni, de résistance aux intempéries, de portance vis-à-vis des engins approvisionnant les matériaux de la couche de fondation ;
- à long terme : procurer une portance homogène, être peu sensible aux fluctuations de l'état hydrique du sol, assurer la protection thermique des sols supports gélifs, contribuer au drainage de la chaussée.

Alors qu'en cours d'exécution, ce sont les caractéristiques à court terme de la plate-forme support de chaussée qui interviennent, ce sont les caractéristiques à long terme qu'il faut évaluer et prendre en compte pour le dimensionnement de la chaussée.

Le catalogue de 1971 se basait pour cela sur la classification LPC (pour Laboratoires des Ponts et Chaussées) des sols, en la complétant pour les sols sensibles à l'eau par des essais *CBR* (*Californian Bearing Ratio*), suivant les principes retenus également pour le « manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic », qui seront brièvement décrits au paragraphe 2.2.

■ Les éditions suivantes sont basées, en ce qui concerne la plate-forme support de chaussée, sur l'approche originale retenue en France en matière de terrassement, codifiée dès 1976, sous forme de recommandations Sétra-LCPC [8], puis dans un guide technique

Sétra-LCPC [28] « Réalisation des remblais et des couches de forme, GTR », largement commenté dans les articles [49] [50] [51] et [52].

C'est sur le GTR que s'appuient le guide technique de 1994 et le catalogue de 1998. Sa démarche générale est la suivante :

- une classification des sols et des matériaux rocheux adaptée aux problèmes de terrassement qui regroupe en classes les matériaux susceptibles des mêmes conditions d'utilisation ;
- une définition des conditions d'utilisation en remblai ;
- une définition des conditions d'utilisation en couche de forme ;
- l'énoncé de règles de compactage pour les emplois en remblai et en couche de forme.

Les différentes étapes de la détermination de la classe de plate-forme sont, sur cette base, et en même temps que dans le GTR lui-même, très complètement décrites dans l'article [51].

■ On notera que le guide technique de 1994, aussi bien que le catalogue de 1998, se basent sur des critères de classification des sols (granularité, plasticité, friabilité, etc.) et non, comme le font de nombreuses autres méthodes de dimensionnement, et comme le faisait partiellement le catalogue de 1971, sur la valeur du CBR. La figure 5 récapitule les critères de classement adoptés dans le GTR.

Suivant les caractéristiques géotechniques du sol et son environnement hydrique, les arases de terrassement sont classées en quatre classes caractérisées par leur portance à long terme. L'amélioration de la portance apportée par la couche de forme est traduite par un surclassement, variable selon sa nature et son épaisseur.

En combinant les caractéristiques de l'arase de terrassement et celles de la couche de forme, en prenant en compte l'environnement hydrique dans lequel se trouvera la chaussée, le guide définit pour la plate-forme support de chaussée les quatre classes de portance (en MPa) du tableau 5, en conseillant, pour la conduite des calculs, de prendre en compte les modules correspondant aux limites inférieures des classes.

À défaut d'autres indications, il propose de retenir un coefficient de Poisson de 0,35.

6.4 Modules de rigidité des matériaux de chaussée

Le module de rigidité E des matériaux qui constituent les différentes couches de la chaussée est, avec le coefficient de Poisson, la donnée de base du calcul des contraintes et des déformations sous charge aux différents niveaux. Les valeurs de module prises en compte dans le guide technique de 1994 et dans le catalogue de 1998 sont explicitées ci-après.

6.4.1 Matériaux traités aux liants hydrauliques

Le développement de la prise de liant hydraulique induisant des évolutions très fortes du module de rigidité, c'est le module à 360 jours qui est retenu.

Tableau 5 – Bornes inférieures et supérieures de portance des classes de plate-forme support de chaussée du catalogue de 1998

Classe de plate-forme	Module (MPa)
PF1	20
PF2	50
PF3	120
PF4	200

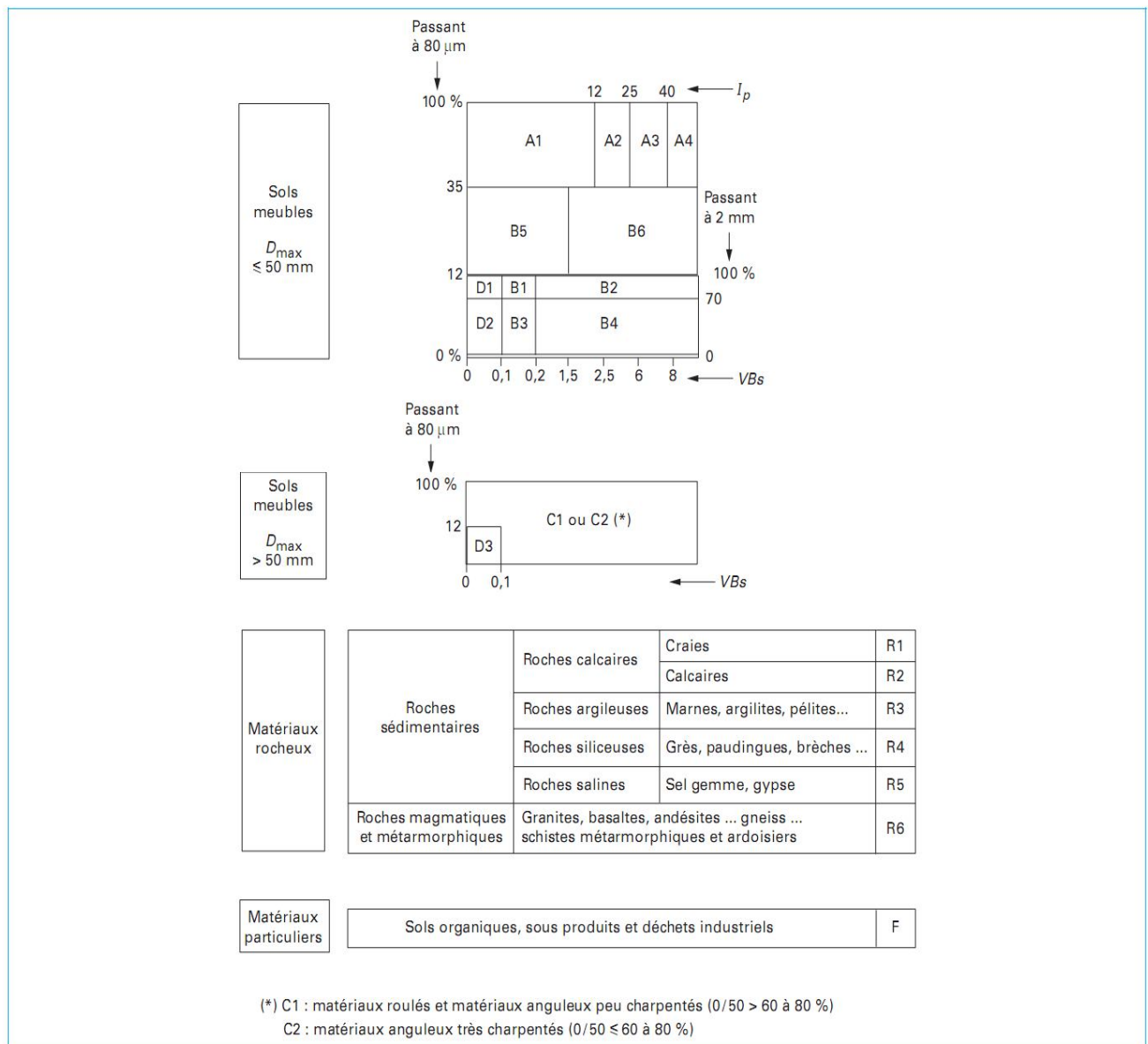


Figure 5 – Classification des sols définie par le Guide des terrassements routiers

Les modules pris en compte sont les suivants (les classes de matériaux sont celles des normes en vigueur ; elles ne seront pas définies ici) :

- grave-ciment, grave-liant routier, grave-cendre hydraulique (classe G3) : 23 000 MPa ;
- grave ciment (classe G4) : 25 000 MPa ;
- grave laitier granulé prébroyé, activant autre que chaux : 20 000 MPa ;
- grave laitier granulé, activant chaux (classe G1) : 15 000 MPa ;
- grave-cendres volantes silicoalumineuses-chaux (classe G3) : 30 000 MPa ;
- sable-laitier (classe S2) : 8 500 MPa ;
- sable-laitier (classe S3) : 12 500 MPa ;
- sable-ciment (classe S2) : 12 000 MPa ;
- sable-ciment ou sable-liant spécial routier (classe S3) : 17 200 MPa.

En ce qui concerne les coefficients de Poisson, ils sont toujours voisins de 0,25, valeur prise en compte dans les calculs.

6.4.2 Béton de ciment

Les valeurs suivantes sont retenues pour les modules, le coefficient de Poisson étant pris égal à 0,25 :

- béton non goudronné et non armé (classe 5) : 35 000 MPa ;
- béton goudronné (classe 5) : 35 000 MPa ;
- béton armé en continu (classe 5) : 35 000 MPa ;
- béton maigre (classe 2) : 24 000 MPa.

6.4.3 Grave non traitée

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,35.

On a pu montrer, par de nombreux essais *in situ*, que le module d'une fondation en grave non traitée varie avec celui du sol sur lequel elle est posée. Cela s'explique par la possibilité de libre mouvement des grains les uns par rapport aux autres et par le fait qu'il ne peut pas physiquement exister de contraintes de traction dans la grave à l'interface. Elle s'adapte donc, en se déformant, pour que cette condition soit satisfaite.

Ceci explique que, pour les graves non traitées utilisées en fondation, le catalogue ne fait d'hypothèses précises que pour les valeurs maximales, la valeur réelle dépendant du module de la couche support.

Les valeurs de module suivantes y sont retenues, pour les différentes catégories de graves non traitées définies par les normes :

- base (catégorie B2C1) : 600 MPa ;
- base (catégorie B2C2) : 400 MPa ;
- fondation subdivisée en sous-couches de 25 cm : E variable suivant catégorie (B2C1 ou B2C2) et caractéristiques du support, avec des valeurs maximales de 360 à 600 MPa suivant les cas.

L'incertitude sur le choix des modules est une première illustration de la difficulté d'intégration des graves non traitées dans une approche rationnelle du dimensionnement des chaussées, une autre étant de définir des critères appropriés d'endommagement. Ceci explique qu'un important programme de recherche, actuellement en cours, ait été engagé par le LCPC sur ce type de matériaux, ces travaux étant ciblés, pour reprendre un texte de Jean-Maurice Balay qui en assure le pilotage sur « *l'étude du comportement réversible (élastique non linéaire) et irréversible (élastoplastique à l'origine de l'orniérage) des graves non traitées et des sols, préalable indispensable à l'amélioration du dimensionnement des chaussées flexibles qui repose actuellement sur des calculs élastiques linéaires, insuffisants pour décrire l'orniérage des GNT et des sols, qui constituent le principal mode d'endommagement de ces chaussées* ».

6.4.4 Matériaux bitumineux

Ils ont un comportement viscoélastique. Le module de rigidité dépend fortement de la température, qui modifie profondément les propriétés du bitume, ainsi que de la vitesse de déformation. Ceci a conduit, pour le catalogue des structures, comme dans les normes de classification de ces matériaux, à définir les modules pour deux valeurs de la températures, 10 et 15 degrés, et à préciser de façon stricte la vitesse de sollicitation, par le choix de la fréquence utilisée dans l'essai de flexion dynamique.

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,35 et les valeurs de module du tableau 6 ont été retenues (les intitulés relatifs aux matériaux étant ceux des normes en vigueur).

6.5 Conditions de collage des couches

Les conditions de collage des couches influent de façon très importante sur la flexibilité de la chaussée, donc sur les déformations et les contraintes dans chaque couche. Le guide de 1994 retient les conditions suivantes pour différents types d'interfaces :

- grave non traitée sur grave non traitée ou sur plate-forme : collée ;
- grave hydraulique ou couche bitumineuse sur grave non traitée ou sur plate-forme : collée ;

- couche de roulement sur grave hydraulique ou sur couche bitumineuse : collée ;
- grave hydraulique sur grave hydraulique : variable ;
- grave-bitume sur grave hydraulique : variable ;
- grave-bitume sur grave-bitume : collée ;
- béton sur plate-forme : collée ;
- béton sur béton maigre : décollée.

6.6 Résistance à la fatigue des matériaux de chaussée

Depuis très longtemps, on a observé que les matériaux peuvent se rompre sous des sollicitations d'amplitude inférieure à leur résistance à la rupture statique si elles sont répétées un nombre suffisant de fois.

Le problème des chaussées étant précisément celui de leur comportement sous un nombre très important de répétitions de charges, les spécialistes de ce domaine se sont très tôt intéressés à la question de la résistance ou de l'allongement à la fatigue des matériaux qui les constituent. Les essais réalisés sur de nombreux matériaux, y compris les matériaux de chaussée, ont montré qu'il existait, pour chacun d'eux, une loi de fatigue, traduite par une courbe de fatigue, donnant, pour chaque valeur N du nombre de charge-ments, la valeur de la sollicitation ou de l'allongement à la rupture.

Pour les matériaux routiers, les essais de fatigue sont réalisés sur des éprouvettes trapézoïdales sollicitées en flexion. Suivant les cas, on impose, soit une contrainte, soit une déformation. L'éprouvette est sollicitée jusqu'à obtenir sa rupture et on établit la relation entre le nombre et le niveau de sollicitations à la rupture. On a rapidement constaté que les caractéristiques de fatigue des matériaux routiers présentent une double particularité :

- elles sont dispersées ;
- il est difficile, notamment pour des considérations d'effet d'échelle, de reproduire en laboratoire le comportement réel du matériau dans la chaussée.

Pour en tenir compte, et sur la base d'une confrontation des résultats de laboratoire avec le comportement réel de la chaussée, on est conduit, pour les calculs, à prendre en compte un coefficient multiplicateur des sollicitations moyennes obtenues en laboratoire. Ce coefficient multiplicateur est de :

- 1,1 ou 1,2 pour les matériaux bitumineux ;
- 1,5 à 1,7 pour les matériaux hydrauliques.

C'est ainsi que l'on a pu observer, pour les différents types de matériaux, les caractéristiques en fatigue qui vont maintenant être décrites.

6.6.1 Matériaux traités aux liants hydrauliques

C'est la contrainte limite de traction en fatigue qui est prise en compte. Elle est appréciée par des essais en flexion sur des éprouvettes trapézoïdales encastrées à leur base.

Les résultats des essais de fatigue s'avérant dispersés, il est difficile d'avoir la courbe entière avec un nombre raisonnable d'essais, et on s'attache donc à déterminer le niveau de contrainte de rupture σ_6 correspondant à 10^6 cycles de chargement.

Dans les plages de répétition de charges considérées, on constate que les résultats d'essai peuvent être valablement représentés par une équation de la forme :

$$\sigma = \sigma_6 (N / 10^6)^b$$

Les valeurs de σ_6 et de b (en fait de $-1/b$) prises en compte dans le calcul des fiches du catalogue de 1998, basées sur de nombreux essais réalisés sur des matériaux normalisés, sont celles du tableau 7 (la désignation de chaque catégorie de matériaux étant conforme aux normes en vigueur). Le coefficient de Poisson est par ailleurs pris égal à 0,25.

Tableau 6 – Modules pris en compte dans le guide technique de 1994 et le catalogue de 1998

Type de matériau	E en MPa à 10 °C et 10 Hz	E en MPa à 15 °C et 10 Hz
Béton bitumineux semi-grenu	7 200	5 400
Grave-bitume de classe 2	12 300	9 300
Grave-bitume de classe 3	12 300	9 300
Enrobé à module élevé de classe 2	17 000	14 000

Tableau 7 – Valeurs de σ_6 et $-1/b$ prises en compte dans le catalogue de 1998

Matériaux		σ_6	$-1/b$
Grave-ciment, grave-liant routier, grave cendre hydraulique (classe G3)		0,75	15
Grave-ciment (classe G4)		1,20	15
Grave-laitier prébroyé (activant autre que chaux, classe G2)		0,70	13,7
Grave-laitier prébroyé (activant chaux, classe G1)		0,50	12,5
Grave-cendres volantes silico-alumineuses – chaux (classe G3)		1,15	16
Sable-laitier	Classe S2	0,43	10
	Classe S3	0,65	10
Sable-ciment ou liant spécial routier	Classe S2	0,50	12
	Classe S3	0,75	12

La confrontation des résultats du calcul avec les observations faites sur le comportement des chaussées a conduit à introduire un certain nombre de coefficients correcteurs aux résultats obtenus en laboratoire, et à prendre en compte dans les calculs des contraintes limites admissibles $\sigma(ad)$ calculées à partir des limites mesurées par une formule de type :

$$\sigma(ad) = \sigma \times K_r \times K_d \times K_c \times K_s$$

dans laquelle les coefficients minorateurs K prennent en compte les éléments suivants :

- K_r intègre l'effet combiné des dispersions sur l'épaisseur et sur les résultats des essais de fatigue ;
- K_d prend en compte l'effet des discontinuités de la couche de base ;
- K_c est un coefficient d'ajustement des résultats du calcul au comportement observé des chaussées du même type ;
- K_s est un coefficient à prendre en compte en cas de portance réduite de la couche support.

Le guide de 1994 donne les principes à appliquer pour la détermination de ces coefficients minorateurs, et le catalogue de 1998 en précise la valeur pour les différents types de chaussées.

6.6.2 Matériaux traités aux liants hydrocarbonés

Les matériaux concernés par ce paragraphe sont les enrobés bitumineux et les graves et sables bitume.

Les propriétés en fatigue de tous ces matériaux sont très sensibles à la température et à la vitesse de chargement, qui sont l'une et l'autre des données importantes de la méthode d'essai.

Le comportement en fatigue est apprécié par l'essai de fatigue en flexion pratiqué à 10 °C et 25 Hz. Dans cet essai, l'éprouvette trapézoïdale encastrée à la base est sollicitée en tête par un déplacement sinusoïdal d'amplitude constante, sans période de repos. La rupture conventionnelle correspond au nombre de cycles N pour lequel l'effort qu'il est nécessaire d'appliquer est réduit de moitié.

La courbe de fatigue est représentée par une relation de la forme :

$$\varepsilon/\varepsilon_6 = (N/10^6)^b$$

Tableau 8 – Valeurs de ε_6 et de $-1/b$ prises en compte dans le catalogue de 1998

Type de matériau	$\varepsilon_6 \cdot 10^6$ (10 °C ; 10 Hz)	$-1/b$
Béton bitumineux semi-grenu	100	5
Grave-bitume de classe 2	80	5
Grave-bitume de classe 3	90	5
Enrobé à module élevé de classe 2	130	5

Le tableau 8 précise les valeurs adoptées pour ces différentes grandeurs par le catalogue de 1998.

Comme pour les matériaux traités aux liants hydrauliques, la confrontation du dimensionnement théorique avec la réalité du comportement des chaussées conduit à prendre en compte un allongement admissible plus faible que l'allongement conventionnel, à partir duquel il se calcule par la formule :

$$\varepsilon(ad) = \varepsilon \times K_r \times K_c \times K_s$$

Les définitions des coefficients minorateurs K sont les mêmes que pour les matériaux traités aux liants hydrauliques, et le catalogue de 1998 en fixe la valeur pour les différents types de chaussées.

6.6.3 Sols et graves non traitées

Leur comportement est radicalement différent de celui des matériaux précédents. Dans le cas des sols et des graves non traitées, et comme il a été dit précédemment, les grains élémentaires sont libres de se déplacer les uns par rapport aux autres. Il en résulte, sous les sollicitations répétées exercées par le trafic, des réajustements et des déformations progressives.

Il n'y a pas, dans ce cas, de véritable rupture de la chaussée en masse, mais une déformation croissante qui induit un orniérage dans les traces de roue et une désorganisation des couches de chaussée.

On doit donc vérifier que l'orniérage du sol support reste inférieur à une valeur tenue pour admissible. À défaut d'autres données, le guide préconise de s'assurer que la déformation verticale reste inférieure aux valeurs données par les formules suivantes en fonction du nombre NE d'essieux équivalents.

- chaussées à faible trafic (< TC3) : $\varepsilon_{z,ad} = 0,016 (NE)^{-0,222}$;
- chaussées à moyen et fort trafic : $\varepsilon_{z,ad} = 0,012 (NE)^{-0,222}$.

En ce qui concerne les couches d'assise granulaire, la vérification vis-à-vis de l'orniérage est faite au sommet de la couche granulaire non traitée selon des critères de même type que ceux retenus pour le sol support.

Il a été souligné au § 6.4 l'insuffisance des connaissances en matière de comportement des sols et des graves non traitées et évoqué les recherches engagées par le LCPC à ce sujet.

6.7 Dimensionnement de la chaussée

6.7.1 Équivalences entre essieux

Comme nous l'avons vu, le passage des essieux provoque dans la chaussée des endommagements qui, cumulés, la dégradent progressivement. Cette dégradation peut prendre différentes formes suivant la structure de la chaussée. Pour le sol de fondation et les assises non traitées, il en résulte des déformations verticales permanentes et une altération du profil qui détériorent le niveau de service. Pour les assises traitées, le cumul des charges conduit à

leur rupture par flexion. Pour les matériaux bitumineux, elle peut provoquer un orniérage progressif par déformation plastique.

L'endommagement élémentaire dépend, bien entendu, des caractéristiques de l'essieu qui sollicite la chaussée et il est donc nécessaire de définir un essieu de référence. **En France, on a choisi, l'essieu isolé à roues jumelées de 13 t (130 kN), charge maximale tolérée par le code de la route.**

On peut alors définir l'agressivité d'un essieu par le nombre de passages de l'essieu de référence qui conduit au même endommagement qu'un passage de l'essieu considéré. Les équivalences entre essieux sont données par la formule suivante :

$$A = K (P / P_0)^\alpha$$

dans laquelle :

- A est le dommage provoqué par le passage d'un essieu de charge P , par rapport au dommage dû à un passage de l'essieu simple jumelé de référence de charge P_0 ;
- K et α sont des coefficients, variables suivant le type d'essieu et le type de structure, donnés par le tableau 9.

On remarquera l'agressivité très importante des essieux tri-dém pour les chaussées rigides, du fait du chevauchement des courbes d'influence.

Tableau 9 – Coefficients d'endommagement relatifs aux différents types d'essieu et de structure

	α	K		
		Essieu simple	Essieu tandem	Essieu tridem
Structure souple	5	1	0,75	1,1
Structure semi-rigide	12	1	12	113
Béton	12	1	12	113

6.7.2 Agressivité globale du trafic

Le paramètre de trafic qui intervient dans le dimensionnement d'une structure est le nombre d'essieux équivalents de 130 kN, noté NE. Il se calcule en fonction du trafic cumulé TC par la formule :

$$NE = TC \times CAM$$

avec CAM coefficient moyen d'agressivité structurelle d'un poids lourd, déduit de la composition du trafic de poids lourds donnée par les stations d'analyse du trafic lourd (dans les conditions définies par la norme NF P 98-082).

Les analyses de terrain réalisées à l'occasion de la mise à jour de 1998 du catalogue des structures ont conduit aux valeurs moyennes d'agressivité données par le tableau 10.

Ces valeurs du CAM, complétées par des hypothèses sur le taux de croissance du trafic (taux de croissance linéaire annuel de 5 % pour le VRS, 2 % pour le VNRS), ont servi de base au catalogue des structures de 1998.

Le tableau 11 donne, en fonction de la catégorie de voie, du trafic à la mise en service et du type de chaussée considérée, le nombre d'essieux équivalents pris en compte dans le catalogue pour chaque classe de trafic.

Tableau 10 – Coefficients moyens d'agressivité pris en compte par le catalogue de 1998

Type de structure	Catégories de voies	
	VRS	VNRS
Bitumineuses épaisses	0,8	0,5
GNT/GNT	Sans objet	1
Mixtes	1,2	0,75
Semi-rigides et béton	1,3	0,8

Tableau 11 – Nombre d'essieux équivalents (en millions) et trafic PL à la mise en service pris en compte dans le dimensionnement des structures du catalogue 1998

Trafic à la mise en service (PL/jour/sens)	35	85	200	500	1 200	3 000	7 000
VRS, classes de trafic cumulé	TC2₃₀	TC3₃₀	TC4₃₀	TC5₃₀	TC6₃₀	TC7₃₀	TC8₃₀
Bitumineuses épaisses.....	0,5	1,3	3	7,5	18	45	106
Semi-rigides, béton.....	0,8	2	5	12	29	73	71
Mixtes.....	0,8	2	4,5	11	27	68	158
VRNS, classes de trafic cumulé	TC2₂₀	TC3₂₀	TC4₂₀	TC5₂₀	TC6₂₀	TC7₂₀	TC8₂₀
Bitumineuse épaisse.....	0,1	0,3	0,8	2	5	13	30
Semi rigides, béton.....	0,2	0,6	1,4	3,5	8,3	20	48
Mixtes.....	0,2	0,5	1,3	3,2	7,8	19	45
Souples.....	0,3	0,7	1,7	4,3	10,4	26	60

Dans le cas où l'on aurait des raisons de penser que les hypothèses précédemment évoquées ne sont pas crédibles pour la voie considérée, un calcul particulier du nombre d'essieux équivalents devrait être effectué.

6.7.3 Calcul de dimensionnement

Son objet est de déterminer les épaisseurs de couches nécessaires pour que soient respectées en tout point les valeurs limites de contrainte et de déformation des matériaux définies précédemment.

Ainsi qu'il a été indiqué, le calcul est conduit par la méthode de Burmister, le logiciel le plus utilisé en France étant le logiciel Alizé mis au point par le LCPC, qui, dans sa version actuelle, propose également un module de vérification au gel. Dans Alizé, comme dans les logiciels similaires, la chaussée est modélisée sous forme d'un massif multicouche à comportement élastique, isotrope et linéaire.

Les différentes couches de matériau constituant la structure possèdent une épaisseur constante, et leur extension dans le plan horizontal est infinie. La description du fonctionnement mécanique des différentes couches de la chaussée se ramène donc aux paramètres suivants :

- épaisseur de chaque couche ;
- module d'Young du matériau ;
- coefficient de Poisson ;
- conditions d'interface au sommet et à la base de la couche.

Le demi-jumelage retenu en France comme essieu de référence, est symbolisé par deux aires d'appui circulaires de 12,5 cm de rayon, dont les centres sont à 37,5 cm, sur lesquels s'exerce une pression uniforme de 0,662 MPa.

5.7. Structures de chaussée du catalogue de 1998

Les développements précédents ont exposé les raisons qui ont conduit les autorités routières françaises à proposer aux services techniques des structures pré-calculées et précisées les conditions dans lesquelles les calculs correspondants ont été conduits. Les tableaux 12 et 13 donnent des exemples significatifs de structures proposées par le catalogue. Le premier est relatif à des chaussées destinées au réseau structurant, le second à des chaussées destinées aux autres voies. Ils appellent les commentaires suivants :

- comme dans les développements précédents, les références des matériaux sont celles des normes françaises, généralement transposées des normes européennes ;

- certaines des structures ne sont utilisables que sur une plate-forme traitée aux liants hydrauliques. La désignation de la classe de plate-forme est alors suivie de la lettre t ;
- pour les couches de surface (CS), le catalogue propose des solutions alternatives basées sur les différentes catégories normalisées de bétons bitumineux (BB), utilisées en monocouche ou en bicouche, avec une épaisseur totale, mentionnée dans chaque fiche et reprise dans le tableau, choisie en fonction des performances et des contraintes de mise en œuvre de chaque catégories de BB ;
- dans certains cas, et pour des raisons de mise en œuvre, la couche de base est mise en place en deux couches. Des trois nombres figurant dans les tableaux 12 et 13, les deux premiers sont alors relatifs aux deux couches de la couche de base, le troisième à la couche de fondation.

Tableau 12 – Exemples de fiches du catalogue de 1998 pour le réseau structurant (épaisseurs en cm)						
Corps de chaussée	Plate-forme	TC8 ₃₀	TC7 ₃₀	TC6 ₃₀	TC5 ₃₀	TC4 ₃₀
Fiche 1, GB2/GB2 Grave-bitume de classe 2 Idem	CS	BB, 8 à 10 suivant nature				6,5 à 8
	PF2				14/14	12/13
	PF3	11/12/13	11/11/11	14/14	11/12	10/10
	PF4	11/12/12	10/10/11	13/13	10/11	9/9
Fiche 2, GB3/GB3 Grave-bitume de classe 3 Idem	CS	BB, 8 à 10 suivant nature				6,5 à 8
	PF2				13/13	11/12
	PF3	11/12/12	10/10/11	13/13	10/11	9/9
	PF4	10/11/11	14/14	11/12	9/9	8/8
Fiche 4, GC3/GC3 Grave-ciment* de classe 3 (* ou liant routier) Idem	CS	BB, 14,5 à 16 cm		10 à 12	8 à 10	6,5 à 8
	PF2				22/20	21/20
	PF3	20/18	19/18	19/18	32	31
	PF4	19/15	18/15	18/15	28	28
Fiche 5, GC4/GC4 Grave-ciment de classe 4 Idem	CS	BB, 18,5 à 20		10 à 12	8 à 10	6,5 à 8
	PF2				19/20	18/20
	PF3	20/18	18/18	18/18	27	26
	PF4	20/15	19/15	18/15	25	24
Fiche 6, GC3/SC3 Grave-ciment* de classe 3 (* ou liant routier) Sable-ciment de classe 3	CS	BB, 14,5 à 16		10 à 12	10 à 12	6,5 à 8
	PF2				22/20	21/20
	PF3	20/18	20/18	19/18	32	31
	PF4	19/15	18/15	18/15	29	28
Fiche 13, GC3/SC2 Grave-ciment* de classe 3 (ou liant routier) Sable-ciment de classe 2	CS	BB, 14,5 à 16		10 à 12	8 à 10	6,5 à 8
	PF2				19/27	18/27
	PF3	18/23	18/21	18/20	18/18	18/18
	PF4	18/20	18/18	18/18	15/17	15/16
Fiche 15, GB3/GC3 Grave-bitume de classe 3 Grave-ciment* de classe 3 (* ou liant routier)	CS	BB, 8 à 10				6,5 à 8
	PF2				7/8/23	7/8/21
	PF3	8/9/25	8/8/24	14/22	12/20	12/18
	PF4	8/8/24	14/22	13/21	11/19	
Fiche 17, GB3/SC3 Grave-bitume de classe 3 Sable-ciment de classe 3	CS	BB, 8 à 10				
	PF2				13/21	
	PF3	8/8/24	14/22	13/21	10/18	
	PF4	14/22	13/21	11/19		

Tableau 12 – Exemples de fiches du catalogue de 1998 pour le réseau structurant
(épaisseurs en cm) (suite)

Corps de chaussée	Plate-forme	TC8 ₃₀	TC7 ₃₀	TC6 ₃₀	TC5 ₃₀	TC4 ₃₀
Fiche 19, BAC/BC2 Béton armé continu Béton maigre de classe 2	PF2				17/18	
	PF3	20/18	19/18	19/15	17/15	
	PF4					
Fiche 21, BAC/BBSG Béton armé continu Béton bitumineux semi grenu	PF2					
	PF3t	25/5	24/5	22/5	20/5	
	PF4t	23/5	22/5	22/5	18/5	
Fiche 24, Dalle/CD Béton non armé en dalle épaisse Couche drainante en GNT	PF2				37/10	35/10
	PF3				35/10	33/10
	PF4				33/10	31/10
Fiche 25, GB3/GNT/Forme traitée Grave bitume de classe 3 Grave non traitée	CS	BB 8 à 10				6,5 à 8
	PF2					
	PF3t				9/9/12	14/12
	PF4t				8/8/12	12/12

Tableau 13 – Exemples de fiches du catalogue de 1998 pour le réseau non structurant
(épaisseurs en cm)

Corps de chaussée	Plate-forme	TC8 ₂₀	TC7 ₂₀	TC6 ₂₀	TC5 ₂₀	TC4 ₂₀	TC3 ₂₀	TC2 ₂₀
Fiche 1, GB2/GB2 Grave-bitume de classe 2 Idem	CS	BB, 8 à 10 suivant nature				6,5 à 8		
	PF2			14/14	11/12	10/11	8/9	13
	PF3		14/14	11/12	9/9	8/8	12	9
	PF4		12/13	10/11	8/8	14	10	8
Fiche 2, GB3/GB3 Grave-bitume de classe 3 Idem	CS	BB, 8 à 10				6,5 à 8		4
	PF2			13/13	10/11	9/10	8/8	12
	PF3		12/12	10/11	8/8	14	11	8
	PF4		11/12	9/9	14	11	8	8
Fiche 4, GC3/GC3 Grave-ciment de classe 3 (ou liant routier) Idem	CS	BB, 14,5 à 16		10 à 12	8 à 10	6 à 8		
	PF2			22/20	20/20	20/20	32	30
	PF3			17/18	30	29	27	25
	PF4		16/15	16/15	28	27	25	23
Fiche 5, GC4/GC4 Grave-ciment de classe 4 Idem	CS	BB, 14,5 à 16		10 à 12	8 à 10	6 à 8		
	PF2			19/20	18/20	17/20	28	28
	PF3			17/18	25	25	23	22
	PF4		16/15	15/15	23	22	21	19

Tableau 13 – Exemples de fiches du catalogue de 1998 pour le réseau non structurant (épaisseurs en cm) (suite)								
Corps de chaussée	Plate-forme	TC8 ₂₀	TC7 ₂₀	TC6 ₂₀	TC5 ₂₀	TC4 ₂₀	TC3 ₂₀	TC2 ₂₀
Fiche 6, GC3/SC3 Grave-ciment* de classe 3 (* ou liant routier) Sable-ciment de classe 3	CS	BB, 14,5 à 16		10 à 12	8 à 10	6,5 à 8		
	PF2			22/20	20/20	20/20	32	30
	PF3			17/18	30	29	27	25
	PF4		16/15	16/15	28	27	25	23
Fiche 11, SC3 Sable traité au ciment* de classe 3 (* ou liant routier)	CS	BB, 8 à 10						6 à 8
	PF2					29	24	22
	PF3					27	22	20
	PF4					27	22	19
Fiche 13, GC3/SC2 Grave-ciment* de classe 3 (* ou liant routier) Sable-ciment de classe 2	CS	BB, 14,5 à 16		10 à 12	8 à 10	6,5 à 8		
	PF2			18/28	18/24	18/22		
	PF3		18/19	18/18	16/18	15/18		
	PF4		15/18	15/17	15/16	15/15		
Fiche 15, GB3/GC3 Grave-bitume de classe 3 Grave-ciment* de classe 3 (* ou liant routier)	CS	BB, 14,5 à 16						
	PF2			8/8/24	13/21			
	PF3		15/23	13/21	11/19			
	PF4		13/21	12/20				
Fiche 17, GB3/SC3 Grave-bitume de classe 3 Sable-ciment de classe 3	CS	BB, 8 à 10						
	PF2			14/22	12/20			
	PF3		13/21	11/19				
	PF4		11/19	10/18				
Fiche 19, BAC/BC2 Béton armé continu Béton maigre de classe 2	PF2			18/18	16/18			
	PF3		19/15	17/15	15/16			
	PF4							
Fiche 21, BAC/BBSG Béton armé continu Béton bitumineux semi grenu	PF2							
	PF3t		22/5	21/5	19/5			
	PF4t		21/5	19/5	17/5			
Fiche 24, Dalle/CD Béton non armé en dalle épaisse Couche drainante en GNT	PF2				36/10	34/10	29/10	28/10
	PF3				33/10	31/10	27/10	26/10
	PF4				31/10	30/10	25/10	24/10
Fiche 25, GB3/GNT/ Forme traitée Grave-bitume de classe 3 Grave non traitée	CS	BB, 8 à 10				6 à 8		
	PF3t			9/10/12	12/12	8/12		
	PF4t			8/9/12	10/12	8/12		

Tableau 13 – Exemples de fiches du catalogue de 1998 pour le réseau non structurant (épaisseurs en cm) (suite)								
Corps de chaussée	Plate-forme	TC8 ₂₀	TC7 ₂₀	TC6 ₂₀	TC5 ₂₀	TC4 ₂₀	TC3 ₂₀	TC2 ₂₀
Fiche 26, GB3/GNT Grave bitume de classe 3 Grave non traitée de classe B2C1	CS	BB, 8 à 10				6 à 8		4
	PF2t				8/9/35	14/35	10/35	9/35
	PF3t				13/20	11/20	8/20	
Fiche 27, GNT/GNT Grave non traitée type B2C2 B2C1	CS	BB pour chaussées souples à faible trafic, 8						5
	PF2						25/25	20/25
	PF3						25	25
	PF4						15	15

5.8 Synthèse de la méthode française de dimensionnement des chaussées revêtues

D'un point de vue mécanique, la démarche de la méthode française de dimensionnement peut être scindée en deux étapes.

Dans la première étape, il convient de calculer, sous l'effet de l'essieu standard de référence de 130 kN, la réponse d'une structure de chaussée choisie a priori (type de structure, matériaux et épaisseurs des couches constitutives). Ce calcul repose sur l'évaluation, sous l'effet d'une charge circulaire appliquée à la surface d'un massif multicouche (Figure 6), des champs de contraintes maximales dans les couches de matériaux et du sol. Dans ce calcul, la charge appliquée symbolise l'action de l'essieu de référence, et le modèle semi-analytique de Burmister, développé aux Etats-Unis à partir de 1943 (Burmister, 1943) est utilisé pour obtenir la réponse mécanique.

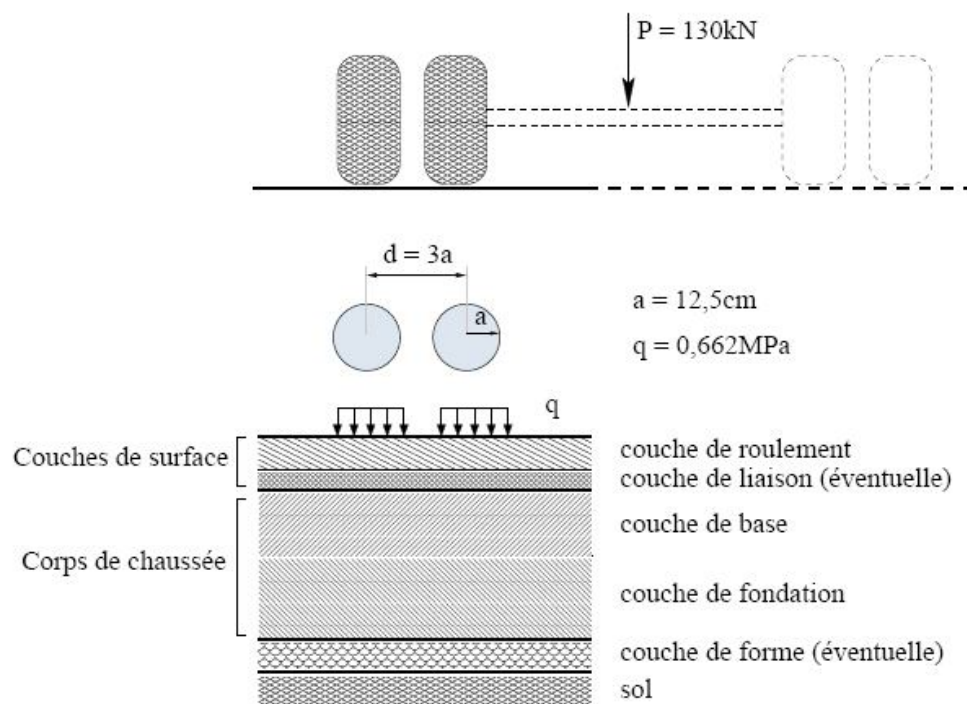


FIGURE 6. Massif multicouche et charge de référence (LCPC-SETRA, 1994)

Le dimensionnement est en général effectué en prenant en compte un demi-essieu, c'est-à-dire un jumelage de deux roues de 65 kN au total. La charge de ces deux roues est ensuite transmise aux chaussées par deux zones de charge circulaire de rayon $r = 0,125$ m, d'entre-axe $3r = 0,375$ m et de pression uniformément répartie $q = 0,662$ MPa.

Dans une seconde étape, il s'agit de calculer les valeurs de sollicitations admissibles des matériaux de la structure, en fonction de leur localisation dans la structure, de leurs modes de dégradation (rupture par fatigue des couches en matériaux liés et orniérage du sol et des couches en matériaux non liés), et du trafic cumulé (nombre de poids lourds) devant circuler sur la chaussée pendant sa durée de vie sur une plate-forme donnée. La structure convient si les sollicitations induites

par le passage de l'essieu de référence restent inférieures ou égales aux sollicitations admissibles pour chaque couche. Le choix de la structure finale se fait par calculs itératifs.

Le trafic étant caractérisé par le nombre cumulé d'essieux équivalents à l'essieu de référence pour la durée initiale de calcul choisie.

Le risque de ruine r prend en compte la probabilité d'apparition de dégradations dans les chaussées. Cette probabilité dépend des dispersions du comportement en fatigue des matériaux et la variation d'épaisseur des couches de chaussée, liée aux difficultés de mise en œuvre. Ces deux paramètres présentent un caractère aléatoire, source d'incertitude importante sur la détermination de la durée de vie réelle des structures. Cela conduit à raisonner en termes probabilistes ; ainsi, la durée de vie d'une structure de chaussée est associée au risque qui correspond à la probabilité d'apparition des dégradations structurelles.

De manière pratique, la tenue à la fatigue par flexion d'une couche de chaussée en matériaux bitumineux dans des conditions expérimentales de 15 °C (température moyenne en France), prenant en compte l'ensemble de la structure, est vérifiée à travers l'équation 1 précédente, qui devient alors (LCPC-SETRA, 1994):

$$\varepsilon_{h\max} \leq \varepsilon_{6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz})} \cdot \left(\frac{E_{(10^\circ\text{C}, 10\text{Hz})}}{E_{(15^\circ\text{C}, 10\text{Hz})}} \right)^{0,5} \cdot \left(\frac{N_f}{10^6} \right)^b \cdot k_r \cdot k_c \cdot k_s$$

où: $\varepsilon_{h\max}$ est l'intensité de déformation horizontale maximale, obtenue à la base de la couche bitumineuse sous le passage du jumelage standard français sur la chaussée ; $\varepsilon_{6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz})}$ est l'amplitude de la déformation horizontale appliquée qui provoquerait la rupture en fatigue par flexion de l'éprouvette trapézoïdale, en matériau bitumineux, au bout d'un million de cycles de chargement; $E(10^\circ\text{C}, 10\text{Hz})$: module d'Young du matériau bitumineux évalué à 10°C et à 10 Hz; $E(15^\circ\text{C}, 10\text{Hz})$: module d'Young du matériau bitumineux évalué à 15°C et à 10 Hz; N_f : nombre d'essieux standard équivalents; b : pente de la droite de fatigue du matériau bitumineux ($b = -0,2$ par défaut : cas du matériau standard); k_r : coefficient qui ajuste la valeur de la déformation horizontale admissible au risque de calcul retenu en fonction des facteurs de dispersion sur l'épaisseur (écart-type S_h) et sur les résultats des essais de fatigue (écart-type S_N); k_c : coefficient de calage destiné à ajuster les résultats du modèle de calcul au comportement de chaussée observé de même type; k_s : coefficient minorant tenant compte de l'effet d'hétérogénéités locales de portance d'une couche de faible rigidité supportant les couches liées.

Il est important de savoir que la température moyenne en France est de 15°C, mais au Cameroun, ce n'est pas le cas. La température moyenne au Cameroun est environ de 20°C, donc la formule à appliquer est la suivante :

$$\varepsilon_{h,\max} \leq \varepsilon_{6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz})} \cdot \left(\frac{E_{(10^\circ\text{C}, 10\text{Hz})}}{E_{(20^\circ\text{C}, 10\text{Hz})}} \right)^{0,5} \cdot \left(\frac{N_f}{10^6} \right)^b \cdot k_r \cdot k_c \cdot k_s$$

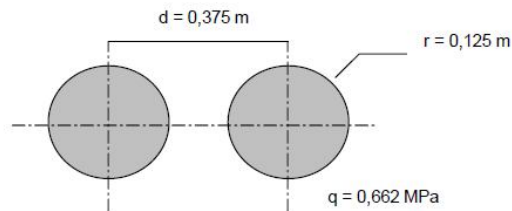
Cette formule est donc corrigée en fonction de la température moyenne de chaque pays.

AIDE MEMOIRE – GUIDE TECHNIQUE CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES

Modélisation

CHARGE DE REFERENCE

Demi essieu à roues jumelées de 65 kN



STRUCTURE

- Système multi-couche élastique linéaire, isotrope et homogène
- Caractéristiques des matériaux : E et ν
- Couche d'épaisseur h, infinie en plan (pas de bords ou fissures)
- Sol d'épaisseur infinie. Interface : collée ou glissante

PLATE-FORME

Massif homogène

Classe	PF1	PF2	PF3	PF4
Limites (E MPa)	20	50	120	200

Le module de calcul est celui de la limite inférieure de la classe :

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,35 pour les matériaux non traités et 0,25 pour les matériaux traités.

Relation Module – déflexion : $E.d = 10340$

CONDITIONS D'INTERFACE

Structure	Collé	Semi collée	Glissante
Matériaux hydrocarbonés/support	X		
Cfond/Plate Forme	X		
Structure Bitumineuse			
Toutes couches	X		
Structure semi rigide			
Croul/Cbase	X		
Cbase/Cfond (GC/GC – GL/GL)		X	
Cfond/Support	X		
Structure béton			
Croul/Cbase	X		
Cbase/Cfond			X
Cfond/support	X		
Structure inverse			
Toutes couches	X		
Structure mixte			
Première Phase : toutes couches	X		
Deuxième phase : Cbase/Cfond			X
autres couches	X		

(semi collée : artifice de modélisation consistant à faire un calcul interface collée, un autre calcul interface décollée et à faire la demi somme des grandeurs calculées à chaque niveau)

COUCHE GRANULAIRE

Chaussée à faible trafic ($T \leq T3$)											
CBase	Catégorie 1 $E_{GNT} = 600 \text{ MPa}$ Catégorie 2 $E_{GNT} = 400 \text{ MPa}$ Catégorie 3 $E_{GNT} = 200 \text{ MPa}$										
Cfond (divisée en sous couches de 0.25 m)	$E_{GNT} \text{ (sous couche 1)} = k \times E_{\text{plate forme}}$ $E_{GNT} \text{ (sous couche i)} = k \times E_{GNT} \text{ (sous couche i-1)}$ Avec : <table><tr><td>Catégorie</td><td>1</td><td>2</td><td>3</td></tr><tr><td>k</td><td>3</td><td>2.5</td><td>2</td></tr></table> E_{GNT} est borné par la valeur indiquée en CBase			Catégorie	1	2	3	k	3	2.5	2
Catégorie	1	2	3								
k	3	2.5	2								

Chaussée à moyen trafic ($T2$ et $T3$) : structure GB/GNT	
Cfond (divisée en sous couches de 0.25 m)	$E_{GNT} \text{ (sous couche 1)} = 3 \times E_{\text{plate forme}}$ $E_{GNT} \text{ (sous couche i)} = 3 \times E_{GNT} \text{ (sous couche i-1)}$ E_{GNT} est borné par 360 MPa

Chaussée à structure inverse	
$E_{GNT} = 480 \text{ MPa}$	

MODULE DES MATERIAUX TRAITES

Matériau	E (T° ; 10 Hz) en MPa						E (MPa) 15°C - 10 Hz	ν
	- 10 °C	0 °C	10 °C	20 °C	30 °C	40 °C		
BBSG	14 800	12 000	7 200	3 600	1 300	1 000	5 400	0,35
GB 2	23 000	18 800	12 300	6 300	2 700	1 000	9 300	0,35
GB 3	23 000	18 800	12 300	6 300	2 700	1 000	9 300	0,35
EME 2	30 000	24 000	17 000	11 000	6 000	3 000	14 000	0,35
GC 2	-	-	-	-	-	-	23 000	0,25
SC 3	-	-	-	-	-	-	17 200	0,25
GLp	-	-	-	-	-	-	20 000	0,25
BC 5	-	-	-	-	-	-	35 000	0,25
BC 4	-	-	-	-	-	-	24 000	0,25
BC 3	-	-	-	-	-	-	24 000	0,25
BAC	-	-	-	-	-	-	35 000	0,25

Vérification**TRAFIC**

Nombre d'essieux équivalents NE :

suite géométrique $NE = MJA \times 365 \times \frac{(1 + \tau)^P - 1}{\tau} \times CAM$

suite arithmétique $NE = MJA \times 365 \times n \times \left(1 + \frac{(n-1) \times \tau}{2}\right) \times CAM$

En l'absence de toute autre information, on prend : MJA = centre de classe

Classes	T5	T4	T3	T2	T1	T0	TS	TEX
			- +	- +	- +	- +	- +	
Centre (MJA)		35	85	200	500	1 200	3 000	
Limites (MJA)	0	25	50	150	300	750	2 000	5 000

Classes de trafic Catalogue SETRA 94-98

V.R.S. 30 ans	TC1 ₃₀	TC2 ₃₀	TC3 ₃₀	TC4 ₃₀	TC5 ₃₀	TC6 ₃₀	TC7 ₃₀	TC8 ₃₀
10 ⁶ P.L	0,5	1,0	3,0	6,0	14	38	94	
V.R.N.S. 20 ans	TC1 ₂₀	TC2 ₂₀	TC3 ₂₀	TC4 ₂₀	TC5 ₂₀	TC6 ₂₀	TC7 ₂₀	TC8 ₂₀
10 ⁶ P.L	0,2	0,5	1,5	2,5	6,5	17,5	43,5	

Coefficient d'agressivité CAM

Structure	T moyen et fort	T faible
Bitumineuse	0,8	0,5
Semi-rigide	1,3	0,8
Rigide	1,3	0,8
Mixte Matx bitumineux	0,8	0,5
MTLH	1,3	0,8
Inverse Matx bitumineux	0,8	0,5
MTLH	1,3	0,8
GRH	1,0	1,0
Sols, GNT et GRH	1,0	1,0

SOLLICITATIONS ADMISSIBLES

Sols, GNT, GRH

	Trafic < 50 PL/jour	Trafic ≥ T3 50 PL/jour
GNT, Sols chaussée neuve	$\epsilon_{z, ad} = 0.016 (NE)^{-0.222}$	$\epsilon_{z, ad} = 0.012 (NE)^{-0.222}$
GRH chaussée neuve		$\epsilon_{z, ad} = 0.0144 (NE)^{-0.222}$ (coefficient 1.20)
GNT, Sols renforcement	$\epsilon_{z, ad} = 0.0225 (NE)^{-0.244}$	
GRH renforcement	$\epsilon_{z, ad} = 0.0270 (NE)^{-0.244}$ (coefficient 1.20)	

Couche de forme traitée

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_6 \times \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b$$

MTLH et Béton

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_6 \times \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b \times k_c \times k_d \times k_r \times k_s$$

Matériaux bitumineux

$$\epsilon_{t,ad} = \epsilon_6(10^\circ\text{C}; 25\text{Hz}) \times \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b \times \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{C})}{E(T_{Eq})}} \times k_c \times k_r \times k_s$$

Coefficient	Phénomène	Valeurs
k _c	calage	voir page suivante
k _d	discontinuité (bord et fissures) et gradient thermique (dalles de béton)	1 / 1,7 pour BC 1 / 1,47 pour BAC 0,8 pour GCV 1 sinon
k _r	risque et dispersion	10 ^{-ub} u : voir page suivante $\delta = \sqrt{[SN^2 + (cSh/b)^2]}$
k _s	défaut de portance	1 pour PF3 et PF4 1 / 1,1 pour PF2 1 / 1,2 pour PF1

CARACTERISTIQUES EN FATIGUE MATERIAUX

Matériau	σ_S (10 ⁻⁶)	σ_S (MPa)	-1/b	SN	Sh (m)	kc
BBSG	100	-	5	0,25	(1)	1,1
GB 2	80	-	5	0,3	(1)	1,3
GB 3	90	-	5	0,3	(1)	1,3
EME 2	130	-	5	0,25	(1)	1,0
GC 2	-	0,75	15	1	0,03 (2)	1,4
SC 3	-	0,75	12	0,8	0,025 (2)	1,5
GLp	-	0,7	13,7	1	0,03 (2)	1,5
BC 5	-	2,15	18	1	(3)	1,5
BC 4	-	1,95	15	1	(3)	1,5
BC 3	-	1,83	15	1	(3)	1,5
BAC	-	2,15	18	1	(3)	1,5

(1) $Sh = 0,01$ m si $h < 0,10$ m ; $Sh = 0,025$ m si $h > 0,15$ m ; $Sh = 0,01 + 0,3*(h-0,10)$ sinon

(2) Sh peut être réduit à 0,02 m si l'aplate forme est de qualité (géométrie et portance) et la machine de répandage bien guidée

(3) Sh dépend du type de matériel de mise en oeuvre

Type de matériel	A	B ou C
C de Base Sur CdeFond. traitée	0,03 m	0,01 m
Autre cas	0,03 m	0,03 m

Valeurs de risques (%)

		T0	T1	T2	T3
Structures usuelles	MB	2.0	5.0	12.0	25.0
	MTLH	2.5	5.0	7.5	12.0
Structures inverses	MB	2.0	5.0	12.0	25.0
	MTLH	5.0	10.0	15.0	24.0
Structures mixtes	MB	2.0	5.0	12.0	25.0
	MTLH	3.0	10.0	20.0	35.0
Structures en béton	CdBase	2.8	5.0	7.5	11.5
	CdFond sauf BAC et BCg	5.6	10.0	15.0	23.0
	CdFond pour BAC et BCg	50.0	50.0	50.0	50.0

Valeurs de u associées au risque r

Les dispersions (h, fatigue) suivent une loi normale centrée réduite.

r (%)	u	r (%)	u	r (%)	u
1	-2.326	5.6	-1.590	23	-0.739
1.5	-2.170	7.5	-1.439	24	-0.706
2	-2.054	10	-1.282	25	-0.674
2.5	-1.960	11.5	-1.200	30	-0.524
2.8	-1.911	12	-1.175	35	-0.385
3	-1.881	15	-1.036	40	-0.253
5	-1.645	20	-0.842	50	0.000

5.9 Dimensionnement des chaussées des routes en terre

Dans cette partie, seule, la méthode CBR anciennement utilisée dans les pays tropicaux sera développée.

Les méthodes de dimensionnement utilisées dans la plupart des pays tropicaux dérivent de la méthode originale du CBR (Californian Bearing Ratio) telle qu'appliquée par le Kentucky Department of Highways aux Etats-Unis (Laraque et al. 1986). Cette méthode a été conçue en 1938 par M. J. Porter cité par Laraque et al. 1986 à la suite d'une expérimentation de 14 ans sur les chaussées californiennes. Elle est basée sur la résistance au poinçonnement du sol support (I_{CBR}) et la transmission des charges selon le modèle de Boussinesq (P) qui donne en fonction de ces deux paramètres, l'épaisseur minimale de la chaussée pour

empêcher la rupture par déformation plastique. Cette méthode utilise des abaques qui, en fonction de I_{CBR} , donnent l'épaisseur totale de la chaussée. La Figure V-2 montre l'abaque qui donne l'épaisseur totale de la chaussée pour quatre valeurs différentes de charges par roue. Cet abaque peut se traduire approximativement par l'expression suivante:

$$e = \frac{100 + 150\sqrt{P}}{I_{CBR} + 5}$$

Cette équation qui ne tient pas compte de l'intensité du trafic est loin de correspondre à la réalité. Après les travaux du TRRL (Transportation Road Research Laboratory), ces abaques suivent l'équation de Peltier (1954) suivante:

$$e = \frac{100 + 150\sqrt{P} \left(75 + 50 \log \left(\frac{N}{10} \right) \right)}{I_{CBR} + 5}$$

Avec:

e : épaisseur équivalente (cm)

I_{CBR} : indice CBR (sol support)

N : désigne le nombre journalier de camion de plus 1500 kg à vide

P : charge par route $P = 6.5$ t (essieux 13 t)

Il est reconnu que cette technique conduit à des surdimensionnements entraînant des coûts de construction élevés.

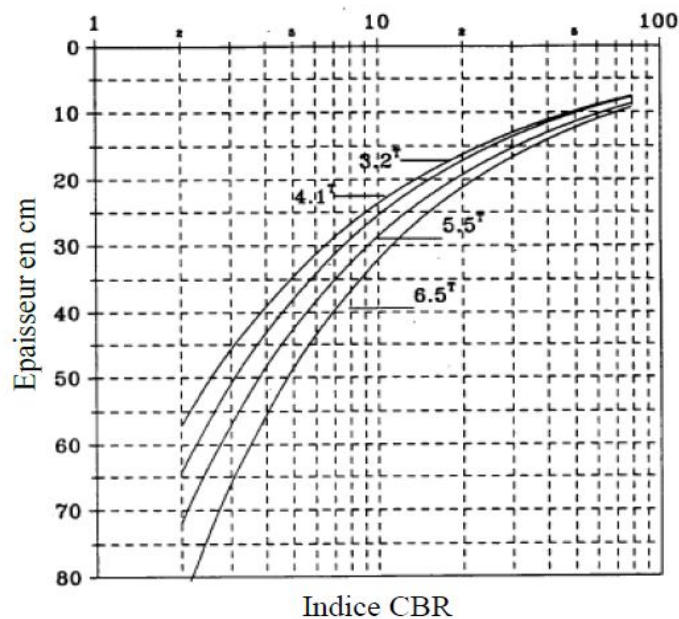


Figure 7. Abaques donnant l'épaisseur de la couche de chaussée non revêtue en fonction de l'indice CBR du sol support (Biarez, 1960)

Chapitre 6

Assainissement routier

6.1. GÉNÉRALITÉS

Une route, qu'elle soit en remblais ou en déblais, subit des risques graves d'érosion dus aux eaux de ruissellement.

Les protections contre ces dégradations peuvent être :

- directes soit par augmentation de la résistance à l'érosion, soit par rectification régulière des surfaces érodées (entretien) ;
- indirectes, par localisation du ruissellement dans des ouvrages étudiés spécialement pour écouler les eaux sans dégât : c'est le système d'assainissement, constitué par le réseau de fossés et leurs ouvrages de décharge, objet du présent chapitre.

Ces fossés concentrent toutes les eaux de ruissellement ayant une action directe sur la route, qu'elles proviennent des impluviums extérieurs ou bien de la plate-forme routière proprement dite et des talus attenants.

On distingue en général deux types de fossés :

- les fossés extérieurs destinés à collecter principalement les eaux provenant des impluviums extérieurs ;
- les fossés latéraux situés des deux côtés, ou d'un seul côté de la route destinés à collecter principalement les eaux de la plate-forme routière et des zones attenantes (talus, bande d'arrêt, etc.).

Les dispositions sont très spécifiques suivant la topographie, mais en général, il est conseillé de mettre systématiquement des fossés extérieurs

aussitôt qu'il y a un impluvium amenant des débits non négligeables au pied de la route. On décharge ainsi les fossés latéraux de ces apports, on évite leur comblement en diminuant les dépôts solides et on réduit les risques d'obstruction des ouvrages de décharge par le charriage solide (branches, détritiques divers).

Quelques exemples de profils sont donnés dans la fig. 88 page suivante selon qu'on soit en section en déblais ou en remblais et en terrain meuble ou rocheux.

Les fossés peuvent être :

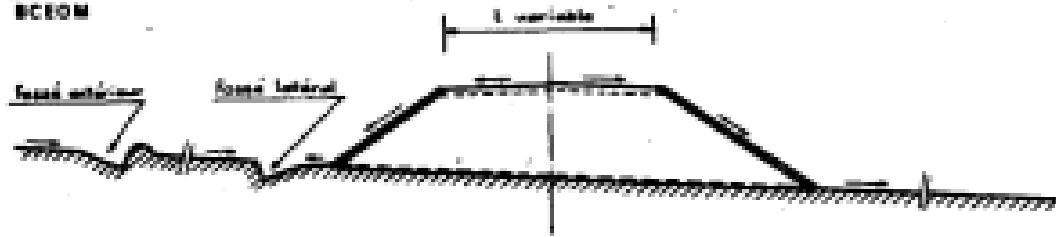
- triangulaires, confectionnés au grader. C'est le plus communément rencontré. Les pentes des talus sont en général $1/2$ et $2/1$ ou bien $2/3$ et $3/2$;
- rectangulaires, confectionnés par exemple à la niveleuse, à la pelle mécanique ou au ripper en terrain très cohésif ou rocheux ;
- trapézoïdaux, confectionnés par exemple à la niveleuse ou à la pelle mécanique en terrain très cohésif ou rocheux. Les pentes de talus peuvent être $1/2$ ou $1/1$ ou $3/2$ suivant la stabilité des talus voire plus raides en terrain rocheux.

En terrain meuble non cohésif, les fossés peuvent être revêtus pour éviter les affouillements ; compte tenu du coût de ces canaux, les profils trapézoïdaux dits économiques sont parfois utilisés : ils sont tels que l'on a le maximum de section d'écoulement pour une longueur de revêtement donnée (périmètre mouillé).

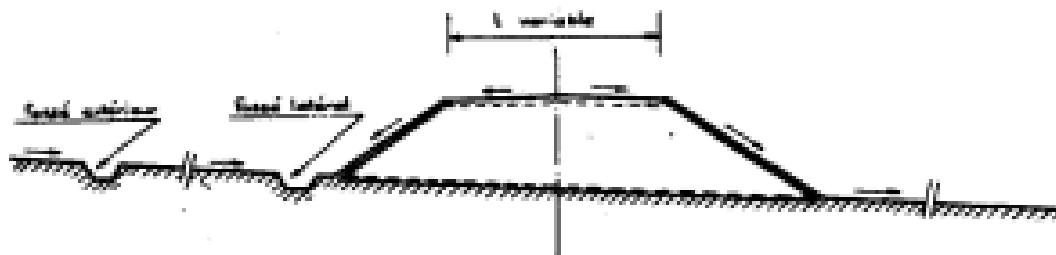
Les dimensions peuvent être très variables, notamment pour les fossés extérieurs qui peuvent être amenés à véhiculer des débits importants. Pour les fossés latéraux, on ne dépasse pas en général une profondeur de 0,60 m pour des problèmes de sécurité à moins que des dispositifs spéciaux (glissières...) ne soient mis en place (voir fig. 89, 90 pages suivantes).

Fossés extérieurs ou fossés latéraux doivent comporter les ouvrages de décharge en nombre suffisant :

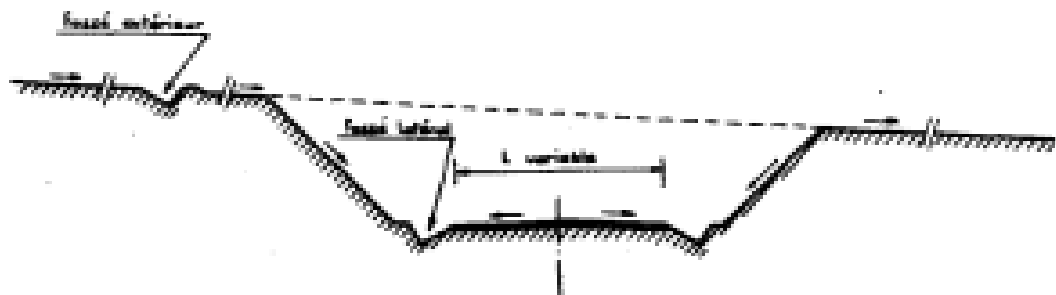
- pour éviter les débordements de l'eau quand les débits dépassent la capacité des fossés intéressés ;
- ou bien pour que les vitesses d'écoulement dans les fossés non revêtus n'atteignent pas les limites d'affouillement des terrains traversés.



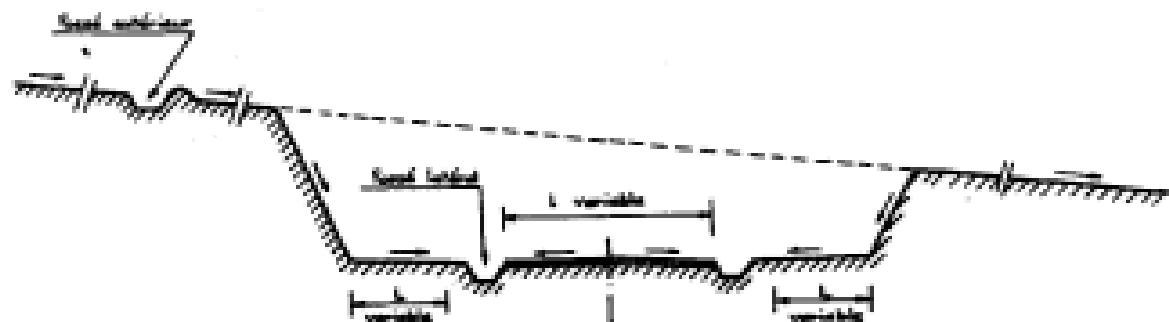
Exemple profil en remblai. Zone meuble.



Exemple profil en remblai. Zone rocheuse.



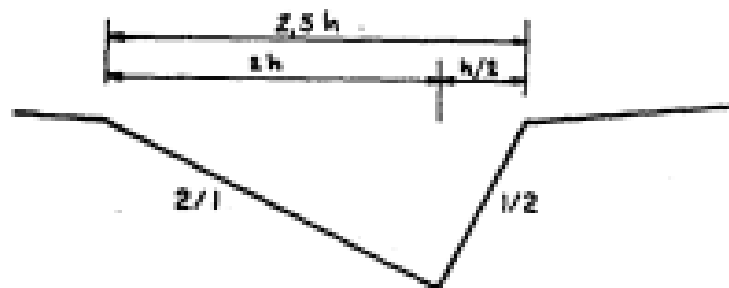
Exemple profil en déblai. Zone meuble.



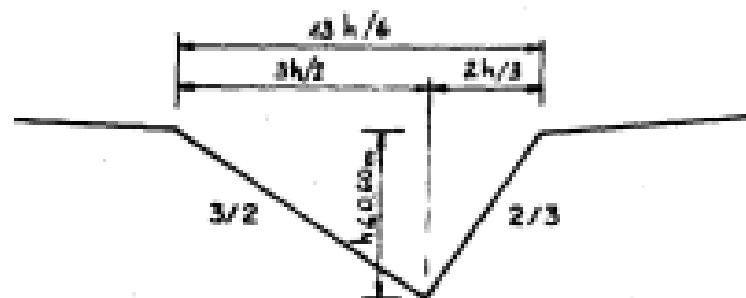
Exemple profil en déblai. Zone rocheuse.

Fig. 88

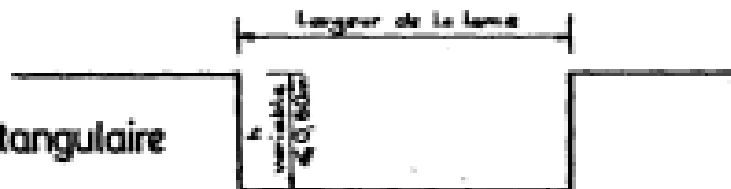
fossé triangulaire
à 2/1 - 1/2



fossé triangulaire
à 3/2 - 2/3



fossé rectangulaire



fossé trapézoïdal

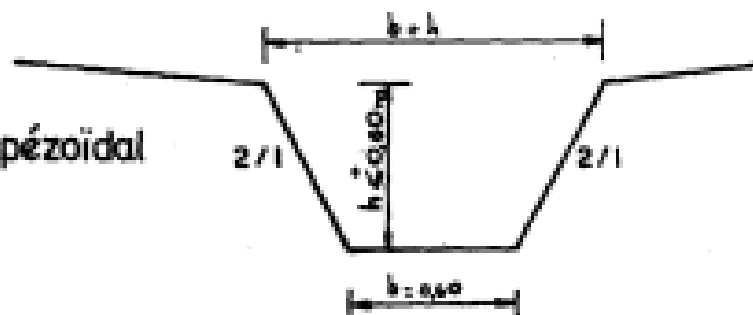


Fig. 89. Fossés latéraux types.

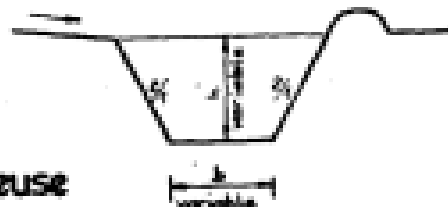
$$0.60\text{m} \leq h \leq 1.00\text{m}$$



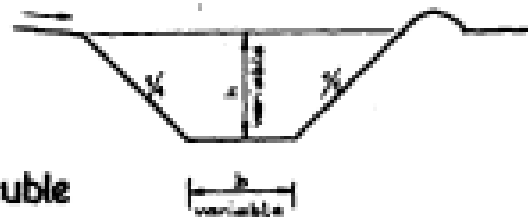
Fossés triangulaires revêtus ou non revêtus

$$0.60\text{m} \leq h \leq 1.00\text{m}$$

$$0.60\text{m} \leq b \leq 1.00\text{m}$$



en zone rocheuse



en zone meuble

Fossés trapézoïdaux revêtus ou non revêtus

Fig. 90. Fossés extérieurs types.

Les ouvrages de décharge peuvent ainsi être des ouvrages sous-chaussée ou bien des ouvrages divergents, selon la topographie de la zone traversée.

Ils sont placés aux endroits où la longueur critique des fossés est atteinte : ce chapitre en donne également les méthodes de calculs.

6.2. CALCULS DES FOSSÉS LATÉRAUX

6.2.1. Capacités des fossés latéraux

Les débits des fossés latéraux sont donnés par la formule de MANNING STRICKLER :

$$V = K R^{2/3} i^{1/2}$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{débit en m}^3/\text{s}, \\ V = \text{vitesse en m/s}, \\ K = \text{coefficient de rugosité de MANNING}, \\ R = \text{rayon hydraulique en m}, \\ i = \text{pente longitudinale en m/m}. \end{array} \right.$

$$\text{d'où } Q = VS = K S R^{2/3} i^{1/2}$$

On prendra pour le coefficient de rugosité K les valeurs suivantes :

Fossés en terre $K = 33$

Fossés rocheux $K = 25$

Fossés en béton $K = 67$.

Pour une pente donnée, la vitesse d'écoulement croît avec la hauteur d'eau dans le fossé. Au-delà d'une certaine hauteur d'eau, la vitesse de l'eau dépasse la valeur limite qu'un sol meuble peut supporter sans érosion : il y a attaque du fossé et à brève échéance destruction totale ou partielle de celui-ci. Pour un type de terrain meuble donné et une pente longitudinale donnée, il y a donc une capacité limite qu'il ne faut pas dépasser : il y a lieu alors, soit de protéger le fossé (par un revêtement), soit de changer de type de fossé, soit de l'interrompre et envoyer l'eau vers un émissaire naturel au moyen d'un ouvrage de décharge (ouvrage divergent ou ouvrage sous-chaussée par exemple) si le tronçon n'est pas trop en déblais.

Les vitesses limites (1) sont les suivantes :

— sables fins argileux ou limons argileux	0,75 m/s
— limons ou argiles sableuses (sable < 50 %)	0,90 m/s
— argiles compactes	1,10 m/s
— mélanges de graviers, sables et limons	1,50 m/s
— graviers, cailloux moyens	1,80 m/s

(1) A. BAKHMETEEF. *Hydraulics of Open Channels*, Mc. Graw Hill.

Pour les zones rocheuses et dans le cas des fossés bétonnés, les affouillements ne sont pas à craindre. Néanmoins, les vitesses supérieures à 3,5 m/s sont à déconseiller à cause des débordements dès qu'il y a un obstacle éventuel dans le fossé (rochers, branchages, etc.).

Ces vitesses fixent par conséquent une capacité maximale pour les fossés revêtus ou non revêtus, débit à ne pas dépasser pour une pente longitudinale donnée.

La surface mouillée S et le rayon hydraulique R étant fonction de la hauteur d'eau h , on peut les éliminer de la formule de MANNING, ce qui permet de calculer la capacité limite Q_{max} des fossés triangulaires en fonction des paramètres V et i qui sont fixés.

Pour les fossés de talus 2/1, 1/2 on a :

$$R = \frac{h\sqrt{5}}{6} = \left(\frac{V}{K\sqrt{i}}\right)^{3/2}, \quad S = \frac{5h^2}{4} \quad \text{d'où} \quad Q = SV = \frac{9V^4}{K^3 i^{3/2}}.$$

Pour les fossés de talus 3/2, 2/3 on a :

$$R = \frac{h\sqrt{13}}{10} = \left(\frac{V}{K\sqrt{i}}\right)^{3/2}$$

$$S = \frac{13h^2}{12} \quad \text{d'où} \quad Q = SV = \frac{50}{6} \frac{V^4}{K^3 i^{3/2}}.$$

Pour les fossés trapézoïdaux à talus 1/2, les expressions sont plus complexes :

$$R = \left(\frac{V}{K\sqrt{i}}\right)^{3/2} = \frac{(2b + h)h}{2(b + h\sqrt{5})} \quad \text{soit avec } b = 0,60 \text{ m},$$

$$h = \frac{1}{2} (4,47 R - 1,20 + \sqrt{1,44 - 5,93 R + 20 R^2}) \quad \text{et} \quad S = h \left(0,60 + \frac{h}{2}\right)$$

et on calculera Q par $Q = SV$.

Les tableaux 38 et 39 pages suivantes et les courbes des fig. 91 et 92 ci-après donnent les résultats des calculs pour les fossés triangulaires non revêtus ($K = 33$) en zones soumises à l'érosion et pour différentes pentes longitudinales.

Tableau 38. Capacité max. (en l/s) des fossés triangulaires non revêtus en zones érodables (taux à 2/1, 1/2)

Pente i %	Sables fins argileux ou limons argileux ($V_{max} = 0,75$ m/s)	Limons compacts ou argiles sableuses ($V_{max} = 0,90$ m/s)	Argiles compactes ($V_{max} = 1,10$ m/s)	Mélanges de graviers, sables et limons ($V_{max} = 1,50$ m/s)	Graviers, cailloux moyens ($V_{max} = 1,80$ m/s)
0,5	224	<u>386</u>	<u>386</u>	<u>386</u>	<u>386</u>
1,0	79	164	367	547	547
2,0	28	58	130	448	774
3,0	15	32	71	244	506
4,0	10	20,5	46	158	329
5,0	7,1	14,7	33	113	235
6,0	5,4	11,2	25	86	179
8,0	3,5	7,3	16,2	56	116
10,0	2,5	5,2	11,6	40	83

($K = 33$)

Les chiffres soulignés correspondent au fossé complètement rempli.

Tableau 39. Capacité max (en l/s) des fossés triangulaires non revêtus en zones érodables (talus à 3/2, 2/3)

Pente i %	Sables fins argileux ou limons argileux ($V_{max} = 0,75 \text{ m/s}$)	Limons compacts ou argiles sableuses ($V_{max} = 0,90 \text{ m/s}$)	Argiles compactes ($V_{max} = 1,10 \text{ m/s}$)	Mélanges de graviers, sables et limons ($V_{max} = 1,50 \text{ m/s}$)	Graviers, cailloux moyens ($V_{max} = 1,80 \text{ m/s}$)
0,5	208	<u>328</u>	<u>328</u>	<u>328</u>	<u>328</u>
1,0	73	<u>152</u>	<u>340</u>	<u>464</u>	<u>464</u>
2,0	26	54	120	<u>415</u>	<u>656</u>
3,0	14	29	65	<u>226</u>	<u>468</u>
4,0	9,2	19	42	147	304
5,0	6,6	14,0	30	105	218
6,0	5,0	10,3	23	80	166
8,0	3,2	6,7	15,0	52	108
10,0	2,3	4,8	10,7	37	77

(K = 33)

N.B. : Les chiffres soulignés correspondent au fossé entièrement rempli.

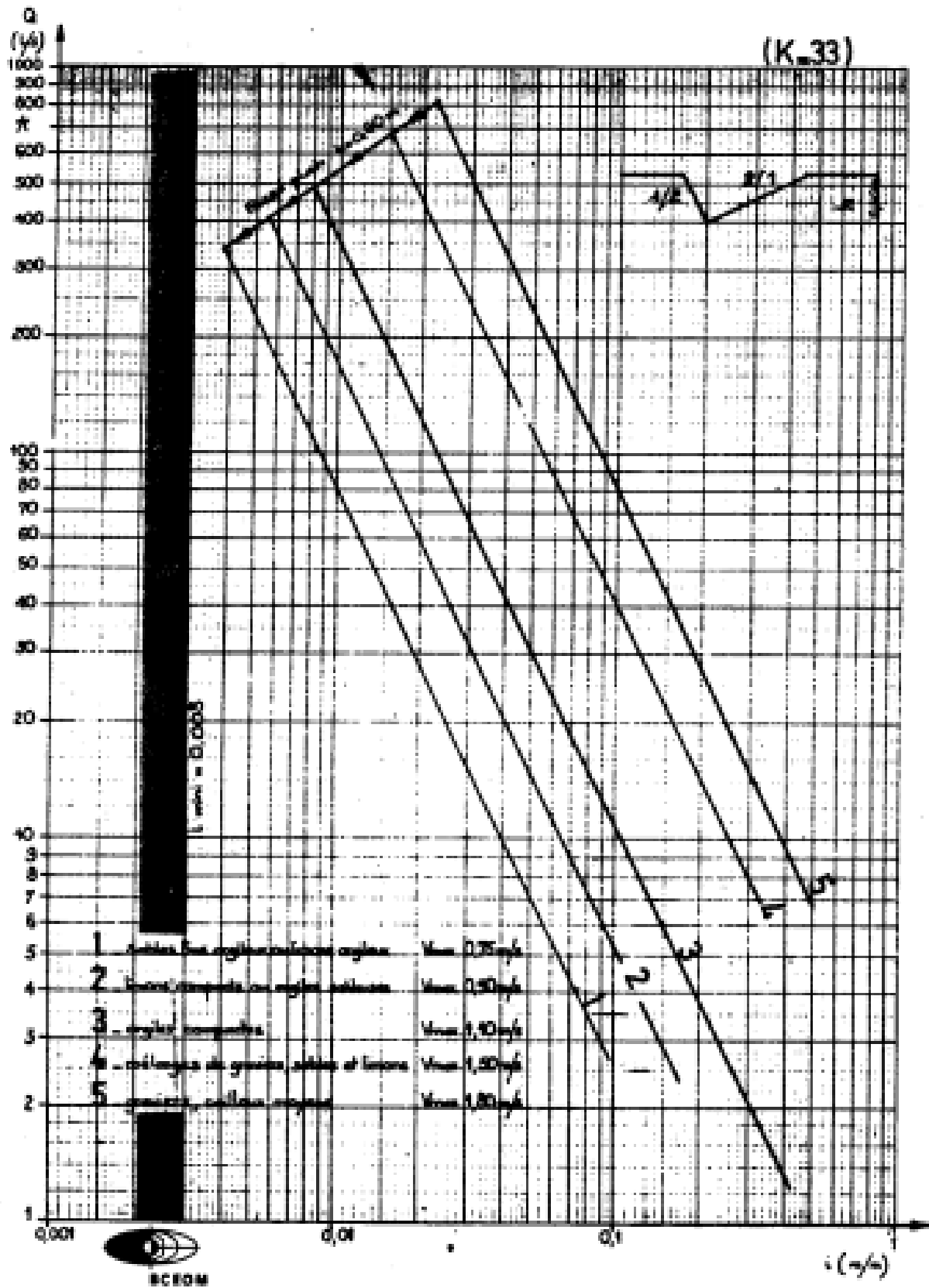


Fig. 91. Fossés latéraux triangulaires à 2/1 1/2 non revêtus
capacités maximales

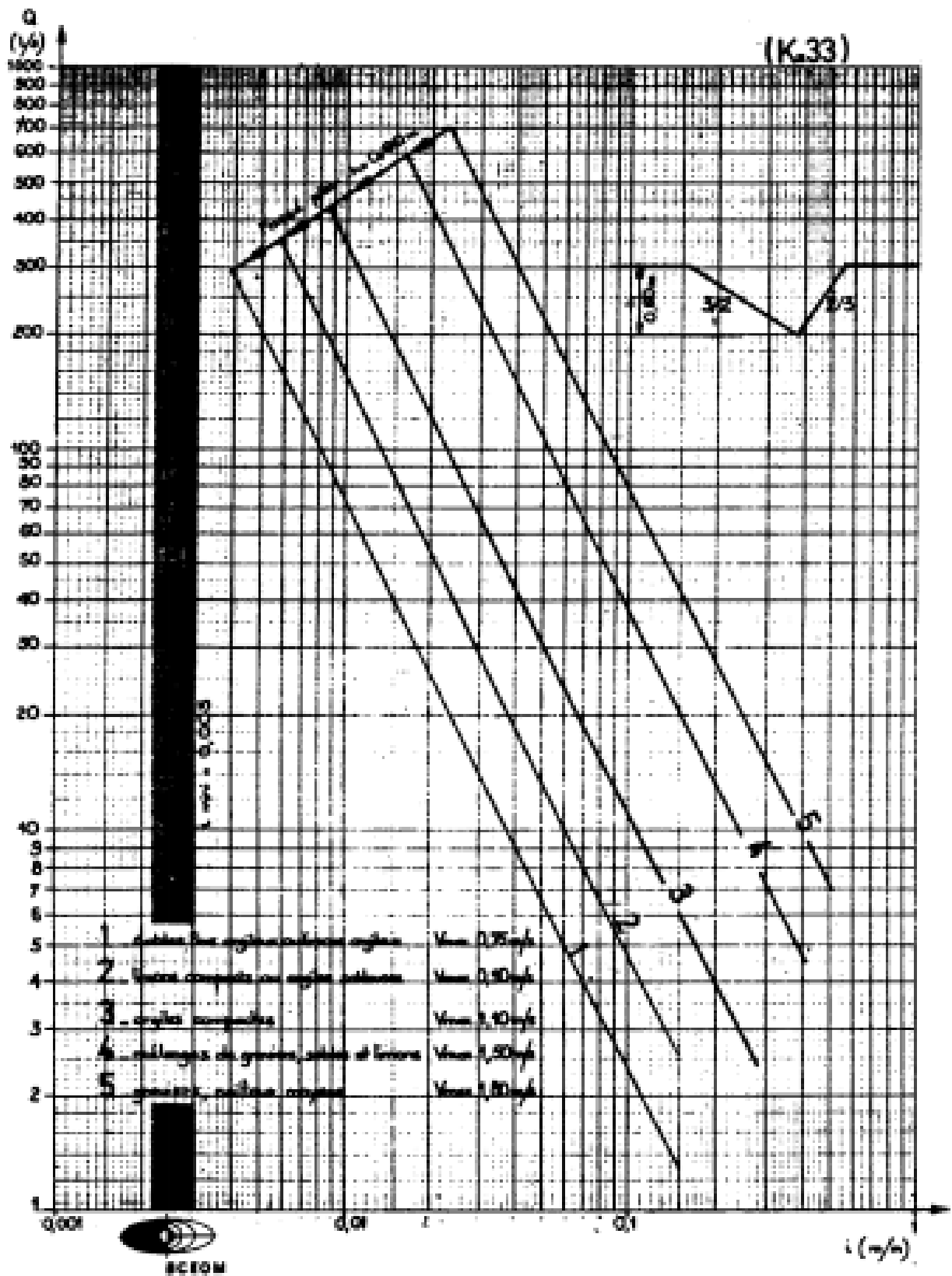


Fig. 92. Fossés latéraux triangulaires à 2/3 3/2 non revêtus
capacités maximales

Au cas où les débits à évacuer dépassent les capacités indiquées, il faut alors un ouvrage de décharge, soit vers l'extérieur (divergent), soit par ouvrage sous-chaussée, selon la topographie des lieux. Si les débits à évacuer sont trop importants et imposent des ouvrages de décharge trop rapprochés, il faut alors revêtir le fossé.

Nous avons vu que dans le cas des fossés revêtus la vitesse ne doit pas dépasser $V_{\max} = 3,5$ m/s. Cette condition entraîne donc pour les fossés triangulaires revêtus les capacités maximales suivantes :

Tableau 40. Capacité max. (en l/s) des fossés triangulaires revêtus ($h = 0,60$ m).

Pente % \ Talus	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0
2/1, 1/2	<u>785</u>	<u>1 110</u>	<u>1 571</u>	864	561	402	306	198	142
3/2, 2/3	<u>666</u>	<u>942</u>	<u>1 332</u>	800	520	372	283	184	131

I.B. : Les chiffres soulignés correspondent au fossé entièrement rempli.

La fig. 93 page suivante représente les capacités de ces fossés revêtus en fonction de la pente i .

Pour les fossés trapézoïdaux, talus à 2/1, utilisés en zone rocheuse, revêtus ou non revêtus, les capacités maximales sont les suivantes (en l/s), avec $b = 0,60$ m et $h = 0,60$ m (cf. graphique 94) :

Tableau 41. Capacité max. des fossés trapézoïdaux revêtus ou en zone rocheuse en l/s.

Pente % \ Fossé	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0
Fossé trapézoïdal revêtu $\alpha = 67$	<u>1 085</u>	<u>1 542</u>	1 227	<u>699</u>	488	376	307	238	183
Fossé trapézoïdal non revêtu $\alpha = 25$	<u>409</u>	<u>577</u>	<u>817</u>	<u>1 000</u>	<u>1 156</u>	<u>1 292</u>	<u>1 416</u>	<u>1 634</u>	<u>1 827</u>

I.B. : Les chiffres soulignés correspondent au fossé entièrement rempli.

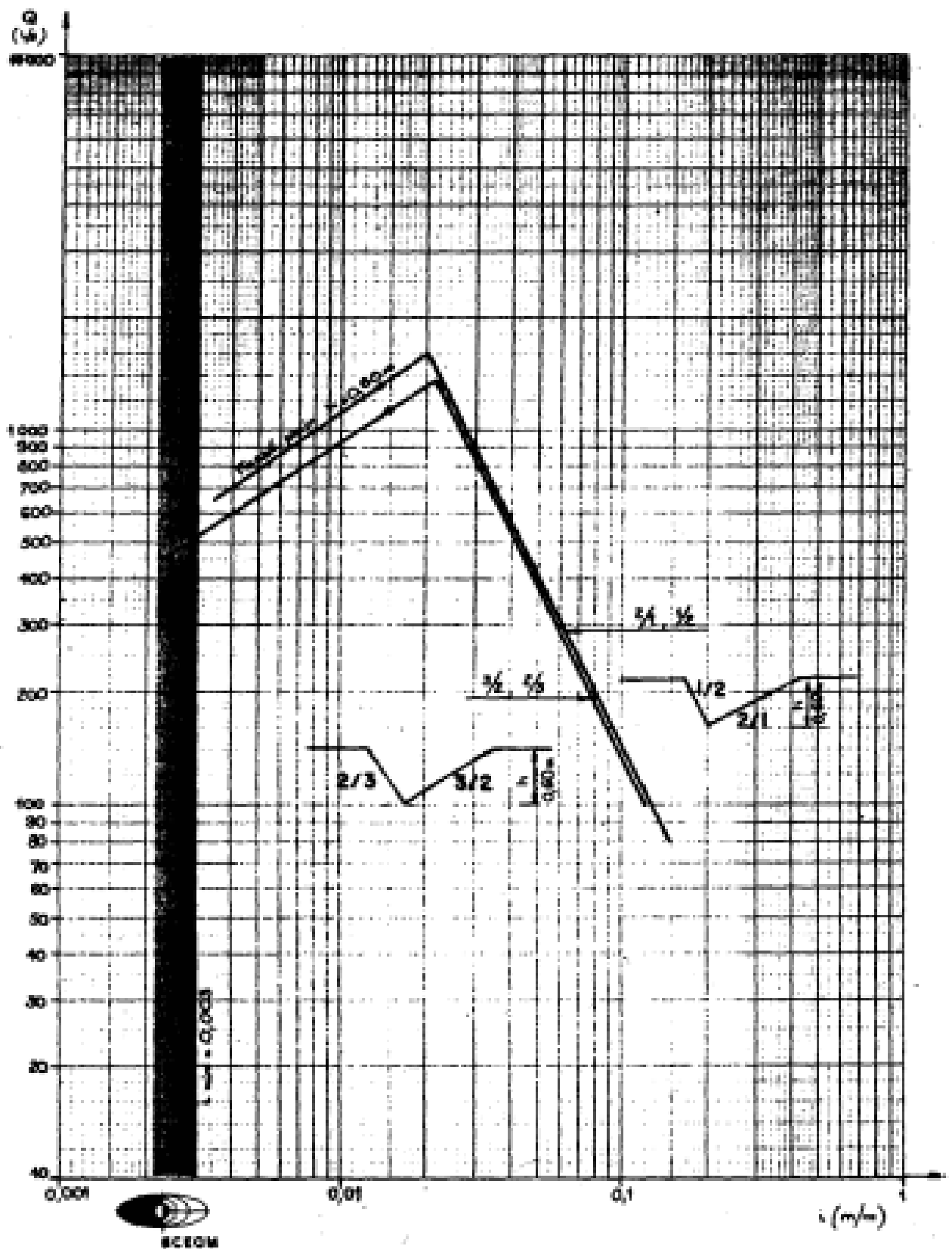


Fig. 93. Fossés latéraux triangulaires à 2/1, 1/2 et 3/2, 2/3 revêtus

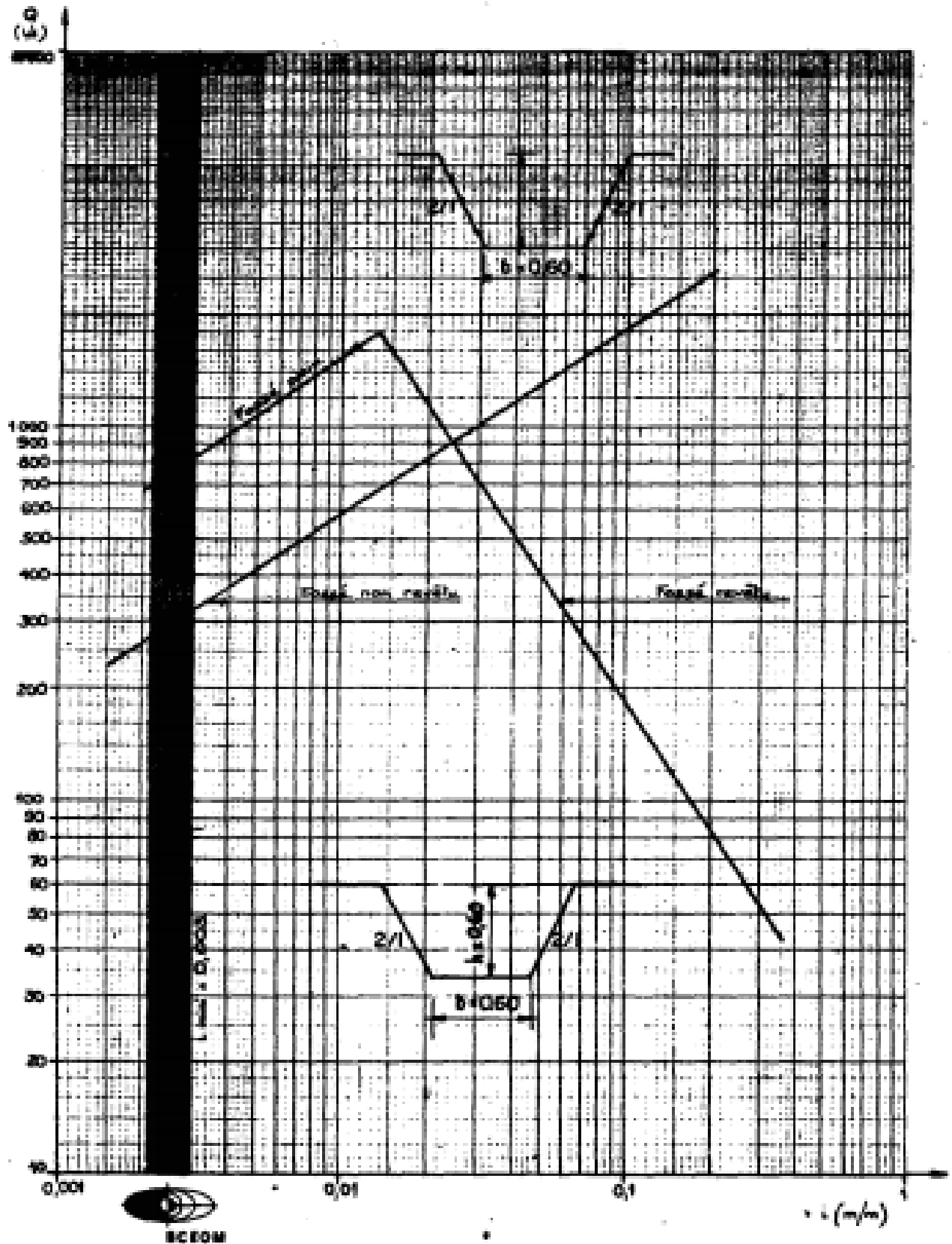


Fig. 94. Fossés latéraux trapézoïdaux revêtus
fossés latéraux trapézoïdaux
en zone rocheuse, non revêtus

Pour le cas des fossés triangulaires ou trapézoïdaux revêtus, nous voyons que la capacité diminue très rapidement à mesure que la pente augmente, la capacité maximale étant obtenue pour une pente de 2 % pour les fossés triangulaires et 1 % pour les fossés trapézoïdaux. Ainsi, si les pentes naturelles sont très fortes et les débits à évacuer sont importants, il faudra briser la pente longitudinale des fossés par des chutes : on diminuera ainsi la pente et augmentera la capacité du fossé de manière à correspondre aux débits à évacuer. Les chutes devront être espacées d'au moins $15 L_G$, L_G étant la largeur en gueule du fossé afin de permettre l'établissement du régime hydraulique dans le tronçon de fossé.

6.2.2. Longueurs maximales des fossés latéraux

Les capacités limites indiquées plus haut permettent d'évaluer les longueurs maximales des fossés entre deux ouvrages de décharge.

Pour un type de fossé adopté, sur un type de terrain donné, de pente longitudinale fixée, donc de capacité limite Q_{max} déterminée, la longueur maximale ΔL_{max} de fossé dépend du débit à évacuer.

On prendra pour le coefficient de ruissellement C_i les valeurs suivantes :

$C_i = 0,95$ sur la plate-forme,

$C_i = 0,80$ dans la zone du fossé de pied et du talus,

$C_i = 0,70$ dans la zone entre le fossé de crête et le talus.

Le coefficient de ruissellement pondéré C est donné par :

$$C = \sum C_i l_i / \sum l_i$$

où l_i est la largeur de chacune des zones ci-dessus.

Dans le cas présent où les superficies intéressées sont petites et où il n'y a pas d'irrégularités brusques (ruptures de pentes, changement de forme, etc.) on utilisera de préférence la formule de RICHARDS qui semble donner des résultats plus cohérents (voir chapitre Hydrologie).

Le temps T_c de concentration en heure est donné par :

$$\frac{T_c^3}{T_c + 1} = \theta \frac{m}{CR} \frac{L^2}{p}$$

où $g = 9,8 \text{ m/sec}^2$ accélération de la pesanteur

m = coefficient dépendant du produit CR

C = coefficient de ruissellement

$R = I_c (1 + T_c)$ où I_c est l'intensité moyenne en mm/h correspondant au temps de concentration T_c en heure, intensité qui provient de la courbe intensité-durée-fréquence (voir chapitre Climatologie)

L = la longueur de plus grand parcours ; pour les cas qui nous intéressent ici $L = 2\sqrt{S}$, L en km et S en km^2

P = pente longitudinale en m/m

Pour $0 < CR < 55$ on a : $m = 0,112/(CR)^{0,51}$;
et pour $55 < CR < 200$, $m = 0,26/(CR)^{0,72}$.

On aura alors :

$$T_c^3 (T_c + 1)^{0,51} = \frac{4,4 \cdot S}{(C \cdot I_c)^{1,51} \cdot p} \quad \text{pour } 0 < CR < 55$$

et

$$T_c^3 \cdot (T_c + 1)^{0,72} = \frac{10,2 \cdot S}{(C \cdot I_c)^{1,72} \cdot p} \quad \text{pour } 55 < CR < 200 .$$

Pour déterminer T_c , on procède par approximations successives. On se donnera une première valeur de T_c , par exemple 1/4 heure d'où I_c , $R = I_c (1 + T_c)$ et CR , ce qui fixe la formule à appliquer. On calculera alors le deuxième membre de la formule, C , p et S étant préalablement déterminés. Les graphiques présentés en fig. 95, page suivante, donnent alors une nouvelle valeur de T_c , de laquelle on repart pour un deuxième pas de calcul. La convergence est rapide ; avec un peu d'habitude, 2 ou 3 pas de calcul sont suffisants pour obtenir la valeur définitive de T_c .

Ayant C , I_c et S on peut alors calculer Q au moyen de la formule générale :

$$Q = C \cdot I_c \cdot S / 3,6.$$

avec I_c en mm/h, T_c en heure, S en km^2 , Q en m^3/s .

Appliquons à titre d'exemple ces calculs, au cas répondant aux hypothèses suivantes :

- Section en alignement droit

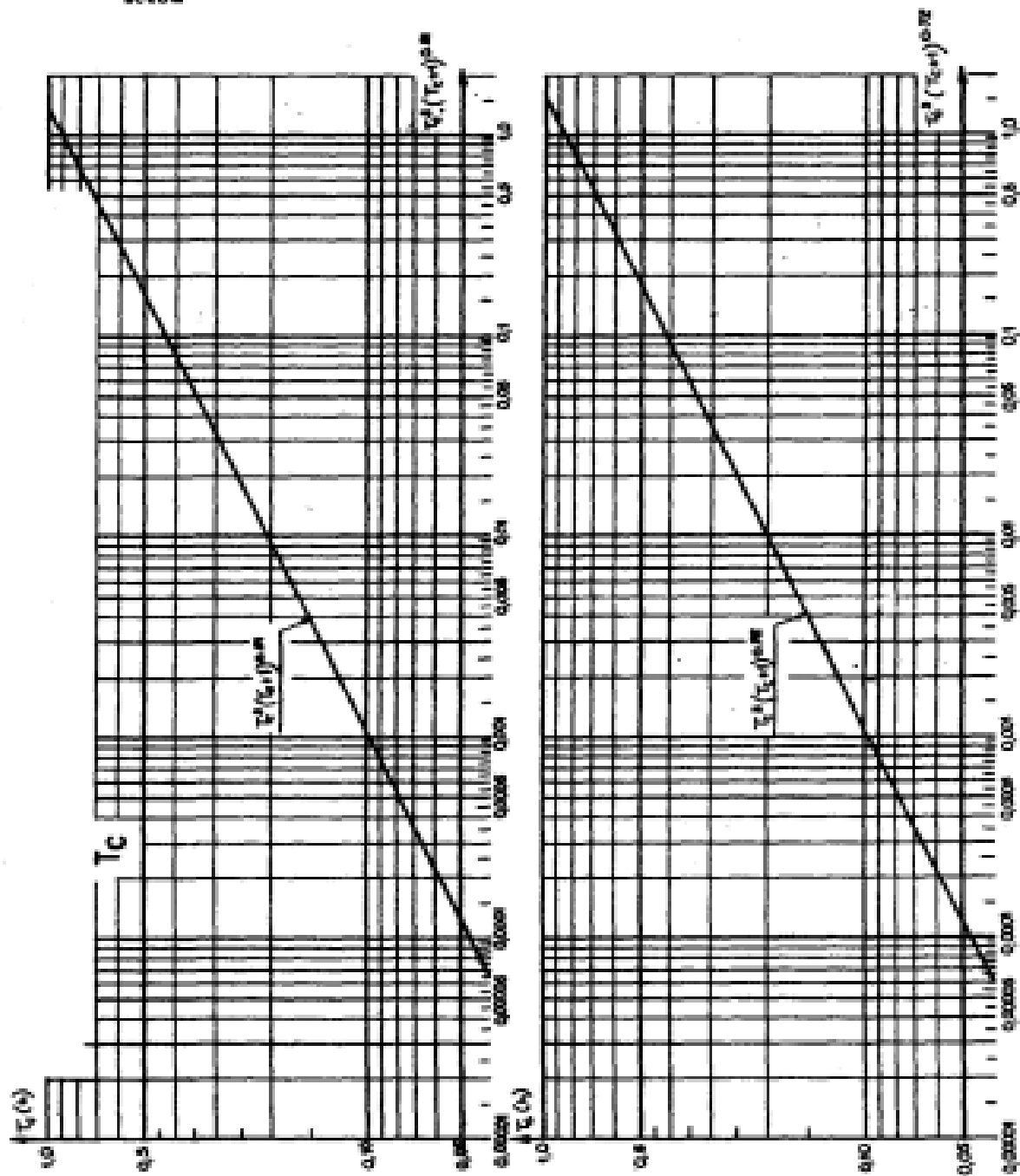


Fig. 95. Détermination du temps de concentration.

- Pente longitudinale = 0,012
- Plate-forme = 3,35 m ; zone du fossé de pied et du talus = 4 m ; zone entre le fossé extérieur et le talus = 5 m
- Isohyète de base $L_0 = 100$ mm/h.

Le coefficient de ruissellement pondéré est

$$C = \frac{0,95 \times 3,35 + 0,80 \times 4 + 0,70 \times 5}{3,35 + 4 + 5} = 0,80$$

Pour différentes longueurs de tronçon de caractéristiques générales supposées uniformes, nous avons les résultats suivants :

Longueur tronçon (m)	100	200	500	1 000	2 000
S (10^{-3} km ²)	1,235	2,470	6,175	12,350	24,700
T_r (h)	0,057	0,071	0,094	0,117	0,143
I_r (mm/h)	192	192	192	190	184
Q (m ³ /s)	0,053	0,105	0,263	0,521	1,010

Pour un type de fossé choisi, on peut ainsi décider du point à partir duquel il faut un ouvrage de décharge (ou bien un revêtement du fossé).

6.3. CALCUL DES FOSSÉS EXTÉRIEURS

6.3.1. Caractéristiques générales

Les fossés extérieurs servent à capter toutes les eaux provenant d'un ampluvium extérieur et à les évacuer hors de la zone de la plate-forme routière.

Contrairement aux fossés latéraux qui ne reçoivent en principe que les eaux de la plate-forme et zones afférentes, les fossés extérieurs peuvent drainer, dans certains cas des bassins versants importants, avant de parvenir à un exutoire naturel ou artificiel. En outre, aucune sujétion d'emprise n'est, en général, attachée aux fossés extérieurs. Plus de souplesse peut donc être donnée aux caractéristiques des fossés extérieurs qu'aux fossés latéraux.

En terrain meuble, dans toute la mesure du possible on utilisera les fossés triangulaires, plus faciles de réalisation (en général, à la

niveleuse). Les pentes des talus pourront être soit à 2/1, 1/2 soit à 3/2, 2/3. La profondeur h des fossés ne sera plus limitée, comme pour les fossés latéraux, à 0,60 m, mais pourra atteindre 1,0 m (pour $h > 1,0$ m l'entretien sera plus difficile à assurer). Si les débits à évacuer sont trop importants et dépassent la capacité maximale du fossé, il faudra alors le revêtir de manière à accroître la capacité. Dans le cas exceptionnel où les débits à évacuer excèdent la capacité du fossé triangulaire revêtu de 1 m de profondeur, sans qu'aucun exutoire naturel ou artificiel ne s'offre pour décharger les débits véhiculés, on utilisera alors un fossé trapézoïdal, revêtu ou non (voir ci-après). La pente de talus la plus communément adoptée est 1/1 pour les fossés trapézoïdaux en zone meuble.

En *terrain rocheux*, on utilisera un fossé trapézoïdal. Les pentes des talus seront à 2/1. La profondeur du fossé extérieur h ne sera plus limitée à 0,60 m, comme pour les fossés latéraux, mais pourra être descendue à 1,0 m. La largeur au plafond b ne sera plus limitée à 0,60 m mais pourra varier jusqu'à 5,0 m avec toute la souplesse possible, compte tenu des débits à évacuer. Le fossé trapézoïdal pourra être revêtu, si on a besoin d'augmenter sa capacité maximale.

Pour les fossés triangulaires, comme pour les fossés trapézoïdaux, la *pente longitudinale minimale sera de 0,003 m/m (3 ‰)*: en dessous de cette valeur on aura des dépôts qui obstrueront le fossé.

Les déblais provenant de la confection des fossés seront régalez sur le bord aval des fossés, le plus régulièrement possible de manière à former un cavalier de protection contre les débordements éventuels vers la zone de la plate-forme routière.

Le bord aval des fossés extérieurs devra être distant au minimum de 3 m du bord supérieur du talus de manière à éviter qu'en cas d'érosion du fossé extérieur, le talus ne soit attaqué avant le passage de l'équipe chargée de l'entretien.

6.3.2. Détermination des débits

Pour la détermination des débits on appliquera la méthode rationnelle.

Les caractéristiques physiques du bassin versant (superficie S , longueur L de plus grand parcours, pente moyenne i , le coefficient de forme α) se ~~déterminent au moyen de plans topographiques détaillés.~~

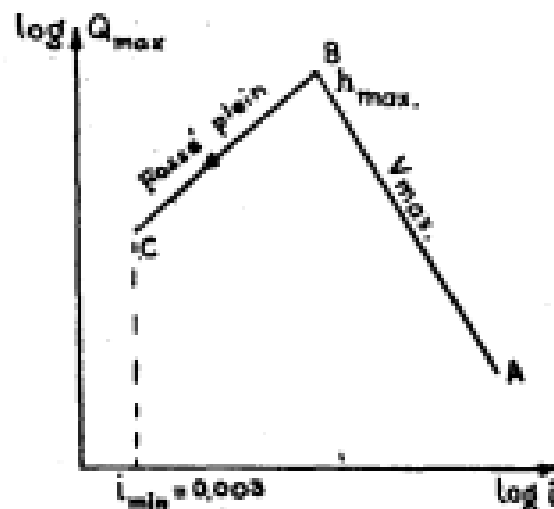
et pour un fossé triangulaire à 3/2, 2/3 :

$$R = \frac{h \sqrt{13}}{10} = \left(\frac{V}{K \sqrt{i}} \right)^{3/2}$$

$$S = \frac{13 h^2}{12} \quad \text{d'où} \quad Q = SV = \frac{50}{6} \frac{V^4}{K^3 i^{3/2}}.$$

La capacité maximale varie en fonction inverse de $i^{3/2}$: elle décroît rapidement quand i augmente pour une vitesse maximale donnée.

Elle est proportionnelle à la puissance quatrième de V . Cependant pour une valeur suffisamment élevée de i , cette vitesse maximale est atteinte *avant que* la profondeur d'eau n'ait atteint la profondeur $h_{\max}$ du fossé : on a alors intérêt à essayer de briser la pente longitudinale par des chutes pour diminuer la pente du tronçon et augmenter la capacité. La longueur du tronçon entre 2 chutes devra être au minimum de $15 L_G$, L_G étant la largeur en gueule du fossé pour permettre l'établissement du régime hydraulique dans le fossé. La chute et la zone aval de la chute devront être protégées contre les affouillements. Cette partie de l'écoulement est représentée par le tronçon AB de la courbe $Q_{\max}(i)$.



Pour des valeurs suffisamment faibles de i , la vitesse de l'eau dans le fossé n'a pas atteint $V_{\max}$ que déjà la profondeur d'eau atteint $h_{\max}$: le fossé déborde. A mesure que i diminue, la capacité $Q_{\max}$ diminue. On a alors intérêt si possible à augmenter i , ce qui augmentera simultanément $h_{\max}$ et la capacité $Q_{\max}$ du fossé. Le tronçon BC de la courbe représente cette partie de l'écoulement.

Les calculs de la capacité maximale ont été effectués pour :

— les fossés extérieurs triangulaires à 2/1, 1/2 *non revêtus* (courbes de la fig. 96 ci-après) ;

— les fossés extérieurs triangulaires à 3/2, 2/3 *non revêtus* (courbes de la fig. 97 ci-après) ;

pour divers types de terrain et pour $h_{\max}$ variant de 10 cm en 10 cm, de 0,60 à 1,0 m, avec un coefficient de MANNING K égal à 33 ;

— les fossés de crête triangulaires à 2/1, 1/2 *revêtus* (courbes fig. 98 ci-après) ;

— les fossés de crête triangulaires à 3/2, 2/3 *revêtus* (courbes fig. 99 ci-après) ;

pour $h_{\max}$ variant de 0,60 m à 1,0 m, avec un coefficient de MANNING égal à 67 et $V_{\max} = 3,5$ m/s.

B) Pour les fossés trapézoïdaux, les formules donnant la capacité maximale sont les suivantes :

— en zone rocheuse (talus à 2/1) :

$$R = \frac{(2b + h)h}{2(b + h\sqrt{5})} \quad S = (2b + h)\frac{h}{2}$$

$$V = K \cdot \sqrt{i} \cdot R^{2/3} \quad \text{et} \quad Q = K \cdot \sqrt{i} \cdot S \cdot R^{2/3}$$

— en zone meuble (talus à 1/1) :

$$R = \frac{(b + h)h}{b + 2h\sqrt{2}} \quad S = (b + h)h$$

$$V = K \cdot \sqrt{i} \cdot R^{2/3} \quad \text{et} \quad Q = K \cdot \sqrt{i} \cdot S \cdot R^{2/3}$$

dans lesquelles : h est la profondeur d'eau dans le fossé, b est la largeur au plafond.

Notons que, à la différence des fossés latéraux dont la profondeur ne dépasse pas, en principe, $h_{\max} = 0,60$ m, la profondeur des fossés extérieurs peut aller jusqu'à 1,0 m : on peut donc, et on a tout intérêt à dimensionner les fossés extérieurs pour fonctionner à pleine gueule, sauf si $h_{\max} = 0,60$ m.

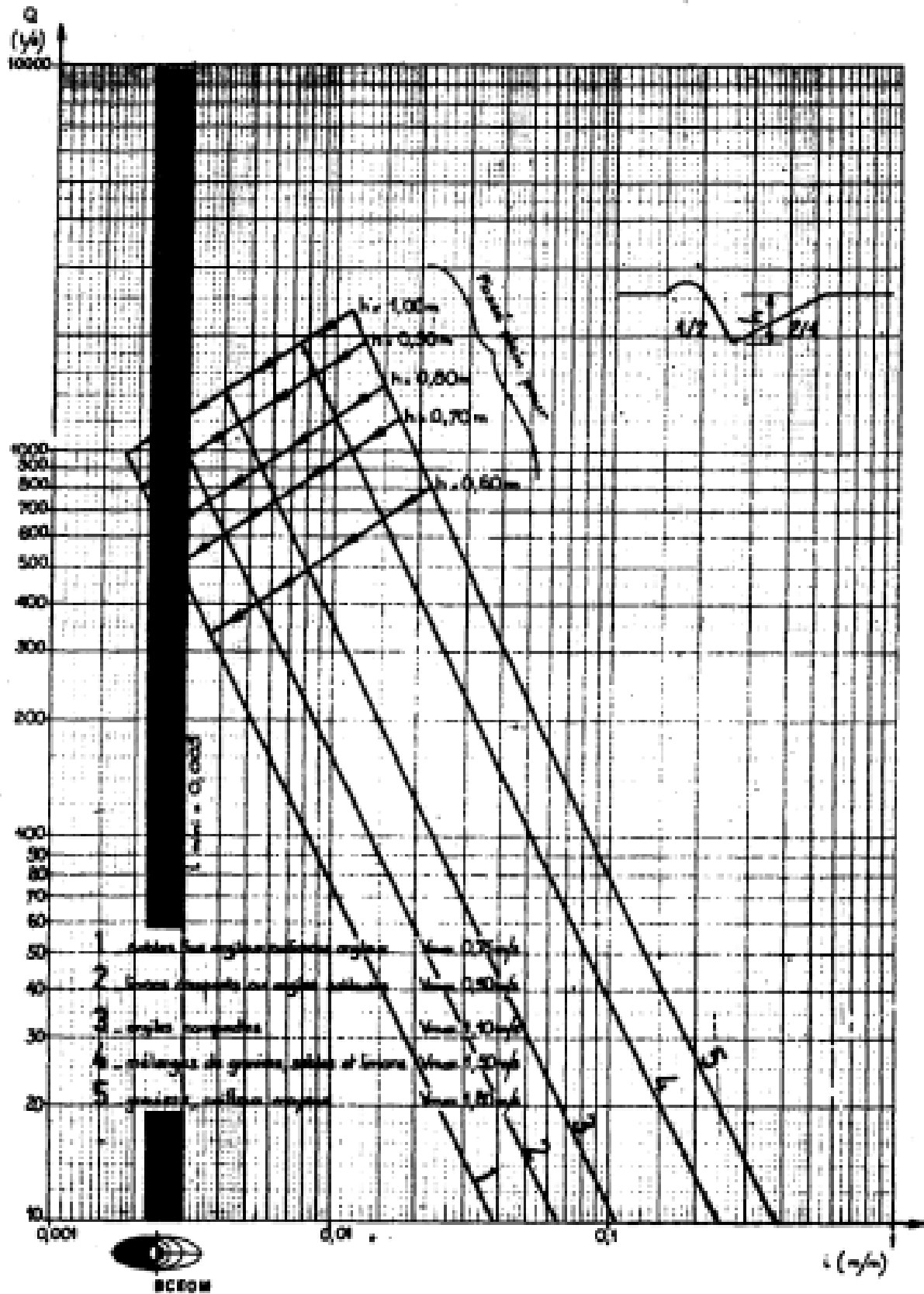


Fig. 96. Fossés extérieurs triangulaires à 2/1, 1/2 non revêtus, capacités maximales ($K = 33$).

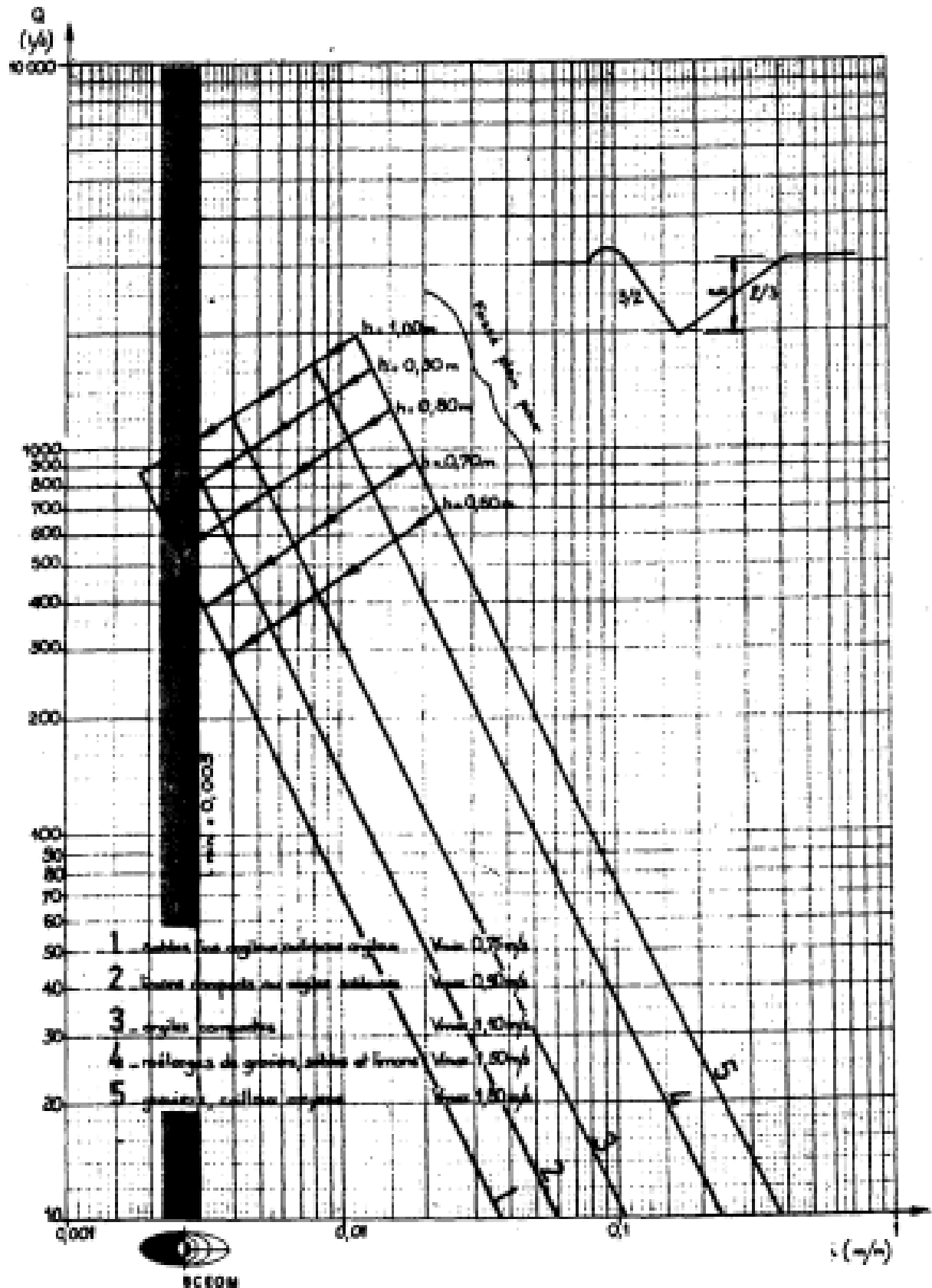


Fig. 97. Fossés extérieurs triangulaires à 3/2, 2/3 non revêtus, - capacités maximales ($K = 33$).

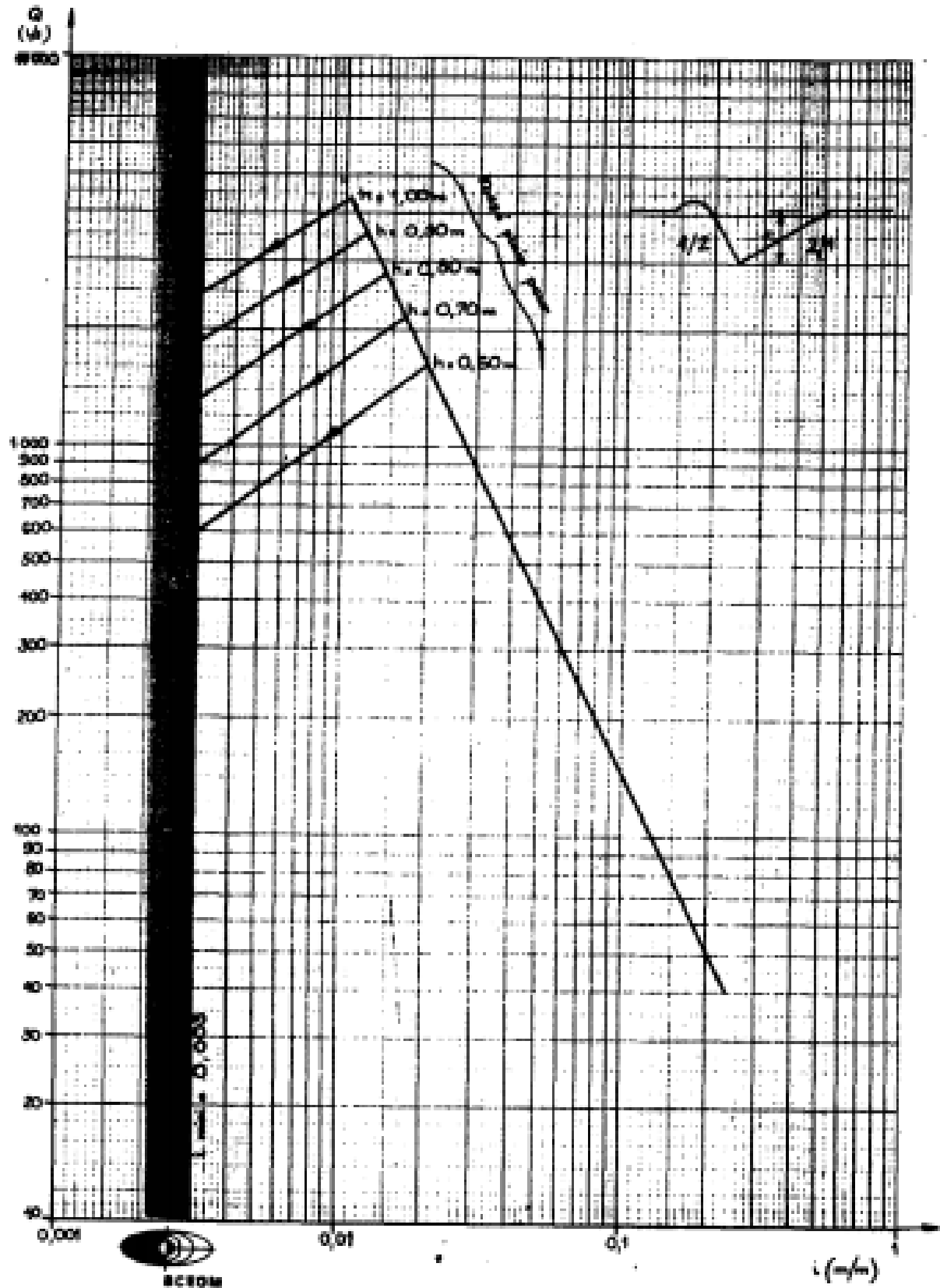


Fig. 98. Fossés extérieurs triangulaires à 2/1, 1/2 revêtus, capacités maximales ($K = 67$).

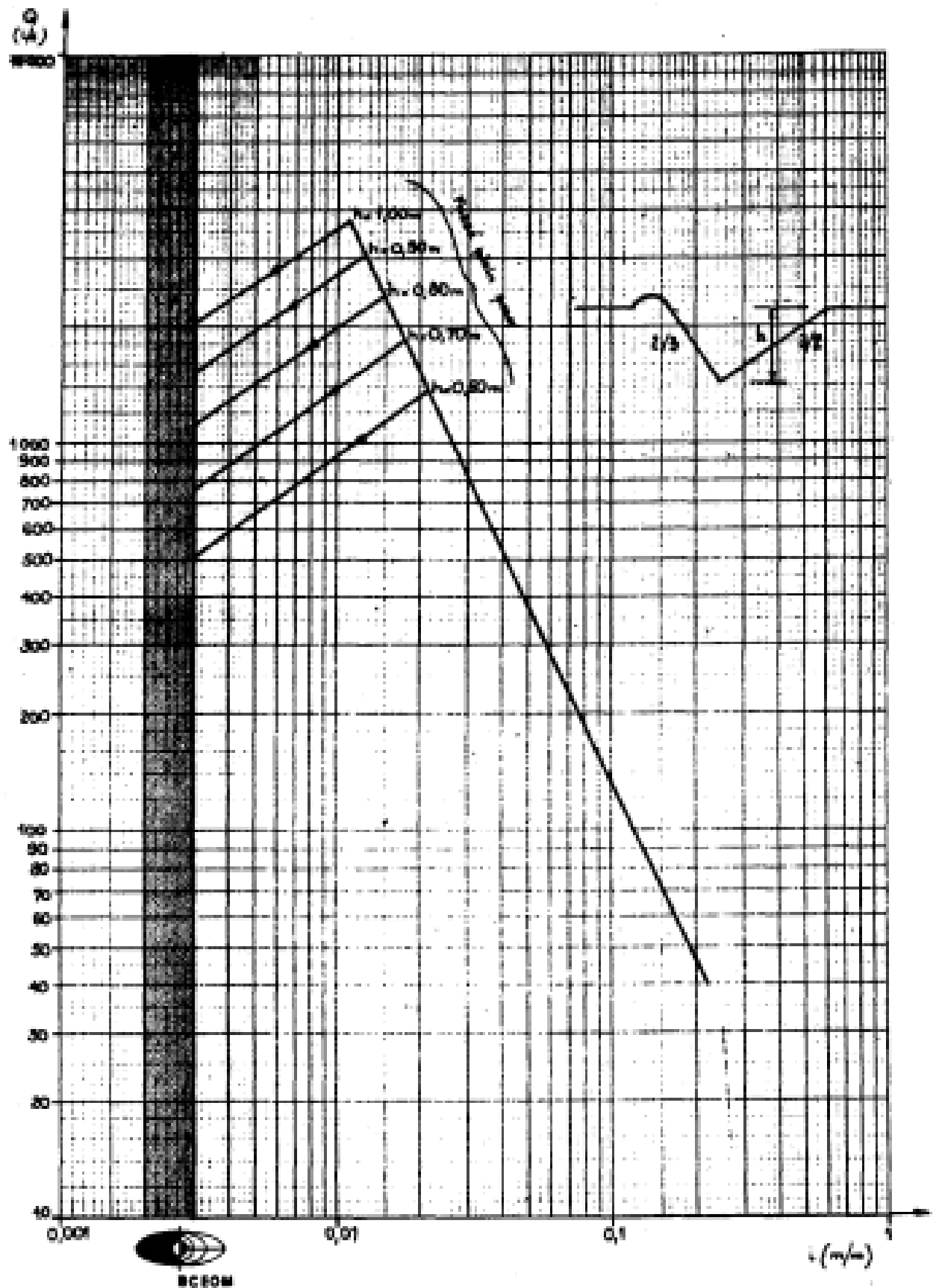


Fig. 99. Fossés extérieurs triangulaires à 3/2, 2/3 revêtus, capacités maximales ($K = 67$).

La largeur au plafond b est également variable jusqu'à 5,0 m : on pourra donc et on a intérêt à concevoir des fossés télescopiques s'élargissant par exemple de 0,50 m en 0,50 m en fonction de l'accroissement des débits.

Pour un coefficient K de MANNING et une pente i donnés $K\sqrt{i}$ est une constante. La vitesse V et le débit Q sont donc respectivement proportionnels à $R^{2/3}$ et $SR^{2/3}$.

Les termes $R^{2/3}$ et $SR^{2/3}$ sont fonctions de h et de b . On peut donc les calculer en faisant varier b et h . A partir de $R^{2/3}$ et $SR^{2/3}$, on peut alors tracer les droites $V (R^{2/3})$ et $Q (SR^{2/3})$. Les abaques données en fig. 100, 101, 102 et 103 ont été dressées de cette manière pour :

- les fossés trapézoïdaux, revêtus et non revêtus, en zone rocheuse, de pente de talus 2/1, avec $K = 67$ et $K = 25$ (fig. 100 et 101) ;
- les fossés trapézoïdaux, revêtus et non revêtus, en zone meuble, de pente de talus 1/1, avec $K = 67$ et $K = 33$ (fig. 102 et 103).

Ces abaques tiennent compte :

- des sujétions en pente minimale ($i_{\min} = 0,003$ m/m)
- des sujétions en vitesses maximales ($V_{\max} = 3,5$ m/s en zone rocheuse ou sur revêtement et $V_{\max} = 0,75$ m/s ; 0,90 m/s ; 1,10 m/s ; 1,50 m/s ; 1,80 m/s en zone affouillable selon le type de terrain rencontré).

Elles donnent ainsi, pour un type de fossé donné, de caractéristiques données, les capacités maximales à ne pas dépasser.

Pour un tronçon de voie à assainir, les limites des bassins versants de ce tronçon étant déterminées, on procèdera par bandes perpendiculaires à la voie, de largeur augmentant progressivement. Les calculs hydrologiques donneront les apports correspondants, ce qui permettra de fixer les longueurs maximales du type de fossé donné. Cette longueur une fois atteinte, on réduira les débits par un exutoire naturel ou artificiel quand cela sera possible ou on changera de type de fossé de manière à en augmenter la capacité.

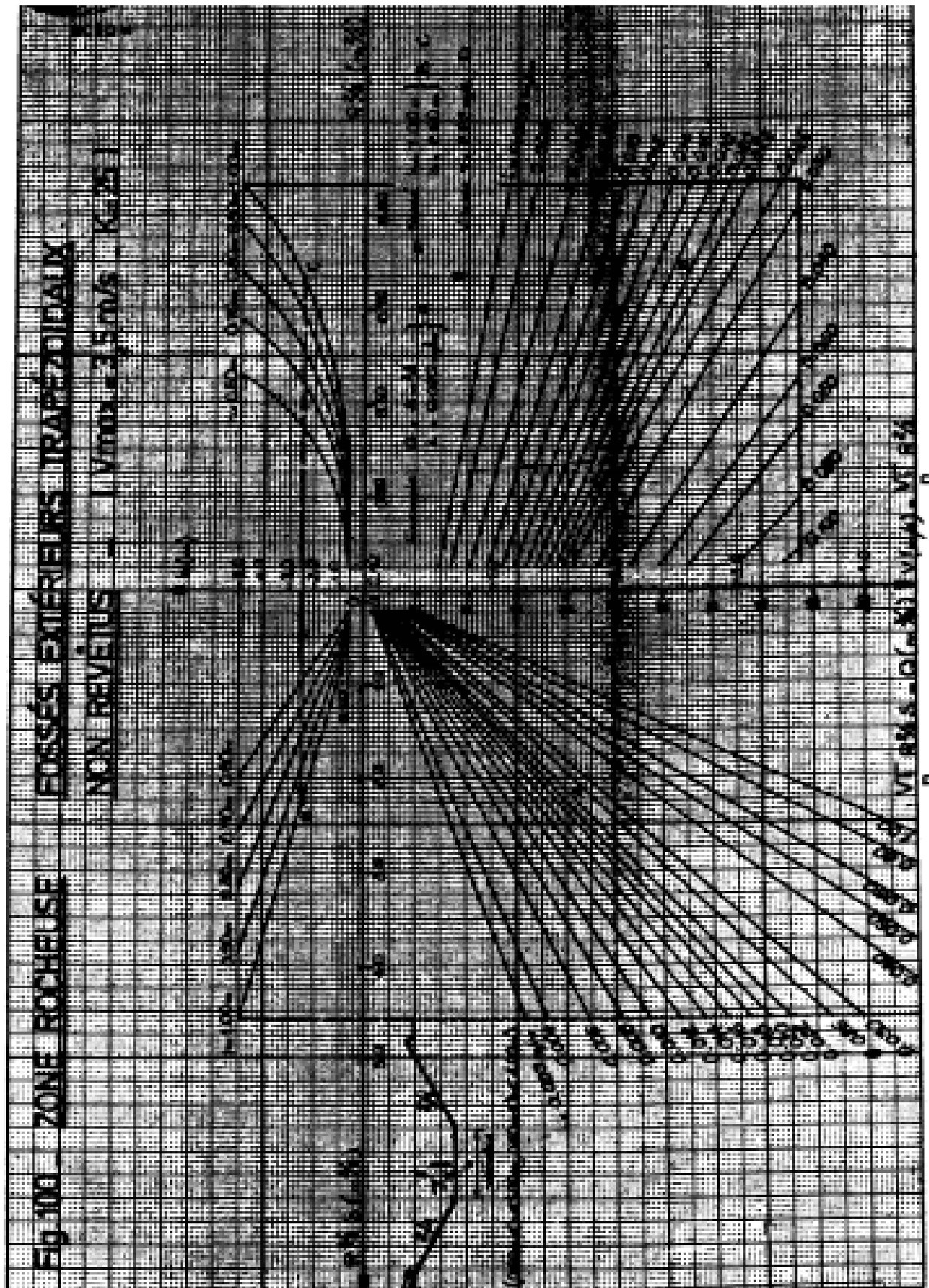


Fig. 100. Zone rocheuse, fossés extérieurs trapézoïdaux, non revêtus
(V_{max} = 3.5 m/s - K = 25).

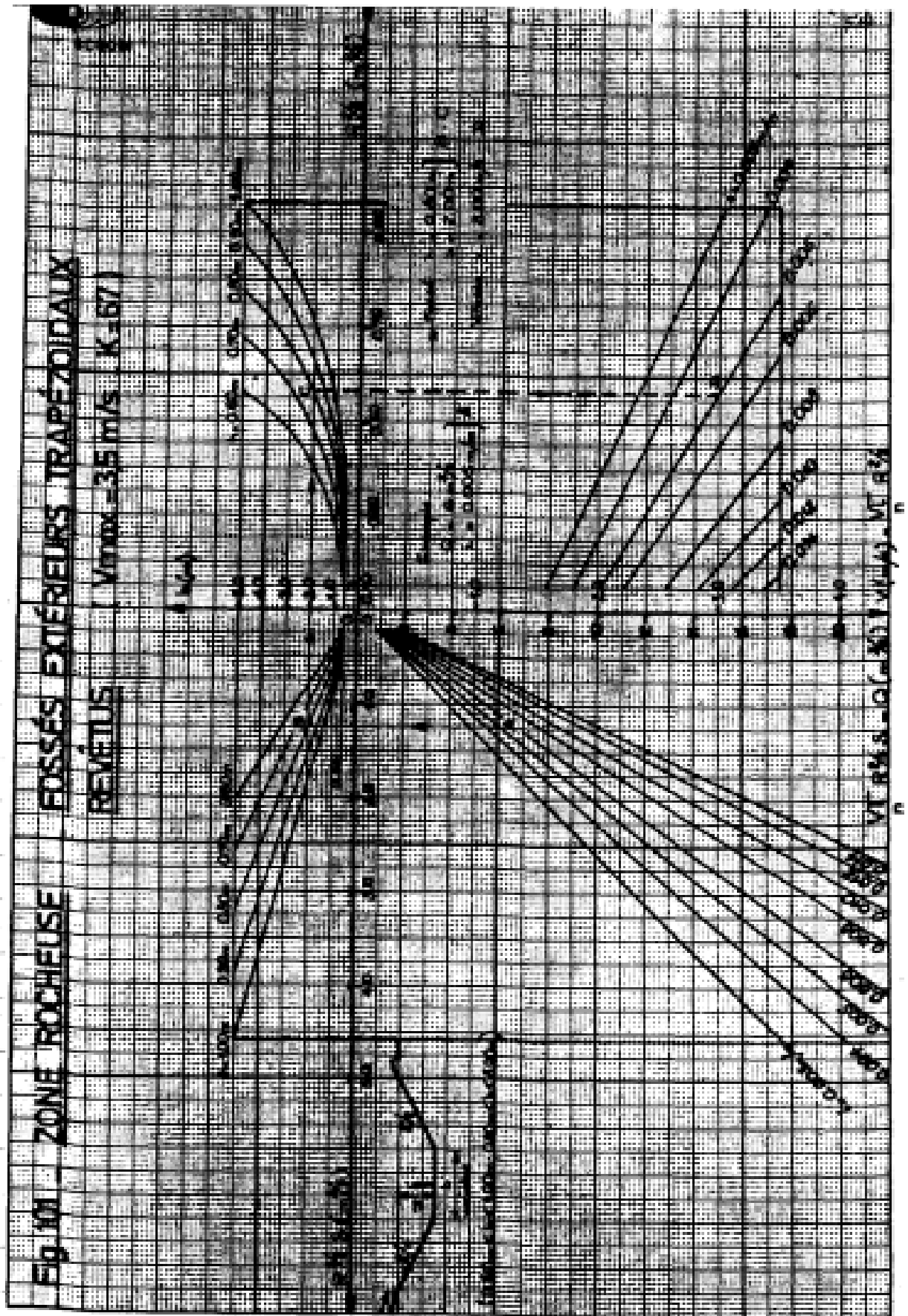


Fig. 101. Zone rocheuse, fossés extérieurs trapézoïdaux, revêtus
 $(V_{max} = 3,5 \text{ m/s} - K = 67)$.

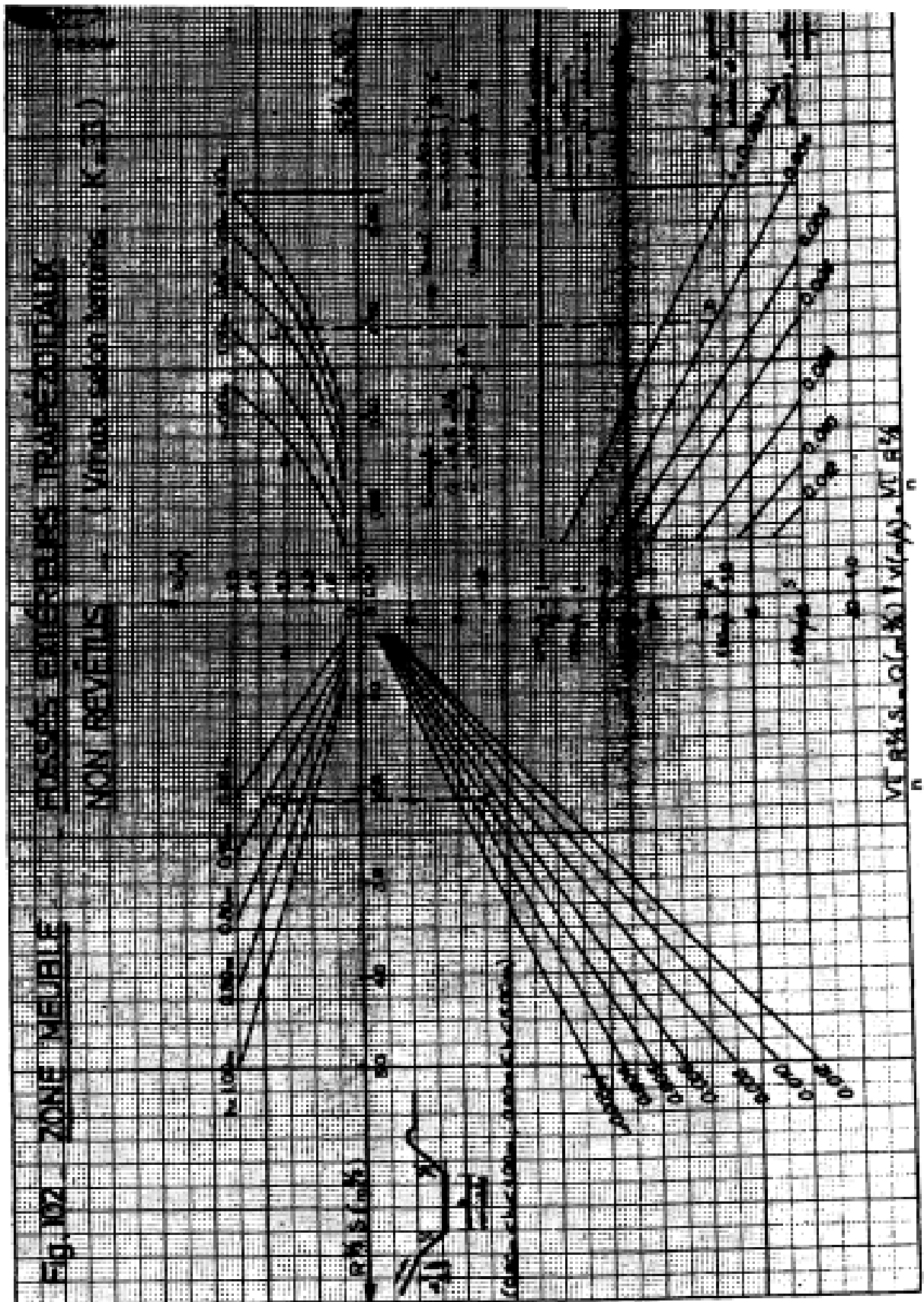


Fig. 102. Zone meuble, fossés extérieurs trapézoïdaux, non revêtus
(V_{max} selon terrains - $K = 33$).

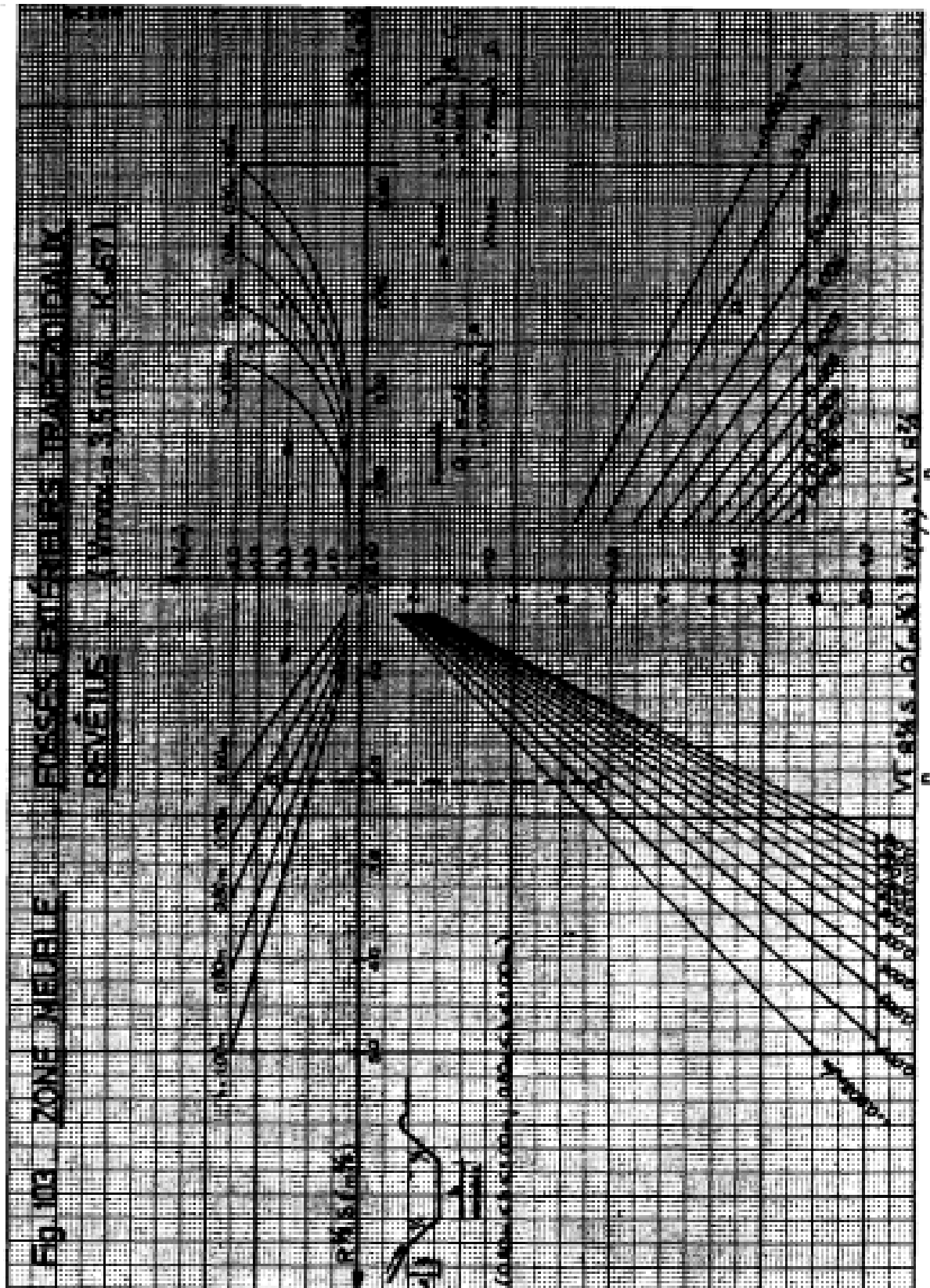


Fig. 103. Zone meuble, fossés extérieurs trapézoïdaux, revêtus
($V = 3.5$ m/s — $K = 67$).

Telles sont les dispositions générales relatives à l'assainissement des routes. Elles répondent aux cas que l'on rencontrera le plus fréquemment.

Pour les fossés latéraux, des sujétions d'emprise, de surveillance et d'entretien, imposent une certaine rigidité dans les dimensions générales : l'impluvium limité, en principe, à la plate-forme et aux zones afférentes le permet.

Plus de souplesse est dévolue aux fossés extérieurs, du fait que les bassins versants correspondants peuvent être importants.

Des cas particuliers se rencontreront : toute liberté est alors laissée aux projeteurs qui allieront au mieux les dispositions générales ci-dessus pour résoudre les problèmes spécifiques qui se poseront.

Quel que puisse être le cas, point n'est besoin de trop s'apesantir sur l'importance de l'assainissement dans la pérennité des infrastructures routières. De l'eau, viendront les pires et les plus graves détériorations, parce que difficilement prévisibles, parce que difficilement réparables par la suite.

Il conviendra donc d'attacher le plus grand soin à la conception et à la réalisation des ouvrages hydrauliques, peut-être un peu au détriment des considérations économiques.

Chapitre 7. Equipements de la route

La route une fois réalisée doit être « habillée » grâce à des équipements qui permettent pour certains d'améliorer la sécurité, pour d'autres d'informer et de guider l'automobiliste.

Les paragraphes qui suivent décrivent brièvement les principaux types d'équipement.

7.1 Dispositifs de retenue

7.1.1 Classification

Ce sont les dispositifs destinés à retenir les véhicules lors des sorties accidentelles de la chaussée. Ils font, en France, l'objet d'une réglementation très stricte et d'un agrément basé sur des essais de choc en vraie grandeur.

Les dispositifs de retenue sont classés en différentes catégories :

- latéraux lorsque les angles probables de heurt sont inférieurs à 45°. Ils s'emploient en section courante sur accotement ou sur terre-plein central ;
- frontaux lorsqu'ils risquent d'être percutés sous un angle compris entre 45 et 90° (cas des divergents en particulier) ;
- simples lorsqu'ils ne sont efficaces que d'un seul côté ;
- doubles lorsqu'ils peuvent être percutés des deux côtés en ayant un comportement identique lors du choc ;
- ils sont souples lorsqu'ils se déforment lors du choc et conservent une déformation permanente ;
- ils sont rigides s'ils ne subissent aucune déformation ni aucun déplacement lors du choc d'une voiture.

On classe les dispositifs latéraux en deux catégories :

- les glissières de sécurité qui retiennent les voitures (1 250 kg pour la voiture d'essai) dans de bonnes conditions de sécurité. Elles sont réparties en trois niveaux suivant l'angle de choc et la vitesse de la voiture d'essai ;
- les barrières de sécurité qui doivent être capables de retenir des véhicules lourds, tout en n'étant pas agressives pour les véhicules légers. Elles sont classées en trois catégories (légères, normales et lourdes) suivant le poids du véhicule d'essai (3,5t, 12t et 38t).

7.1.2 Glissières de sécurité

Trois types de glissières de sécurité peuvent être utilisés. Les glissières métalliques classiques (Figure 1) sont constituées de deux lisses fixées sur des supports par l'intermédiaire d'écarteurs. La distance des supports est de 2 ou 4 m suivant le type de glissière. Les espacements de 4 m donnent une plus grande souplesse à la glissière, mais également un plus grand débattement en cas de choc. Elles doivent donc être plus éloignées des obstacles et, pour les glissières doubles, du bord de la chaussée.

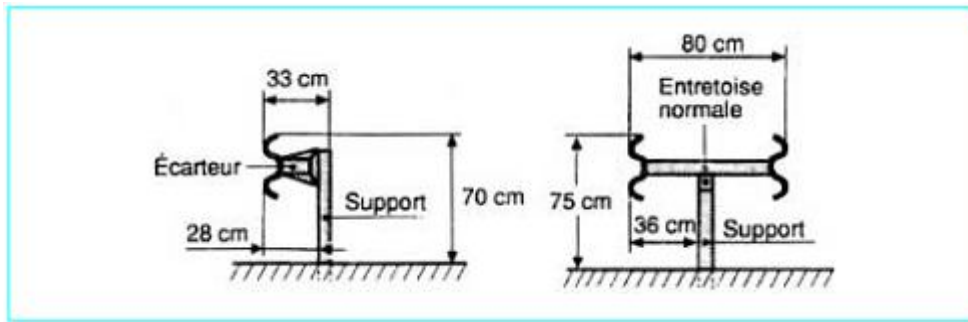


Figure 1. Glissière métallique simple et double

Les glissières Gierval présentent sous leur forme double un encombrement moindre que les glissières classiques (Figure 2). La distance des supports est de 2, 4 ou 6 m. Pour le réseau national, leur utilisation est soumise à un certain nombre de conditions. Pour les terre-pleins centraux d'autoroute, elle est déconseillée lorsque le trafic de poids lourds est supérieur à 2 000 PL / j par sens.

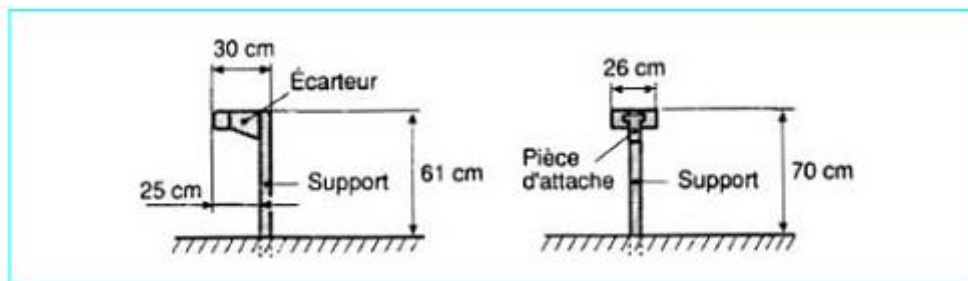


Figure 2. Glissières Gierval simple et double

Les séparateurs en béton de type GBA (glissière en béton adhérent) ou DBA (double en béton adhérent) sont constitués d'un muret continu en béton faiblement armé coulé en place et qui présente un profil spécifique. Ils sont capables de retenir les poids lourds de 12 t et entrent donc dans la classe des barrières normales de sécurité. Pour les voitures légères, le profil, par sa forme particulière (Figure 3), limite le frottement de la carrosserie sur le dispositif.

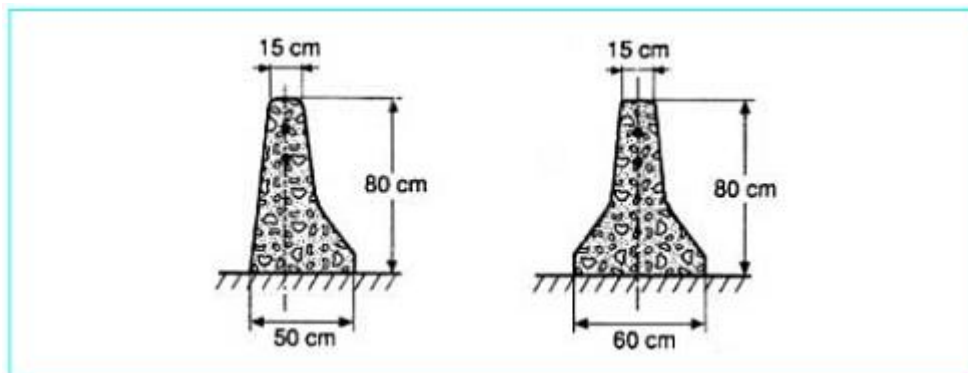


Figure 3. Séparateurs en béton GBA et DBA

En ce qui concerne les barrières de sécurité, outre les GBA et DBA déjà évoquées, il en existe de nombreux types généralement adaptés aux ouvrages d'art.

7.1.3 Dispositifs de retenue frontaux

Ils permettent d'isoler des obstacles saillants ponctuels et se rangent en deux catégories :

- les **musoirs métalliques** en tôle profilée (rayon supérieur à 2 m) ou en tôle plate (rayon égal à 1 m) ; ils sont schématisés sur la figure 28 ;
- les **atténuateurs de choc** à déformation métallique (figure 29) ou inertiels à eau. Pour ces derniers, l'inertie du véhicule est absorbée par l'éjection verticale de l'eau des fûts, généralement en caoutchouc.

7.2 Ralentisseurs

Ils ont pour objet d'inciter les conducteurs à réduire la vitesse de leur véhicule.

Deux types de ralentisseurs sont couramment utilisés.

■ Ralentisseurs de type dos-d'âne

Du fait de leur agressivité, notamment pour les deux-roues, leur utilisation doit être limitée aux zones où l'on souhaite imposer une vitesse très réduite (moins de 30 km/h).

Leurs caractéristiques sont strictement codifiées sur la base du résultat des essais réalisés par l'Union technique de l'automobiliste, du motocycle et du cycle (UTAC). Elles sont définies par la figure 30.

Ils doivent être établis perpendiculairement à l'axe de la chaussée et continus sur toute la largeur de celle-ci.

Ils doivent être bien visibles par l'automobiliste et, pour cela, situés à plus de 20 m des virages et des carrefours. Le matériau qui les constitue doit avoir une couleur différente de celle de la chaussée. Ils doivent être annoncés par un panneau portant la mention « ralentisseur » en signalisation avancée.

■ Bandes rugueuses

Elles sont constituées de bandes d'enduit en relief disposées transversalement à la chaussée induisant de légères secousses dans les véhicules. L'ensemble du dispositif comporte plusieurs bandes parallèles.

Elles attirent l'attention du conducteur afin que celui-ci adapte sa vitesse à la configuration du site. Elles ne doivent cependant pas constituer une gêne excessive, ni entraîner des réactions dangereuses.

Le conducteur doit voir les bandes à l'avance et il est donc important qu'elles se distinguent de la chaussée, en particulier par leur couleur et qu'elles soient présignalées.

Elles constituent des dispositifs d'alerte utilisés à l'approche de points dangereux.

Sur le réseau national, on a préconisé des ensembles de 11 bandes de 50 cm de largeur à une distance variable avec la distance d'approche (figure 31).

Plusieurs techniques sont utilisables :

- les enduits classiques ou des enduits à base de brai-époxy avec, dans les deux cas, utilisation de gravillons durs ;
- les résines thermoplastiques gravillonnées ou non ;
- les moquettes routières constituées de rouleaux de PVC, gravillonnées, fabriquées en usine, appliquées sur la chaussée par collage à chaud.

7.3 Éclairage

Nota : on se reportera utilement aux articles *Éclairage. Données de base* [C 3 340], *Éclairage. Matériel et projets* [C 3 341] et *Éclairage. Documentation* [C 3 342] de ce traité.

L'éclairage des voies urbaines constitue un élément important de sécurité pour les piétons et pour les automobilistes, en même temps qu'un agrément évident pour le cadre de vie. Il est maintenant généralisé dans toutes les villes et beaucoup de villages.

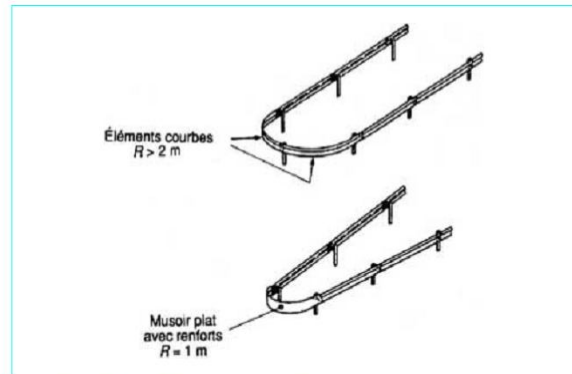


Figure 28 – Dispositifs de retenue frontaux de type musoir métallique

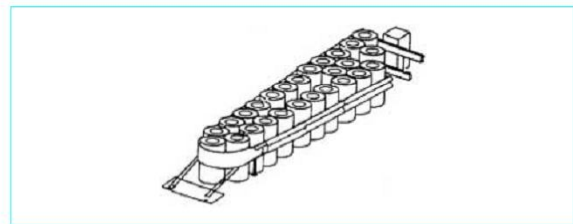


Figure 29 – Atténuateur à déformation métallique

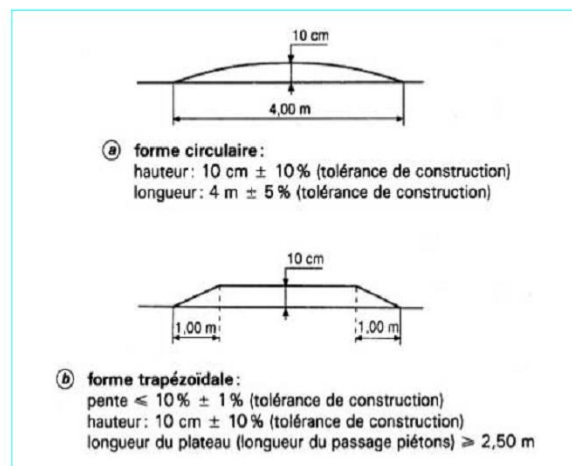


Figure 30 – Ralentisseurs de type « dos-d'âne »

L'éclairage des routes de rase campagne est un élément de confort pour la conduite en même temps qu'un facteur de sécurité. Compte tenu de son coût d'investissement et de fonctionnement, il ne peut cependant être utilisé que pour les routes très circulées ainsi que dans toutes les zones où sa présence est susceptible d'améliorer de façon importante la sécurité.

En ville, l'éclairage doit faciliter le déplacement des piétons sur les trottoirs et les rendre visibles par l'automobiliste lorsqu'ils traversent la chaussée. En section courante, le but à rechercher est qu'ils se détachent sur le fond général constitué par la chaussée éclairée. Au droit des passages piétons, on tend à utiliser le principe inverse et à mettre en place un éclairage focalisé sur le seul passage piétons, grâce à des lampadaires spécialement adaptés. On recherche pour ce type d'éclairage une luminance importante, de telle façon que les automobilistes perçoivent la présence du passage en même temps que celle des piétons (figure 32).

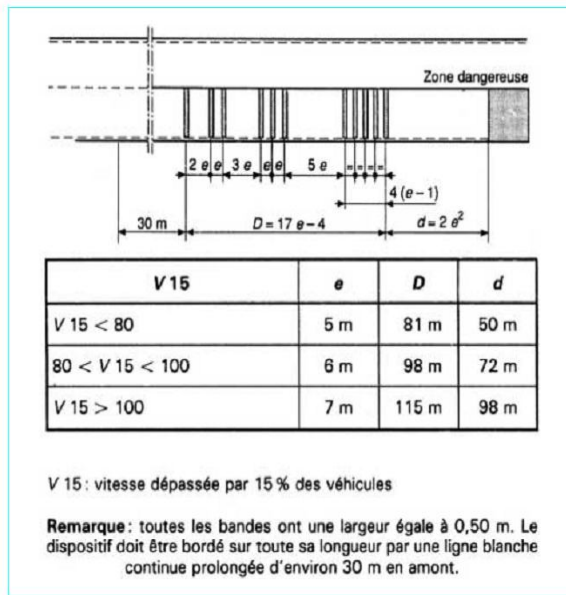


Figure 31 – Dispositif d'alerte à base de bandes rugueuses

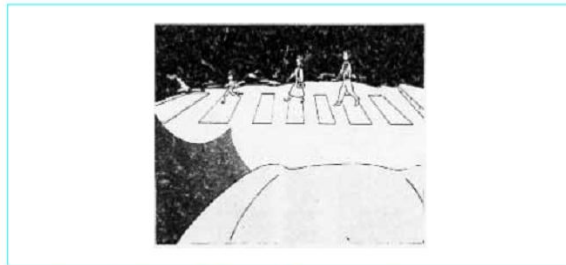


Figure 32 – Éclairage additionnel de passage piétons

En rase campagne, l'éclairage a surtout pour objectif de bien mettre en évidence les limites de la chaussée. Simultanément, il doit être conçu de façon à limiter l'éblouissement, et également à éviter les alternances de zones claires et sombres, qui gênent les conducteurs.

L'uniformité longitudinale est obtenue en limitant la valeur du rapport entre l'écartement et la hauteur du candélabre à 3,5 pour les implantations unilatérales, 3,2 pour les implantations en quinconce. L'uniformité transversale est liée au rapport entre la hauteur du candélabre et la largeur de la chaussée, qui doit être supérieur à 1 pour une implantation unilatérale et 0,5 pour une implantation en quinconce.

Le dispositif d'éclairage est constitué de **candélabres** supportant des lampes.

Les candélabres doivent être dimensionnés et conçus pour résister aux efforts dus au vent et aux chocs, résister à la corrosion, être relativement légers pour faciliter la manutention, faciliter l'accès des appareillages. Ils doivent présenter une esthétique adaptée au site sur lequel ils sont implantés. Il en résulte de nombreux types. La figure 33 présente un certain nombre de silhouettes couramment utilisées.

Les deux objectifs essentiels visés dans le choix des lampes sont l'efficacité lumineuse, quotient du flux lumineux émis par la puissance consommée, et la durée de vie. D'autres paramètres sont également pris en compte tels que la couleur apparente des lampes et le rendu des couleurs.

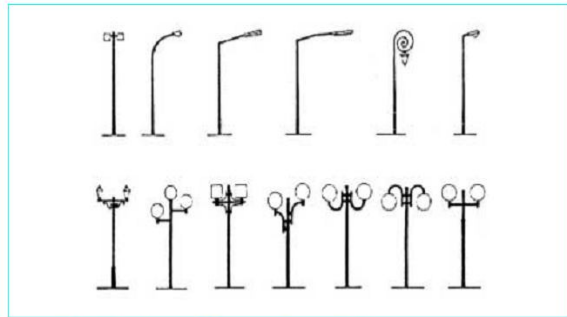


Figure 33 – Quelques silhouettes de candélabres

De nombreux types de lampes sont proposés par les fabricants qui présentent toutes des avantages et des inconvénients spécifiques.

Les **lampes à décharge** ont une bonne efficacité lumineuse, une grande durée de vie, une bonne résistance aux chocs et aux vibrations, mais une forte sensibilité aux variations de voltage : lampes à vapeur de mercure, lampes mixtes mercure/incandescence, lampes à vapeur de sodium basse et haute pressions, lampes aux iodures métalliques.

7.4 Marquage des chaussées

Il a pour but d'indiquer sans ambiguïté les parties de la chaussée réservées aux différents sens de circulation ou à certaines catégories d'usagers, ainsi que, dans certains cas, la conduite que doivent observer les usagers.

Le marquage des chaussées n'est pas obligatoire, sauf sur routes express et autoroutes ainsi que dans certains cas spécifiques (ligne complétant les panneaux Stop...).

Les caractéristiques des marques sont strictement définies par l'Instruction interministérielle sur la signalisation routière [9].

La largeur des lignes est définie par rapport à une largeur unité u différente suivant le type de route. On adopte pour valeur de u : 7,5 cm pour les routes à chaussées séparées, 6 cm pour les routes importantes, 5 cm pour les autres types de route.

On distingue plusieurs catégories de marques :

— les **lignes longitudinales** (figure 34) ;

- continues infranchissables,
- discontinues axiales ou de délimitation des voies (T1 et T'1),
- discontinues d'annonce d'une ligne continue ou de délimitation des voies en agglomération (T3),
- discontinues de marquage de rive (T2),
- mixtes (ligne discontinue du type T1 ou T3, accolée à une ligne continue) qui ne peuvent être franchies qu'à partir d'un seul côté,
- continues ou discontinues de délimitation de voies réservées à certaines catégories de véhicules (T3) ou de délimitation de bande d'arrêt d'urgence (T'3) ;

— les **flèches** :

- directionnelles,
- de rabattement ;

— les **lignes transversales** :

- ligne continue « Stop »,
- ligne discontinue « Cédez le passage » ;

— les **autres marques** pour piétons, cyclistes, transports en commun et stationnement.

C'est la couleur blanche qui est prescrite pour les marquages sur chaussée.

Le jaune est utilisé pour interdire l'arrêt ou le stationnement et pour le marquage temporaire.

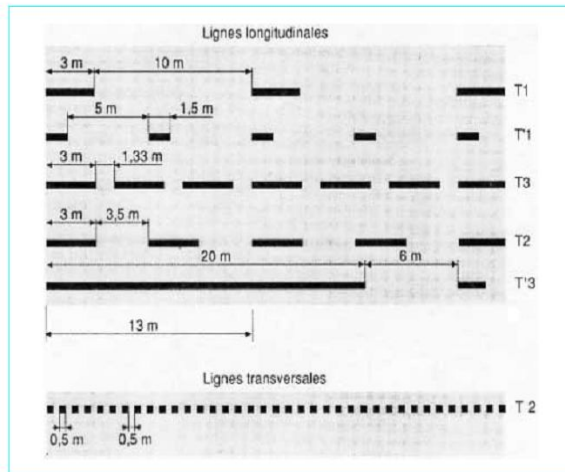


Figure 34 – Lignes longitudinales et transversales

7.5 Signalisation verticale

7.5.1 Généralités

Le Code de la route et l'Instruction interministérielle sur la signalisation routière distinguent quatre types de panneaux de signalisation :

- les **panneaux de danger**, de forme triangulaire, imposent aux usagers une vigilance spéciale et un ralentissement adapté aux dangers signalés : virage à droite ou à gauche, cassis, chaussées rétrécies, passage pour piétons, etc. ;
- les **panneaux d'interdiction et de priorité**, de forme triangulaire, carrée (placés sur pointe) et octogonale ;
- les **panneaux de prescription**, circulaires, se subdivisent en panneaux d'interdiction (circulation interdite, sens interdit, interdiction de tourner à droite ou à gauche, etc.), panneaux de fin d'interdiction, panneaux d'obligation (obligation de contourner un giratoire, direction obligatoire, chemin obligatoire pour piétons), panneaux de fin d'obligation ;
- les **panneaux d'indication**, rectangulaires éventuellement complétés par les pointes de flèche. C'est dans cette catégorie que se range la signalisation de direction sur laquelle nous reviendrons.

Les panneaux proprement dits peuvent être complétés par des panonceaux destinés à donner aux usagers des indications complémentaires : distance au point signalé, longueur de la section couverte par la prescription, silhouette des véhicules auxquels elle s'applique, etc. Leur contenu et leurs caractéristiques sont codifiés de façon très stricte.

Dans la conception et l'implantation de ces panneaux, on doit prendre en compte les conditions de leur perception par l'utilisateur qui se déplace à vitesse élevée et qui est sollicité par les exigences de la conduite. On doit, pour cela, respecter les principes suivants :

- l'inflation des signaux nuit à leur efficacité, il ne faut donc les placer que s'ils sont vraiment utiles ;
- il ne faut pas demander à l'automobiliste un effort de lecture ou de mémoire excessif. On doit donc réduire et simplifier les indications le plus possible et, le cas échéant, répartir les signaux sur plusieurs supports échelonnés ;
- on a pu montrer que l'observateur moyen ne peut d'un seul coup percevoir et comprendre plus de deux symboles ;
- en signalisation de direction, le nombre de mentions signalées ne doit pas dépasser six, dont pas plus de quatre de la même couleur.

Sur autoroutes et routes à chaussées séparées, la signalisation de jalonnement est placée sur des poteaux ou des portiques surmontant chacune des chaussées pour être visibles de loin par des véhicules circulant à vitesse élevée.

Les instructions définissent 5 gammes de dimensions (tableau 22). La plus grande est réservée aux autoroutes et la suivante aux routes à plus de deux voies, les deux dernières sont réservées à des cas spéciaux (manque de place, conditions esthétiques en agglomération).

Tableau 22 – Les cinq gammes de dimensions des panneaux de signalisation

Gamme	Triangle (côté nominal) (mm)	Disque (diamètre) (mm)	Octogone (largeur) (mm)	Carré (côté nominal) (mm)
Très grande (autoroute)	1 500	1 250	1 200	1 050
Grande (routes à plus de 2 voies)	1 250	1 050	800	900
Normale	1 000	850	800	700
Petite	700	650	600	500
Miniature	500	450	400	350

Les couleurs utilisées pour les panneaux sont strictement codifiées.

Ils peuvent être réflectorisés. La réflectorisation standard n'étant efficace que jusqu'à 4 m, il faut, au-delà de cette hauteur, utiliser des réflectorisations « haute densité ».

Les panneaux de jalonnement sur portiques peuvent également être éclairés de l'intérieur.

Précisons enfin que, comme le prescrit la loi, le droit de placer en vue du public, par tous les moyens appropriés, des indications ou signaux concernant à un titre quelconque la circulation n'appartient qu'aux administrations (nationales, départementales ou communales) chargées des services de la voirie, leur pouvoir s'exerçant dans le strict respect du Code de la route.

La hauteur réglementaire de la partie basse des panneaux au-dessus du sol est de 1 m en rase campagne. En agglomération, les panneaux peuvent être placés jusqu'à 2,30 m de hauteur pour tenir compte, en particulier, des véhicules qui peuvent les masquer.

7.5.2 Signalisation de direction

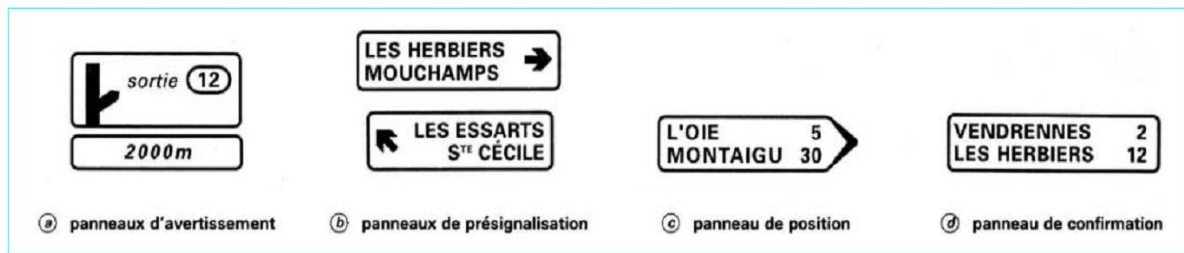
Les dispositions à respecter pour la signalisation de direction sont définies par la circulaire du 22 mars 1982 qui s'inscrit dans le cadre de l'Instruction sur la signalisation routière précitée.

Elle vise à rationaliser le choix des mentions à porter sur les panneaux en évitant à la fois un excès et une insuffisance du nombre de lieux signalés et, dans tous les cas de fréquentes discontinuités, des messages le long des itinéraires. Elle vise également à assurer une meilleure homogénéité par grandes liaisons, ce qui est une condition indispensable pour le confort et la sécurité des grands déplacements.

Elle introduit, pour les principaux axes, la signalisation verte qui permet d'augmenter le nombre de mentions pouvant être portées sur le même ensemble de panneaux.

La méthodologie proposée repose sur la notion de schéma directeur selon la démarche suivante :

- recensement des pôles (noms de lieux, zones d'activité, etc.) intéressant l'utilisateur dans la zone considérée et classement de ces pôles en cinq catégories par ordre d'importance en fonction de la population et de l'activité de chacun d'eux (tableau 23). On associe à chaque pôle une dénomination précise qui doit correspondre le mieux possible aux habitudes des usagers. Cette dénomination est facile à définir pour des agglomérations, elle l'est parfois beaucoup moins pour des quartiers, des sites, des services ;



— recensement des liaisons entre un pôle donné et les autres pôles et classement de ces liaisons en fonction du trafic entre les pôles extrémités. Pour chaque couple de pôles, on ne retient en principe que la liaison la plus rapide, qui attire le maximum de trafic, avec une exception pour les autoroutes à péage, pour lesquelles on retient l'autoroute et un itinéraire concurrent. Les liaisons sont classées en cinq catégories en fonction du classement du pôle extrémité le moins important. Une liaison n'est prise en compte pour le jalonnement que si le temps de parcours entre les deux pôles extrémités est inférieur à un certain seuil d'autant plus important que le rang de classement de la liaison est plus élevé (un quart d'heure à cinq heures) ;

— définition de la signalisation à implanter à chaque carrefour de la liaison (ou plus exactement des liaisons dont la route considérée assure le support). Cette signalisation se caractérise par le choix des mentions et par la couleur. Celle-ci est le bleu pour l'itinéraire autoroutier. Elle peut être le blanc ou le vert pour le réseau ordinaire, la signalisation verte étant réservée à la signalisation à grande distance pour les liaisons dont les pôles extrémités sont de classe III, IV, ou V, par référence au tableau 23. Elle ne doit être utilisée que sur un nombre limité de grands itinéraires arrêtés par décision ministérielle.

Assez souvent c'est un ensemble de panneaux qu'il faut prévoir et non un panneau isolé. L'utilisateur a en effet besoin d'être alerté et de recevoir une préinformation avant le point de choix.

On distingue :

— le **panneau d'avertissement** qui met l'utilisateur en alerte à l'approche d'une sortie. Ce type de panneau est réservé aux voies rapides où les points d'échange sont espacés (figure 35 a) ;

Classe	Type de pôle	Critère de population (hab.)
I	Pôle classé d'intérêt local	$640 < P \leq 3\,200$
II	Pôle d'intérêt cantonal ou départemental	$3\,200 < P \leq 21\,000$
III	Agglomération d'intérêt départemental ou régional	$21\,000 < P \leq 80\,000$
IV	Grande agglomération d'intérêt régional ou national	$80\,000 < P \leq 400\,000$
V	Métropole d'importance nationale ou internationale	$400\,000 < P$

— le **panneau de présignalisation** qui annonce les directions desservies à l'intersection prochaine en vue d'inciter l'utilisateur à se préparer à la manœuvre qu'il devra effectuer. Il est placé à environ 3 s de parcours en amont des panneaux de position (figure 35 b) ;

— le **panneau de position** est implanté de telle sorte que l'utilisateur effectue sa manœuvre avant le panneau. Il indique les pôles desservis dans la direction considérée, il est en forme de flèche (figure 35 c) ;

— le **panneau de confirmation** indique les pôles desservis par la voie sur laquelle il est implanté. Un tel panneau est placé après une intersection à environ 15 s de parcours en aval du point où l'utilisateur pénètre sur la voie (figure 35 d).

Références bibliographiques

- Freret A., (1981). Guide pratique pour la conception des routes et autoroutes, 66p.
- Berthier J., (1991). Véhicules et routes, *Techniques de l'ingénieur, traité construction*, France, 15p.
- Berthier J., (2008). Projet et construction de routes, *Techniques de l'ingénieur, traité construction*, France, 39p.
- Berthier J., (2009). Dimensionnement des chaussées routières, *Techniques de l'ingénieur, traité construction*, France, 22p.
- Brunel H., (2005). Cours de routes, *Université d'Orléans*, France, 96p.
- CEBTP (1984). Guide de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux, 155p.
- CERTU (1999). Guide des carrefours urbains, 244p.
- GRR, (2010). Guide de Réglementation Routière, Article 32bis. Dimensions et masses des véhicules.
- ICTARN, (1975). Direction des routes, France.
- ICTAVRV, (1990). Direction des routes, France
- Kouam A., (2004). Cours de routes, *Ecole Nationale Supérieure Polytechnique de Yaoundé*, Cameroun, 65p.
- LCPC-SETRA, (1994). Conception et dimensionnement des structures de chaussée, Guide technique.
- LCPC-SETRA, (1998). Catalogue des structures types de chaussées neuves, Ministère de l'équipement, des transports et du logement.
- LCPC. (2003). Vérification du comportement mécanique des matériaux du manège. Rapport technique.
- SETRA (1998). Aménagement des carrefours interurbains sur les routes principales : Carrefours plans, Guide technique, 138p.
- SETRA (2000). ICTAAL : Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Liaison, 60p.
- SETRA (2006). Comprendre les principaux paramètres de conception géométrique des routes, Rapport technique.
- Van Tuu N. (1981). Hydraulique routière, 350p.
- Zoa Ambassa D., (2013). Méthodes avancées de dimensionnement des chaussées : cas des chaussées bitumineuses sous chargement complexe, Editions Universitaires Européennes, Octobre 2013, 325p.
- Zoa A., Allou F., Petit C., Medjo R., (2013). Evaluation de l'agressivité des chaussées bitumineuses en carrefour giratoire, BLPC, novembre 2013, 18p.