
LA PLATEFORME SUPPORT A LA VOIE FERREE

La qualité de la voie ferrée est déterminée en fonction du maintien d'une géométrie prédéfinie. Comme nous l'avons vu dans le chapitre précédent, la tenue du nivellement est tributaire de la qualité de l'armement, mais également de la qualité de la structure d'assise. Or, cette structure est totalement hétérogène sur le réseau des lignes classiques, car définie, lors de l'édification de ces lignes, selon les terrains rencontrés et les matériaux disponibles. Cependant avec l'avènement des Lignes Nouvelles et des Lignes à Grande Vitesses (LGV), il a été nécessaire d'homogénéiser le dimensionnement et de rendre pérennes ces structures.

Ce chapitre s'attachera à présenter la démarche de dimensionnement des structures d'assise ferroviaire en matériaux Granulaire Non Traités (GNT) en la comparant à la méthode routière, tout en introduisant de nouvelles méthodes de caractérisation du sol support. L'accent sera mis sur le matériau de couche intermédiaire en introduisant ses paramètres d'état et de nature en se référant aux normes actuelles définissant la sous-couche.

A. Les bases du dimensionnement

Le dimensionnement des structures ferroviaires et routières est effectué en fonction des caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du sol support. Ainsi, la qualité du sol support dépend de la nature géotechnique du sol en place et principalement des propriétés suivantes : la granularité avec le cas échéant le pourcentage de matière organique pour un sol meuble, la sensibilité à l'eau, la dureté et l'altérabilité pour un sol rocheux, les conditions hydrogéologiques.

Les autres paramètres rentrant en ligne de compte sont la charge supportée par la chaussée et la nature des matériaux. Pour ce dernier point, l'assise des chemins de fer a longtemps été réalisée en Grave Non Traitée (GNT) tandis que les matériaux liés sont utilisés depuis des décennies sur le réseau routier. Aussi les paramètres mécaniques de vérification des structures ne sont pas les mêmes : résistance à la traction pour les matériaux liés et à la compression pour les GNT, des structures ferroviaires.

On présente ici le principe de classement des arases de terrassement, les bases de dimensionnement des structures ferroviaires et routières ainsi que de nouvelles perspectives pour qualifier le sol support.

1. La classification des sols et de l'arase terrassement

a. Méthodes usuelles

C'est la norme française NF P 11-300 (AFNOR, 1992) qui régit la classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et couches de forme d'infrastructures routières. Les sols sont classés selon les paramètres de :

- Nature : qui correspond à la qualité intrinsèque du matériau et qui n'évolue pas lors de la mise en œuvre. Ces indicateurs sont : la granulométrie, la plasticité et l'argilosité ;
- D'état : classe le sol en fonction de l'environnement dans lequel il se trouve. Dans le cas de l'utilisation des matériaux de fondation, on s'intéresse uniquement à la teneur en eau caractérisant l'état du sol de très sec à très humide ;
- Mécanique : permet de caractériser le comportement d'un sol sous sollicitation mécanique simulant ainsi la vie du matériau lors de sa mise en œuvre et son comportement sous trafic. Les valeurs à prendre en compte pour les sols sont les valeurs cumulées de los-Angeles (LA) et micro-Deval en présence d'eau (MDE) ; et pour les sols sableux la valeur de friabilité des sables (FS).

De ces analyses, découlent les diagrammes de classification des sols et la classification Guide des Terrassement Routier (SETRA, 1992). Cette nomenclature permet donc de distinguer les sols fins ($D_{\max} \leq 50 \text{ mm}$ - Figure II.1), les sols grossiers ($D_{\max} \geq 50 \text{ mm}$), les roches et les matériaux particuliers (sol organique ou sous-produits industriels).

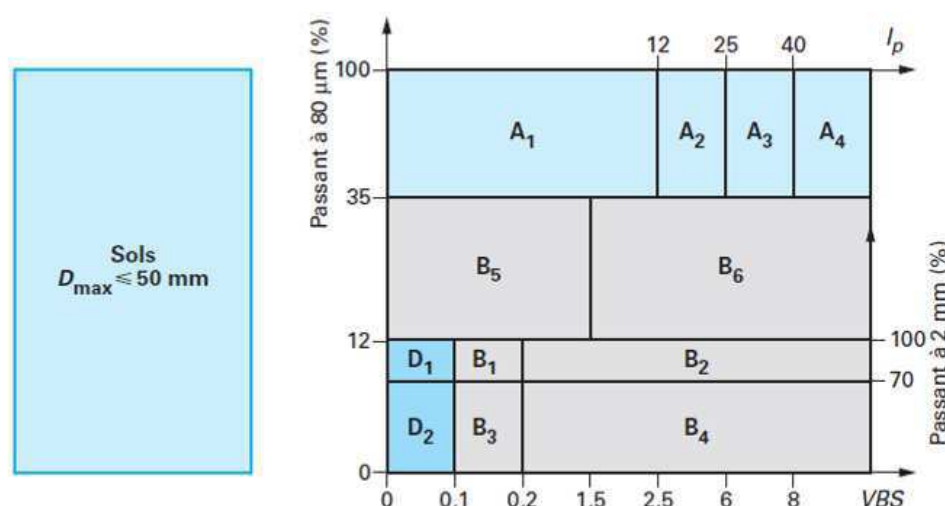


Figure II.1: Exemple de classification des matériaux selon leur nature (classification GTR 92).

Comme vu précédemment, cette classification permet de déterminer le potentiel des sols à être utilisés en remblai. C'est sur cette structure, et plus particulièrement, sur la Partie Supérieure des Terrassement (PST), que reposera la structure ferroviaire. Il est donc nécessaire de la définir mécaniquement pour pouvoir à terme dimensionner la structure idoine. Pour ce faire, le dimensionnement routier classe les arases terrassement en 4 familles (Tableau II.1), en fonction du module de déformation. Notons que dans le cas où nous sommes en présence d'une PST de médiocre qualité (classe d'arase AR0), l'arase ne peut pas être utilisée en l'état, et il est nécessaire de procéder à un traitement (purge, traitement, drainage...). Cette action doit permettre d'obtenir, à minima, une arase de type AR1 et une portance à long terme minimale de 20 MPa.

Tableau II.1: Classement de portance à long terme au niveau de l'arase de la PST

Module (MPa)	20	50	120	200
Classe de l'arase	AR1	AR2	AR3	AR4

C'est sur la base de ces recommandations que le référentiel SNCF IN 0260 (SNCF, 1996b) base sa classification des PST (Figure II.6) en quatre catégories :

- S0 : arase terrassement impropre à supporter toute structure de voie ;
- S1 : arase terrassement « passable » (portance indicative 30 MPa) ;
- S2 : arase terrassement « bonne » (portance indicative 50 MPa) ;
- S3 : arase terrassement « très bonne » (portance indicative 80 MPa).

Le Tableau II.2 est un extrait de la classification des sols appliquée aux sols fins, et montre que ces sols sont classés en fonction de leur plasticité. Il permet également de définir leur qualité géotechnique et leur capacité à être réutilisé en matériau de remblai. La dernière colonne du tableau représente la sensibilité au gel du sol, elle permet d'appréhender le risque de gonflement de celui-ci en présence de gel. L'effet de ce gonflement peut entraîner un soulèvement de la structure et/ou une fragmentation des grains occasionnant une dégradation mécanique de la PST.

Tableau II.2 : Exemple de classification des sols meubles

Classification de la NF P 11 300		Classe de qualité en place				Classe de qualité en réutilisation			Sensibilité au Gel
		S0	S1	S2	S3	Rt1	Rt2	Rt3	
1.1 – Classe A : Sols fins									
A ₁	V _{b_s} ≤2,5 (ou I _p ≤12)	A _{1h}	A _{1m} & A _{1s}	A _{1s} B.C Hydro sais. Sèche					SGt
A ₂	12<I _p ≤25 (ou 2,5<V _{b_s} ≤6)	A _{2h}	A _{2m} & A _{2s}	A _{2s} B.C Hydro sais. Sèche					SGt
A ₃	25<I _p ≤40 (ou 6<V _{b_s} ≤8)	A _{3h}	A _{3m} & A _{3s}						SGt
A ₄	I _p ≥40 (ou V _{b_s} ≥8)	A _{4h}	A _{4m} & A _{4s}						

b. Apport de la géophysique dans la caractérisation des sols in-situ

Comme on a pu le voir à travers les démarches de dimensionnement routières ou ferroviaires, celles-ci s'appuient sur la caractérisation géotechnique du sol support. Ces caractérisations bien qu'empiriques et anciennes (1992) permettent de dimensionner efficacement les chaussées et pour une durée de service déterminée. Grâce à l'évolution des techniques de reconnaissance géotechnique, d'autres moyens peuvent être développés pour obtenir des informations mécaniques complémentaires permettant ainsi d'optimiser le dimensionnement des structures d'assise. Ci-dessous sont présentées les principales méthodes de caractérisation en laboratoire des matériaux ainsi que les résultats d'une étude qui avait pour but de caractériser une gamme de sol définis par le guide des terrassements routier (SETRA, 1992), et déclinable in situ.

Caractérisation mécanique des sols : méthode du bender element

Cette étude, réalisée par Dhemaied (2014), avait pour objet de caractériser le comportement mécanique des sols à différentes teneurs en eau. Pour ce faire, une sélection de sols a été réalisée afin d'étudier ceux qui pouvaient être considérés comme étant les plus représentatifs des sols français, mais également ceux pour qui la variation de teneur en eau faisait évoluer de façon importante leurs propriétés mécaniques. Ainsi le choix s'est porté sur les matériaux suivants : un limon, un sable et un sable argileux, dont les caractéristiques sont reprises dans le Tableau II.3.

Tableau II.3: Sols étudiés

Type de sol	Etat de plasticité	Classe de qualité de sol (IN 0260 - SNCF, 1996b)		
		S0	S1	S2
Limon A2	$12 < I_p \leq 25$ (ou $2,5 < V_{bs} \leq 6$)	A2 _h	A2 _m ou A2 _s	A2 _s
Sable B5	$V_{bs} \leq 1,5$ (ou $I_p \leq 12$)	B5 _h	B5 _m	B5 _s
Sable argileux B6	$V_{bs} > 1,5$ (ou $I_p > 12$)	B6 _h	B6 _m	B6 _s

L'effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique d'un échantillon de sol a été déterminé à l'aide de l'essai au Bender Element. Ce test permet de déterminer le module de cisaillement, $G_{\max}$ défini en petite déformation, par l'analyse des ondes se déplaçant dans le milieu. $G_{\max}$ et les ondes de cisaillement V_s étant liées entre eux par la relation (Équation II-1) :

$$G_{\max} = \rho \cdot V_s^2$$

Équation II-1

Si l'on regarde les résultats obtenus pour une période de signal de 0,1 m/s, on voit une diminution de la vitesse de cisaillement lorsque la teneur en eau augmente (Figure II.2) :

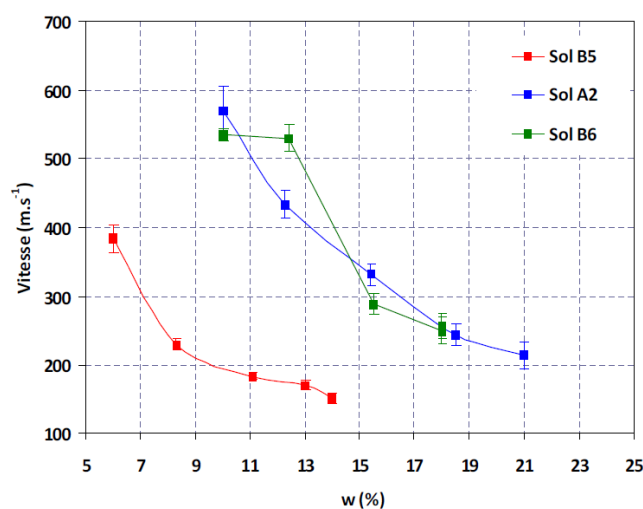


Figure II.2: Superposition des résultats de la variation de la vitesse de cisaillement en fonction de la teneur en eau (Dhemaied, 2014)

Cette tendance est confirmée lorsque l'on compare ces résultats au module de cisaillement (Figure II.3). Si l'on regarde plus en détail ces résultats, on remarque que le sable propre (B5) a des propriétés mécaniques plus faibles que les deux autres matériaux testés contenant eux des particules argileuses. La perte de module entre l'état très sec et le très humide est de l'ordre de 6, et celle-ci est identique quelle que soit la nature de matériau. Pour ce qui est du comportement entre le sable argileux de type B6 et les loess (A2), celui-ci est homogène, ce qui peut laisser penser que les particules argileuses ont un impact sur le comportement mécanique du matériau.

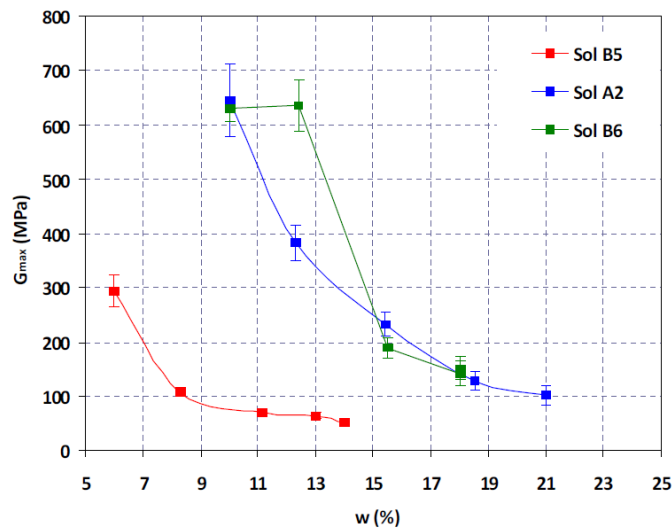


Figure II.3: Variation du module de cisaillement en fonction de la teneur en eau (Dhemaied, 2014)

Le module de cisaillement a été comparé à la succion, c'est-à-dire la capacité du sol à retenir l'eau. Cette mesure permet d'appréhender les paramètres du sol influencés par l'eau, comme le changement de volume, le comportement en déformation et en résistance à la rupture. Pour ce faire, des mesures de succion ont été réalisées par la méthode du papier filtre (ASTM, 2003) qui consiste à placer dans un récipient hermétique un échantillon avec un papier filtre pendant une durée minimale de sept jours. La Figure II.4 illustre le comportement mécanique du sol en fonction de la succion. Ce graphique montre que pour de faibles valeurs de succion (inférieure à 10 kPa) on trouve uniquement le sol B5 avec un état hydrique de moyen à très sec correspondant à un faible module de cisaillement (inférieur à 100 MPa). Concernant les valeurs à état hydrique très humide, l'écart de succion est dix fois supérieur pour le loess (A2) et le sable argileux (B6) à celle du sable propre (respectivement 10 000 et 1 000), quant à la différence de module de cisaillement, celui-ci est de l'ordre de deux (respectivement 600 et 300). Enfin et en conclusion ce graphique montre que la valeur de cisaillement augmente lorsque la valeur de la succion augmente.

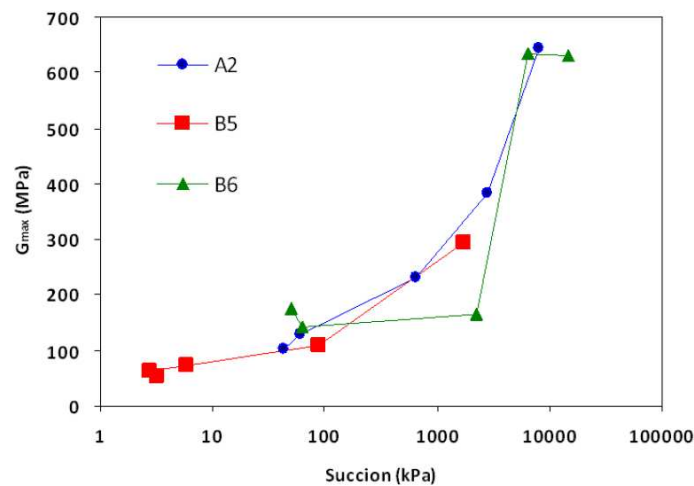


Figure II.4: Variation du module de cisaillement en fonction de la teneur en eau (Dhemaied, 2014)

Dans le cadre de l'analyse de l'effet de la succion sur le comportement mécanique d'un sol, il est intéressant de mettre en relation le module de cisaillement à la contrainte effective (σ'). En effet comme le décrit BISHOP (BISHOP, 1959), le changement de volume et la déformation de celui-ci dépendent de la différence entre la contrainte totale et la pression du fluide dans l'espace poreux. Ainsi, la résistance au cisaillement ne dépend pas de la contrainte normale, mais de la contrainte effective (soit la contrainte totale diminuée de la pression interstitielle), car l'eau ne supporte pas de contrainte en cisaillement. La Figure II.5 montre le comportement des différents sols en fonction de la contrainte effective. Ce schéma montre qu'à des valeurs de contrainte effective élevée, supérieure à 1 000 kPa, les modules de cisaillement augmentent fortement.

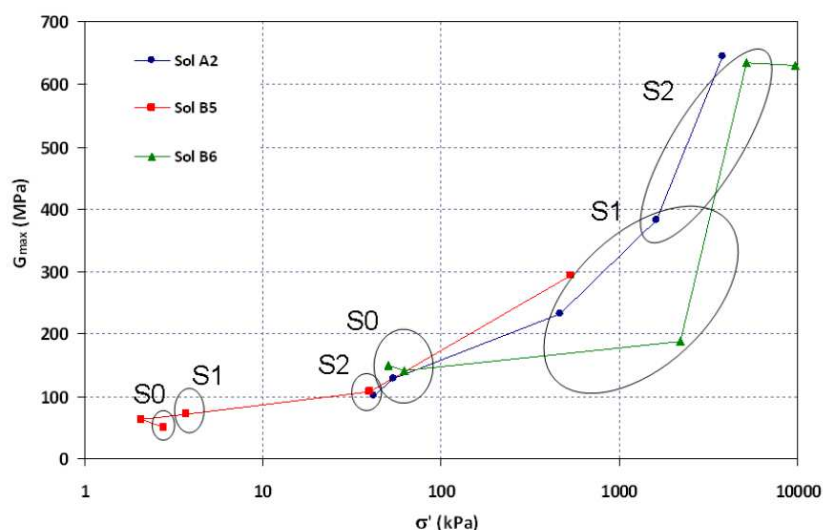


Figure II.5: Variation du module de cisaillement en fonction de la contrainte effective (Dhemaied, 2014).

A l'inverse, pour les faibles contraintes effectives l'évolution du module de cisaillement est faible pour des valeurs comprises entre 1 et 100 kPa. De plus, des sols de nature différente (B5_n / S2 vs A2_s et B6_s / S0) peuvent avoir des comportements propriétés mécaniques proches en termes de modules pour des contraintes effectives identiques. Il est à noter que la nature de ces sols S0 ou S2 n'a pas le même impact en termes de dimensionnement de structure d'assise. Il apparaît nécessaire de pondérer ces résultats pour une application d'ingénierie, car un sol avec une forte teneur en eau peut occasionner des problèmes de pérennité de la structure.

L'intérêt de ces analyses est de démontrer qu'il est possible, à l'aide d'essais géophysiques non destructifs, de déterminer le comportement d'un sol en petite déformation. Le choix s'est porté sur les bender elements car les résultats de ces essais peuvent être transposables à ceux réalisés in-situ à l'aide des SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) par exemple. Il est nécessaire de noter que les matériaux ont été testés pour un état de confinement et de densité qui peut être différent de ce que l'on rencontre sur le terrain. Cependant, les résultats obtenus sur l'évolution du module en fonction de la teneur en eau sont importants et doivent être intégrés dans le dimensionnement des structures d'assise. Ainsi, l'obtention de ces informations mécaniques en complément des données issues du GTR 92 sur l'utilisation des matériaux naturels doit permettre de dimensionner au juste besoin, les structures de chaussée.

2. Le dimensionnement des structures ferroviaires

Le dimensionnement des structures ferroviaires est établi en considérant successivement deux aspects. Le premier concerne le matelas « ballast + sous-couche » qui doit être dimensionné de telle sorte que les sollicitations exercées sur le sol de la plateforme ne dépassent pas les déformations permanentes de celui-ci. Quant au second, le système « ballast/sous-couche », il doit permettre la mise hors gel du sol support.

Les bases du dimensionnement des structures ferroviaires ont été posées par Profillidis (1983) dans le cadre de ses travaux sur la « modélisation mathématique de la voie ferrée et de sa fondation ». Cette recherche, réalisée sous l'égide de l'union Internationale des Chemins de fer (UIC) et de l'Office des Recherches d'Essais (ORE), a été menée en collaboration avec les chemins de fer britanniques et la Société Nationale des Chemins de fer français (SNCF). Les premiers traitant des modélisations physiques échelle un, à Derby, les seconds traitant de la modélisation numérique par éléments finis. L'objectif de ces travaux était d'optimiser, à l'aide des outils numériques, le dimensionnement des structures d'assise et de rationaliser les dépenses liées à l'entretien.

On présente ici comment le dimensionnement actuel s'inspire des préceptes définis par Profillidis. Ainsi, il sera fait des parallèles entre les travaux réalisés en 1983 et les méthodes actuelles.

c. Méthode actuelle de dimensionnement

Rappel des travaux de Profillidis

Le dimensionnement des structures ferroviaires est effectué en fonction des caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du sol support. Ainsi, la qualité du sol support dépend de la nature géotechnique du sol donnée par la classification GTR. Dans ses travaux, Profillidis a déterminé la qualité de la fondation (sol support) suivant la classification LCPC. Il a étudié l'impact de la qualité du sol support sur la déformation de la traverse et du châssis de voie, en fonction de la nature du sol support. Notons que les résultats présentés sur la Figure II.6 correspond à une traverse bi-bloc type U41 ; ils permettent de mettre en lumière que :

- L'influence de l'épaisseur de structure est positive dans le cas où l'on fonde la voie sur une plateforme de type QS₁. Ce bénéfice se matérialise par une diminution des tassements de la traverse de l'ordre de 20% et de la plateforme d'environ 30%. Cet impact est moins perceptible lorsque le sol support est d'une meilleure qualité (> QS₂).
- Sur une plateforme de bonne qualité QS₃, l'épaisseur de structure mise en œuvre n'a pas ou a peu d'influence sur les déformations observées au niveau de la traverse et du sol support.
- A l'inverse, le comportement d'une voie posée sur une plateforme rocheuse n'est pas analogue à ceux précédemment cités. La modélisation montre que lorsque l'épaisseur de structure augmente, les déplacements de la traverse et seulement celle-ci, augmentent également. Cela provient probablement du module élastique de la roche qui est particulièrement élevé, et qui engendre un phénomène de rebond lorsque la voie est chargée.
- Le tassement des couches d'assise, caractérisé par la différence entre les tassements de la traverse et celui du sol support, diminue quand la qualité du sol support augmente.

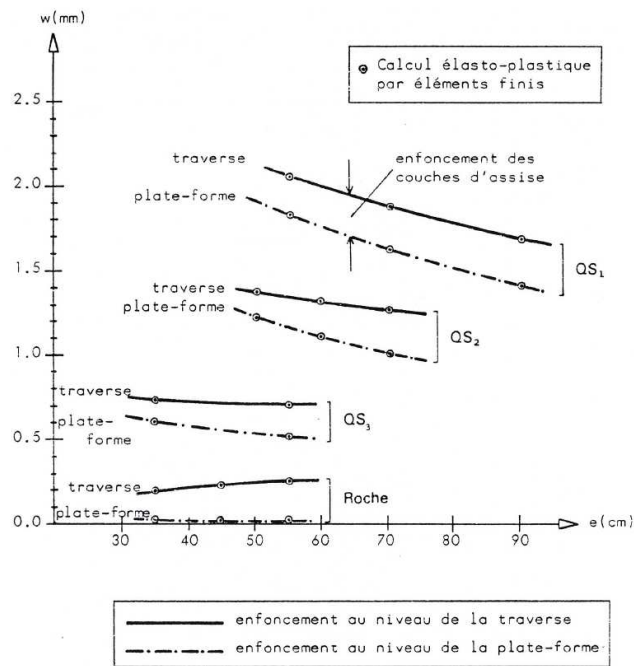


Figure II.6 : Enfoncement au niveau de la plateforme et de la traverse : cas d'un châssis avec traverses bi-bloc U41

Si l'on regarde les contraintes appliquées au sol support directement sous la charge, on constate que celles-ci diminuent de près de 40 % et ce quelle que soit la qualité de la fondation. Là encore on remarque que la contrainte mesurée au sol support est fonction de la qualité de celui-ci. Ainsi plus les sols sont raides, plus la contrainte est importante. Toutefois aucune linéarité ne peut être établie entre le module élastique du sol et la contrainte qu'il subit.

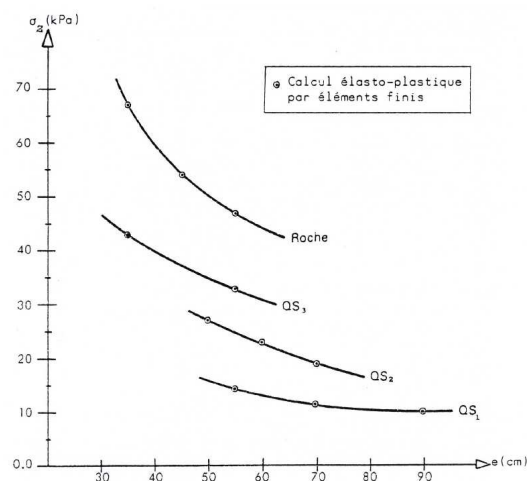


Figure II.7 : Contraintes verticales au niveau de la plateforme : cas d'un châssis avec traverses bi-bloc U41

Si on regarde le comportement de la voie en faisant varier d'une part la qualité de la plateforme et d'autre part le type de traverse (nature et longueur), les résultats mettent en lumière les points suivants :

- Les déplacements (Figure II.8) sont, pour une même qualité de plateforme, relativement homogènes et ce quel que soit le type de traverse mise en œuvre.
- La traverse bois provoque plus de déflexion que les traverses béton. Pour ce qui est des déformations au niveau de la traverse, cela peut s'expliquer par le comportement même du matériau bois, plus flexible que le béton armé précontraint. La tendance observée sur la plateforme n'est pas représentative. En effet, la surface d'appui de la traverse est supérieure à une surface d'appui béton armé et le poids de la traverse bois (80 kg) est inférieur à celle en béton (245 kg). Ainsi, les efforts appliqués à la plateforme doivent être moins importants dans le cas d'une traverse bois, ce que confirme la modélisation (Figure II.9), et par conséquent les déformations doivent être moindres pour une charge donnée.

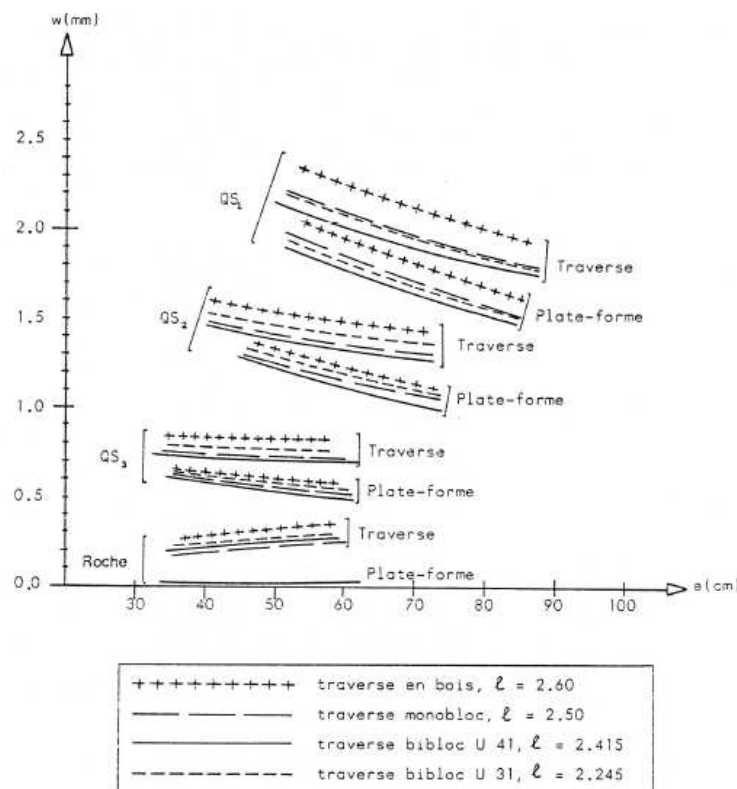


Figure II.8 : Enfoncement au niveau de la traverse et de la plateforme pour différents types de traverses et de qualité de plateforme

- Comme précédemment, les résultats de modélisation montrent le faible impact de l'ajout de matériaux lorsque l'on est en présence d'une plateforme QS_3 . Il est à noter que cela ne

dispense pas de maintenir ces épaisseurs pour des besoins mécaniques et/ou de mise hors gel du sol support.

- Pour ce qui est de la contrainte appliquée au sol support, on note que les traverses les plus courtes (bi-blocs) sont plus péjorantes que les traverses mono-blocs ou bois. Cela s'explique par le fait que la surface de répartition de charge est moins importante que pour une traverse mono-bloc.

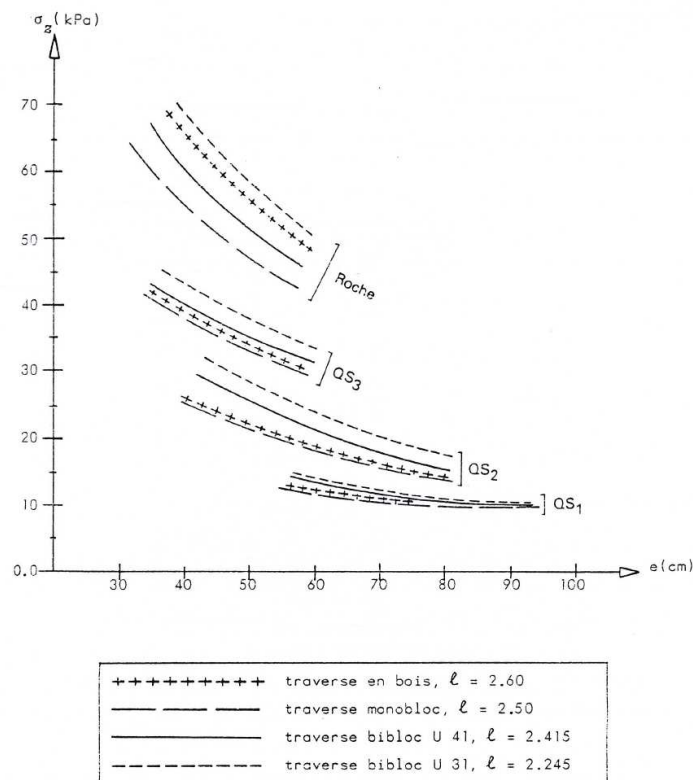


Figure II.9 : Contraintes verticales au niveau de la plateforme en fonction du type de traverse et de sol support

La principale différence entre l'étude réalisée par Profillidis et le dimensionnement actuel réside dans les seuils de qualité de portance prise en compte (Tableau II-4), ce qui a un impact non négligeable en termes de dimensionnement. En effet, le seuil définissant une plateforme apte à recevoir une sous-couche est de 80 MPa, il est facile d'estimer l'influence de ces différences de module en termes d'épaisseur de matériaux supplémentaires. De façon empirique, 1 MPa équivaut à 1 cm de matériaux granulaires, dans la limite de sa mise en œuvre et de son compactage. Cette relation est donc vérifiée à partir de 10 cm d'épaisseur.

Tableau II.4 : Comparaison des seuils de portance IN0260 (SNCF, 1996b) / Profillidis

	Seuils de portance définis par la IN 0260 (MPa)	Seuils de portance intégrés par Profillidis (MPa)
QS0	Impropre à la construction	Non définie
QS1	20	12,5
QS2	50	25
QS3	80	80
Plateforme rocheuse	Assimilé à QS3	3 000

Dimensionnement de la structure de type ligne classique

Grâce à ces travaux de modélisation, Profillidis a été en mesure de proposer une nouvelle approche de dimensionnement et surtout de le rationaliser. Cependant, suite au retour d'expérience des pratiques antérieures et à une plus grande rigueur sur la qualité des matériaux mis en œuvre lors des travaux, une nouvelle formule permettant de définir les épaisseurs de structure d'assise a été développée par la SNCF. Ainsi, l'épaisseur de structure d'assise pour le dimensionnement des lignes parcourues à des vitesses inférieures à 220 km/h (SNCF, 1996b) est définie comme étant la combinaison des couches de ballast et de sous-couche. Cette hauteur est fonction de la qualité du sol support, mais également du type de trafic qui sollicite la voie. Elle est donnée par l'Equation II-2 :

$$e=E+a+ b+c+d+f+g$$

Equation II-2

Avec :

Paramètre E (en m)	E = 0,70	Pour les plateformes terrassement de classe de portance P1
	E = 0,55	Pour les plateformes terrassement de classe de portance P2
	E = 0,45	Pour les plateformes terrassement de classe de portance P3
Paramètre a (en cm)	a = 0	Pour les lignes de groupes UIC 1 et 2 parcourues à $v \leq 160$ km/h Pour les lignes parcourues à $V > 160$ km/h quel que soit leur groupe UIC
	a = - 5	Pour les lignes de groupes UIC 3 et 4
	a = - 10	Pour les lignes de groupes UIC 5 et 6
	a = - 20	Pour les voies de service
Paramètre b ¹⁾ (en cm)	b = 0	Pour les traverses bois
	b = + 5	Pour les traverses béton
Paramètre c (en cm)	c = 0	Pour un dimensionnement normal
	c = - 10	A titre exceptionnel pour des opérations difficiles
Paramètre d (en cm)	d = 0	Lorsque la charge maximale à l'essieu des véhicules remorqués est ≤ 200 kN
	d = + 5	Lorsque la charge maximale à l'essieu des véhicules remorqués est > 200 kN, mais ≤ 225 kN
	d = + 10	Lorsque la charge maximale à l'essieu des véhicules remorqués est > 225 kN, mais ≤ 250 kN
Paramètre f (en cm)	Pour les 'Lignes Nouvelles' à grande vitesse ($v > 220$ km/h)	
	f = + 10	En plateformes terrassement de classe de portance P1
	f = + 5	En plateformes terrassement de classe de portance P2
	f = 0	En plateformes terrassement de classe de portance P3
	Pour les lignes parcourues à $160 < v \leq 220$ km/h	
	f = + 5	En plateformes terrassement de classe de portance P1
	f = 0	En plateformes terrassement de classe de portance P2
	f = - 5	E plateformes terrassement de classe de portance P3
	Pour les lignes de groupes UIC 1 et 2 parcourues à $v \leq 160$ km/h	
	f = 0	en plateformes terrassement de classe de portance P1
	f = - 5	en plateformes terrassement de classe de portance P2
	f = - 10	en plateformes terrassement de classe de portance P3
	Pour les lignes de groupes UIC 3 et 4 parcourues à $v \leq 160$ km/h	
	f = - 5	En plateformes terrassement de classe de portance P1 P2 et P3
	Pour les lignes de groupes UIC 5 et 6 parcourues à $v \leq 160$ km/h	
	f = - 10	En plateformes terrassement de classe de portance P1 P2 et P3
	Pour les voies de service	
	f = - 20	En plateformes terrassement de classe de portance P1 P2 et P3
Paramètre g ²⁾	géotextile de type A1 pour les plateformes (hors voies de service) de classe de portance P1 et P2 avec couche de forme intégrée ainsi que pour les plateformes de classe de portance P2 avec couche de forme rapportée en sol S2 non traité	
	géotextile de type A2s pour les voies de service avec plateformes de classe de portance P1 (couche de forme intégrée)	
	aucun géotextile n'est nécessaire dans le cas d'une couche de forme intégrée si cette dernière est traitée au ciment.	

¹⁾

Paramètre ne jouant que sur l'épaisseur de ballast.

²⁾

Paramètre sans dimension rappelant ou non la mise en œuvre d'un géotextile.

Le Tableau II.5, réalisé pour une charge à l'essieu de 20 t, met en avant la nette diminution des épaisseurs de sous couche, de l'ordre de 15 cm en moyenne, mise en œuvre pour répondre aux normes de qualité d'une ligne en fonction de son groupe UIC. Les valeurs reprisent ci-dessous s'entendent sans l'épaisseur de ballast qui est de 20 cm pour les traverses bois et 25 cm pour les traverses béton armé.

Tableau II.5 : Tableau de comparaison des épaisseurs de structure en fonction du groupe UIC

		Dimensionnement proposé par Profillidis				Dimensionnement IN 260	
		Epaisseur de sous-couche (cm)				Epaisseur de sous-couche (cm)	
		coef. d'entretien K=1		coef. d'entretien K=0,5			
Groupe UIC de la ligne	Type de plateforme	Type de traverse		Type de traverse		Type de traverse	
		Bois	Béton	Bois	Béton	Bois	Béton
1 & 2	QS ₁	60	57	66	65	50	55
	QS ₂	45	40	52	47	30	35
	QS ₃ et roche	35	31	46	40	15	20
3	QS ₁	54	51	62	58	35	40
	QS ₂	41	37	48	42	20	25
	QS ₃ et roche	29	24	39	33	10	15
4	QS ₁	51	47	58	56	35	40
	QS ₂	39	35	46	40	20	25
	QS ₃ et roche	24	21	33	26	10	15

Ce tableau met en évidence la modification de stratégie de dimensionnement des structures d'assises. En effet, ce tableau montre l'abandon du coefficient K comme donnée d'entrée au dimensionnement (voir chapitre 1). Aujourd'hui, les épaisseurs définies le sont pour une qualité de maintenance et ne prennent pas en compte le coefficient K en tant que tel. Cette approche permet d'économiser une dizaine de centimètres d'épaisseur de matériaux, pour des résultats en termes de maintenance satisfaisants mais pas forcément optimisés.

De plus, dans le cas des structures mises en œuvre sur des plateformes de qualité S3 (rocheuse), l'épaisseur de sous couche à mettre en œuvre est faible et peut poser des problèmes de compactage. C'est ainsi que dans ces cas, il est préférable de mettre forfaitairement 15 cm de matériau.

Dimensionnement de la structure de type ligne à grande vitesse

Lors de la création de la première LGV entre Paris et Lyon, dans les années 1970, le référentiel SNCF préconisait des épaisseurs de structures en fonction de la qualité du sol support. Ces épaisseurs n'ont pas été remises en question lors de la création de la LGV Atlantique, malgré les travaux réalisés par Profillidis qui avait mis en évidence une possible optimisation des épaisseurs de la sous-structure. Il a comparé les structures mises en œuvre dans le cadre de la construction de cette première Ligne à

Grande Vitesse (LGV). En effet, les traverses posées étaient de type bi-bloc U41. Cette analyse a été menée en fonction des classements des arases terrassement. On constate que l'étude de modélisation aurait permis de diminuer les épaisseurs de matériaux d'une dizaine de centimètres en moyenne (Tableau II.6). Cette différence s'explique par le dimensionnement empirique réalisé lors des études de construction et l'impact de coefficient de sécurité qui permet de s'assurer de la pérennité des matériaux.

Tableau II.6 : Tableau comparatif des épaisseurs mises en œuvre sur la LGV Sud-Est et celles modélisées

Type de plateforme	Epaisseur minimale des couches d'assise (cm)	
	Adoptée sur la LGV Paris-Sud-Est	Calculée par Profillidis pour les lignes à fort trafic
QS ₁	85	74
QS ₂	65	56
QS ₃ et roche	50	46

Pour ce qui est de la LGV Nord, le mouvement de terre du projet ne permettait pas l'exploitation de matériaux utilisables en couche de forme. Les matériaux de couche de forme, déficitaires, ont donc fait l'objet d'un approvisionnement extérieur. Des difficultés d'approvisionnement ont amené la SNCF à étudier la possibilité de réduire l'épaisseur de couche de forme grâce à la meilleure qualité des matériaux de carrière mis en œuvre.

Une étude au LCPC a alors montré que les efforts et déformations dans la voie n'étaient pas très sensibles à l'épaisseur de la couche de forme. Cette recherche a de plus montré que la couche de forme est davantage sollicitée à court terme lors de la réalisation de l'ouvrage que pendant la vie de l'ouvrage, ce qui, compte tenu des spécifications choisies pour les matériaux de couche de forme, a conduit à un nouveau dimensionnement :

• Sol S1 : 20/50R

• Sol S2 : 20/35R

• Sol S3 : 20/30N

R= Rapportée / N= Normale

Ainsi, comme le montre le Tableau II.7, le dimensionnement proposé par le LCPC confirme les résultats de modélisation de Profillidis.

Tableau II.7 : Comparaison des épaisseurs de structures en fonction de la qualité du sol support

Type de plateforme	Epaisseur minimale des couches d'assise (cm)		
	Adoptée sur la LGV Paris-Sud-Est	Calculée par Profillidis pour les lignes à fort trafic	Issue des travaux du L.C.P.C.
QS ₁	85	74	70
QS ₂	65	56	55
QS ₃ et roche	50	46	50

Ce dimensionnement est celui qui a été adopté pour LN4 et LN5 et aussi celui de l'actuel référentiel pour les structures d'assise (IN 3278 – Ref).

3. Le dimensionnement routier

On aborde ici la méthode de dimensionnement des structures routières. L'objectif est de comparer les hypothèses prises en compte dans ce dimensionnement pour déterminer si certaines de celles-ci peuvent être transposables au monde ferroviaire.

a. Les principes du dimensionnement routier

Le dimensionnement français des structures routières est basé sur le guide de « Conception et dimensionnement des structures de chaussée » (SETRA, 1994). Ce guide définit les principes de base pour dimensionner le trafic en fonction du type de structure de chaussée, du type de circulation rencontré, mais également de la stratégie d'investissement. Lors du dimensionnement, les paramètres suivants sont pris en compte : les conditions climatiques, les charges roulantes légalement admissibles et le comportement mécanique des matériaux. Cette méthodologie est basée sur une démarche probabiliste. En effet, la structure est calculée pour une durée de vie donnée, mais on étudie dans le temps la probabilité cumulée de celle-ci à se rompre. Ce risque r (%) est estimé sur une période de p années prise comme représentative de la longévité de la chaussée, représentant la probabilité qu'apparaissent au cours de ces années, des désordres impliquant des travaux de renforcement structurels. Ainsi, ce facteur de risque intègre de la même façon que le dimensionnement ferroviaire les paramètres suivants :

- Le trafic : celui-ci dans le cas du trafic routier est déterminé à partir d'un essieu de référence de 130 kN. Notons que pour le dimensionnement ferroviaire, la charge à l'essieu de référence, aujourd'hui, est de 22,5t soit 225 kN,
- L'environnement : qui influence le comportement du matériau en affectant le comportement du produit bitumineux, l'apparition de fissures de retrait et les déformations du sol support dues à la phase de gel / dégel,
- L'arase du sol support : qui est déterminante dans le dimensionnement de la structure de chaussée. Cette plateforme est définie par la portance, pour assurer une bonne mise en œuvre des couches ultérieures, il est nécessaire d'avoir à minima une portance de 20 MPa,
- La nature des matériaux : qu'ils soient non liés, GNT ou liés par des produits bitumineux ou par des Liants Hydrauliques Routiers (LHR). La prise en compte des GNT est faite par vérification de celle-ci au risque d'orniérage par cumul de déformation permanente. La méthode consiste à limiter la valeur de déformation verticale au sommet de la couche non liée.
- De plus, du fait de l'utilisation de matériaux traités au liant, les routiers intègrent dans leurs études la qualité de réalisation : celle-ci permet de prendre en compte les variations aléatoires d'épaisseur de couche. Cette dispersion a une influence importante dans le comportement du matériau. Concernant le dimensionnement, la différence principale entre les deux méthodes (routière et ferroviaire) réside dans la prise en compte du type de trafic et surtout sa potentielle évolution, due à la présence de matériaux liés dans les structures routières. Pour ce faire, il est nécessaire de relier ce risque aux sollicitations admissibles. Celles-ci sont déterminées à partir des caractéristiques à la fatigue du matériau, du trafic cumulé et du risque de calcul. On utilise la courbe de fatigue (Figure II.10) tirée d'essais en laboratoire, qui définit la probabilité de rupture à 50%. Ainsi, cela permet de déterminer le risque pour une chaussée dimensionnée pour un trafic cumulé N, la probabilité que celle-ci intervienne au plus à ce risque prédéfini.

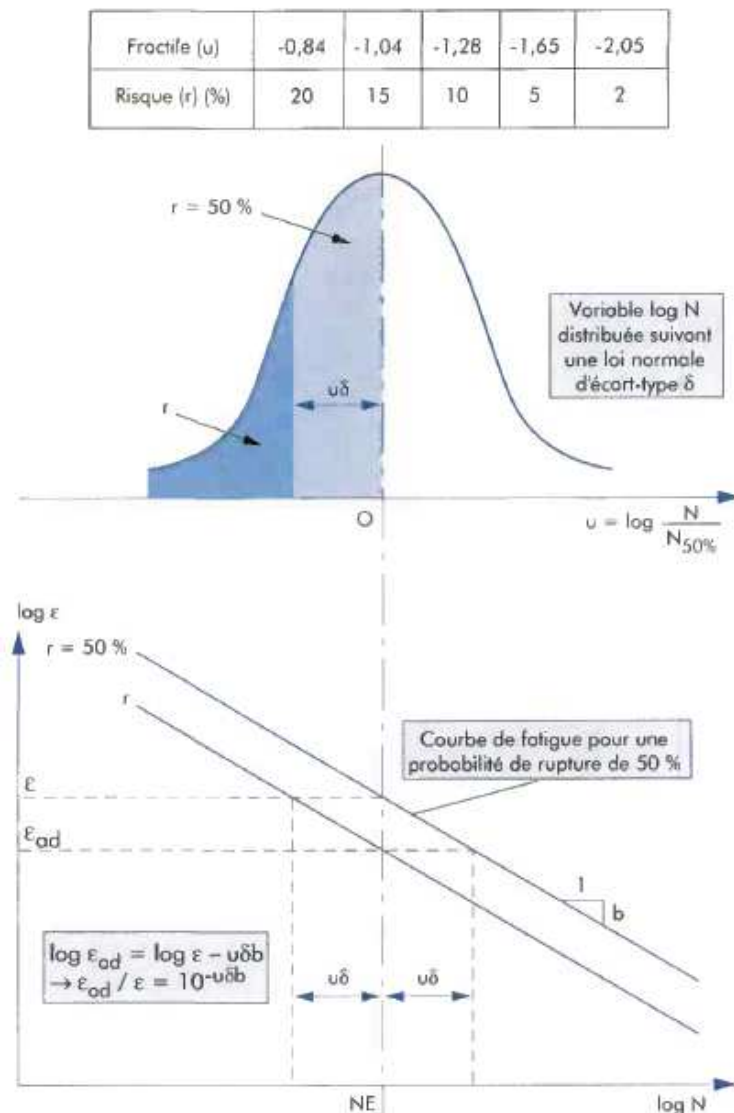


Figure II.10: Détermination de la déformation admissible (ϵ_a) à partir des résultats d'essais de fatigue (SETRA, 1994)

Cette approche probabiliste permet donc de définir la stratégie d'investissement en analysant le risque à la durée initiale de la structure de chaussée, ce qui n'est pas actuellement pris en compte lors du dimensionnement des structures d'assise ferroviaire, notamment du fait de la complexité d'intervention en cas de réfection de celle-ci.

b. Agressivité du matériel roulant

Comme mentionné précédemment, le dimensionnement routier est réalisé pour un essieu standard, à roues jumelées, de 13 t. Cependant, il est possible d'avoir sur les routes des véhicules avec une charge par essieu supérieure à la charge de référence. Ainsi, la prise en compte du trafic poids lourds permet d'intégrer la notion d'agressivité du matériel roulant (A). Cette agressivité (A) estime le surplus d'endommagement que va subir la chaussée par rapport à la charge théorique. Elle correspond donc

au dommage provoqué par un essieu de charge P par rapport à l'essieu de référence de charge P_0 . L'agressivité est donnée par la relation (Équation II-3) :

$$A = K \frac{P^\alpha}{P_0^\alpha}$$

Équation II-3

où K représente le type d'essieu (isolé, tandem, tridem) et α dépend de la nature du matériau et de la structure de chaussée. L'influence de ces paramètres sur le vieillissement de la structure est présentée dans le Tableau II.8, mettant en évidence l'importance des camions fortement chargés (tandem ou tridem) et de la vulnérabilité des structures rigides face au trafic lourd.

Tableau II.8 : Valeurs des paramètres K et α pour le calcul d'agressivité d'un essieu

	α	K		
		Essieu simple	Essieu tandem	Essieu tridem
Structures souples et bitumineuses	5	1	0,75	1,1
Structure semi-rigides	12	1	12	113
Structure en béton :				
• Dalles	12	1	12	113
• Béton armé continu	12	1	?	?

4. Discussion

a. Analyse des méthodes de dimensionnement

Pour les dimensionnements ferroviaire et routier, bien que les bases soient communes, l'approche change sur plusieurs points :

Dans le monde ferroviaire, les structures d'assises sont dimensionnées pour une durée de service minimale de 100 ans, ce qui interdit de venir augmenter les épaisseurs de sous couche en cas de nécessité. A l'inverse, la méthode française de dimensionnement routier est basée sur la probabilité qu'une dégradation survienne dans un laps de temps donné. Cette façon de faire permet d'avoir une approche technico-économique plus poussée lors des constructions routières. En effet, cela permet de