



REPARATION ET ENTRETIEN DES ROUTES EN BETON DE CIMENT

REPARATION ET ENTRETIEN DES ROUTES EN BETON DE CIMENT

Ir Claude Ployaert
Ingénieur conseil

Avec la collaboration de
Ir Luc Rens - FEBELCEM
Ing Paul Van Audenhove - CRIC

AVANT-PROPOS

La réalisation de revêtements de chaussées en béton de ciment est une technique déjà centenaire. La grande longévité des routes en béton n'est plus à mettre en évidence. De nombreux anciens revêtements sont toujours en service actuellement et prouvent que, bien conçus et bien construits, ils peuvent durer plus de 50 ans.

A l'époque, les conditions de circulation n'étaient pas comparables à celles d'aujourd'hui, les véhicules lourds étaient peu nombreux, les critères de confort, de planéité, de bruit de roulement ont également évolué, mais pourtant, ces routes existent encore et rendent de bons et loyaux services aux usagers, sans coûter très cher à leurs gestionnaires.

La conception et la réalisation des routes en béton ont suivi de nombreuses évolutions techniques et les revêtements contemporains sont, aujourd'hui, toujours capables d'offrir une durabilité exceptionnelle mais avec un confort et une sécurité répondant aux critères les plus sévères exigés.

Toutefois, sauvegarder le patrimoine et gérer le réseau en bon père de famille demandent aux gestionnaires d'investir de plus en plus dans l'entretien, la réparation ou la réfection des routes existantes.

C'est pourquoi, il nous est paru intéressant d'éditer ce document. Il s'adresse aux maîtres d'ouvrages, auteurs de projet et entrepreneurs préoccupés par la gestion d'une route en béton.

A côté d'une présentation synthétique de quelques procédés d'entretien et de réparation, une large place est consacrée aux relations de cause à effet entre les erreurs et leurs conséquences. Ce n'est, en effet, que sur la base de telles relations que sont possibles un diagnostic fondé des désordres et un choix judicieux des techniques de réparation.

Pour la rédaction de ce guide, le rapport RR CRIC 48-1978 a servi de fil conducteur. Celui-ci était issu d'un groupe de travail « entretien et réparation des revêtements en béton de ciment » animé, à l'époque, par M. R. De Paepe, Secrétaire général du Ministère des Travaux Publics et par M. K. Verhoeven, Ingénieur Civil au Centre National de Recherches Scientifiques et Techniques pour l'Industrie Cimentière.

Près de trente ans se sont écoulés depuis, et une mise à jour des techniques s'avérait donc indispensable.

Ce document comble cette lacune et doit encore évoluer au fil des expériences et chantiers vécus. Toute suggestion d'amélioration de son contenu sera donc la bienvenue.

Pour terminer, nous voudrions également remercier M. R. Buys (Robuco) et M. F. Fuchs pour leur aide et conseils à la rédaction de ce document.



Mr André Jasienski

Directeur

Promotion, Recherche & Développement
FEBELCEM

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION	1
1. ERREURS – CAUSES – CONSÉQUENCES	3
1.1. Généralités	3
1.2 Erreurs de conception	4
1.2.1 Couche de forme et fondation	4
1.2.2 Conception des revêtements en béton	5
1.2.3 Disposition et construction des joints	7
1.3 Erreurs d'exécution	8
1.3.1 Qualité, compactage et finition du béton	8
1.3.2 Défauts aux joints	10
1.4 Dégâts dus au trafic	12
1.5 Synthèse des dégâts susceptibles d'affecter les routes en béton	12
2. EVALUATION DES DEGATS ET PRINCIPES DE REPARATION	15
2.1 Fissuration	15
2.1.1 Types de fissures	15
2.1.2 Fissuration des revêtements de conception ancienne	16
2.1.3 Fissuration des revêtements de conception moderne	18
2.2 Dégâts spécifiques aux joints	20
2.3 Dégâts localisés	20
3. ENTRETIEN DES JOINTS	23
3.1 Perte d'étanchéité du joint	23
3.2 Les produits de scellement	23
3.3 Dimensions des gorges de scellement	24
3.4 Recommandations pour l'exécution du scellement	25
3.4.1 Travaux préparatoires	25
3.4.2 Scellement proprement dit	26
3.5 Durabilité d'un nouveau scellement de joint	26
3.6 Rétablissement d'un transfert de charges dans un joint	27
4. REPARATION DE DALLES FISSUREES – SCHELLEMENT DE FISSURES	28
5. REPARATION PROVISoire AU MOYEN DE PRODUITS BITUMINEUX	28
6. RECONSTRUCTION D'UNE PARTIE D'UN REVETEMENT EN BETON	29
6.1 Remplacement de dalles ou de parties de dalles sur toute leur épaisseur	29
6.2 Réparation sur toute l'épaisseur d'un revêtement en béton armé continu	32
6.3 Composition des bétons de réparation	42
6.3.1 Critères et possibilités	42
6.3.2 Composition du béton pour des réparations où la durée d'interruption du trafic n'est pas importante	42
6.3.3 Composition du béton permettant de n'interrompre le trafic que pendant une très courte durée	42
6.4 Remplacement et/ou renforcement de la fondation au moyen de béton sec compacté	47
7. REPARATION D'EPAUFRURES ET D'ECLATS	49
8. REPARATION D'ECAILLAGES	50

9. RESTAURATION DE L'UNI DE SURFACE	51
9.1 Suppression des irrégularités du profil	51
9.2 Relèvement ou stabilisation de zones affaissées	51
10. RESTAURATION DE LA TEXTURE DE SURFACE	53
10.1 Rugosité et adhérence	53
10.2 Bruit de roulement et texture de la couche de surface	54
10.3 Les traitements de surfaces	55
10.3.1 Traitement de surface par meulage au moyen de disques diamantés (micro-rainurage)	55
10.3.2 Traitement de surface par fraisage	56
10.3.3 Traitement de surface par bouchardage	56
10.3.4 Traitement de surface par grenailage	56
11. LA RENOVATION D'UNE ANCIENNE ROUTE EN BETON	57
11.1 Problématique	57
11.2 La reconstruction de séries de dalles	57
11.3 Recouvrement ou reconstruction totale ?	59
11.4 Recouvrement au moyen d'un revêtement en béton de ciment	60
11.5 Recouvrement au moyen d'enrobés bitumineux	60
11.6 Insertion d'un revêtement en béton de ciment	62
CONCLUSIONS	63
Références bibliographiques	65



La protection contre la dessiccation du béton immédiatement après sa mise en œuvre est une étape primordiale de l'exécution d'un revêtement en béton de ciment

INTRODUCTION

Un des avantages prépondérants des routes en béton de ciment est sans doute leur durabilité et l'entretien réduit qu'elles nécessitent, à condition toutefois d'être bien conçues et bien construites. A l'inverse, des erreurs de conception ou d'exécution peuvent conduire, parfois très rapidement, à des dégradations importantes devant alors être réparées à grands frais.

Deux éléments sont donc indispensables à la réussite d'une route en béton : la qualité de conception et la qualité d'exécution. A l'heure où il est régulièrement question de qualité, ces deux aspects ne peuvent en aucun cas être négligés.

Cette réputation de durabilité unanimement reconnue pour les structures en béton, ne doit toutefois pas faire oublier au gestionnaire que le maintien d'un bon niveau de service à long terme est aussi conditionné par le soin avec lequel l'entretien va être assuré, aussi faible soit-il. Déceler à temps les premiers indices d'usure et de fatigue, et appliquer en temps opportun les techniques d'entretien adaptées à la gravité et à la vitesse d'évolution du défaut, constituent toujours des actions très rentables, y compris pour les chaussées à faible trafic. Toute forme de négligence peut déboucher sur des dégradations plus ou moins sérieuses auxquelles il ne pourra être remédié qu'au prix d'interventions relativement coûteuses.

Il est donc d'une importance primordiale qu'une coordination adéquate et programmée soit établie entre les différentes phases de la vie de chaque tronçon de route, car ces dernières (conception, dimensionnement, construction, contrôle, entretien et réparation) sont indissolublement liées et ont toutes leur importance. Ceci est d'ailleurs vrai pour chaque type de réseau routier (autoroutes, routes régionales, communales ou rurales) qui chacun pose ses problèmes propres en matière de densité de circulation, de vitesse, de sécurité, de confort, de frais de construction, d'entretien et de réparation. C'est ce dernier élément qui constitue l'essentiel de la présente publication consacrée à l'entretien et aux réparations des routes en béton.

La fissuration transversale constituait le défaut le plus courant dans un ancien revêtement en béton. Suivant la conception moderne introduite il y a bientôt quarante ans, c'est-à-dire une forte réduction de la longueur des dalles, ce défaut a presque totalement disparu. Il est vrai que les joints sont devenus plus nombreux, mais les problèmes qu'ils posent ont été grandement simplifiés de par la réduction des mouvements hygrothermiques des dalles. Les matières de scellement sont donc moins sollicitées et leur entretien plus simple. Les problèmes posés par les joints peuvent d'ailleurs être totalement éliminés dans le cas de routes importantes par recours au béton armé continu.

Pour ces revêtements modernes, le problème des réparations ne se pose pratiquement plus, dans la mesure où la mise en œuvre et l'entretien sont réalisés de façon sérieuse et suivant les règles de l'art. Les réparations sporadiques qui seront encore éventuellement nécessaires se limiteront à des interventions qui, si elles sont faites à temps et judicieusement, ne seront que de faible ampleur.

La situation est cependant toute différente pour les routes plus anciennes qui ont été construites suivant des principes surannés et qui, n'ayant pas été conçues pour le trafic actuel, ne répondent plus aux normes de confort exigées par les usagers d'aujourd'hui. Ces revêtements ont souvent besoin de réparations urgentes parmi lesquelles il peut être cité : la réparation de dégradations aux joints, la stabilisation ou la remise à niveau par injection d'un coulis à base de ciment ou de résine sous le revêtement, l'amélioration des caractéristiques de surface, la rénovation générale de tout un tronçon déterminé.

Il va de soi que les principes et techniques de réparation décrits ci-après ne constituent pas des solutions universelles. Chaque tronçon routier possède des caractéristiques particulières, fonction du type de trafic qu'il supporte, du mode d'exécution et du climat, de sorte que toute comparaison doit être envisagée avec prudence.

1. ERREURS – CAUSES – CONSEQUENCES

1.1 GENERALITES

Les principaux facteurs qui conditionnent le comportement d'une route sont les suivants : la conception y compris le drainage, l'exécution, le trafic, l'entretien, les réparations.

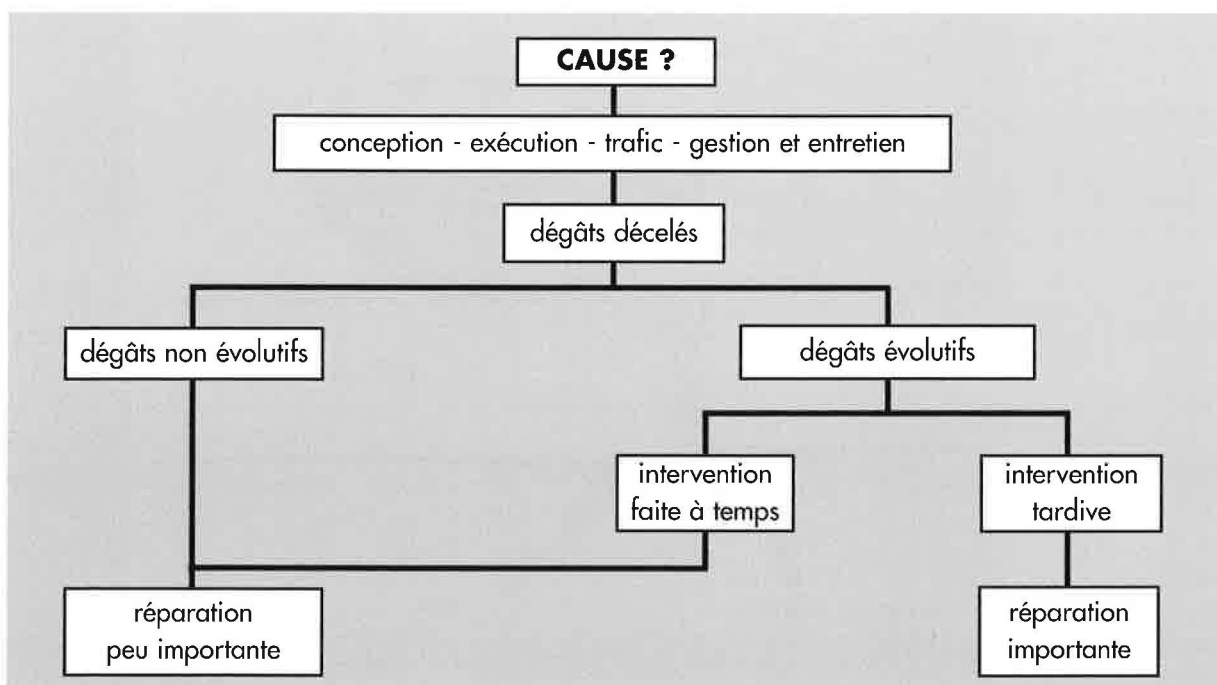
Le drainage tend à maintenir constantes les qualités de l'assiette en régularisant les caractéristiques hydrologiques du sol de fondation. Pour être efficace, il devra donc s'étendre sur une épaisseur suffisante. Il a pour but d'éviter qu'une augmentation de la teneur en eau ne diminue la portance de l'assiette et ne provoque des déformations permanentes, nuisibles au bon comportement du revêtement. Il doit également garantir le sol contre l'action du gel.

Les erreurs de conception concernant la structure du corps de chaussée (fondation, épaisseur du revêtement) sortent du cadre de cette brochure ; les dégâts qui en découlent sont d'une telle nature que leur élimination ne relève plus à proprement parler du domaine des réparations. Il faut alors soit démolir le tronçon concerné, soit confier au revêtement sous-dimensionné le rôle de couche de base pour un nouveau revêtement en béton.

Les conséquences des erreurs de conception moins grossières qui concernent par exemple la disposition des joints et leur type ou des erreurs d'exécution dues à l'ignorance ou à la négligence, peuvent apparaître rapidement. Les effets quotidiens des mouvements de bombement, les dilatations et contractions d'origine thermique, la fréquence nécessaire des entretiens, déterminent d'ailleurs les paramètres du projet qui doivent être soigneusement pris en compte. Des défauts initialement bénins peuvent évoluer, sous l'influence conjuguée du trafic et des conditions atmosphériques, vers une situation plus grave qui nécessite alors une intervention d'envergure. Il faut donc savoir distinguer clairement les types de défauts susceptibles d'entraîner des dégâts à caractère évolutif.

La longévité de la route ne sera pas mise en péril si aucune évolution défavorable n'est à craindre (fissures dues au vent, microfissures, imperfections d'uni...); par contre le confort, l'esthétique et même la sécurité peuvent en être affectés (écaillage, rugosité...). Si au contraire, une évolution des dégâts est possible, des opérations d'entretien peu importantes réalisées à bon escient peuvent y parer et ce à faible coût et sans gêne notable pour la circulation.

Il faut donc faire rapidement un diagnostic des défauts et les mettre en relation avec toutes les informations disponibles ayant trait au tronçon concerné ; disposant de toutes ces données, il est très souvent possible d'établir une relation de cause à effet entre les dégradations et les erreurs qui en constituent l'origine. Une bonne tenue des réparations n'est possible que si ce raisonnement est mené à bonne fin ; l'ordigramme suivant illustre cette marche à suivre.



1.2 ERREURS DE CONCEPTION

1.2.1 COUCHE DE FORME ET FONDATION

Des contraintes exagérées et des ruptures peuvent se produire si le revêtement est trop mince eu égard à la qualité des couches inférieures, si la chaussée est de largeur insuffisante augmentant ainsi les charges en bords de dalles, suite à une augmentation imprévue du trafic ou encore si les caractéristiques de la couche de fondation ne sont pas compatibles avec celles du sol. Dans ce cas, il y a apparition dans le revêtement d'une fissuration sauvage importante dont la réparation ne peut même pas être envisagée. Moyennant certaines précautions, l'exécution d'un recouvrement est dans ce cas la seule solution possible. Le choix et la mise en œuvre de la fondation nécessitent donc une attention toute particulière. Les fondations non liées doivent être parfaitement compactées ; les fondations liées qui sont de loin préférables à cause de leur grande résistance à un effet de pompage éventuel, doivent être convenablement dimensionnées et résistantes à l'effet d'érosion.

Des tassements uniformes plus ou moins importants peuvent toujours survenir ; ils mettent cependant rarement la tenue de la route en danger car l'effet de dalle répartit les charges tandis que le transfert des charges dans les joints facilite l'élimination des tassements.

Des tassements différentiels peuvent se présenter suite à un compactage insuffisant du sol ou de la fondation, à la présence de terrains hétérogènes et peu résistants, ... Il y a lieu de maintenir en bon état le système d'étanchéité des joints. L'injection d'un coulis de ciment sous le revêtement permet de reprendre des différences de niveau à condition d'intervenir à temps. Le resurfaçage local au moyen d'enrobés bitumineux constitue une solution très simple mais dont la durabilité est faible à cause des mouvements des dalles. Les revêtements en béton armé continu apportent une solution idéale à ces problèmes de tassements pour les routes importantes.

Des phénomènes de pompage peuvent également apparaître. Ils sont la conséquence de l'absence de transfert de charges dans les joints transversaux, de la nature et de la mauvaise qualité (e.a. érodabilité) de la couche sous-jacente et de la présence d'eau sous la dalle. Ce pompage est causé par l'effet dynamique dû au passage des essieux sur les joints transversaux ; à chaque passage d'une charge roulante, de l'eau et des granulats fins se trouvant sous la dalle sont expulsés via un joint, une fissure, un coin ou un bord de dalle (fig. 1 et 2). L'extrémité amont de la dalle est ainsi progressivement mise en porte-à-faux ; des dénivellations apparaissent et des fissures complémentaires se forment suite à l'appui insuffisant de la dalle sur son assise.

Le pompage constitue une des causes principales de dégâts secondaires (épaufures, fissures apparaissant à 1 ou 2 mètres du joint, fragmentation, etc...). Les routes de conception ancienne, construites sans fondation, avec des joints de dilatation non goujonnés, sont celles qui ont le plus à souffrir de ce défaut. Ainsi, il y a lieu aujourd'hui de toujours prévoir un transfert de charges efficace dans les joints transversaux sauf pour des routes agricoles soumises à un trafic lourd de faible intensité et où le bruit engendré par un pompage ou un battement de dalles limité n'est pas gênant.

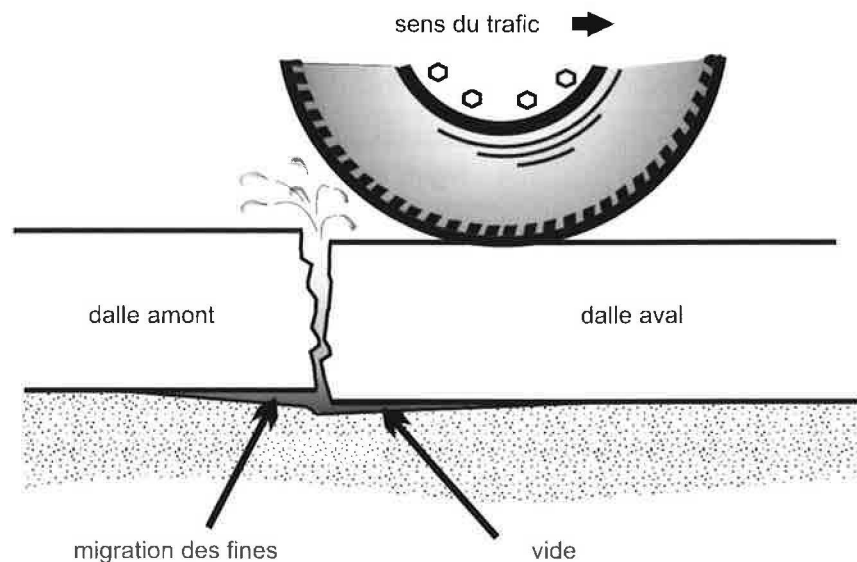


Fig. 1 – Pompage au droit d'un joint transversal et mise en marche d'escalier

Un entretien convenable du scellement des joints réalisé régulièrement et à temps peut s'avérer très efficace contre le pompage : à cette occasion, il ne faut pas négliger de réaliser la même opération aux bords longitudinaux des dalles (fig. 2). Dans les cas graves, les dalles peuvent être stabilisées et remises à niveau par injection de coulis à base de ciment ou de résine. Il y a également lieu de toujours réaliser le marquage longitudinal de bord de chaussée à l'intérieur du revêtement en béton afin d'écarter le trafic lourd du bord de dalle.

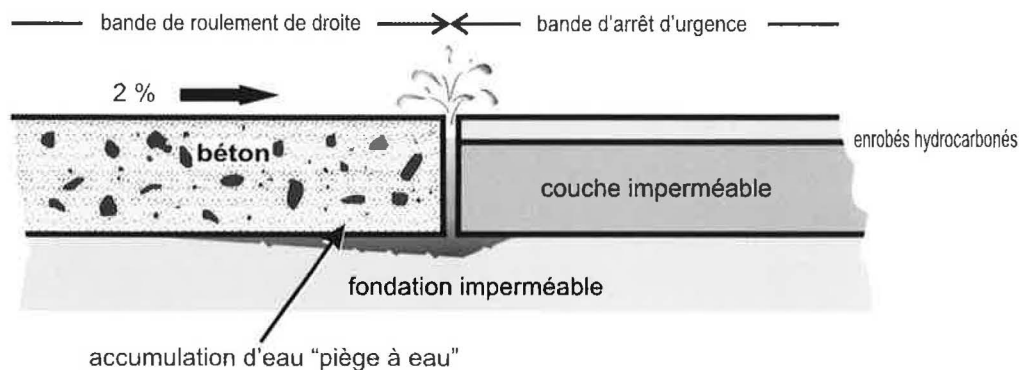


Fig. 2 – Pompage le long du joint longitudinal

1.2.2 CONCEPTION DES REVÊTEMENTS EN BETON

Anciennement et jusque dans les années soixante, les revêtements ont été réalisés suivant une conception dépassée, en particulier sur le réseau secondaire, mais aussi sur le réseau primaire. Ces revêtements étaient constitués de dalles relativement longues de 10 à 15 mètres, séparées par des joints de dilatation non goujonnés et posées sur une fondation non liée. Cette conception aboutissait à plus ou moins brève échéance à certains défauts qui ont conféré parfois une mauvaise réputation à ce type de chaussées, notamment en matière de confort et d'uni :

- fissuration au tiers central des dalles par l'action conjuguée des contraintes thermiques et des contraintes dues au trafic (fig. 3) ;
- soulèvement de dalles par flambage en période de forte chaleur (fig. 4).

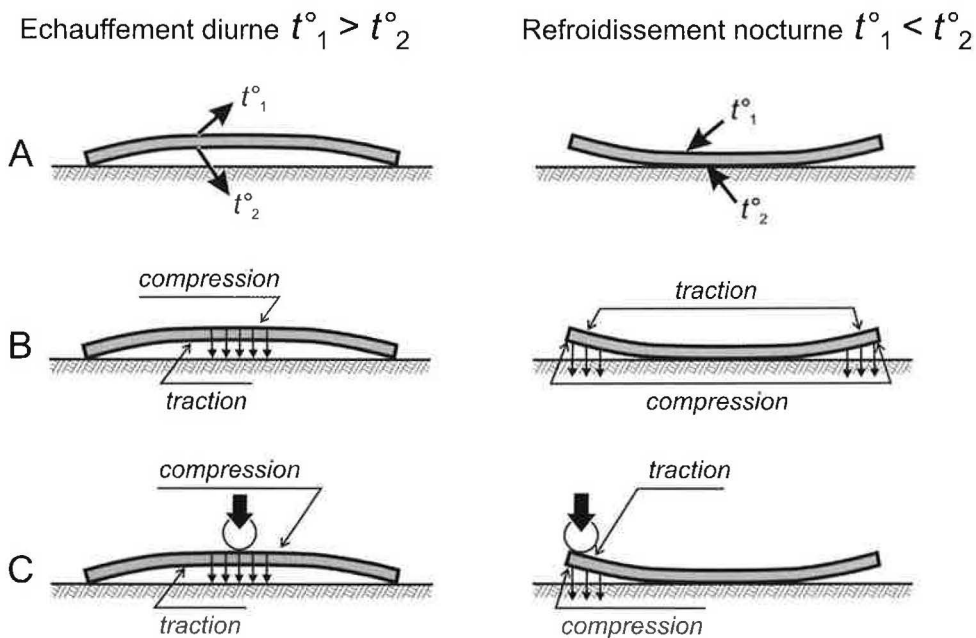


Fig. 3 – Action conjuguée des contraintes thermiques et des contraintes dues au poids propre et au trafic



Fig. 4 – Soulèvement de dalles par flambage en période de fortes chaleurs

Aujourd'hui, la conception des chaussées en béton a permis de pallier ce type de défaut dans une large mesure. Pour les chaussées en dalles de béton non armées :

- la suppression quasi généralisée des joints de dilatation en faveur des joints de retrait et la réduction de la longueur des dalles à 5 mètres au maximum ;
- à partir d'un certain niveau de trafic, l'application de fondations liées et non érodables et la mise en place de dispositifs de transfert de charges par goujonage des joints transversaux et ancrage des joints longitudinaux de flexion.

Pour les routes à trafic élevé, les autoroutes, les routes régionales importantes, la technique des revêtements en béton armé continu a été largement appliquée en Belgique depuis le début des années septante. Cette technique dont l'objectif est de maîtriser la fissuration de retrait par l'adjonction d'une armature longitudinale a permis de supprimer tous les joints de retrait. Le pourcentage d'armature est calculé de telle façon que les fissures transversales de retrait se répartissent de manière homogène et que leur ouverture reste toujours inférieure à 0,3 mm. Actuellement, et sur base de l'expérience, il est recommandé de prévoir un taux d'acier de minimum 0,75 % de la section du béton.

1.2.3 DISPOSITION ET CONSTRUCTION DES JOINTS

Les dégâts qui relèvent de cette catégorie peuvent être répertoriés comme suit.

- Fissures provoquées par la présence d'un élément étranger dans la route (taque d'égout, avaloir,...) ; la cause en est souvent le rétrécissement important que cet élément représente dans la section transversale de la dalle et qui y provoque des concentrations de contraintes ou alors, cet élément fixe empêche le retrait libre de la dalle (retrait empêché). La solution à ce problème est simple (fig. 5) : il suffit de localiser les éléments perturbateurs en bout de dalle ou de réaliser une amorce de fissuration supplémentaire à leur niveau ; l'ouverture de fissures éventuelles est aussi évitée en prévoyant quelques armatures en pourtour de l'élément étranger et en entourant l'élément par une fourrure compressible.

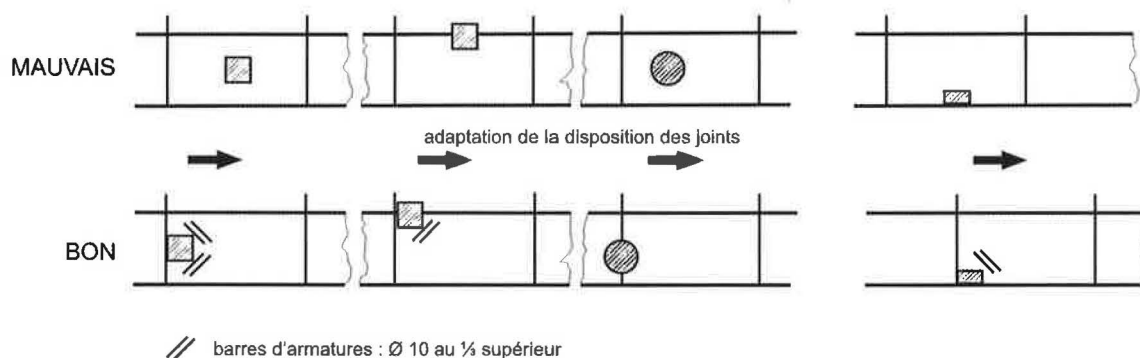


Fig. 5 – Disposition des joints autour des obstacles fixes

- Fissures provoquées par le fait que les dalles ne sont pas de formes carrées ou rectangulaires (avec un rapport dimensionnel entre la longueur et la largeur compris entre 1 et 1,5) ; la cause en est la fragilité des angles aigus sous trafic (fig. 6).

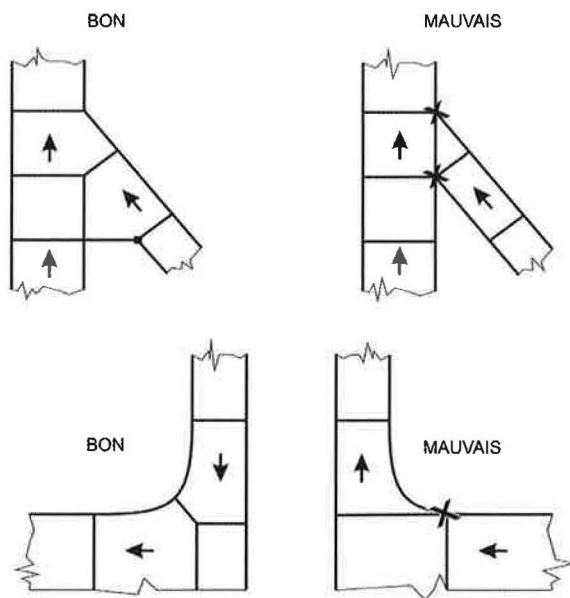


Fig. 6 – Disposition correcte et incorrecte des joints de retrait

- Soulèvement d'un revêtement souple au raccord avec un revêtement de béton si on n'a pas prévu de joints de dilatation ou de culées d'ancrage.
- Effet de poussée au vide dans des courbes de faible rayon en l'absence de joints de dilatation de part et d'autre de ces zones ; l'emploi de deux ou trois joints de dilatation (avec fourrure compressible de 2 cm d'épaisseur) à l'entrée et à la sortie de tels virages supprime un tel inconvénient.

1.3 ERREURS D'EXECUTION

1.3.1 QUALITE, COMPACTAGE ET FINITION DU BETON

Une mauvaise qualité du béton est normalement imputable à un facteur E/C (eau/ciment) trop élevé ; ceci provient généralement d'une mauvaise granularité, d'un surdosage en sable, d'une ouvrabilité trop forte, d'une teneur en ciment trop faible ou d'un serrage inadéquat. Lors de la mise en œuvre du béton, un surplus d'eau est ainsi ramené à la surface du revêtement dont la porosité est dès lors plus forte que dans la masse : ceci risque d'entraîner un écaillage généralisé plus ou moins profond, la formation de fissures de retrait, des épaufrures aux bords des dalles, une résistance insuffisante, etc...



Fig. 7 – Affaissement du bord de dalle par ressuyage du béton à l'état frais

D'autres causes possibles de mauvaise qualité du béton peuvent encore être citées, comme la forte teneur en fines du granulat, l'utilisation d'un sable de mauvaise granularité (sable fin – module de finesse trop faible ou sable de concassage – forme des grains), la présence d'impuretés dans les granulats, l'utilisation de pierres plates, la ségrégation ou la dessiccation durant le transport, etc...

Une attention toute particulière doit être portée à la protection du béton frais au moment de la finition de la surface de la route.

- Pulvériser à temps et en quantité suffisante un produit de curc (curing compound) de bonne qualité est extrêmement important afin d'éviter l'apparition de fissures de retrait, de fissures dues au vent et une diminution importante de la qualité du béton en surface (fig. 8). Une autre possibilité est la pose d'une membrane plastique.
- Le béton frais doit être protégé contre les précipitations afin de conserver sa texture superficielle ; de plus, une pluie intense peut provoquer des affaissements de bords du béton posé entre coffrages glissants.

L'action des sels de déneigement peut provoquer un écaillage plus ou moins important lorsque le béton est poreux en surface par suite d'un manque de protection, de l'utilisation d'un excès d'eau de gâchage, de l'arrosage de la surface du béton frais, du replâtrage de petites zones (surtout près des joints) au moyen de mortier (fig. 9). De façon générale, les replâtrages superficiels à l'eau ou au mortier destinés à cacher des défauts de mise en œuvre doivent être rigoureusement interdits !

Fig. 8 – Fissures de retrait en phase plastique suite à une protection inefficace du béton contre la dessiccation



Fig. 9 – Dégâts localisés du béton suite au replâtrage manuel de celui-ci. A remarquer aussi la mauvaise disposition des joints par rapport à l'obstacle fixe



Le gel du béton non encore durci peut également fortement affecter la qualité de celui-ci. L'eau pure et libre se congèle à 0°C avec une augmentation de volume de 9 %. Tout comme les tuyauteries éclatent sous l'action du gel par l'expansion de leur contenu, le béton est détruit par l'augmentation du volume de l'eau gelée. Deux cas sont à distinguer :

- quand l'eau gèle lorsque le béton n'a pas encore fait sa prise (béton frais) ; la dilatation peut être facilement reprise par le béton encore plastique ; dans ce cas, le béton s'élève hors du coffrage et par conséquent, après durcissement, la qualité du béton est très mauvaise car le béton est insuffisamment serré (compacté) ;
- quand l'eau gèle lorsque le béton a fait prise mais est encore très jeune ; la résistance développée est trop faible pour que le béton puisse reprendre les contraintes de traction provoquées par le gel en formation et la différence de température entre la surface et l'intérieur ; la surface va inmanquablement s'écailler (fig. 10).



Fig. 10 – Filet d'eau dont le béton a gelé à l'état frais et carotte extraite de ce filet d'eau : dégâts irrécupérables



1.3.2 DEFAUTS AUX JOINTS

Les dégâts cités ci-après sont directement liés à la construction des joints. Les dégâts consécutifs à un entretien tardif ou inadéquat de ces derniers peuvent également y être associés.

- Joints de dilatation : de par leur conception même, ces joints peuvent être à l'origine de nombreuses dégradations :
 - soulèvement d'une dalle par suite de l'inclinaison de la fourrure ; le goujonnage de celle-ci est indispensable même sur les routes à faible trafic (fig. 11a) ;
 - éclatement ou écrasement du béton aux abords du joint lorsque la fourrure ne s'étend pas jusqu'au bord du revêtement ou ne repose pas sur la couche sous-jacente (fig. 11b et 12) ;
 - formation de fissures erratiques au-dessus de la fourrure si une coiffe ne la surmonte pas (fig.11c) ou si la gorge, par meulage, n'a pas été sciée à temps ;
 - formation de fissures dans le béton au bout des goujons s'ils ne sont pas munis de capuchons remplis de graisse (fig. 11d) ;
 - blocage des mouvements du joint si les goujons ne sont pas placés correctement ;
 - éclatement des lèvres du joint à cause de la présence de corps durs dans la saignée lorsque l'entretien laisse à désirer (fig. 11e) ;
 - épaufrures des lèvres du joint ou expulsion de la matière de scellement lorsque la saignée est trop étroite.

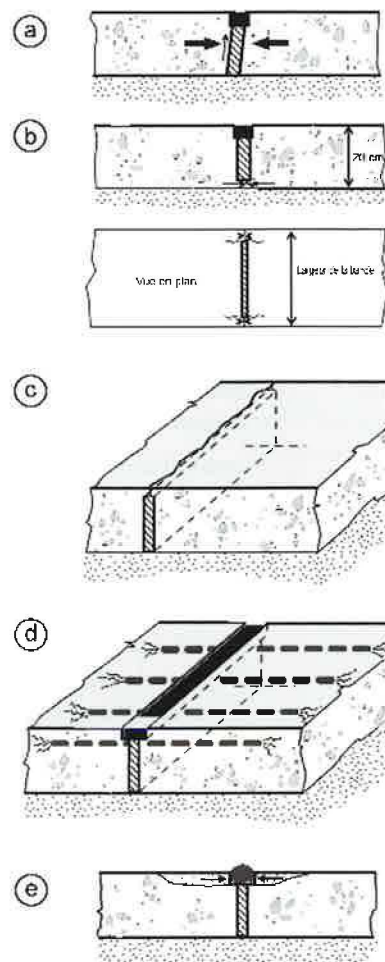


Fig. 11 – Défauts possibles aux joints de dilatation

- Joints de retrait : la conception même et l'exécution mécanisée de ce type de joint a pratiquement éliminé la possibilité de défauts typiques à leur endroit. Ceux qui malgré tout apparaissent encore parfois relèvent des causes possibles suivantes :
 - épaufrures des lèvres du joint dues à un sciage prématuré (béton encore trop frais) ;
 - sciage tardif de l'amorce de fissuration ;
 - sciage trop peu profond (il est recommandé de scier au moins 1/3 de l'épaisseur de la dalle) ;
 - dans le cas de joints non sciés, manque de soin lors du lissage des lèvres à l'endroit où la fourrure a été introduite dans le béton frais ou fourrure trop peu enfoncée ;
 - blocage du joint à cause de l'utilisation de goujons non enduits, mal situés ou posés sur des berceaux soudés aux goujons (fig. 13).



Fig. 12 – Eclatement du béton aux abords d'un joint de dilatation dû au fait que la fourrure ne s'étendait pas jusqu'au bord du revêtement

Fig. 13 – Fissuration par blocage du joint suite à des goujons mal placés ou par sciage tardif



- Joints de fin de journée : en fin de journée ou lors de reprises de bétonnage, le soin fait souvent défaut alors que la finition du travail est délicate. Lorsque la machine à coffrages glissants ne peut assurer elle-même le serrage et la finition du béton, il arrive qu'on utilise sans discernement du mortier pour fermer la surface ou du béton qui n'est pas correctement compacté au moyen d'aiguilles vibrantes. Le soulèvement et la désagrégation des lèvres du joint ne tardent pas alors à se manifester sous l'effet des inévitables mouvements de dilatation et ce qu'il s'agisse d'un revêtement en béton discontinu ou d'un béton armé continu (fig. 14).

Fig. 14 – Dégâts à un joint de fin de journée



- Joints longitudinaux : il y a tout d'abord lieu de faire une distinction entre les joints longitudinaux de flexion réalisés entre bandes contiguës bétonnées simultanément et les joints longitudinaux de construction réalisés entre bandes contiguës bétonnées successivement. Ces derniers sont de réalisation plus délicate et sont donc plus faibles, les défauts y sont plus fréquents. Une ouverture du joint longitudinal, c'est-à-dire une séparation des voies adjacentes, peut être observée suite à l'absence de barres d'ancrages, à la corrosion de ces barres, à un mauvais ancrage ou au cisaillement de celles-ci. Les joints longitudinaux qui se trouvent dans les chemins de roulement du trafic ou dans des virages serrés sont très sensibles à ce phénomène (fig. 15). Dans le cas de revêtements en béton armé continu, des éclatements localisés sont parfois observés le long d'un joint suite à la corrosion de l'armature longitudinale la plus proche (fig. 16). Ceci a heureusement lieu après de nombreuses années de service et trouve son origine principale dans un défaut d'entretien du scellement du joint.



Fig. 15 – Joint longitudinal ouvert



Fig. 16 – Eclatement le long d'un joint longitudinal

1.4. DEGATS DUS AU TRAFIC

Des dégâts importants (fractures de dalles) peuvent être causés aux revêtements de chaussées locales en y détournant un trafic dense et lourd pour lequel ils n'ont pas été conçus.

Par ailleurs, suite à l'action d'un trafic intense, la surface peut paraître lisse, polie et lustrée si le béton contient des matériaux pierreux polissables (gravillons calcaires).

1.5. SYNTHESE DES DEGATS SUSCEPTIBLES D'AFFECTER LES ROUTES EN BETON

Les tableaux 1 à 4 ci-après fournissent un aperçu général des relations de cause à effet concernant les dégâts les plus graves et pouvant survenir à des revêtements en béton.

Tableau 1 - Dégradations possibles suite à des erreurs de conception

CONCEPTION	
Causes	Conséquences
Absence ou insuffisance de fondation et/ou épaisseur insuffisante de la dalle	Fissures de coins de dalles Fissuration généralisée et fragmentation
Fondation insuffisante et/ou tassement du sous-sol (aggravé éventuellement par l'absence de transfert de charges)	Tassement différentiel ou généralisé du tronçon allant de pair avec une fissuration abondante
Fondation non liée (avec en plus absence de goujons et mauvaise étanchéité du joint)	Pompage puis apparition de fissures secondaires
Drainage insuffisant, accumulation d'eau sous la dalle	Pompage aux bords des dalles, dénivellations, affaissement des coins de dalles, punch-out
Longueur des dalles inadaptée	Fissures transversales
Absence d'ancrage dans le joint longitudinal	Ouverture du joint longitudinal

Tableau 2 - Dégradations possibles suite à des erreurs d'exécution

EXECUTION	
Causes	Conséquences
Mauvaise qualité du béton et/ou mauvaise ouvrabilité Serrage insuffisant Excès de mortier	Nids de gravier et/ou désagrégation du béton Surface mal fermée Écaillage
Compactage insuffisant des remblais	Tassements locaux Fissuration des dalles flottantes
Absence de protection efficace du béton frais	Fissures de retrait Écaillage généralisé ou localisé (sensibilité aux sels de déneigement)
Absence de protection contre la pluie et les refroidissements nocturnes (éventuellement le gel) Bétonnage pendant les canicules	Délavage du béton, disparition de la texture de surface, écaillage Fissures de retrait
Finition négligée	Irrégularités de surface
Finition insuffisante des joints Goujons mal placés Joints décalés	Epaufrures et désagrégation des lèvres des joints Fissures transversales – joints bloqués Fissures de sympathie
Sciage tardif de l'amorce de fissuration Profondeur de l'amorce de fissuration du joint transversal ou longitudinal trop faible	Fissures transversales ou longitudinales
Largeur insuffisante de la saignée du joint	Expulsion de la matière de scellement – infiltration d'eau
Manque d'étanchéité des joints (matière de scellement, remplissage)	Epaufrures des lèvres des joints – infiltration d'eau sous la dalle
Texture de surface insuffisante ou irrégulière	Manque de rugosité Niveau de bruit dérangent



Square des Latins , 1938

Revêtements en béton dans le quartier de Boondael à Ixelles toujours en service après plus de 70 ans.
(photos : juillet 2006)



Rue des Egyptiens, 1935

Tableau 3 - Dégradations possibles suites au trafic

T R A F I C	
Causes	Conséquences
Mise en service du revêtement trop rapide (souvent trafic de chantier)	Fissures transversales et de coins
Détournement sur des routes de faible importance	Fissuration sauvage Déstabilisation et affaissement des dalles

Tableau 4 - Dégradations possibles suites à des erreurs d'entretien

E N T R E T I E N	
Causes	Conséquences
Absence ou insuffisance d'entretien des masses de scellement	Infiltration d'eau et pompage Formation de fissures secondaires Epaufures des lèvres des joints
Réparation tardive de petites détériorations des lèvres des joints	Evolution progressive des détériorations jusqu'à la formation de dégâts requérant des réparations importantes



Exécution soignée d'un joint de fin de journée dans le cas d'un revêtement en dalles de béton goujonnées

2. EVALUATION DES DEGATS ET PRINCIPES DE REPARATION

Dans les chapitres précédents, les causes des dégâts possibles aux revêtements en béton et les moyens de les éviter ont été mis en évidence par une connaissance précise du comportement de la route, une conception adaptée et une exécution soignée.

Dans ce chapitre, ces éléments sont utilisés comme données de base dans la recherche de méthodes de réparation susceptibles de garantir l'augmentation de la durée de vie souhaitée du revêtement. L'accent sera mis également sur le caractère évolutif de la plupart des dégâts, et donc sur la nécessité de les déceler, les évaluer et les réparer rapidement.

Dès l'abord, il faut faire la différence entre les revêtements de conception ancienne et récente, particulièrement lorsqu'il s'agit de fissures. Pour les revêtements de conception ancienne, il est rarement possible d'éliminer les causes profondes de dégradations par des interventions simples (conception surannée et caractéristiques du trafic modifiées). La seule solution est donc de tenter d'allonger plus ou moins la durée de vie du revêtement en améliorant ses qualités de surface. Pour les revêtements de conception récente, la cause des dégradations réside le plus souvent dans des défauts d'exécution. Il est évident que la réparation doit alors s'attaquer à la cause du mal pour restituer à la route ses caractéristiques initiales.

2.1 FISSURATION

2.1.1 TYPES DE FISSURES

Les fissures transversales sont généralement causées par des influences externes comme la température, l'hygrométrie et le trafic. Les contraintes qui apparaissent dans les dalles sont fonction de nombreux facteurs parmi lesquels leur épaisseur, leur longueur, la grandeur et la vitesse des variations de température, le retrait, le frottement de la dalle sur sa fondation, etc... De nombreuses erreurs d'exécution énumérées dans le § 1.3 renforcent l'influence de ces facteurs.

Les fissures longitudinales se présentent plus rarement que les précédentes. Elles peuvent être produites par les gradients thermiques, les mouvements du sol dus aux variations d'humidité, les variations de portance de la fondation (élargissement de routes existantes) ou du sol, etc...

Les fissures de coins de dalles sont la plupart du temps causées par un dimensionnement inadéquat et/ou l'action de charges d'essieux imprévues, par un support insuffisant de la dalle (pompage latéral), ou enfin par l'absence ou l'insuffisance de transfert de charges dans les joints. Un stade avancé de pompage, avec éjections de matériaux fins de la couche sous-jacente, aggrave le risque de fissuration de coins.

Les fissures dues au vent trouvent leur origine au stade de l'exécution (fissures de retrait plastique). Elles n'ont généralement que quelques centimètres de profondeur et évoluent peu. Dans certaines circonstances cependant, par exemple en cas de sciage tardif, elles peuvent jouer le rôle d'amorce de fissuration.

2.1.2 FISSURATION DES REVÊTEMENTS DE CONCEPTION ANCIENNE

Les revêtements de conception ancienne sont en général inadaptés au trafic actuel mais rendent, néanmoins, toujours d'excellents services. Les fissures qu'on y trouve ont généralement déjà beaucoup évolué (désagréments, dénivellations...) à cause du manque d'entretien ; d'autres fissures, plus récentes, sont dues au phénomène de fatigue (gradient thermique et trafic). Si la réparation de ces dernières peut être effectuée très simplement par fraisage et scellement d'une saignée qui suit leur tracé, celle des fissures plus anciennes est généralement plus difficile à cause de la formation de dégâts secondaires.

Conception

Longueur des dalles : surtout dalles longues (jusqu'à 10 m et même plus).

Épaisseur : 20 cm (parfois 23 cm).

Fondation : inexistante ou non liée.

Joints transversaux : joints de dilatation (non goujonnés).

Joints longitudinaux : joints de construction sans ancrage, avec ou sans emboîtement.

Fissures constatées : voir fig. 17.

Entretien : l'état de la matière de scellement laisse grandement à désirer.

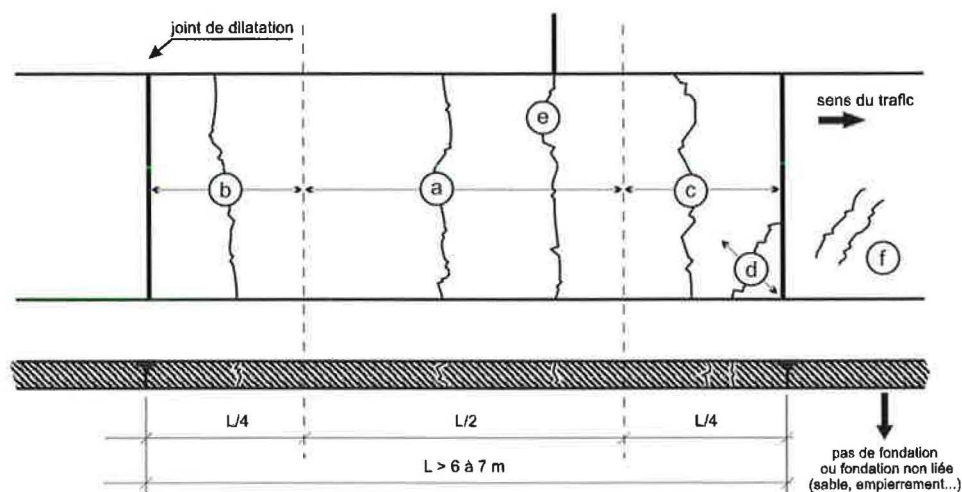


Fig. 17 – Types de fissures susceptibles d'apparaître dans des routes en béton de conception ancienne



Fig. 18 – Exemple de fissure dans un revêtement ancien (joint décalé – fissure de sympathie) et exemple d'évolution d'une fissure (épaufrures et désagrégation des lèvres)

Evaluation des dégradations et procédés de réparation applicables

Le tableau 5 donne un aperçu des causes les plus probables des types de fissures décrites à la fig. 17. Comme il s'agit d'anciennes routes, il y a le plus souvent eu évolution des fissures ; les réparations devront donc être plus importantes que si une intervention avait pu être réalisée à temps. Les procédés de réparation qui sont développés au tableau 5 ne sont d'application que pour des dégradations assez localisées ; si ces dernières sont étendues, il sera plus logique, au point de vue technique comme au point de vue économique, de renouveler une série de dalles ou de renforcer l'entièreté du tronçon. On se reportera à ce sujet au chapitre 11 « La rénovation d'une ancienne route en béton ».

Tableau 5 - Routes en béton de conception ancienne, évaluation des dégradations et procédés de réparation applicables

Type de fissuration	Causes les plus probables	Evolution des dégâts	Réparation
a + (b+c+d)	<ul style="list-style-type: none"> - sous-couche de portance insuffisante, drainage insuffisant - épaisseur de la dalle insuffisante 	apparition de fissures erratiques et fragmentation	<ul style="list-style-type: none"> - remplacement de une ou plusieurs dalles (6.1 ou 11.2) avec renforcement de la fondation (6.4) - recouvrement ou reconstruction (11.2 ou 11.3)
a	dalles trop longues	<ul style="list-style-type: none"> - épaufrures et désagrégation des lèvres des fissures - mise en marche d'escalier à cause du pompage 	<ul style="list-style-type: none"> - transformation en joint : création d'une réserve et scellement (4) - stabilisation du revêtement par injection (9.2) - reconstruction de parties de dalles (6.1)
b	pompage (la fissure constitue un dégât secondaire consécutif à la mise en porte-à-faux)	<ul style="list-style-type: none"> - épaufrures et désagrégations des lèvres des fissures - nouvelle fissure dans la zone a à cause du pompage à la fissure initiale - fragmentation (fissures longitudinales) 	reconstruction de parties de dalles ou de dalles entières (6.1 ou 11.2) avec renforcement de la fondation (6.4)
c	cas moins fréquent; peu de causes caractéristiques <ul style="list-style-type: none"> - défaut local de portance - pompage secondaire - qualité du béton et/ou mise en oeuvre 	<ul style="list-style-type: none"> - épaufrures et désagrégations des lèvres des fissures - fragmentation - fissures de coin 	reconstruction de parties de dalles (6.1) avec éventuellement renforcement de la fondation (6.4)
d	<ul style="list-style-type: none"> - pompage le long du joint longitudinal - portance insuffisante - pont de béton dans le joint de dilatation 	<ul style="list-style-type: none"> - effet secondaire du pompage au travers du joint - fragmentation 	reconstruction de parties de dalles (6.1) avec renforcement de la fondation (6.4)
e	joints décalés de la dalle ou du filet d'eau adjacent (fissure de sympathie)	<ul style="list-style-type: none"> - épaufrures et désagrégations des lèvres des fissures - pompage secondaire 	reconstruction de parties de dalles (6.1)
f	protection insuffisante du béton frais (fissures de retrait plastique)	généralement aucune	—

2.1.3 FISSURATION DES REVETEMENTS DE CONCEPTION MODERNE

Il faut faire une distinction entre deux conceptions différentes :

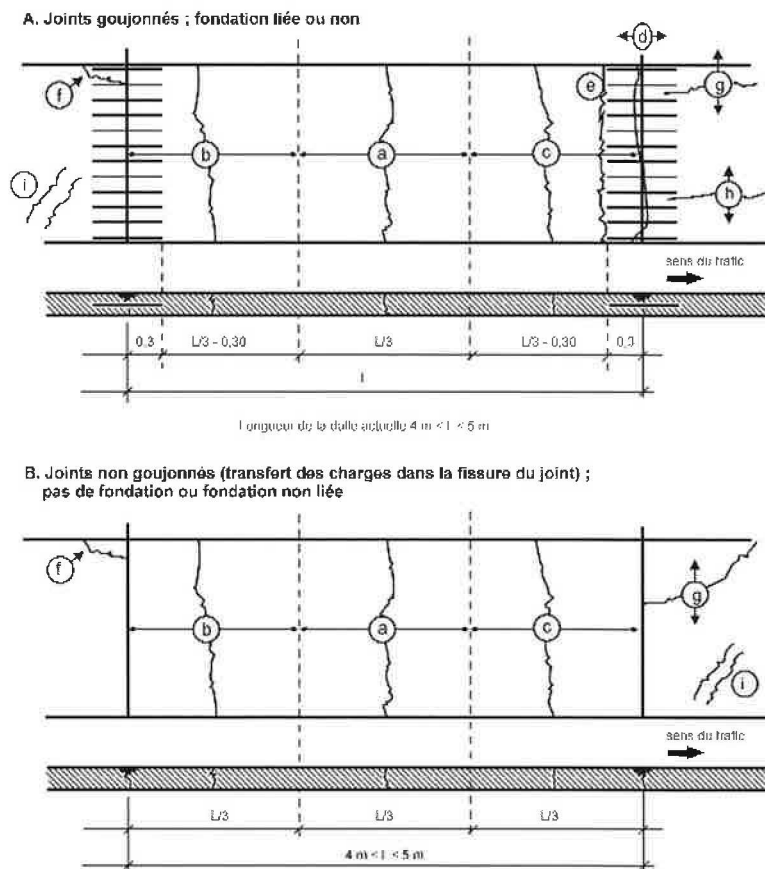
- A.** Les routes importantes supportant un trafic lourd ainsi que les routes communales. Un système de transfert des charges par goujons est jugé indispensable dans les joints et la fondation est soigneusement dimensionnée (au minimum une fondation en empierrement, ou mieux une fondation liée comme du béton maigre).
- B.** Les routes moins importantes (routes agricoles, pistes cyclables) avec un trafic lourd sporadique. Le transfert des charges est assuré par l'engrènement des granulats du béton dans la fissure du joint à condition que ses mouvements d'ouverture soient suffisamment limités (dalles courtes de 4 à 5 m).

Conception

- Longueur des dalles : généralement courtes (4 à 5 m voire 6 m dans certains cas).
- Épaisseur : **A** : 20 à 23 cm pour les routes importantes.
B : 16 à 20 cm pour les routes moins importantes.
- Fondation : **A** : empierrement, béton maigre, fondation stabilisée et éventuellement une couche intermédiaire (5 cm) en enrobés hydrocarbonés.
B : aucune (chemins ruraux, certains chemins communaux...) ou sable, empierrement.
- Joints transversaux : joints de retrait goujonnés ou non.
joints de dilatation aux endroits singuliers (virages, croisements, ouvrages d'art).
- Joints longitudinaux : joint de construction avec ou sans ancrage, éventuellement liaison par emboîtement et/ou joint de flexion avec ancrages.
- Fissures constatées : voir fig. 19.

Evaluation des dégradations et principes de réparation applicables

Le tableau 6 donne les principes de réparation relatifs aux types de fissures mentionnés à la fig. 19 et qui peuvent se présenter dans les deux conceptions normales de routes en dalles de béton. Les



erreurs les plus courantes sont le sciage tardif de l'amorce de fissuration des joints de retrait, un sciage trop peu profond et le manque de soin dans la protection du béton frais. Ainsi qu'il apparaît à la colonne 3, la réparation se limite le plus souvent au scellement d'une saignée fraisée à l'endroit de la fissure. Ceci n'est évidemment possible que lorsque cette dernière n'est que peu ou pas active et qu'on est certain que la fondation ne posera pas de problèmes. De plus, d'autres types de fissures ne peuvent se présenter dans la même dalle. Les procédés de réparation cités dans les colonnes 3 et 5 seront explicités dans les paragraphes des chapitres qui suivent.

Fig. 19 – Types de fissures susceptibles d'apparaître dans des routes en béton de conception moderne

Tableau 6 - Routes en béton de conception moderne, évaluation des dégradations et procédés de réparation applicables

	Type de fissuration	Causes les plus plausibles	Réparations légères (intervention rapide)	Evolution des dégâts	Réparations lourdes (intervention tardive)
Conception A et B	a + (b+c)	- tassements différentiels - épaisseur insuffisante de la dalle	fraisage + scellement (4) + stabilisation éventuelle par injection (9.2)	- épaufrures et désagrégations ; pompage - fissuration erratique et fragmentation	reconstruction de dalles (6.1 ou 11.2) + renforcement de la fondation (6.4)
	a ou b ou c	- sciage tardif - retrait (protection insuffisante du béton frais) - joint de fin de journée décalé ou fissure de sympathie	fraisage + scellement (4)	- épaufrures et désagrégations - fragmentations entre b et le joint - pompage par érosion de la fondation - fissuration erratique	reconstruction de dalles (6.1 ou 11.2) + renforcement de la fondation (6.4)
	f	pont de béton dans le joint	fraisage + scellement (4)	morcellement progressif	reconstruction de parties de dalles (6.1)
	g	amorce de fissuration du joint longitudinal insuffisante (généralisé)	fraisage + scellement (4)	- épaufrures et désagrégations - fragmentation entre f et le joint longitudinal	reconstruction de parties de dalles (6.1)
	i	protection insuffisante du béton frais (fissures de vent)	éventuellement imprégnation (8)	écaillage suite au gel en présence de sels de déverglaçage	éventuellement imprégnation (8)
Conception A	a	dalles trop longues (> 6 à 7 m)	fraisage et scellement (4)	- épaufrures et désagrégations - pompage par érosion de la fondation	reconstruction de parties de dalles (6.1) et éventuellement renforcement de la fondation (6.4)
	d	sciage tardif	fraisage et scellement (4)	épaufrures et désagrégations	reconstruction de parties de dalles (6.1)
	e	joint bloqué par les goujons	fraisage et scellement (4)	épaufrures et désagrégations	reconstruction de parties de dalles (6.1)
	h	fatigue locale à cause du bombement transversal et de la circulation (au départ d'un joint longitudinal très actif)	fraisage et scellement (4)	fragmentation entre a, b, c et h	reconstruction de parties de dalles (6.1)
Conception B	a	portance insuffisante (sol de fondation localement très mauvais)	- temporairement fraisage et scellement (4) - démolition et reconstruction des dalles (11.2)	- épaufrures et désagrégations - fragmentation - pompage	reconstruction de parties de dalles (6.1 ou 11.2)
	b	pompage au joint	temporairement fraisage et scellement (4)	- dénivellation - épaufrures et désagrégations - fragmentation	reconstruction de parties de dalles (6.1 ou 11.2)
	a ou b ou c	dalles trop longues (> 6 m)	fraisage + scellement (4)	épaufrures et désagrégations	- scellement + éventuellement mortier à base de liant hydraulique modifié (4 + 7) - reconstruction de parties de dalles (6.1)

2.2 DEGATS SPECIFIQUES AUX JOINTS

Le scellement inadéquat constitue la cause principale de dégradations aux joints, de même d'ailleurs qu'aux fissures dont il a été question aux paragraphes précédents. L'insuffisance de scellement peut être la conséquence soit d'un mauvais dimensionnement de la saignée, dans laquelle même une bonne masse de scellement ne peut remplir son rôle, soit de l'utilisation d'une mauvaise matière de scellement, soit encore d'un remplissage mal effectué voire réalisé trop tôt (avant ouverture du joint) ou d'un entretien déficient des joints. Les conséquences possibles d'un mauvais scellement sont les suivantes : épaufrures et désagréments des lèvres du joint causées par la présence de corps durs qui ont pu s'y introduire, infiltration d'eau dans le joint avec les risques de pompage que cela entraîne, souillures des dalles par la matière de scellement expulsée de la saignée, etc..

Les techniques de réparation suivantes peuvent être envisagées :

- traitement local des désagréments à l'aide de mortiers à base de liants hydrauliques modifiés ou à base de résines (7) ;
- démolition et reconstruction partielle des dalles (6.1) si la désagrégment est accompagnée de fissuration ;
- injection sous les dalles (9.2) dans le but d'éliminer les dénivellations.

D'autres défauts accidentels ou systématiques sont dus à des erreurs d'exécution et ont déjà été mentionnés au paragraphe 1.3.2. La méthode de réparation qui s'indique est souvent la démolition et la reconstruction des parties de dalles proches des joints.



Fig. 20 – Nouveau scellement des joints d'une ancienne route en béton

2.3 DEGATS LOCALISES

En plus de l'apparition de fissures et de dégâts aux joints, d'autres défauts peuvent encore affecter les revêtements en béton. Ils se présentent en des points caractéristiques du tracé ou correspondent à des incidents d'exécution, tels que la formation accidentelle d'empreintes à la surface du béton frais ou d'irrégularités dans la texture superficielle du revêtement. Le tableau 7 résume les causes les plus probables et les procédés de réparation à utiliser pour corriger de tels défauts.

Les fissures multidirectionnelles se présentant sous forme d'un micro faïencage et qui résulte de la pathologie complexe qu'est la réaction alcalis-silice ne sont pas traitées dans ce document. En effet, ce type de dégâts est, aujourd'hui, facilement maîtrisé grâce à l'utilisation généralisée de ciment à teneur limitée en alcalis (ciment LA conforme à la norme NBN B12 — 109).

Tableau 7 - Examen des dégradations localisées

Défauts localisés	Causes	Procédés de réparation
fissures amorcées par des éléments étrangers (taques d'égouts, avaloirs.....)	réduction de la section de béton et apparition de concentrations de contraintes	- fraisage et scellement de la fissure (4) - éventuellement démolition partielle (6.1)
trous et désagrégations dus à la présence de matériaux étrangers dans le béton	- inclusion de matières étrangères - matériaux gélifs	mortier à base de liant hydraulique modifié ou de résine (7)
empreintes en surface du béton frais	diverses (voitures, vélos, piétons, animaux, ...)	mortier à base de liant hydraulique modifié (7)
soulèvement d'un revêtement hydrocarboné au droit d'un raccord avec un revêtement de béton	absence de joints de dilatation ou de culée d'ancrage dans le revêtement de béton	- rabotage de l'asphalte - éventuellement réalisation de quelques joints de dilatation à l'extrémité du revêtement en béton
défaut de planéité localisé ou généralisé	- mise en œuvre et finition défectueuses - réalisation des joints de fin de journée - tassement du sous-sol	- restauration de l'uni (10.3) - stabilisation et relèvement par injection (9.2)
écaillage généralisé ou localisé	- béton superficiel de mauvaise qualité à cause d'une protection insuffisante - replâtrage	- imprégnation (8) préventive - bouchardage local (10.3)
défaut local dans un revêtement en béton armé continu	serrage insuffisant au-dessus ou en dessous des armatures	reconstruction locale (6.2)
rugosité insuffisante	- texture insuffisante - emploi de granulats polissables	traitement de surface (10.3)



Fig. 21 – Empreintes en surface du béton frais

N2 - Leuven Diest (entre Tielt-Winge et Assent)

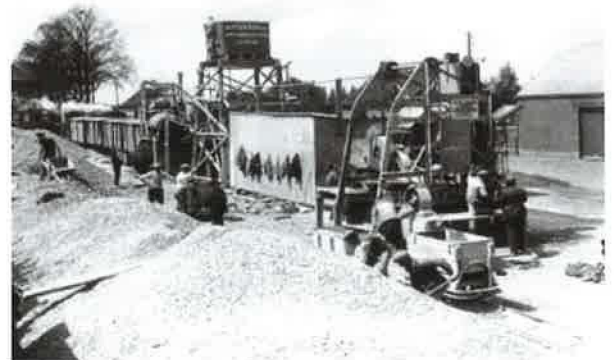
Il s'agit de la première application en Belgique d'un recouvrement en dalles de béton de ciment armées de 18 cm d'épaisseur, réalisé en 1960

Photos : mai 2007



L'ancienne route était constituée de dalles en béton d'épaisseur variable, de 18 cm à l'axe, avec hanches épaissies jusqu'à 23 cm. Elle a été construite en 1933-34.

Photos : archives FEBELCEM - mai 1934



3. ENTRETIEN DES JOINTS

Au cours des chapitres précédents, l'impérieuse nécessité d'entretenir les joints a été maintes fois mise en évidence. Ceci vaut pour la grande majorité des routes existantes, il n'existe qu'un nombre limité de cas pour lesquels des joints non scellés peuvent convenir ; il s'agit des routes secondaires à trafic limité comme les petites routes communales ou les voiries rurales. Tous les autres types de joints doivent cependant être scellés et entretenus ; c'est pourquoi il est utile d'examiner de près les aspects technologiques de l'entretien avant d'aborder l'examen des procédés de réparation.

3.1 PERTE D'ETANCHEITE DU JOINT

Le décollement, la fissuration ou l'arrachement du produit de scellement entraîne automatiquement l'infiltration de quantités importantes d'eau ou l'introduction de particules ou d'éléments incompressibles dans les joints transversaux et longitudinaux. Ce défaut est extrêmement fréquent et constitue la première source de dégradations dont les conséquences peuvent être ensuite beaucoup plus graves. Lorsqu'il est constaté la présence de traces de fines expulsées par pompage sur la chaussée ou la bande d'arrêt d'urgence, c'est que l'étanchéité du joint est déjà largement compromise. Les causes possibles de ces pertes d'étanchéité sont :

- la mauvaise qualité du produit de scellement ou de sa mise en œuvre (joint pas propre ou humide,...) ;
- le vieillissement anormal du produit de scellement (par exemple surchauffé à la mise en œuvre) ;
- un mouvement d'ouverture et de fermeture suite aux effets de retrait et de dilatation du joint trop importants (par exemple quand tous les joints d'une route ne fonctionnent pas correctement) ;
- un battement de dalle excessif ;
- une forme inadéquate de la gorge de scellement ;
- un arrachement du produit de scellement par les véhicules à la suite de l'extrusion de celui-ci en période chaude (lorsque le petit vase d'expansion du produit est mal réalisé ou que trop de masse remplit le joint) ;
- une usure normale du produit de scellement qu'il y a lieu de regarnir régulièrement.

3.2 LES PRODUITS DE SCHELLEMENT

Trois grandes classes peuvent être distinguées.

- 1/ Les produits coulés à chaud, qui sont les plus utilisés. Ils sont constitués essentiellement d'un bitume additionné de polymères et de divers adjuvants. Dans certains cas, le bitume est un bitume synthétique clair afin d'obtenir un produit de scellement clair.
- 2/ Les produits coulés ou pistolés à froid sont le plus souvent des mastics à base de polyuréthane ou de polysulfure. Le scellement est obtenu in situ, dans la saignée, par polymérisation des constituants préalablement mélangés (il faut savoir qu'il existe des produits mono-composant et des produits bi-composants, ces derniers sont meilleurs). Développés plus récemment, ils sont aussi plus coûteux, mais grâce à leurs meilleures caractéristiques techniques (adhérence et élasticité) ils peuvent être appliqués de manière plus économique. Ils ont en outre une durée de vie beaucoup plus longue (2 à 3 fois).
- 3/ Les profilés préformés en néoprène. Les dimensions de la section du profilé sont telles que le produit est toujours comprimé en cas d'ouverture maximale de la gorge de scellement. Pour des joints présentant une gorge de scellement parfaitement égale, le profilé en caoutchouc constitue une solution durable, simple et économique. Cette condition n'étant que très rarement remplie pour des travaux d'entretien, les produits de scellement à base de profilés ne seront plus évoqués dans ce texte.

3.3 DIMENSIONS DES GORGES DE SCELLEMENT

Pour garantir l'étanchéité des joints et maintenir la matière de scellement en bon état, 3 facteurs principaux doivent être surveillés :

- le dimensionnement correct de la saignée de scellement ;
- la nature de la matière de scellement ;
- le soin lors de la mise en œuvre de celle-ci.

En ce qui concerne les dimensions de la saignée de scellement, il est nécessaire de formuler ici quelques remarques qui devraient plutôt se trouver dans un ouvrage consacré à la conception des routes en béton de ciment.

- Relation entre la profondeur et la largeur de l'orifice de scellement : la fig. 22 illustre clairement combien les dimensions de l'orifice de scellement, et donc de la matière de scellement qui y est coulée, peuvent avoir une influence sur les contraintes de traction lorsque le joint s'ouvre.

Pour une profondeur D_2 , la contrainte le long de l'arc parabolique formé par la masse sera beaucoup plus grande que pour une section plus carrée avec une profondeur $D_1 < D_2$; de plus, le danger d'insertion d'un gravillon dans la saignée est aussi plus élevé, entraînant un risque d'apparition d'épaufrures.

Pour limiter l'effet d'étranglement lors de la coulée de la masse, il y a intérêt à réduire la profondeur de l'orifice de scellement (une profondeur de 20 mm constitue toutefois un minimum). Pour des joints larges, la profondeur doit néanmoins rester supérieure à la largeur du joint.

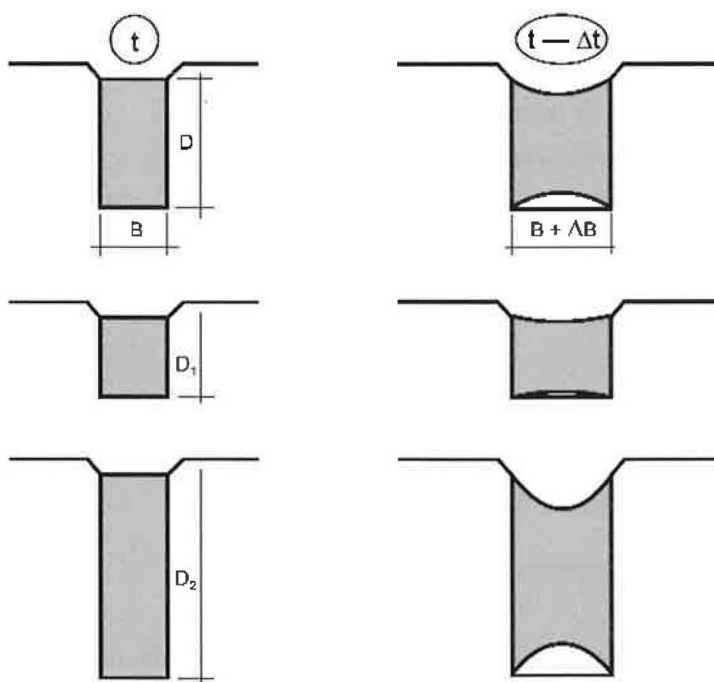


Fig. 22 – Relation entre la profondeur et la largeur de la saignée

- Dimensionnement de l'orifice de scellement (fig. 23) : afin d'éviter que la matière de scellement ne soit arrachée par les pneus suite à la fermeture du joint, le coulage de la masse doit être arrêté 3 à 4 mm en dessous de la surface du revêtement.

Un bourrage constitué d'une corde par exemple est déposé dans le fond de l'orifice de scellement afin d'éviter que la masse n'y adhère, ce qui entraînerait l'apparition d'une fissure longitudinale dans la masse et afin d'éviter que la masse ne descende dans le trait de scie ouvert plus bas. Ce fond de joint est compressible et composé d'un matériau compatible avec la matière de scellement (résistance à la chaleur pour les masses coulées à chaud, résistance aux agents chimiques entrant dans la composition des masses coulées à froid).

En ce qui concerne les orifices de scellement sciés dans un joint de retrait, une profondeur de 30 mm suffira généralement (3 à 4 mm d'espace libre, 20 à 22 mm de matière de scellement, 5 mm pour le ruban antiadhésif). Les bords de l'orifice de scellement sont biseautés à 45°.

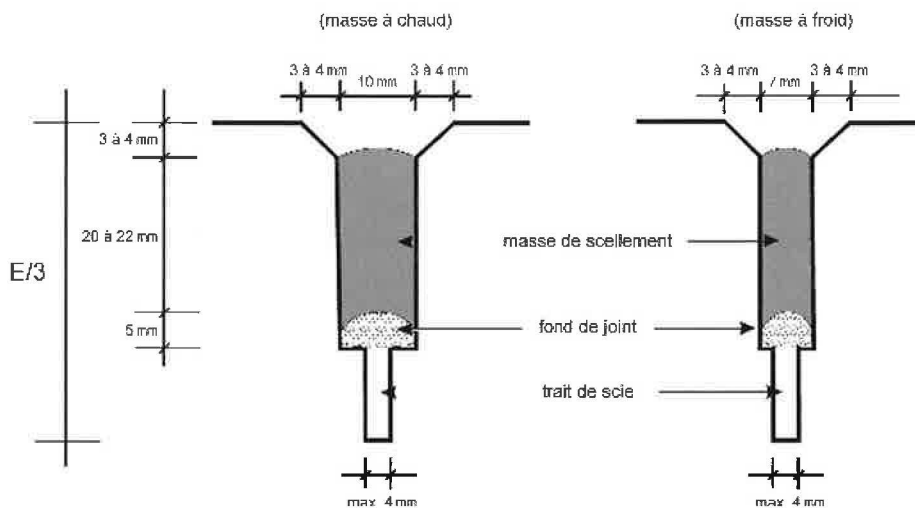


Fig. 23 – Détails de gorge de scellement chanfreinée

3.4 RECOMMANDATIONS POUR L'EXECUTION DU SCELLEMENT

3.4.1 TRAVAUX PREPARATOIRES

- Enlèvement de l'ancienne matière de scellement. Les arêtes du joint ne peuvent être endommagées lors de cette opération.
- Nettoyage des gorges. Le nettoyage des flancs du joint revêt une grande importance et est effectué de préférence par un jet d'eau sous haute pression (800 à 2500 bar) ou par sablage ou grenailage au moyen d'une tête de lance avec jet directif et en utilisant un système d'aspiration avec cape. Les gorges peuvent également être nettoyées, mais avec un risque accru de pneus crevés, à l'aide d'une machine avec brosse circulaire métallique, constituée de faisceaux de fils torsadés, tournant à 1000 tours/minute au minimum et de largeur adaptée à la largeur de la gorge. Un compresseur mobile à jet d'air exempt d'huile avec lances et soufflettes de minimum 1500 litres/minute permet le dépoussiérage éventuel et le séchage des gorges. Pour ce dernier, une lance à air chaud peut éventuellement être utilisée. Après le séchage, il est souhaitable de dépoussiérer à nouveau les gorges et les bords du joint avec la machine à brosse métallique afin d'obtenir au final des gorges propres et sèches, pour favoriser l'adhérence et la tenue du scellement.
- Adaptation éventuelle des dimensions de l'orifice de scellement.

3.4.2 SCHELLEMENT PROPREMENT DIT

- Mise en place du fond de joint par enfoncement dans la gorge jusqu'à la profondeur prescrite.
- Suivant les recommandations du fabricant, application éventuelle d'un vernis d'accrochage afin d'améliorer l'adhérence du produit de scellement aux parois du joint. Un certain délai doit être respecté entre le vernissage et la coulée du produit de scellement : la durée dépend de la température, du vent, de l'humidité (généralement de une demi heure à deux heures).
- Préparation et coulée du produit de scellement. Il n'est pas recommandé de travailler à des températures de l'air inférieures à 5°C. En cas de pluie, les opérations sont suspendues et ne sont reprises qu'après nettoyage et séchage de la gorge.
- Réouverture au trafic dès que la surface du scellement ne colle plus au doigt.



Fig. 24 – Séchage de la gorge de scellement et mise en œuvre du produit dans un orifice propre et sec

3.5 DURABILITE D'UN NOUVEAU SCHELLEMENT DE JOINT

La durabilité d'un nouveau scellement de joint dépend fortement des sollicitations et donc surtout du battement de dalle éventuel. Dans le cas où le revêtement en dalle de béton présenterait un battement non négligeable, il est fortement conseillé de stabiliser préalablement par injection (9.2).

Le battement des dalles est l'ensemble des mouvements relatifs des deux dalles en béton l'une par rapport à l'autre à hauteur du joint (ou de la fissure) au passage d'une charge d'essieu conventionnelle de 11 tonnes. Des valeurs jusqu'à 0,50 mm peuvent être considérées comme négligeables. Au-delà, elles commencent à être significatives et au-dessus de 2,00 mm, elles sont importantes et le risque de fissuration de la dalle est bien réel.

La mesure du battement des dalles au droit d'un joint transversal ou d'une fissure au passage d'un essieu de référence lourd est réalisée à l'aide d'un appareil appelé le faultimètre. Celui-ci se compose d'un statif d'une longueur de 55 cm reposant sur trois points d'appui fixes et d'une tige mobile permettant de suivre le mouvement vertical des dalles en béton. Il est équipé d'un comparateur digital donnant une lecture des mouvements verticaux de la tige. Les mesures sont réalisées de préférence à des températures de l'air comprises entre 0 et 10 °C et par temps couvert. La dilatation du béton par temps chaud, d'une part, et le gel du support par temps froid, d'autre part, peuvent en effet empêcher le battement des dalles. Ces mesures sont à considérer comme étant le reflet d'une situation momentanée.



Fig. 25 - Mesure du battement de dalles au faultimètre

Photo CRR

3.6 RETABLISSEMENT D'UN TRANSFERT DE CHARGES DANS UN JOINT

Afin d'améliorer le transfert de charges au droit d'un joint transversal voire au droit d'une fissure active, il est possible d'y insérer des goujons. Cette opération consiste à créer des saignées dans le béton dont les dimensions sont quelque peu supérieures à celles des goujons à insérer et jusqu'à une profondeur de 6/10 de l'épaisseur de la dalle, d'éliminer soigneusement le béton découpé, de nettoyer les saignées, d'y introduire les goujons et de combler les espaces créés par un béton ou un mortier à base de liant hydraulique modifié ou à base de résines. Enfin, le joint est ensuite scellé comme décrit ci-dessus. Il s'agit toutefois d'une opération très délicate qui ne peut se faire que par du personnel qualifié



Fig. 26 - Joint transversal où le transfert des charges a été établi par insertion de goujons dans le béton durci

4. REPARATION DE DALLES FISSUREES – SCHELLEMENT DE FISSURES

Le scellement d'une fissure ne constitue en fait qu'une intervention temporaire qui ne rendra en aucun cas à la dalle ses caractéristiques originelles. Cependant, si cette opération est bien exécutée, la fissure obturée peut fonctionner comme une charnière qui freine ou empêche même complètement l'apparition de dégâts secondaires. Il va de soi qu'un tel traitement ne peut être appliqué qu'à des fissures dont les lèvres ne sont que peu ou pas épaufrées ou qui ne présentent que peu ou pas de dénivellations. De plus, la fissure réparée ne peut remplacer plus d'un joint contigu qui ne fonctionnerait pas. Cette méthode de réparation par scellement peut également être appliquée à des fissures accidentelles qui se produiraient dans un revêtement récent posé sur une fondation liée.

Une fissure correctement réparée ne se différencie que peu d'un joint de retrait non goujonné, si ce n'est par son tracé erratique.

Au droit des fissures, on fraise une saignée de scellement ; cette opération est effectuée mécaniquement au moyen d'une machine qui suit de près le tracé de la fissure.

Les dimensions de la saignée rectangulaire sont de 12 à 20 mm (+/- 2mm) en largeur suivant l'état et la forme de la fissure et de 25 mm (+/- 5 mm) en profondeur.

Après nettoyage et séchage complet de la saignée de scellement, une bande de matière plastique ou une corde (épaisseur : 5 mm, largeur 15 à 20 mm) y est introduite afin d'empêcher la pénétration de la masse de scellement dans la partie inférieure de la fissure. Elle fait également fonction de bande anti-adhérence dans le fond de la saignée.

La saignée est obturée au moyen d'une masse à chaud. Généralement, il est recommandé d'appliquer au préalable un vernis d'adhérence approprié.

Les masses coulées à froid ne sont pratiquement pas utilisées pour ces applications ; leur plus grande capacité de déformation ne serait pas exploitée utilement ici à cause de la largeur importante de l'orifice de scellement qui est fonction de la largeur minimum de la tête de coupe de la fraiseuse. Pour des applications limitées (quelques fissures), les masses coulées à froid peuvent cependant constituer une solution simple.

Les fissures longitudinales peuvent également être traitées de la manière qui vient d'être exposée.

En principe, cette méthode de réparation ne s'applique qu'à des fissures relativement récentes d'ouverture inférieure à 5 mm et dont les lèvres ne sont que peu épaufrées. Pour des revêtements en béton plus anciens qui n'ont jamais ou presque jamais été entretenus, il y a lieu, avant exécution du scellement, de remédier aux désagrégations importantes qui se seraient éventuellement produites aux lèvres des fissures en utilisant des mortiers à base de liant hydraulique modifié ou à base de résine (7).

5. REPARATION PROVISOIRE AU MOYEN DE PRODUITS BITUMINEUX

L'opération consiste à réparer provisoirement une dégradation survenue dans le revêtement en béton soit au moyen d'enrobé stockable semi-fermé, d'asphalte coulé ou porphyré, soit au moyen d'enrobés bitumineux à chaud.

Lorsque l'opération consiste à combler d'urgence une cavité de faible importance, on utilise de l'enrobé bitumineux à chaud, de l'enrobé stockable semi-fermé ou de l'asphalte coulé ou porphyré.

Pour des réparations de grande importance sur toute l'épaisseur du béton, la réparation est effectuée à l'aide d'enrobés bitumineux à chaud. Dans ce cas, la zone à remplacer est toujours de forme rectangulaire. La largeur de cette zone est de minimum 1.50 m. Sur le périmètre de la zone, le béton est scié sur toute son épaisseur (y compris l'armature éventuelle) ; si le revêtement est posé sur une couche en béton bitumineux, celle-ci est également sciée.

La démolition du béton dans la zone ainsi délimitée est effectuée au moyen d'engins légers, de manière à ne pas dégrader la fondation ni les bords des revêtements adjacents. Au cas où la couche sous-jacente en béton bitumineux adhère au revêtement à démonter, celle-ci est également enlevée. Le coffre est ensuite parfaitement nettoyé et séché. La mise en œuvre manuelle des enrobés bitumineux est autorisée tant que la longueur reste inférieure à 5 m ou la largeur inférieure à 2 m. Dans les autres cas, l'emploi d'un finisseur est imposé.

Il est important de rappeler le caractère provisoire de ces réparations car lors de périodes de fortes chaleurs, le revêtement en béton peut, lors de sa dilatation, dégrader les réparations et présenter un danger pour les usagers de la route.

6. RECONSTRUCTION D'UNE PARTIE D'UN REVÊTEMENT EN BETON

Cette opération consiste à démolir une zone défectueuse du revêtement en béton sans abîmer le béton adjacent, à remettre en état éventuellement le coffre et les joints avec le revêtement contigu et à bétonner la zone en s'intégrant dans le profil existant.

Le paragraphe 6.1. traitera de la rénovation d'un revêtement en dalles de béton tandis que la reconstruction d'une partie d'un revêtement en béton armé continu sera traitée au paragraphe 6.2.

Le paragraphe 6.3. se penchera sur l'aspect composition du béton de réparation. Il traitera plus en détail la technologie des bétons à durcissement rapide (fast-track voire ultra fast-track concrete paving) permettant au tronçon réparé d'être rouvert à la circulation normale moins de 3 jours voire 24 h après la mise en place du béton.

S'il s'avère nécessaire d'adapter la fondation de la route à réparer, le béton sec compacté est recommandé. Ce matériau de fondation est traité au paragraphe 6.4.

6.1 REMPLACEMENT DE DALLES OU DE PARTIES DE DALLES SUR TOUTE LEUR EPAISSEUR

Le remplacement partiel d'une dalle peut être envisagé autour d'un joint dont l'exécution défectueuse a donné lieu à l'apparition de dégâts ou autour d'une fissure qui a évolué et où se sont développés des fragmentations et des désagrégations.

Dans le cas de routes de conception moderne (dalles courtes), la zone à remplacer comprendra de préférence l'intégralité de la dalle. S'il s'agit de routes de conception ancienne, la zone pourra être située au milieu d'une dalle longue. Une dalle peut cependant aussi être réparée en démontant une bande de revêtement autour de la fissure et en la remplaçant par une nouvelle petite dalle. Dans ce cas, le caractère monolithe du revêtement n'est évidemment pas restauré et si la fissure est active, il faut la remplacer par au moins un joint actif.

Les principes de base suivants doivent être respectés afin de garantir la réussite de la réparation.

- Le remplacement partiel doit être effectué sur toute la largeur et toute l'épaisseur de la dalle ; la longueur doit être de minimum 2 m. Une seule intervention par dalle est permise ; de plus, les parties restantes de la dalle doivent avoir une longueur d'au moins 2 m.
- Les parties de dalles à reconstruire sont rectangulaires. Les bords transversaux sont perpendiculaires au joint longitudinal ou aux bords du revêtement.
- La démolition est matérialisée par 2 traits de scie. Les dalles sont sciées sur toute leur épaisseur et largeur. De plus les traits de scie sont perpendiculaires à la surface du revêtement.
- Dans le cas où la zone à réparer est contiguë à 1 ou 2 joints transversaux (de retrait ou de dilatation goujonné ou non) il est préférable d'étendre la zone à réparer au-delà du ou des joints. Ces joints présentent en général des dégâts et ceci permettra de rétablir correctement le transfert des charges éventuel au niveau de ceux-ci (voir fig. 27). Dans le cas contraire, la zone sera limitée au niveau des joints existants et le transfert des charges sera rétabli par forage et scellement de goujons.
- La zone ainsi délimitée est démolie en appliquant une méthode adéquate ; ce travail demande de la prudence afin de ne pas endommager les parties contiguës du revêtement. Si éventuellement quelques dégâts n'ont pu être évités, la zone à réparer est agrandie en conséquence.
- Des dégâts éventuels à la fondation sont retouchés ; en cas de fondation insuffisante, l'assise est décapée sur une profondeur d'au moins 15 cm et une fondation en béton sec compacté y est placée (voir 6.4).
- En étendant la zone démolie d'au moins 1 m de part et d'autre des joints transversaux, on peut rétablir le transfert des charges par goujonnage de manière efficace. Les 2 joints transversaux de construction sont ancrés de manière à rendre le caractère monolithe aux dalles contiguës. L'ancrage est réalisé par forage de trous à mi-épaisseur et par ancrage chimique de barres (⊗16) tous les 30 cm et sur une profondeur de 35 à 40 cm. Cet ancrage « fort » permet également d'éviter d'avoir une fissure de sympathie dans la dalle de la bande de roulement adjacente.

Des joints transversaux goujonnés ou non sont rétablis à leur endroit original.

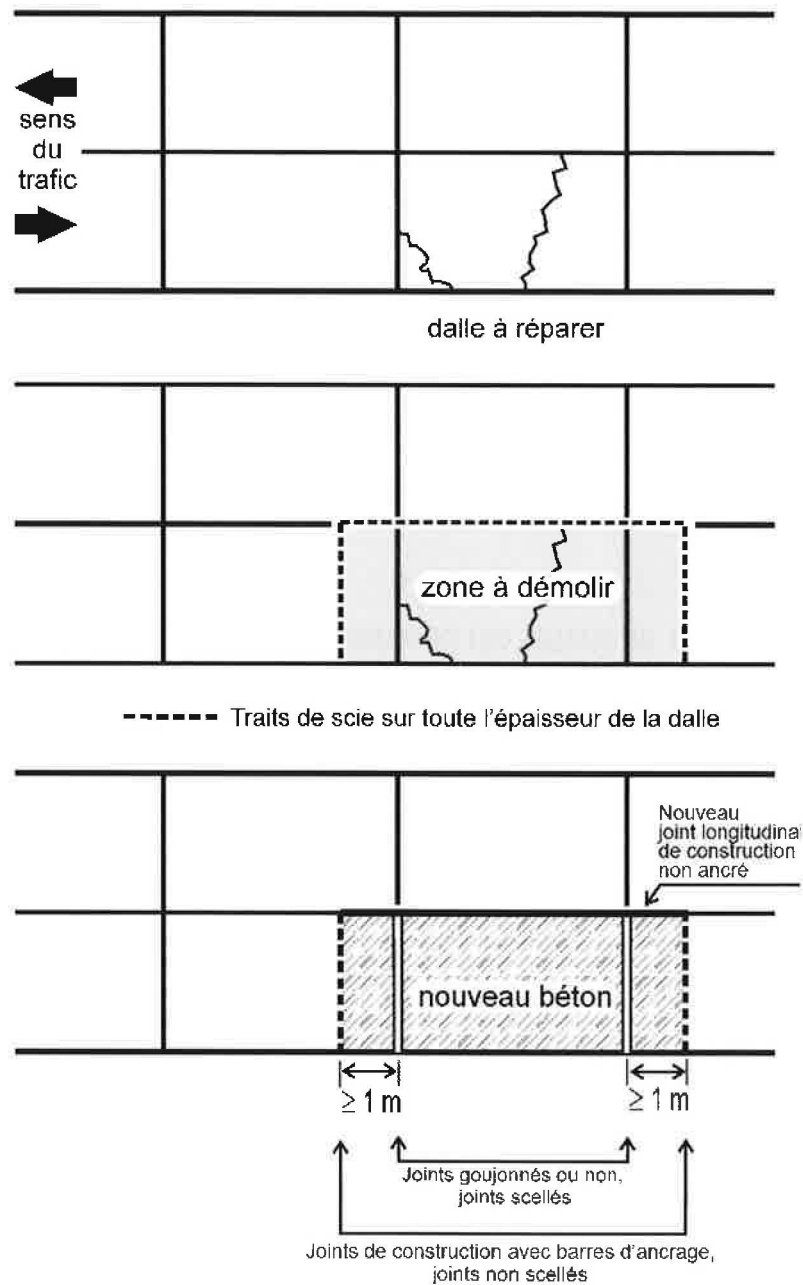


Fig. 27 – Principe de réparation d'une dalle avec rétablissement éventuel du transfert des charges

- Dans le cas d'un joint longitudinal de construction séparant un nouveau béton de réparation et d'anciennes dalles, il est prudent de ne pas réaliser d'ancrage de manière à éviter d'éventuels désordres secondaires suite à des tensions différentes entre le nouveau et l'ancien béton ou suite au trafic adjacent. La paroi verticale constituée par l'ancien béton peut même être enduite au moyen d'une émulsion de bitume ou une bande de roofing peut y est déroulée (10.2).
- Composition du béton : voir 6.3
- La mise en place du béton est effectuée à l'aide d'une machine à coffrages glissants pour la réfection de longs tronçons, tandis que pour les petits chantiers, des coffrages fixes peuvent être utilisés. Dans ce dernier cas, il est préférable d'utiliser une double poutre vibrante et le béton de rive sera, de plus, compacté à l'aide d'aiguilles vibrantes.

Le profil de la zone réparée sera soigneusement intégré au tracé de la bande de roulement existante. Il est recommandé de réaliser une texture superficielle qui s'harmonise à celle de la route existante, tant au point de vue acoustique qu'au point de vue esthétique. Le béton est protégé contre la dessiccation par pulvérisation d'un produit de cure.



Fig. 28 – Réparation d'un revêtement par remplacement de dalles

6.2 REPARATION SUR TOUTE L'ÉPAISSEUR D'UN REVÊTEMENT EN BETON ARME CONTINU

Les dégâts à des revêtements en béton armé continu se manifestent sous forme d'une fragmentation du béton au-dessus de la nappe d'armatures (punch-out) ou encore sous forme de flambement du revêtement. La cause en réside dans des défauts d'exécution (joint de fin de journée mal réalisé, panne de machine de mise en œuvre) qui font que surtout la couche inférieure de béton n'est pas ou est insuffisamment compactée ou dans des défauts de conception (absence de couche intermédiaire en enrobé bitumineux, drainage insuffisant, ...).

La zone à réparer est généralement limitée à quelques mètres mais peut dans certains cas être longue de plusieurs dizaines de mètres. Il s'agit donc dans ce cas d'une succession de défauts locaux. Au point de vue technologie, l'exécution de la réparation comporte les phases suivantes.

- Repérage et délimitation de la zone à réparer.

Un examen visuel permet de repérer rapidement les zones où apparaissent des écaillages, des désagrégations et une forte concentration de fissures erratiques. Dans certains cas, une auscultation approfondie des zones limites est nécessaire. Celle-ci peut éventuellement être complétée par des carottages.

La longueur de la zone à réparer, mesurée parallèlement à l'axe de la chaussée, n'est jamais inférieure à 1,50 m, la largeur minimum est de 1,50 m également.

Si plus d'une bande de roulement présente des défauts, il faut travailler par phases successives en réparant une bande à la fois de manière à assurer le transfert progressif des efforts internes de la structure en béton armé. Ainsi, il est conseillé d'intervenir en premier lieu sur la voie rapide et enfin, sur la voie lente. Dans le cas d'une chaussée à 3 voies de circulation, il est parfois possible d'intervenir simultanément sur les 2 voies rapides.

- Exécution des traits de scie (fig. 29)

Une fois la zone à réparer délimitée (toujours de forme rectangulaire), le béton est scié sur toute son épaisseur (armatures comprises). Les traits de scie sont perpendiculaires à la surface du revêtement. Deux traits de scie supplémentaires d'une profondeur de 4 à 7 cm en fonction de la position des armatures longitudinales (voir coupes fig. 30) sont donnés au moins 1 m au-delà des 2 premiers traits de scie. Ces traits de scie ne peuvent en aucun cas endommager des armatures longitudinales. Cette façon de faire permet de dégager les armatures existantes lors de la démolition afin de ligaturer les nouvelles armatures à celles-ci. Cette procédure n'est toutefois pas possible si la couche de liaison en hydrocarboné ou si la fondation doit être rétablie. La reconstitution du ferrailage passera alors par le forage au diamant de trous et ancrage chimique.



Fig. 29 – Réparation au niveau d'un joint de construction.

A remarquer les traits de scie sur toute l'épaisseur et 2 traits de part et d'autre de la réparation afin de dégager les armatures longitudinales

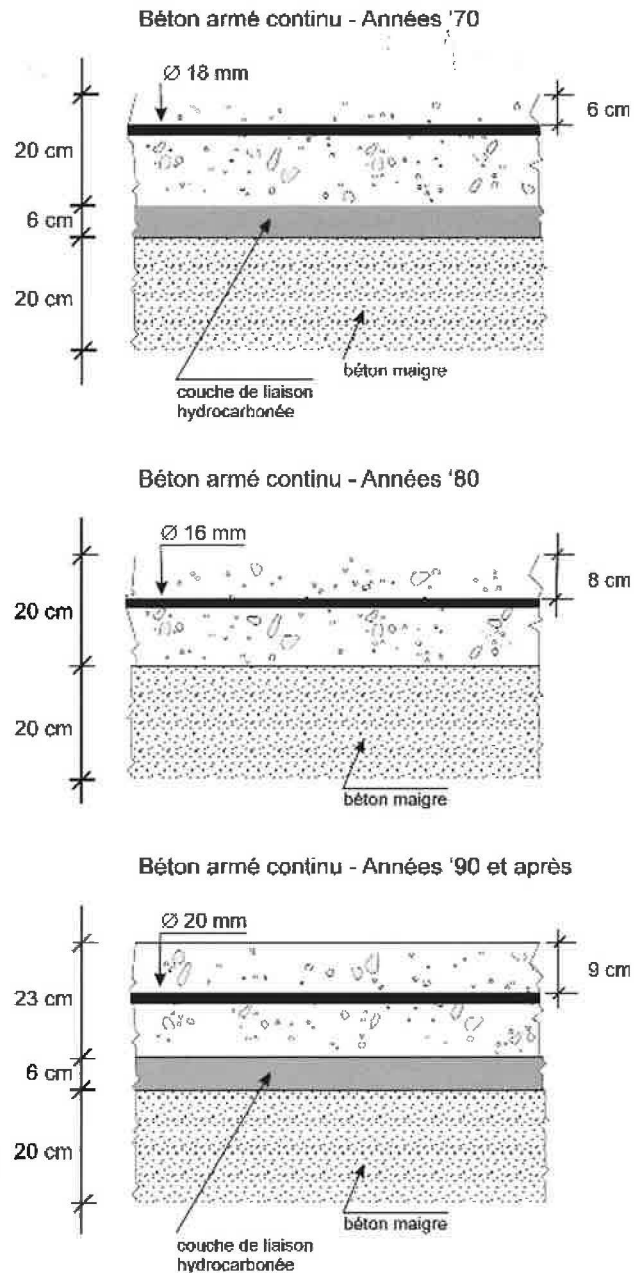


Fig. 30 – Evolution des structures en béton armé continu en Belgique et distance entre la surface du revêtement et le nu supérieur des armatures longitudinales

- Démolition (fig. 31 et 32)

La zone délimitée est démolie en appliquant une méthode adéquate. Les parties contiguës du revêtement ne peuvent être endommagées.

Au niveau de la partie où les armatures longitudinales existantes sont récupérées, le béton est enlevé au moyen de marteaux pneumatiques sans endommager cette armature (ne pas la plier,....). Le long des bords de la zone à réparer, le béton est découpé verticalement en dessous du trait de scie.

S'il apparaît au cours de l'enlèvement du béton, que la zone mal compactée s'étend plus loin que prévu, il faut refaire un nouveau trait de scie et démolir le béton jusqu'à celui-ci.

Il faut évidemment réparer les dégâts qui seraient causés à la couche de liaison hydrocarbonée ou à la fondation lors de l'enlèvement du béton. La remise en état de la fondation se fait à l'aide de béton sec compacté sur une profondeur d'au moins 15 cm (voir 6.4). Pour des dégâts superficiels de la fondation (par exemple, un béton maigre légèrement érodé), un traitement après nettoyage avec un coulis bitumineux est possible.



Fig. 31 – Démolition au niveau d'un soulèvement d'un béton armé continu



Fig. 32 – Décapage des armatures longitudinales sur ± 1 m de part et d'autre de la réparation.
A remarquer que le béton est démoli de manière parfaitement verticale sous les armatures récupérées

- Rétablissement de l'armature (fig. 33)

Le ferrailage initial est reconstitué par des armatures d'un diamètre au moins identique aux armatures longitudinales existantes.

Dans le cas où les armatures existantes auraient été découpées sur 1 m de longueur, les nouvelles armatures sont ligaturées sur ces dernières en minimum 2 points et sur une longueur de 1 m.

Dans le cas où les armatures existantes sont sciées (cas où la couche de liaison et/ou la fondation doit être remise en état), les nouvelles armatures sont scellées dans des trous préalablement forés au diamant.

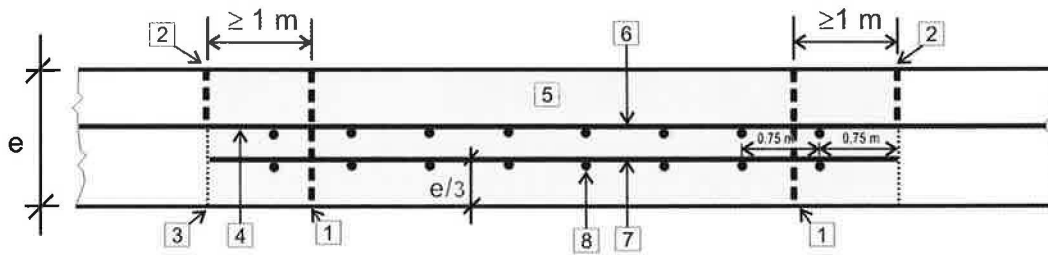
Les trous d'un diamètre de maximum 6 mm supérieurs à celui des barres, sont forés parallèlement à la surface et à l'axe du revêtement sur une profondeur de 40 cm, à hauteur et au voisinage immédiat des armatures longitudinales en place.

Le recouvrement éventuel entre nouvelles barres longitudinales est au moins égal à 75 cm ; la ligature a lieu au moins en deux points.

Afin de renforcer la liaison du nouveau béton au vieux béton, il est recommandé de doubler l'armature longitudinale par la pose de nouvelles barres au tiers inférieur du revêtement.

Le niveau des armatures est maintenu par un ou des supports constitués par une barre transversale de 12 mm de diamètre placée perpendiculairement à l'axe de la route sur les étriers de dimensions appropriées. La distance maximale entre barres transversales ou entre une barre transversale et la tranche du béton est de 75 cm.

Les barres d'ancrages dans le joint longitudinal ont 16 mm de diamètre et une longueur de 750 mm. Il en est prévu 1 tous les 80 cm et de telle façon que les barres transversales et longitudinales existantes ne soient pas atteintes lors du forage. Ces ancrages sont placés parallèlement à la surface du revêtement en béton. Ils sont scellés dans le béton existant, sur la moitié de leur longueur, après forage. Toutefois, dans le cas de petites réparations (de longueur inférieure à 2 m), il est toléré de ne pas réaliser d'ancrage transversal.



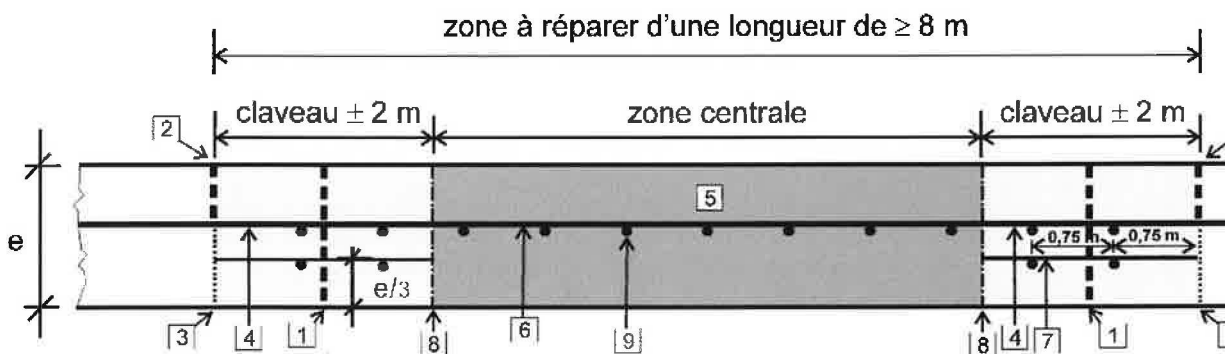
- 1 trait de scie sur toute l'épaisseur du béton
- 2 trait de scie sur faible profondeur
- 3 démolition bien droite sous l'armature
- 4 armature existante décapée sur une longueur ≥ 1 m
- 5 béton démoli
- 6 nouvelle armature ligaturée sur 1 m à l'armature existante
- 7 armature longitudinale supplémentaire au tiers inférieur du revêtement
- 8 armature transversale

Fig. 33 – Rétablissement du ferrailage dans une réparation en béton armé continu

- Composition du béton : voir 6.3.

Un béton à durcissement rapide (fast-track voire ultra fast-track) sera toujours utilisé.

Dans le cas de réparation longue (8 m), la réparation aura lieu en 2 temps et avec 2 compositions de béton différentes comme schématisé à la fig. 34. Seul les claveaux d'une longueur de $\pm 2,0$ m seront bétonnés avec un béton à durcissement rapide. Une zone centrale est bétonnée dans un premier temps (fig. 35). Celle-ci est réalisée comme une construction neuve d'un revêtement en béton armé continu. L'armature longitudinale est préalablement restaurée sur la totalité de la longueur de la réparation. Les claveaux seront bétonnés au moins 3 jours après la mise en œuvre du béton de la zone centrale.



- 1 trait de scie sur toute l'épaisseur du béton
- 2 trait de scie sur faible profondeur
- 3 démolition bien droite sous l'armature
- 4 armature existante décapée sur une longueur de 1 m
- 5 béton démoli
- 6 nouvelle armature (zone centrale + claveau) ligaturée sur 1 m à l'armature existante
- 7 armature longitudinale supplémentaire (claveau) au tiers inférieur du revêtement

Fig. 34 – Bétonnage en plusieurs phases avec claveaux



Fig. 35 – Bétonnage d'une réparation longue en plusieurs phases avec réalisation de claveaux, ceux-ci, de part et d'autre d'une zone centrale sont bétonnés au minimum 3 jours plus tard

- Mise en œuvre du béton de réparation

La fondation est humidifiée avant bétonnage. Si la surface de la réparation n'est que de quelques m^2 , le serrage du béton peut-être effectué au moyen d'une aiguille vibrante ou d'une poutre vibrante ; pour de plus grandes surfaces, une double poutre vibrante s'avère indispensable. Le long des bords de la réparation, il faut en tout cas compacter soigneusement le béton au moyen d'une aiguille vibrante (fig. 36). Pour la réparation de longs tronçons, une machine à coffrages glissants sera utilisée.

Le profil de la zone réparée sera soigneusement intégré au tracé de la bande de roulement existante. La mise en œuvre du béton à durcissement rapide aura obligatoirement lieu le matin (heure idéale : 10 à 11 h en général). Il faut, en effet, lors de la 1ère contraction du béton armé continu qui suit la mise en œuvre de la réparation (c'est-à-dire lors du 1er refroidissement de la température ambiante -1ère nuit-) que la résistance à la traction du béton soit suffisante pour reprendre les contraintes de traction. En bétonnant le matin, le béton à durcissement rapide possède plusieurs heures pour développer cette résistance. Il est estimé que la résistance à la compression du béton à 10 h d'âge doit au moins approcher les 20 N/mm^2 .



Fig. 36 – Mise en œuvre du béton à la poutre vibrante. Le long des bords, le béton est également compacté à l'aiguille vibrante

- Finition du béton (fig. 37 et 38)

La zone réparée doit avoir une texture superficielle semblable à celle du revêtement qui l'entoure. Le béton est protégé immédiatement contre l'évaporation par un produit de cure et par un matelas isolant afin de favoriser le développement des résistances mécaniques grâce à la chaleur dégagée par l'hydratation du ciment.



Fig. 37 – Traitement de surface par brosse de la surface du béton frais et pulvérisation d'un produit de cure

- Conditions atmosphériques lors de la réparation

Si la réparation doit avoir lieu pendant une période très chaude, il est recommandé de refroidir le béton avoisinant en l'aspergeant d'eau sur 50 m de part et d'autre afin de réduire les forces de compression longitudinales ou de la recouvrir avec une couche de sable humide de minimum 50 cm d'épaisseur. Une autre possibilité est de couvrir ces 50 m de part et d'autre avec un film réfléchissant (polyéthylène argenté).



Fig. 38 – Isolation de la réparation afin de favoriser le développement des résistances mécaniques

- Mise en service

La mise en service du revêtement réparé s'effectue après remise en état des lieux (scellement des joints longitudinaux, nettoyage, ...) et dès que le béton atteint la résistance minimum de 40 N/mm² mesurée sur carottes de 100 cm² ou 35 N/mm² sur cubes de 15 cm de côté sous polystyrène expansé (voir 6.3).

Le phénomène du punch-out

Le problème des « punch-out » est apparu à la fin des années quatre-vingts, sur quelques tronçons d'autoroutes en béton armé continu construits après 1981. Les observations ont rapidement permis de conclure que le phénomène était similaire à celui déjà constaté antérieurement aux Etats-Unis. Il s'agit de cassures situées généralement près du bord extérieur du revêtement entraînant une fragmentation du béton et l'arrachement de blocs sous l'action dynamique du trafic. L'apparition d'un punch-out résulte de plusieurs causes dont les effets simultanés font évoluer le défaut vers son stade ultime et dangereux, nécessitant alors une intervention immédiate, ne fut-ce qu'à titre provisoire.



Les quatre facteurs essentiels nécessaires à l'apparition de ce type de dégradation sont une présence d'eau à l'interface dalle-fondation, une fondation érodable, un trafic lourd et intense en bord de dalle et des fissures rapprochées. Le phénomène observé est alors le suivant : l'eau présente sous le bord de la dalle est mise sous pression au passage des véhicules

lourd. Elle provoque une abrasion de la fondation par pompage répété du bord extérieur du revêtement, conduisant à la création de légers vides sous la dalle. La présence des vides diminue, par suite du pompage, le transfert des charges au travers des fissures. Il en résulte une forte augmentation des contraintes de flexion dans le sens transversal entraînant à la longue une fissure longitudinale située entre 0,5 et 1 m du bord du revêtement. Le bloc de béton ainsi formé deviendra rapidement instable sous l'action du trafic et il se fragmentera totalement, entraînant finalement l'expulsion de morceaux. La fig. ci-après présente les différentes étapes de la formation d'un « punch-out ».

Il faut toutefois remarquer que la seule présence de fissures rapprochées ne conduit pas à l'apparition de « punch-out ». L'exemple de nombreuses autoroutes où ce type de fissures existe sans aucune conséquence sur le comportement du revêtement en témoigne.

Outre les quatre facteurs cités ci-dessus, diverses autres causes peuvent conduire à l'apparition plus ou moins rapide d'un « punch-out » .

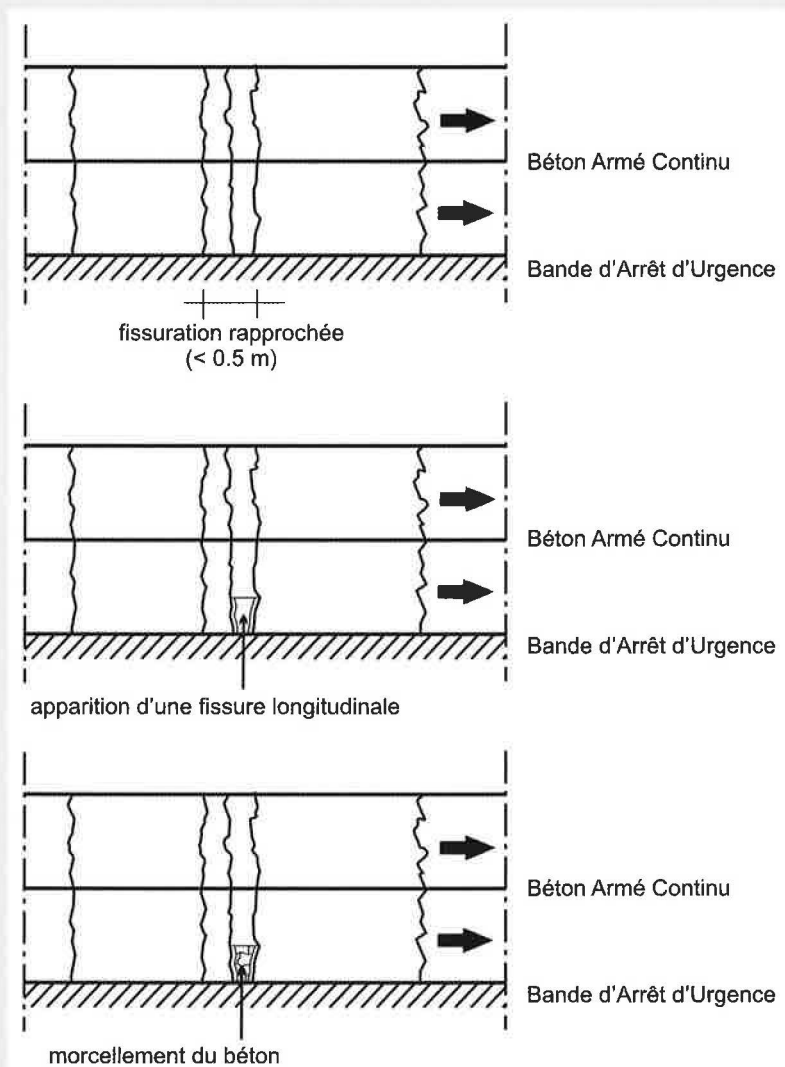
1/ La suppression de la couche d'enrobés bitumineux entre le revêtement et sa fondation.

A l'origine, le rôle de cette couche était de constituer un support homogène et uni sous la dalle de béton. L'apport structurel de cette couche n'était pas pris en compte dans le dimensionnement de la chaussée. Compte tenu des progrès réalisés dans la finition des bétons maigres et le coût élevé du bitume au début des années 80, la couche d'enrobés a été supprimée. Or, les avantages de cette couche sont multiples. Elle assure une très bonne adhérence du béton armé continu à son support ce qui entraîne une fissuration homogène du revêtement et évite la présence d'eau sous la dalle. Elle résiste aux effets conjugués de l'eau, du trafic et des sels de déverglaçage, par sa résistance à l'érodabilité. Elle protège et imperméabilise la fondation en béton maigre, déjà avant la mise en œuvre du revêtement en béton. Elle suit plus facilement, par son caractère rhéologique, les déformations du revêtement en béton sous l'effet des gradients thermiques et constitue une couche isolante souple entre deux couches rigides. Enfin, elle contribue au renforcement de la structure.

2/ La qualité du béton maigre

Une mauvaise qualité du béton maigre et notamment de sa surface augmente considérablement les risques d'érosion et diminue la résistance au gel et aux sels de déverglaçage. Le béton maigre de fondation prescrit dans les cahiers des charges belges est, de par sa teneur en ciment limitée, un matériau érodable. A ce sujet, les exigences prescrites en matière de résistance à la compression des bétons maigres ont été réduites lors de la mise en application du cahier des charges-type 150 en 1978. Il convient donc de protéger la fondation en surface par une couche étanche et insensible à l'action des sels de déverglaçage. Or, on a pu observer sur certains tronçons d'autoroutes incriminés, les défauts suivants :

- un béton maigre présentant une très faible résistance à la compression, de nature hétérogène et de qualité médiocre ;
- peu ou pas de protection contre la dessiccation du béton maigre lors de sa mise en œuvre alors que la couche d'émulsion prévue dans les cahiers des charges participe en outre à l'imperméabilisation de la surface ;
- une mise en œuvre en période hivernale sans protection efficace contre le gel ;
- une réalisation en deux couches, l'une de 15 cm d'épaisseur, l'autre de 5 cm d'épaisseur, entraînant un décollement du béton à l'interface des deux couches et une érosion de la partie supérieure.



Etapes de formation d'un punch-out

3/ Les conditions climatiques

Le nombre de « punch-out » augmente surtout durant les mois d'hiver, suite à une pluviométrie plus importante et à l'action du gel et des sels de déverglaçage. Par ailleurs, les sections les plus touchées se situent au sud du sillon Sambre et Meuse, dans une région caractérisée par un climat plus sévère et une fréquence de cycles gel-dégel plus élevée.

4/ Le drainage en bord de dalle et l'étanchéité des joints longitudinaux

Un bon drainage de la bande d'arrêt d'urgence au niveau dalle-fondation est un élément essentiel pour éviter que l'eau infiltrée, principalement par le joint longitudinal entre le revêtement et la bande d'arrêt d'urgence, ne soit emprisonnée sous le bord de la dalle, constituant ainsi le « piège à eau ». A cet égard, il faut assurer au mieux le scellement des joints longitudinaux et leur entretien et prévoir le cas échéant une fondation perméable sous la bande d'arrêt d'urgence.

5/ L'épaisseur de la dalle en béton armé continu

La résistance en fatigue d'une dalle en béton est d'autant plus grande que celle-ci est plus épaisse. Vu l'accroissement du trafic lourd, les risques de dégradations sont d'autant plus importants que la couche d'enrobés bitumineux a été supprimée et que l'épaisseur du revêtement n'a pas été adaptée.

6/ L'importance de l'effet de bord

Les contraintes dans une dalle en béton augmentent considérablement lorsque la charge circule au bord de celle-ci. Pour les chaussées rigides, l'accroissement de l'agressivité du trafic lourd, notamment par utilisation des essieux tridem, et les surcharges éventuelles aggravent encore cette situation. Il existe plusieurs solutions à ce problème :

- réaliser, sur les chaussées existantes, le marquage sur le revêtement en béton et non sur la bande d'arrêt d'urgence ; le trafic lourd est ainsi déplacé d'environ 30 cm vers l'intérieur de la dalle ;
- envisager, pour des chaussées neuves, une surcharge du revêtement d'au moins 50, voire 75 cm, ou une bande d'arrêt d'urgence en béton construite en même temps que le revêtement, c'est-à-dire, sans joint de construction longitudinal.

7/ Le niveau de la nappe et le pourcentage d'armatures

L'abaissement du niveau de la nappe ainsi que la réduction du taux d'armatures entraînent une augmentation de l'ouverture des fissures à la surface du revêtement sous les effets thermiques et hygrométriques. Ces fissures plus larges assurent une moins bonne étanchéité et un moins bon transfert de charges et auront donc tendance à s'épauffer. La pose de l'armature au tiers supérieur du revêtement et un taux d'armatures plus élevé sont donc plus favorables à cet égard.

8/ La distance entre l'armature et le bord du revêtement

Une distance trop grande entre la première barre longitudinale et le bord de la dalle réduit le transfert de charge à cet endroit et augmente donc les contraintes de flexion dans le sens transversal. La première barre doit se trouver impérativement à moins de 13 cm du bord, alors qu'une distance supérieure à 25 cm a pu être observée sur certaines sections d'autoroutes.

Le phénomène de soulèvement du béton des revêtements en béton armé continu

De manière générale, les problèmes d'éclatements observés sur des revêtements en béton armé continu sont localisés en des endroits où le béton présente une fragilité souvent due à un manque ou à un défaut de compacité. C'est ainsi que les joints de fin de journée ou de reprise de bétonnage qui ont été mal exécutés par une déficience de compactage ou un manque de soin à leur réalisation sont plus sujets à ce phénomène.

Par temps très chaud, le béton se dilate. Les contraintes de compression horizontales qui en résultent sont très élevées et sont entièrement reportées sur la couche supérieure du béton mieux compacté (effort excentré), ce qui conduit à son écrasement, sa fragmentation et finalement au flambement du revêtement. De plus, le béton très poreux ou caverneux situé sous la nappe d'armatures est souvent saturé par de la saumure qui provient des sels de déverglaçage, ce qui à terme provoque une dégradation accélérée du béton par des cycles de gel-dégel et éventuellement une corrosion voire la rupture des armatures.

En général, les problèmes surviennent à la sortie du printemps fin mai et en juin. A ce moment, le béton est encore chargé d'humidité et est donc « gonflé ». La dilatation qui se produit lors des premières chaleurs est donc plus sévère. De plus, l'ensoleillement en juin est plus long et les écarts de températures nocturnes/diurnes peuvent être assez grands.

Soulèvement en formation au niveau d'un joint de fin de journée



Armatures longitudinales complètement corrodées au niveau du joint de fin de journée (après 35 ans de service). Ces joints sont toujours plus ouverts qu'une fissure classique du revêtement en béton armé continu ce qui, favorise la corrosion des armatures à cet endroit.



6.3. COMPOSITION DES BETONS DE REPARATION

6.3.1 CRITERES ET POSSIBILITES

Seules les réparations où la couche de béton est remplacée sur toute son épaisseur sont traitées ici (démolition partielle d'une dalle, renouvellement d'une ou de plusieurs dalles, dégâts à un revêtement en béton armé continu).

Le béton de remplacement doit répondre à une ou plusieurs des conditions suivantes.

- La composition du béton doit pouvoir être réalisée avec les matériaux qui sont couramment disponibles dans les centrales à béton prêt à l'emploi, étant donné que les quantités à mettre en œuvre sont généralement faibles.
- Le béton doit être très ouvrable et le rester pour pouvoir être mis en œuvre dans des conditions difficiles, avec des équipements de serrage limités.
- Sur des tronçons de routes supportant un trafic intense, l'interruption de la circulation doit être réduite au minimum ; le durcissement rapide du béton est donc un critère important. A cet égard, il est généralement admis que la circulation peut être rétablie quand la résistance à la compression sur carottes est supérieure à 40 N/mm². La résistance à la compression correspondante sur cube de 15 cm sous polystyrène expansé est de 35 N/mm².
- La résistance finale à la compression à 90 jours doit en outre répondre aux clauses du cahier des charges type qui est d'application.

6.3.2 COMPOSITION DU BETON POUR DES REPARATIONS OU LA DUREE D'INTERRUPTION DU TRAFIC N'EST PAS IMPORTANTE

Lorsque la durée d'interruption au trafic de la section réparée n'est pas une donnée importante du projet, la composition du béton de réparation choisie restera alors une composition « classique » répondant aux cahier des charges-types en application.

Cette composition classique sera également utilisée dans des réparations en béton armé continu sur de grandes longueurs (≥ 8 m) et où la technique des claveaux est utilisée (voir 6.2). Pour les réparations en béton armé continu sur de petites longueurs et pour le bétonnage de claveaux, un béton à durcissement rapide sera impérativement utilisé (voir 6.3.3).

Le cahier spécial des charges laisse donc à l'entrepreneur le libre choix de la composition du béton pour autant que celle-ci satisfasse aux exigences du cahier des charges type en matière de teneur en ciment, de rapport E/C, de teneur en air, de D_{max} des granulats et caractéristiques des granulats (e.a le coefficient de polissage accéléré des gravillons qui ne peut être inférieur à 50 (cfr norme NBN EN 12620) pour les bétons des couches de roulement, ce qui exclut l'utilisation de gravillons calcaires concassés), de résistance à la compression, d'absorption d'eau et de résistance au gel en présence de sels de déverglaçage.

Pour des travaux de réparations où on ne dispose que d'un équipement de serrage limité (aiguilles vibrantes et poutre vibrante), un superplastifiant sera également utilisé afin d'augmenter considérablement l'ouvrabilité du béton tout en respectant les teneurs en eau. Ainsi, et moyennant un béton de granularité parfaitement étudiée, on obtiendra un béton durci conférant à la réparation une bonne durabilité.

6.3.3 COMPOSITION DU BETON PERMETTANT DE N'INTERROMPRE LE TRAFIC QUE PENDANT UNE TRES COURTE DUREE

Le recours à des bétons spéciaux a permis, tant en Belgique qu'à l'étranger d'obtenir des résistances satisfaisantes pour la réouverture au trafic 3 jours, 2 jours voire 24 heures après la mise en place du nouveau revêtement. Cette technique est mieux connue sous son appellation internationale « (ultra) fast-track concrete paving ». Elle sera utilisée lors des travaux de réfection de routes en béton à grand trafic afin de limiter au maximum les entraves à la circulation et de manière générale pour toutes les petites réparations en béton armé continu. En effet, dans ce dernier cas, l'utilisation d'un béton qui présente rapidement des résistances mécaniques élevées est important. Il faut en effet que, lors de la première contraction du matériau qui suit le bétonnage (c'est-à-dire lors du premier refroidissement lors de la nuit suivant le bétonnage), les résistances à la traction du béton soient suffisantes pour reprendre les contraintes de traction horizontales. Il est admis que celles-ci sont suffisantes si la résistance à la compression du béton à 10-12 h d'âge est d'environ 20 N/mm².

Outre l'utilisation d'un béton à durcissement rapide, l'obtention à très court terme (10-12 h d'âge) de résistances mécaniques élevées sera favorisée en bétonnant le matin (idéalement vers 10 à 11 h) et en isolant, immédiatement après la mise en œuvre, le béton au moyen d'un matelas de polystyrène expansé de minimum 5 cm d'épaisseur.

La gêne minimale au trafic sera obtenue en adoptant le schéma de travail suivant :

- vendredi : démolition et reconstruction éventuelle de la fondation ;
- samedi : mise en place du béton à durcissement ultra-rapide ;
- dimanche : travaux de finition (scellement des joints, marquage routier, ...) ;
- lundi à 6 h du matin : remise au trafic.

La teneur en ciment de ces bétons varie entre 425 et 450 kg/m³. Pour les réparations ultra-rapides, il y a lieu d'utiliser un ciment Portland (CEM I 52,5 N ou R LA ou CEM I 42,5 N ou R LA). Si on vise un durcissement de 72 heures, il est également possible d'utiliser un ciment de haut fourneau (CEM III/A 42,5 N LA) en mélange avec 20 à 25 % de ciment CEM I 42,5 R ou 52,5 R. Cette limitation de la quantité de ciment Portland est nécessaire afin de maintenir la teneur en alcalis dans les limites imposées. L'utilisation du ciment CEM III/A 42,5 N LA permet d'obtenir un béton plus ouvrable et donc plus facile à mettre en œuvre.

La granularité du béton sera continue, les fractions 2/6 et 6/20 de gravillons concassés seront utilisées. La fraction 20/32 est généralement absente afin de faciliter (ne pas durcir) la mise en place du béton.

Le rapport E/C est déterminé en fonction du délai maximal de durcissement souhaité mais doit toujours être en dessous de 0,40. Ce faible rapport E/C a non seulement un effet positif sur le développement de la résistance, mais aussi sur la durabilité et la sensibilité à la fissuration de ce béton malgré la teneur en ciment élevée. L'ajout d'une certaine quantité de superplastifiant est nécessaire pour maintenir le rapport E/C en dessous de 0,40 et s'effectue, en général, partiellement en centrale à béton, partiellement sur chantier dans les camions malaxeurs.

La quantité de béton par camion-mixer sera toujours limitée au cubage nécessaire de la zone à réparer afin de toujours avoir un délai entre la fabrication et la mise en œuvre le plus faible possible.

Il convient de signaler qu'il est toujours nécessaire de prévoir des essais d'orientation dans le cahier des charges de manière à bien fixer les paramètres de la composition du béton permettant d'atteindre les résistances souhaitées à la température attendue. Le tableau 8 ci-après reprend des recommandations quant à la composition du béton en fonction de la température ambiante.

Tableau 8 – Recommandations pour le choix du ciment des bétons de réparations rapides

Température minimale	Ciment à utiliser		
	CEM I LA 42,5 ou 52,5 N ou R	Mélange CEM III/A 42,5 N LA + 20 – 25 % CEM I 42,5 R ou 52,5 R	CEM III/A 42,5 N LA
≤ 10 °C	min 425 kg/m ³	/	/
10 < T < 20 °C	min 425 kg/m ³	450 kg/m ³	/
≥ 20 °C	de 425 à 450 kg/m ³	450 kg/m ³	450 kg/m ³

- Remarques :
1. 450 kg/m³ est un maximum
 2. Teneur en Na₂O équ. du mélange CEM III/A – CEM I est inférieure ou égale à 0,9 %
 3. E/C ≤ 0,40

Lors de la mise en œuvre de dalles en béton à durcissement rapide, les joints de retrait doivent être sciés plus rapidement que dans le cas d'une réparation classique, à savoir entre 4 et 12 heures après la mise en œuvre du béton, selon la composition et les conditions climatiques.

Quelques exemples pratiques d'utilisation de béton à durcissement rapide sont repris ci-après.

Cas n° 1

Exemple de composition de béton à durcissement rapide Résultats de laboratoire

• Composition du béton

Gravillons concassés de porphyre 6/20	:	900	kg/m ³
Gravillons concassés de porphyre 2/6	:	290	kg/m ³
Sable de rivière 0/3	:	670	kg/m ³
Ciment CEM I 52,5 R LA	:	450	kg/m ³
Eau totale	:	154	l/m ³
Adjuvant superplastifiant	:	7,50	kg/m ³
Total	:	2472	kg/m ³

Le superplastifiant est ajouté en 2 demi-fractions : une première demi-fraction sur le béton fraîchement gâché et une seconde demi-fraction sur le béton âgé de 30 minutes.

• Caractéristiques du béton

Rapport E/C ≈ 0,35.

Slump = 200 mm.

Masse volumique du béton frais = 2475 kg/m³.

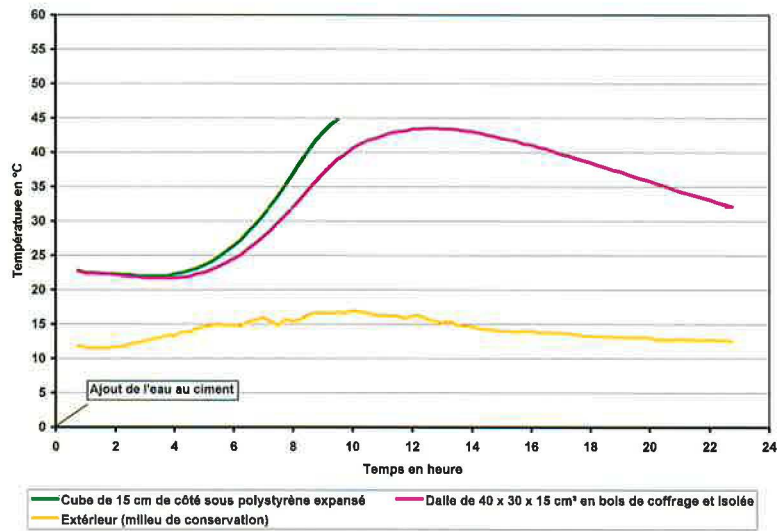


Fig. 39 - Evolution de la température du béton par thermocouples incorporés

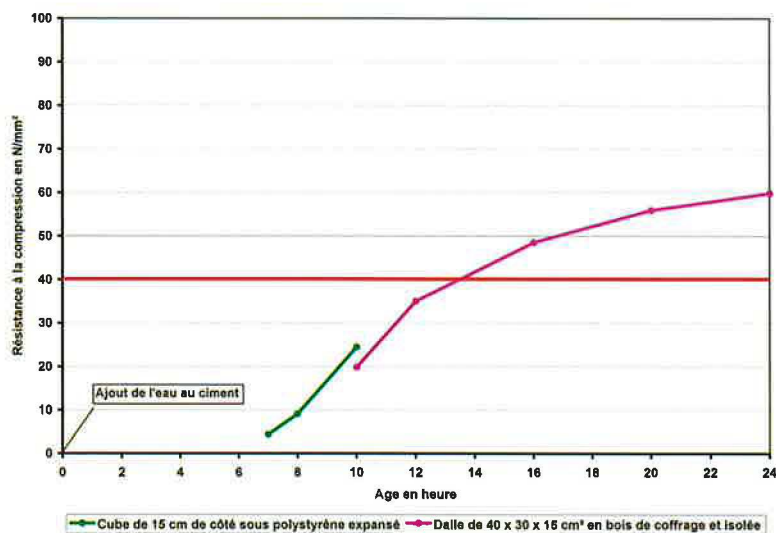


Fig. 40 - Evolution de la résistance à la compression sur cubes de 15 cm de côté, moule sous polystyrène expansé et sur carottes de 100 cm² de section et 10 cm de hauteur forées dans des dalles

Il peut être remarqué que la résistance à la compression de 40 N/mm² est obtenue à ± 14 heures d'âge.

Cas n° 2

Opwijk, RN 47, réparation d'un revêtement en dalles de béton goujonnées

Octobre 2003

- **Composition du béton**

Gravillons concassés de porphyre, $D_{max} = 32$ mm

Ciment CEM I 52,5 R LA

- **Mise en œuvre du béton**

Mise en place par aiguilles vibrantes et poutre vibrante.

Traitement de surface : brossé.

Une dalle est isolée en surface, l'autre pas afin de quantifier l'apport de l'isolation sur le délai de restitution au trafic.

- **Caractéristiques du béton**

Slump = 60 mm.

Masse volumique du béton frais = 2450 kg/m³.

Teneur en eau totale = 179 l/m³.

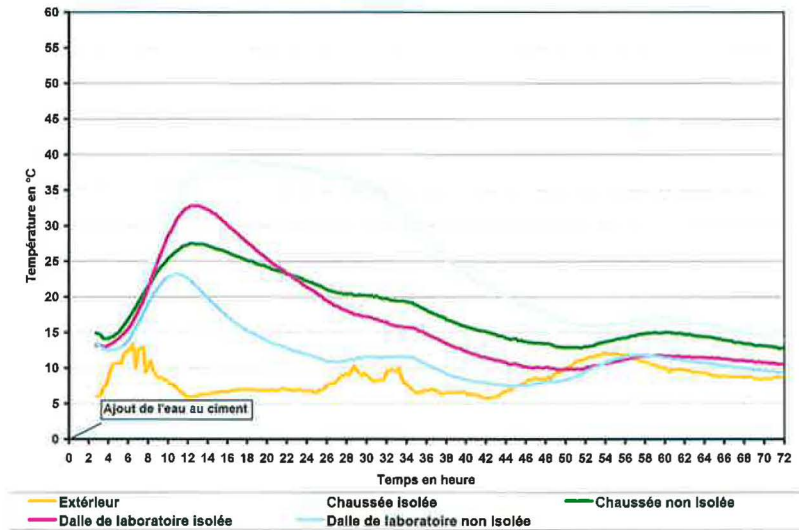


Fig. 41 - Evolution de la température du béton par thermocouples incorporés

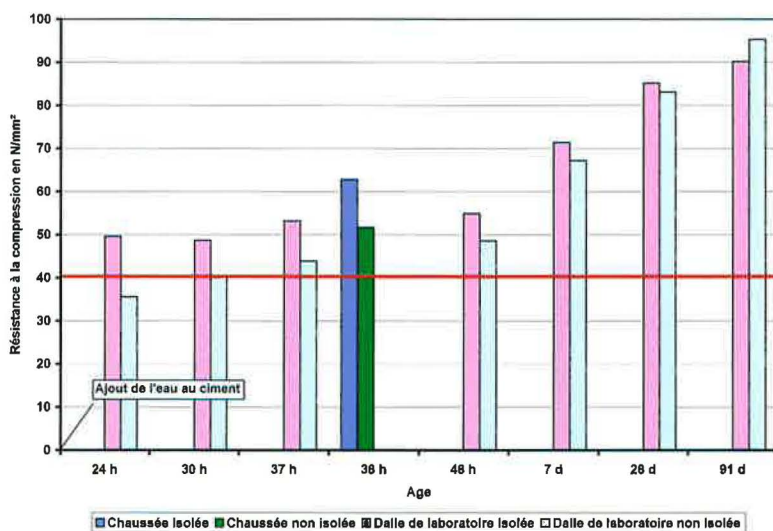


Fig.42 - Evolution de la résistance à la compression sur carottes forées de 100 cm² de section et 10 cm de hauteur

A noter que lorsque les carottes forées dans les dalles de laboratoire atteignent la résistance à la compression voulue, le revêtement routier atteint, lui aussi, avec certitude, la résistance voulue. L'effet bénéfique de l'isolation est aussi facile à observer.

Cas n° 3

Autoroute E40 Bruxelles-Liège, km 69,0 réparation d'un revêtement en béton armé continu - Juillet 2006

- **Composition du béton**

Gravillons concassé de rivière, $D_{max} = 22 \text{ mm}$

Ciment : mélange CEM III/A 42,5 N LA – CEM I 52,5 N

- **Mise en œuvre du béton**

Mise en place par aiguilles vibrantes et poutre vibrante

Traitement de surface : brossé

Isolation en surface afin de favoriser le développement des résistances mécaniques avant refroidissement la 1^{ère} nuit.

- **Caractéristique du béton**

Slump = 45 mm.

Masse volumique du béton frais = 2370 kg/m³.

Teneur en eau totale = 207 l/m³.

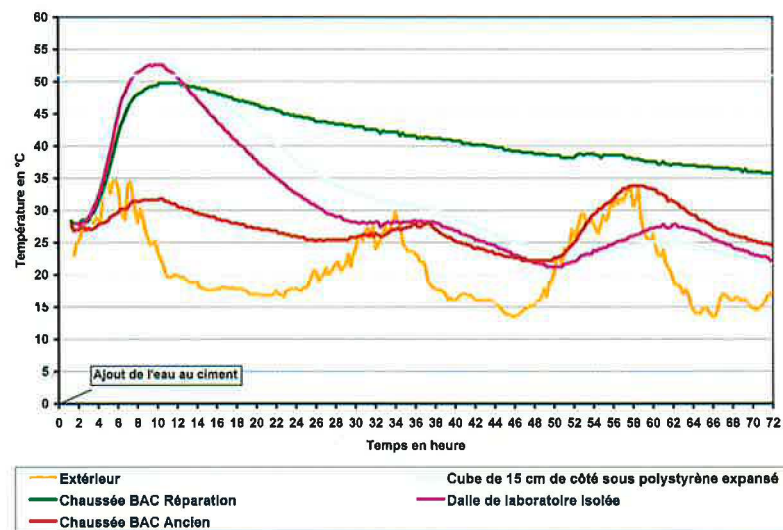


Fig. 43 - Evolution de la température du béton par thermocouples incorporés

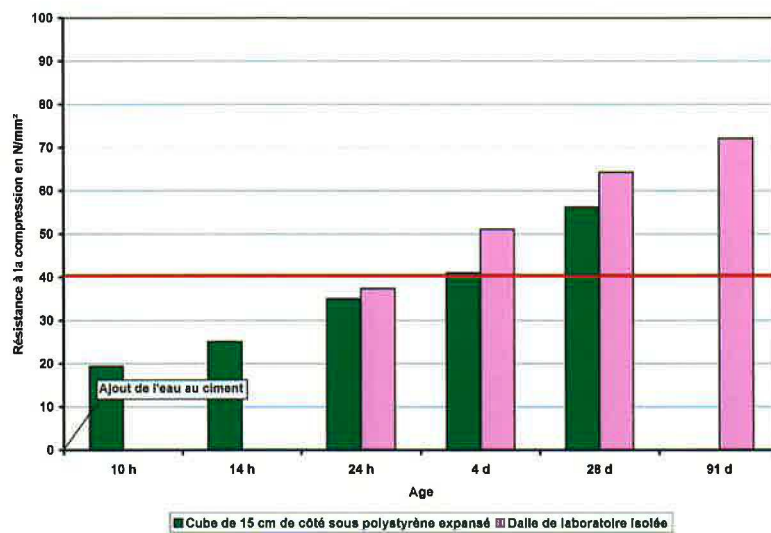


Fig. 44 - Evolution de la résistance à la compression sur cubes de 15 cm de côté, moule en polystyrène expansé et sur carottes de 100 cm² de section et 10 cm de hauteur forcées dans les dalles

Il peut être remarqué que lors du 1^{er} refroidissement qui suit le bétonnage, les résistances à la compression sont déjà élevées ($\pm 25 \text{ N/mm}^2$ sur cubes à 14h).

6.4 REMPLACEMENT ET/OU RENFORCEMENT DE LA FONDATION AU MOYEN DE BETON SEC COMPACTE

Lors des travaux de réfection où la fondation doit être renouvelée, il est intéressant de la prévoir en béton sec compacté (BSC), à savoir un béton dont la résistance à la compression moyenne sur carottes est au minimum supérieure à 20 N/mm² après 90 jours. Ce béton a généralement une résistance supérieure à 10 N/mm² à 7 jours.

Le béton sec compacté est caractérisé par une composition de granulométrie limitée à 20 mm et une teneur en ciment de minimum 200 kg/m³. Il offre l'avantage déterminant d'une mise en service presque immédiate après la mise en œuvre. Pour une telle fondation, qui, à l'instar du béton maigre, est mise en place avec un faible taux d'humidité (en général de l'ordre de 5 à 7 % de la masse totale des matériaux secs) et subit un compactage très intense, il y a lieu, pour éviter une fissuration irrégulière, d'entailler ou de scier des joints, dont l'entre distance est de maximum 5 m. Pour un revêtement en dalle de béton, les joints du BSC correspondront avec ceux des dalles de béton du revêtement. Comme pour toutes les autres fondations liées au ciment, il est nécessaire de protéger le béton compacté contre la dessiccation. Cela s'effectue par l'application d'une émulsion bitumineuse ou en maintenant la surface humide pendant un temps suffisamment long, jusqu'à ce qu'elle soit revêtue par la couche de roulement par exemple.



Les joints de construction sont réalisés à la fin de chaque production journalière ou en cas d'interruption du bétonnage supérieure à 2 heures. La face des joints est plane, verticale et perpendiculaire à l'axe du revêtement.

Lors de la reprise, le nouveau béton est posé directement contre le béton durci. Tous les résidus de béton et déchets doivent être enlevés et le coffre doit être nettoyé à fond. La vibration du béton de part et d'autre du joint est complétée au moyen d'une aiguille vibrante indépendante.

7. REPARATION D'ÉPAUFURES ET D'ÉCLATS

Les causes, l'évolution et le diagnostic des désagrégations aux lèvres de fissures ou de joints, ainsi que de différentes autres dégradations locales, ont fait l'objet de commentaires détaillés au cours des chapitres précédents. En cas d'intervention tardive, les épaufrures et désagrégations constitueront souvent des dégâts secondaires, et une intervention plus ou moins importante sera alors nécessaire, comprenant des réparations étendues utilisant soit des mortiers à base de liant hydraulique modifié (LHM – mortier à base de ciment auquel est ajouté des polymères) ou de liant résineux. L'opération consiste donc à refaçonner au moyen d'un mortier un éclat ou le bord abîmé d'un joint, d'une dalle, d'une fissure. Il y a lieu de noter que l'utilisation d'asphalte coulé est en général inefficace pour la réparation d'un joint, d'un bord de dalle, ...

Les travaux préliminaires consistent à préparer le support et le coffrage provisoire éventuel, de sorte que le mortier de façonnage adhère parfaitement au béton. Le support est propre, constitué de béton sain (enlèvement des effritements de béton) et limité par une surface irrégulière. Le fond et les parois de la partie démolie sont brossés et nettoyés par soufflage à l'air comprimé. Les traces d'huile ou de masse de scellement sont éliminées. Le mortier à base de résines est appliqué sur béton propre et sec. Le mortier LHM est appliqué sur béton propre et saturé d'eau ; la réparation est protégée à l'aide d'un produit de cure ou d'une membrane plastique. La réparation est lissée et s'intègre parfaitement dans le profil de la route. Les fissures ou les joints existants sont, dans tous les cas, reproduits et scellés.



Fig. 45 – Eclats de béton pouvant être réparé au moyen d'un liant hydraulique modifié ou d'un liant résineux

8. REPARATION D'ÉCAILLAGES

Les écaillages sont généralement des phénomènes généralisés. Leurs causes principales sont une mauvaise qualité de béton et / ou sa protection insuffisante. Le replâtrage du béton frais au mortier peut également être une cause d'écaillage.

Les dégâts de gel sous l'action des sels de déneigement accélèrent la mise en évidence de béton poreux en surface, surtout le long des bords de la route (éventuellement sur les bandes de contrebutage) où la concentration en sel est plus élevée à cause de la pente transversale du revêtement.

L'action des sels de déneigement sur un béton comportant des pores trop nombreux peut être schématisée comme suit : la fusion de la glace par le sel est une réaction endothermique qui peut engendrer localement l'apparition de températures très basses (jusqu'à -20°C) dans la partie superficielle du revêtement. Cette baisse de température du revêtement provoque l'apparition de contraintes de traction dans la couche supérieure du béton à la suite du retrait thermique différentiel contrarié par la couche de béton inférieure plus chaude et des sollicitations de traction dans les ponts de mortier entre les pores. Ces contraintes proviennent des efforts d'expansion exercés par l'eau qui gèle sur les parois des cavités de la pellicule supérieure de béton déjà soumise à des tractions de retrait. L'influence cumulée de ces deux phénomènes est à la base du processus d'écaillage d'un béton trop peu compact.

L'écaillage peut être évité en confectionnant un béton très compact contenant peu de mortier et peu de macropores. Un béton moins compact peut cependant aussi résister à l'influence du gel s'il contient un adjuvant entraîneur d'air. Les micropores qui sont ainsi introduits dans le béton créent l'espace nécessaire à la neutralisation du développement des contraintes induites par la cristallisation de l'eau dans les pores.

La réparation des écaillages peut être faite à deux niveaux : si le phénomène est détecté à temps, un traitement préventif rapide par des produits d'imprégnation peut prévenir les dégâts. Si par contre l'écaillage a déjà atteint un stade avancé, deux solutions restent possibles : soit un bouchardage ou un rabotage (voir 10.3), soit un recouvrement bitumineux (voir 11.5).

Si le risque d'écaillage est détecté à temps, on peut exécuter au laboratoire des essais de gel avec des sels de déneigement sur un certain nombre de carottes (méthode ISO/DIS 4846-2). La perte de masse mesurée après un certain nombre de cycles de gel-dégel peut être considérée comme une bonne mesure du degré d'écaillage qui risque d'apparaître. A partir d'une perte de masse de 10 à 15 g/dm² de surface de carotte, on peut parler d'un écaillage modéré ; la texture n'est que très légèrement endommagée et une intervention ne serait nécessaire que dans des cas exceptionnels. A partir d'environ 20 g/dm², le risque de dénudage du squelette est tel qu'un traitement préventif s'impose. Ce genre de traitement a donné des résultats concluants sur de nombreux chantiers (fig. 46). A noter que certains produits n'ont pas une action permanente et que le traitement doit donc être renouvelé périodiquement (tous les 5 ans).

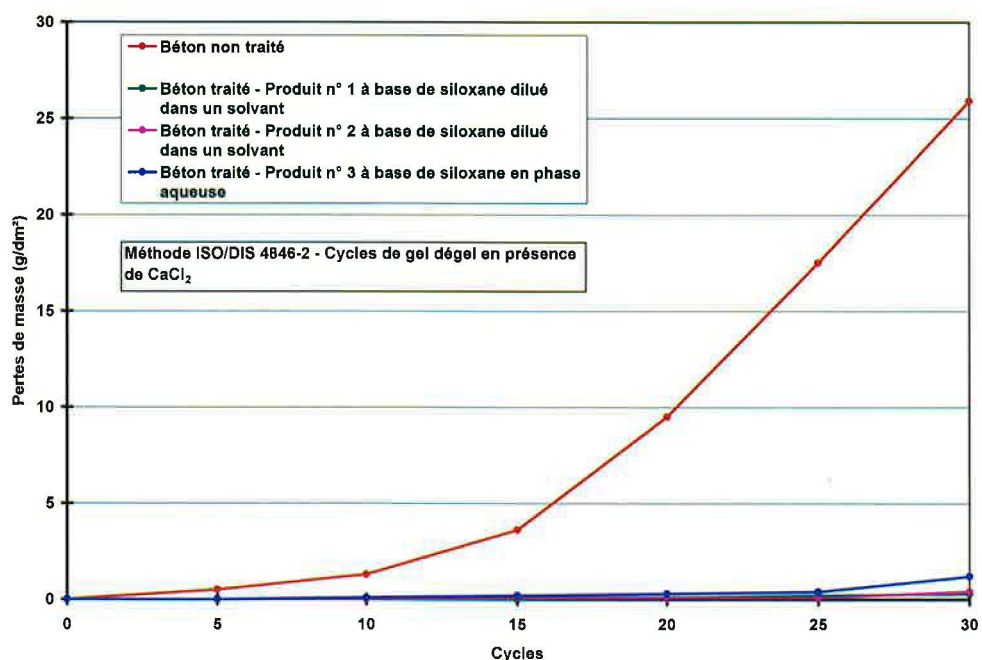


Fig. 46 - Influence du traitement avec un produit d'imprégnation sur la résistance au gel en présence de sels de déverglaçage

9. RESTAURATION DE L'UNI DE SURFACE

Dans ce chapitre, des méthodes de réparation permettant d'éliminer les inégalités et affaissements locaux dans la surface de roulement seront traitées.

Les inégalités locales de l'uni se forment pendant l'exécution : joints de fin de journée, interruptions dans la continuité du bétonnage suite à des divers incidents (approvisionnement, panne de machine, faute de conduite des machines à coffrages glissants...) ; le plus souvent, et de préférence, ces inégalités sont immédiatement corrigées tant que le béton est encore frais.

Par contre, les affaissements sont causés par des phénomènes évolutifs qui peuvent se manifester à proximité des joints (pompage) ou qui trouvent leur cause dans un tassement du sol ou une érosion de la fondation.

9.1 SUPPRESSION DES IRREGULARITES DU PROFIL

Les inégalités réellement locales se quantifient aisément au moyen de la règle de 3 m, alors que la qualité du profil général d'un tronçon s'estime notamment par des mesures avec l'analyseur de profil en long (APL). Sur base du résultat de ces mesures, des bosses et des affaissements de relativement faible importance peuvent être éliminées de manière à se trouver dans les tolérances d'un profil moyen bien choisi.

Pour de telles inégalités, cette élimination ne pose pas beaucoup de problèmes. Les entreprises spécialisées en réparation disposent d'une gamme de machines qui aplanissent progressivement la surface du béton en la meulant ou en la fraisant (10.3). Ces engins peuvent également être utilisés pour améliorer localement la rugosité ou pour traiter des écaillages locaux un peu trop visibles.

9.2 RELEVEMENT OU STABILISATION DE ZONES AFFAISSEES

Les irrégularités qui apparaissent dans le profil longitudinal de la route à la suite d'affaissements sont attribuables soit à un phénomène de pompage au droit de fissures ou de joints (de dilatation) non goujonnés sur une fondation érodable, soit à des tassements différentiels qui peuvent se produire sur un sol de faible portance ou sur des remblais mal compactés. Les causes d'apparition de dénivellations au droit des fissures et des joints ont déjà été étudiées amplement au chapitre 1. La mise en marches d'escalier naît progressivement du battement des dalles et peut aller de quelques millimètres à plusieurs centimètres.

Si le phénomène est déposé à temps comme étant dû à un défaut d'appui des dalles, une simple stabilisation par injection d'un coulis à base de ciment peut apporter une solution satisfaisante. Les dalles sont alors stabilisées par remplissage des cavités existantes sans qu'il soit question de relevage. Un tel traitement peut également être réalisé avant recouvrement d'un revêtement à renouveler.

Des différences de niveau plus ou moins grandes provoquées par un trafic lourd et intense peuvent être supprimées par injection, à condition que les dalles ne soient pas trop fragmentées suite à une fissure secondaire (les fragments seraient alors trop petits). Dans ce cas de fissuration ou de désagrégation avancée, il faut se rabattre sur d'autres solutions, comme la reconstruction partielle ou dans des cas extrêmes, le recouvrement généralisé.

L'opération consiste donc à injecter un coulis à base de ciment sous le revêtement en béton au travers de trous forés dans celui-ci en vue de stabiliser le revêtement et restaurer l'uni. Des trous d'un diamètre de 50 mm environ sont forés à travers le revêtement jusqu'à un niveau situé 3 cm plus bas que le niveau à injecter. S'il s'agit d'un revêtement en béton armé continu, l'armature existante est d'abord repérée au moyen d'un détecteur approprié. La foreuse reste sur place pendant les travaux d'injection pour pouvoir faire les trous supplémentaires qui s'avèreraient nécessaires.

La distance entre les trous est choisie en fonction de la hauteur du relèvement à réaliser : elle ne dépassera cependant pas 2 m, tandis que la distance entre la rangée extérieure des trous et un bord longitudinal d'une dalle sera comprise entre 0,75 m et 1 m. En outre, les trous doivent être éloignés d'au moins 0,80 m d'un joint ou d'une fissure ; ceci ne vaut évidemment pas pour un revêtement en béton armé continu.

Le coulis est constitué d'un mélange d'eau et de produits préparés pré-dosés comprenant principalement du ciment ainsi que d'autres composants éventuels tels que de la bentonite, des cendres volantes, des adjuvants ou autres ajouts. Le coulis est préparé dans une bétonnière à contre-courant. Le temps de malaxage est réglé de manière à obtenir un mélange homogène ne présentant pas de grumeaux.

Préalablement à l'injection du coulis, un courant d'air comprimé est envoyé à travers les trous ; il a pour objet de désolidariser la dalle de sa fondation et de chasser l'eau se trouvant sous la dalle.



Fig. 47 – Injection sous un revêtement en béton armé continu

La pompe d'injection doit permettre un contrôle visuel du matériau injecté et la pression d'injection doit être affichée en permanence. L'injection doit pouvoir être exécutée jusqu'à une température minimale de 5 °C mesurée à la surface du revêtement. Si la fondation des bandes latérales est perméable, une première phase d'injection consiste à étancher le joint entre la chaussée et les bandes latérales. L'injection par un injecteur donné est interrompue dès qu'il s'avère que le coulis pénètre de manière importante sous les bandes latérales.

En cas d'injection en fine épaisseur, un rouleau vibrant circule sur la dalle de manière à favoriser la dispersion, le cheminement et l'étalement du coulis. Dès que le coulis injecté ressort en surface par un des trous voisins, ce dernier est bouché à l'aide d'un cône en bois. L'injection se poursuit ensuite par les autres trous en prenant soin de boucher les trous précédemment injectés. L'injection est arrêtée lorsque le revêtement se trouve 2 mm plus haut que le niveau théorique. Ensuite, les cônes en bois sont enlevés et les trous sont bouchés à l'aide d'un mortier de ciment (sable de rivière – ciment) jusqu'à 3 cm sous la surface. Les derniers centimètres sont comblés avec un mortier à base de résine.

A noter qu'une injection de résine synthétique est également possible si la stabilisation doit être faite sur une très faible épaisseur.

10. RESTAURATION DE LA TEXTURE DE SURFACE

10.1 RUGOSITE ET ADHERENCE

La résistance au glissement entre les pneus d'un véhicule et la surface de la route joue un rôle important dans la sécurité routière. Les facteurs qui influencent cette indispensable résistance au dérapage sont le comportement (conscient ou inconscient) du conducteur, la profondeur du dessin des pneumatiques, le profil en long de la chaussée (et en travers pour les revêtements souples), l'état et la texture superficielle du revêtement (micro et macrotecture).

Aux vitesses faibles, le degré d'adhérence à la route est uniquement déterminé par la microtexture. Pour une route en béton, une telle microtexture rugueuse, de type papier de verre, peut s'obtenir par simple brossage de la surface. La durabilité de cette texture sera d'autant plus longue que les matériaux utilisés seront plus résistants à l'usure et au polissage et que la circulation sera moins dense. Si l'utilisation de matériaux polissables dans le béton est évitée, ou au moins si la circulation ne les fait pas apparaître en surface, un certain degré d'auto régénération de la microtexture peut généralement être escompté. Par suite des efforts de frottement des roues sur la chaussée, des grains sont continuellement arrachés au revêtement, de sorte que la texture restera toujours assez semblable à elle-même.

Aux vitesses plus élevées, une macrotecture plus profonde est nécessaire afin de conserver le contact pneu-chaussée malgré la présence d'un film d'eau. En effet, à mesure que la vitesse augmente, le pneu arrive de plus en plus difficilement à repousser l'eau devant lui. La surface de contact est de plus en plus petite (fig. 48) : dans la zone a, le contact est complètement rompu par le film d'eau ; dans la zone b, ce film est localement traversé par des irrégularités de surface, de sorte que des forces de frottement peuvent apparaître grâce à la déformation du pneu ; ce n'est qu'en zone c, où l'eau peut s'évacuer, que le contact est encore suffisant. L'épaisseur du film d'eau ainsi que la texture du pneu et du revêtement déterminent l'importance de la zone c. Dès que cette zone cesse d'exister apparaît le phénomène connu mais redouté que constitue l'aquaplanage.

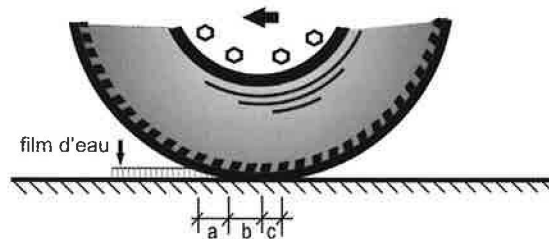


Fig. 48 – Zones de contact entre le pneu et la route

Une macrotecture rugueuse et profonde favorise l'évacuation de l'eau, de sorte que l'étendue de la zone a reste limitée. Afin de pouvoir rompre le film d'eau en zone b, il faut de plus disposer d'une microtexture râpeuse. Là, comme en zone c, elle permettra que subsiste suffisamment d'adhérence entre le pneu et le revêtement.

Sur les routes du réseau primaire qui supportent un trafic rapide et intense, ainsi qu'aux points névralgiques (virages serrés, zones de freinage, ...) de routes moins importantes, il faut veiller à la présence tant d'une macrotecture que d'une microtexture. Pour les routes secondaires, où la vitesse est normalement moins élevée, une bonne microtexture est généralement suffisante. Les différents traitements de surface possibles, appliqués dans ce cadre aux revêtements en béton, sont le brossage, le dénudage et éventuellement le striage.

Il n'existe pas de méthode opérationnelle à grand rendement pour la mesure directe de la microtexture. Il est considéré qu'une évaluation en est donnée par une mesure du coefficient de frottement réalisée avec une faible vitesse de glissement (voir CME 53.11). La macrotecture peut être évaluée par les techniques suivantes :

- méthode volumétrique dite de la tache de sable (NBN EN 13036-1) ;
- méthode profilométrique : mesure d'une profondeur moyenne de profil (NBN EN ISO 13473-1) ;
- méthode pour mesurer la drainabilité superficielle d'un revêtement (NBN EN 13036-3).

L'essai au pendule (SRT – NBN EN 13036-4) mesure principalement la microrugosité. Il s'agit d'un dispositif statique qui mesure l'adhérence d'une petite surface de revêtement (environ 1dm²).

Les causes du manque de rugosité peuvent se résumer comme suit :

- macrorugosité insuffisante par suite d'erreurs d'exécution (traitement insuffisant, délavage dû à l'absence de protection contre la pluie...), de l'élimination d'irrégularités locales (par fraisage...), de phénomènes d'usure anormale à cause d'un volume de circulation trop intense ;
- microrugosité insuffisante à cause de la présence de matériaux polissables à la surface, ou à cause de la mise à nu de ce squelette par la circulation ou d'une cause extérieure (par exemple rabotage local) ; une microrugosité insuffisante peut encore être due à l'absence de traitement de surface, jointe à un excès de mortier dans la couche superficielle, ou au délavage par la pluie d'une simple texture obtenue par broissage.

10.2 BRUIT DE ROULEMENT ET TEXTURE DE LA COUCHE DE SURFACE

L'évolution dans la conception des voitures et des camions a singulièrement réduit les bruits émis par les moteurs et les véhicules deviennent ainsi de plus en plus confortables. Il en résulte que la source principale des bruits émis par une route provient actuellement du contact pneu/revêtement. Depuis les années '80 des études sont réalisées dans ce domaine et concernent différents matériaux. Plusieurs aspects interviennent dans le niveau des bruits de roulement :

- la planéité et la mégatexture ;
- la texture de surface, à savoir la micro- et la macrotexture ; c'est cette dernière qui influence le plus le niveau sonore entendu dans et autour du véhicule ;
- la facilité, pour l'air poussé par le pneu, à s'échapper à la surface du revêtement.

Dans le domaine des revêtements en béton, les expériences belges et étrangères menées sur base de ces principes, permettent de mettre en évidence les paramètres essentiels d'une route silencieuse. Pour réduire au mieux le bruit de roulement il convient d'utiliser la technique du dénudage comme traitement de surface et d'étudier une composition appropriée du béton et donc :

- de réduire le calibre maximum du plus gros granulat ; en effet, plus le Dmax est petit, moins bruyant est le revêtement ; dans la pratique, le Dmax est limité au maximum à 20 mm ;
- d'utiliser une teneur importante en granulats de calibre 4/6 ou 4/8 (respectivement 20 et 25 % minimum) ;
- de bétonner au moyen d'une machine à coffrages glissants (slipform) ;
- d'avoir une très bon uni de surface et donc d'utiliser une poutre lisseuse longitudinales (supersmoother) ;
- de limiter la profondeur de dénudage à 1 voire max. 1,5 mm.



Fig. 49 – Aspect du béton silencieux après dénudage

Des mesures ont permis ainsi de constater qu'un revêtement en béton dénudé 0/20 permet de gagner 7 dB(A) sur le bruit de roulement, par rapport à un revêtement en béton 0/32 strié transversalement. D'autres mesures ont été réalisées à Estaimpuis en 2002 sur un tronçon expérimental de béton armé continu bi-couche, réalisé à l'aide de deux machines à coffrages glissants, avec comme valeur de D_{max} pour la couche supérieure : 7, 10, 14 et 20 mm. Le tableau 9 ci-après synthétise les résultats obtenus. Ceux-ci montrent que plus le calibre est petit, moins bruyant est le revêtement, mais les écarts sont toutefois assez faibles. Ce qui apparaît clairement, c'est qu'une réalisation du revêtement en deux couches posées frais sur frais (bi-couche) améliore sensiblement la planéité de surface et donc le caractère silencieux du revêtement. La raison semble en être la plus grande facilité pour la deuxième slipform de mettre en œuvre une couche de faible épaisseur, sans arrêts de machines et à vitesse constante et donc de bien respecter les niveaux imposés par les dispositifs de guidage (fils,...).

Tableau 9 – Mesures de bruit sur bétons dénudés à Estaimpuis

Vitesse de référence km/h	Niveau sonore d'un véhicule léger en dB(A) (méthode SPB — Analyse d'un nombre suffisant de véhicules circulant isolément)			
	$D_{max} = 7$ mm	$D_{max} = 10$ mm	$D_{max} = 14$ mm	$D_{max} = 20$ mm
70	75,9	76,6	77,2	77,8
90	79,4	80,0	80,9	81,4

10.3 LES TRAITEMENTS DE SURFACE

10.3.1 TRAITEMENT DE SURFACE PAR MEULAGE AU MOYEN DE DISQUES DIAMANTÉS (MICRO-RAINURAGE)

L'opération consiste à meuler le revêtement en béton existant au moyen de disques diamantés en vue :

- d'améliorer l'uni avec maintien de l'adhérence ;
- d'améliorer l'adhérence ;
- de réduire le bruit de roulement.

Ce traitement de surface est exécuté dans le sens longitudinal au moyen d'une machine comportant, sur un axe horizontal, une série de disques diamantés ou en alliages spéciaux très rapprochés les uns des autres.

Le travail se fait en bandes parallèles et rectilignes ; le chevauchement de celles-ci est inférieur à 5 cm. La largeur des rainures est de 3 à 4 mm et leur espacement est inférieur à 3,2 mm.

Après traitement, les irrégularités de surface ne peuvent dépasser 2 à 4 mm suivant la catégorie de route. Cette technique confère au revêtement d'excellentes caractéristiques d'adhérence, d'uni et de bruit de roulement, comparables à ceux obtenus pour les revêtements en enrobés bitumineux drainants.



Fig. 50 – Traitement de surface par meulage d'un revêtement en béton

10.3.2 TRAITEMENT DE SURFACE PAR FRAISAGE

L'opération consiste à traiter le revêtement en béton existant en vue :

- d'améliorer l'uni avec maintien de l'adhérence ;
- d'améliorer l'adhérence ;
- de réduire le bruit de roulement.

Le fraisage est réalisé à l'aide d'une machine comportant un tambour à axe horizontal muni d'outils de coupe. La machine est équipée d'une installation d'arrosage pour éviter la formation de poussière.

Le travail est réalisé dans le sens longitudinal et en bandes parallèles. Les rainures créées par le fraisage sont espacées de maximum 7 mm. L'opération ne doit en aucun cas occasionner des éclats à la surface et/ou des épaufrures aux joints transversaux ou longitudinaux. Un meulage préalable au moyen de disques diamantés au droit des joints est à cet égard indispensable.

10.3.3 TRAITEMENT DE SURFACE PAR BOUCHARDAGE

L'opération consiste à traiter le revêtement en béton existant en vue d'améliorer l'adhérence sans altérer l'uni.

Cette méthode est la plus indiquée pour éliminer localement une couche superficielle de mortier qui n'a pas une microtexture suffisante ou est trop poreuse, provoquant ainsi des écaillages locaux.

Le traitement est réalisé ou bien par une machine de bouchardage pneumatique ou bien par une machine comportant un tambour à axe horizontal équipé d'outils de bouchardage fixés au tambour par des pivots. Le travail est exécuté en bandes parallèles dans le sens longitudinal. Les outils sont disposés en quinconce sur le tambour. L'espacement des outils doit permettre un traitement uniforme de la surface. L'opération ne doit en aucun cas occasionner des épaufrures aux joints transversaux ou longitudinaux. Ainsi, une bande non traitée parallèle aux joints est inévitable.

10.3.4 TRAITEMENT DE SURFACE PAR GRENAILLAGE

L'opération consiste à traiter le revêtement en béton existant en vue :

- d'améliorer l'adhérence sans altérer l'uni ;
- de nettoyer la surface.

Le traitement de surface est exécuté au moyen d'une machine qui réalise un bombardement intensif du revêtement à l'aide de grenailles d'acier projetées à grande vitesse. La machine est équipée d'un système d'aspiration et de récupération des grenailles d'acier et des poussières. Le travail est exécuté sur revêtement sec. Le traitement fait apparaître le squelette pierreux du revêtement (fine microtexture du squelette pierreux).

11. LA RENOVATION D'UNE ANCIENNE ROUTE EN BETON

11.1 PROBLEMATIQUE

Jusqu'à présent, chaque erreur ou dégradation a été abordée quasi individuellement, en se limitant à étudier son influence particulière sur le comportement de la route et les principes de réparation qui lui sont applicables. Cependant, dans le cas de routes anciennes ou sous-dimensionnées, pour lesquelles les conditions de trafic et/ou des erreurs de conception et d'exécution ont manifestement entraîné des dégâts assez généralisés, rendant ces routes incompatibles avec les exigences de confort et de sécurité actuelles, les méthodes de réparation locales dont il a été question jusqu'ici ne sont souvent plus économiquement justifiables. D'ailleurs, même d'un simple point de vue technique, une remise en état plus radicale s'imposera normalement dans ce cas. Ceci est d'autant plus vrai lorsque la rénovation envisagée doit s'accompagner de travaux complémentaires comme par exemple un élargissement ou l'établissement d'un système de drainage. Dans ce cas, il faudra encore attribuer plus d'importance à la durabilité de l'opération envisagée.

Par « rénovation » on entend ici :

- la reconstruction de séries de dalles ;
- la reconstruction générale d'un tronçon de route ;
- le recouvrement.

11.2 LA RECONSTRUCTION DE SERIES DE DALLES

Lorsque la fissuration a localement évolué jusqu'à entraîner des épaufrures, des désagréments, voire même un morcellement des dalles, il est conseillé au chapitre 6 de reconstruire des parties de dalles, ou même des dalles entières. Si de tels dégâts se rencontrent de façon groupée, il y a risque d'obtenir une succession presque ininterrompue de zones de réparation différentes. En outre, il faut souvent tenir compte dans ce cas de dénivellations aux joints qui doivent être éliminées par injection. Dans de pareils cas, il apparaîtra souvent préférable, après avoir dressé un relevé clair et précis des réparations à effectuer, de regrouper les endroits concernés pour en faire une zone de reconstruction plus ou moins étendue et englobant plusieurs dalles ; tant le caractère structurel de la réparation que son exécution en seront favorablement influencés.

En matière d'exécution, c'est surtout la phase de démolition qui se trouve simplifiée dans la mesure où c'est principalement aux extrémités de la zone à démolir que cette opération demande le plus de précautions. En outre, le rendement de l'opération de reconstruction d'un tronçon est proportionnel à sa longueur ; la quantité de matériaux à mettre en œuvre ne joue qu'un rôle secondaire.

En plus des phases de réparation décrites au chapitre 6, les considérations suivantes doivent encore être prises en compte lors de l'établissement du projet de reconstruction.

- Tous les joints transversaux qui ne sont pas situés à l'extrémité d'une réparation doivent être des joints de retrait goujonnés. Leur entre-distance est de 4 à 5 m. Dans la mesure du possible, il faudra faire correspondre les nouveaux joints avec les joints (de dilatation) existants dans la bande de roulement contiguë. Le cas échéant, une telle correspondance sera également recherchée avec les fissures très actives de cette bande contiguë.
- Le joint transversal entre l'ancien et le nouveau béton est un joint goujonné et exécuté comme décrit au paragraphe 6.1. (joint de construction avec barres d'ancrage et non scellé suivi d'un joint goujonné et scellé (cfr fig. 27)).
- Une zone de réparation dont la longueur est inférieure ou égale à 20 m ne comporte pas de joint de dilatation. Si la longueur est comprise entre 20 et 40 m, un joint de dilatation goujonné est exécuté de part et d'autre de la zone. Si la longueur est supérieure à 40 m, deux joints de dilatation goujonnés sont mis en œuvre à chaque extrémité de la zone. Les joints de dilatation dont question ci-avant sont les premiers joints qui suivent le joint goujonné situé entre l'ancien et le nouveau revêtement. Il va de soi que ces joints de dilatation ne sont nécessaires que pour la réparation d'anciennes routes en béton dont tous les joints existants sont des joints de dilatation. Ils permettent d'éviter que des efforts de compression longitudinaux ne provoquent le flambement d'anciens joints de dilatation peu fiables (fourrure inclinée).

- Tous les joints de dilatation évoqués ci-dessus peuvent être remplacés par des joints de retrait classiques si la température ambiante au moment du bétonnage est plus élevée que 20°C.
- La fourrure aura une épaisseur d'au moins 15 mm pour tous les joints de dilatation.
- Afin d'éviter la formation de fissures de sympathie entre un ancien et un nouveau béton, la paroi verticale constituée par l'ancien béton est soigneusement enduite au moyen d'une émulsion de bitume ou une bande de roofing y est déroulée (fig. 51).



Fig. 51 – Bande de roofing déroulée contre la paroi verticale constituée par un ancien béton (qui sera maintenu) afin d'éviter des fissures de sympathie dans une réparation



A gauche de la photo : nouvelle réparation.

A droite de la photo : ancien revêtement en béton maintenu temporairement afin de laisser une bande libre à la circulation.

A remarquer qu'afin d'éviter des désordres dans la nouvelle réparation (fissure de sympathie, vibration due au trafic, ...), une surlargeur a été démolie avec la 1ère réparation.

11.3 RECOUVREMENT OU RECONSTRUCTION TOTALE ?

Si l'évaluation du programme de réparation envisagé montre que la somme des dégâts dus à la fatigue, à l'insuffisance des fondations ou à un accroissement excessif du trafic est tellement grande qu'une réparation proprement dite n'est plus possible, les interventions radicales suivantes peuvent être envisagées :

- démolition du tronçon existant et reconstruction générale ; les débris du revêtement peuvent éventuellement être réutilisés pour constituer le granulats stabilisé de la nouvelle fondation ;
- renforcement du tronçon existant par recouvrement ; l'ancien revêtement en béton, disposant d'une grande force portante résiduelle, constitue dès lors la nouvelle fondation.

Le choix entre les deux solutions citées est généralement basé sur une évaluation comparative des coûts ; elle-même tiendra compte à son tour d'autres critères de jugement comme par exemple, le type et l'importance des entraves admissibles à la circulation, des travaux complémentaires nécessaires comme le drainage et l'évacuation des eaux, des travaux d'élargissement prévus, des niveaux à respecter sous les ponts et dans les agglomérations, etc... L'estimation des frais de construction respectifs mettra généralement vite en évidence les avantages du procédé de recouvrement, à cause du plus petit nombre d'opérations à réaliser (tableau 10). De plus, il ne faut pas oublier les autres avantages supplémentaires : l'ancien revêtement en béton constitue une couche de fondation idéale, les travaux de rénovation sont plus vite réalisés, le trafic est moins perturbé et le sol de fondation, idéalement compacté au fil du temps, n'est pas dérangé.

Tableau 10 - Reconstruction totale ou recouvrement

Opérations à réaliser	Reconstruction totale	Recouvrement
1/ Démolition de l'ancien revêtement	x	—
2/ Enlèvement et dépôt des décombres	x (1)	—
3/ Démolition de la fondation	x	—
4/ Enlèvement et dépôt des décombres	x	—
5/ Terrassements	x	—
6/ Drainage et sous-fondation	— ou x	— (2)
7/ Fondation	x	—
8/ Interventions diverses : comblement d'endroits morcelés, fragmentation des dalles, stabilisation, injection	—	x (3)
9/ Couche intermédiaire en BB-3B		x
10/ Pose du revêtement	x	x

(1) Réutilisation éventuelle dans la nouvelle fondation

(2) Drainage longitudinal éventuel

(3) Généralement même pas nécessaire sous un recouvrement en béton armé continu.

Dans le cas d'un recouvrement et lorsque le gabarit disponible sous un ou plusieurs ponts ne permet pas ou trop peu de relèvement du niveau de la route, la voirie existante peut être démolie et reconstruite localement sur une longueur choisie, pour ne provoquer qu'une modification minimale du profil en long. La technique de l'inlay ('insert'), d'une dalle de béton de ciment dans les couches de revêtements existants peut aussi être utilisée. La technique de l'inlay ('insert'), d'une dalle de béton de ciment dans les couches de revêtements existants peut aussi être utilisée.

11.4 RECOUVREMENT AU MOYEN D'UN REVÊTEMENT EN BÉTON DE CIMENT

Parmi les solutions envisageables pour la rénovation d'une chaussée, on peut citer le recouvrement ('overlay') du revêtement existant par un nouveau revêtement en béton de ciment. La structure existante est ainsi revalorisée comme fondation du nouveau revêtement. Son application requiert toutefois que le niveau du revêtement existant puisse être relevé de l'épaisseur du recouvrement. La conception du recouvrement (préparation du support, choix des matériaux, épaisseur) sera faite en fonction du contexte particulier de chaque projet : état de l'ancienne chaussée, contraintes de niveau, nature et intensité du trafic, implications budgétaires, etc. Si les dalles du revêtement existant présentent du battement, il y a lieu préalablement de la stabiliser par fragmentation ou injection.

Dans le cas d'un recouvrement en béton, on préconise toujours l'interposition d'une couche d'enrobés bitumineux entre l'ancien revêtement en béton et le recouvrement. En fonction du support à recouvrir, de l'importance du trafic ou de la disposition des lieux, un revêtement discontinu en dalles de béton goujonnées ou non ou un revêtement en béton armé continu sera choisi, en épaisseur adéquate. Les calculs de dimensionnement montrent que les recouvrements en béton sont très souvent plus durables qu'une démolition complète de la chaussée en place suivie d'une reconstruction classique. Ils constituent un renforcement important de la structure et sont de plus toujours moins onéreux et d'exécution plus rapide. Ils répondent donc particulièrement bien aux impératifs des travaux de rénovation routière, et permettent de réduire la durée des travaux et donc la gêne aux usagers et aux riverains qui en découle.

11.5 RECOUVREMENT AU MOYEN D'ENROBÉS BITUMINEUX






Les recouvrements minces en enrobés bitumineux constituent un type d'entretien fréquent sur d'anciennes chaussées en béton dont l'état structural est encore satisfaisant mais qui présentent des déficiences au niveau de la surface ou des fissures multiples. Ils permettent notamment :

- de limiter le bruit de roulement de revêtements striés transversalement et particulièrement bruyants ;
- de prolonger la durée de vie de revêtements anciens par une imperméabilisation de la surface et la réalisation d'une étanchéité correcte des joints et fissures de l'ancien revêtement.
Une imperméabilisation de la surface s'impose également lorsque le revêtement en béton est atteint d'écaillage ou de faïençage ;
- d'améliorer la planéité et le confort de roulement de revêtements présentant des défauts d'unis importants ;
- de conférer au revêtement une bonne adhérence si le revêtement en béton a subi un polissage suite à l'utilisation de granulats polissables.

Les recouvrements en enrobés bitumineux doivent toujours être réalisés sur des supports en béton stables ne présentant pas de battement des dalles au passage de véhicules, au risque de voir se reproduire rapidement les joints et les fissures du revêtement sous-jacent dans le nouveau revêtement. En cas de remontée de fissures au niveau des joints de l'ancien revêtement en béton, le fraisage et le scellement de joints dans le revêtement hydrocarbonés sont recommandés.

Afin d'éviter la propagation des joints et des fissures sous l'effet des mouvements horizontaux, on peut le cas échéant faire appel à un système d'interface constitué d'une membrane bitumineuse éventuellement armée d'un géosynthétique ou d'une grille en polyester, fibres de verre ou métallique. A remarquer toutefois, que lors du recouvrement d'un ancien revêtement en béton armé continu, la fissuration de ce type de revêtement n'apparaît pas en surface. Il s'agit donc d'une solution éprouvée.

Tableau 11 - Etapes de l'overlay en béton de ciment — (photos : Drève de Lorraine, Uccle, Août 2003)

	<p>1 Dans le cas où l'ancien revêtement est un revêtement discontinu en dalles de béton, éventuellement morcellement des dalles en éléments < 1 m² afin de limiter les mouvements des joints voire une stabilisation par injection. Dans le cas d'un ancien revêtement en béton armé continu, le morcellement n'est, en général, pas nécessaire.</p>
	<p>2 Stabilisation des éléments au rouleau vibrant.</p>
	<p>3 Reprofilage en enrobés bitumineux (\pm 5 cm) de type BB-3B, favorise e.a. l'adhérence du nouveau béton et permet de reprendre les irrégularités de surface.</p>
	<p>4 Pose du nouveau revêtement par machine à coffrages glissants :</p> <ul style="list-style-type: none"> - 23 cm de béton armé continu en cas de trafic lourd ; - 20 à 23 cm de dalles goujonnées en cas de trafic moyen ; - 18 à 20 cm de dalles non goujonnées en cas de trafic faible.
	<p>5 Traitement de surface et réalisation des joints de retrait</p>

11.6 INSERTION D'UN REVÊTEMENT EN BETON DE CIMENT

L'insert ('inlay') consiste à enlever tout ou partie d'un revêtement (souple ou rigide) existant, et à le remplacer par un nouveau revêtement en béton. Il peut donc être utilisé dans les cas où il n'est pas possible de relever le niveau de la chaussée existante de l'épaisseur du nouveau revêtement ou si seule une partie de la chaussée doit être réfectionnée. Cette technique est particulièrement adaptée pour la réfection de la voie lente des routes et autoroutes soumises à un trafic lourd, et donc plus sujettes aux déformations ou aux dégradations que les voies rapides utilisées principalement par les véhicules légers et dont l'action sur les structures est considérablement plus faible.

Tableau 12 - Etapes de l'inlay en béton de ciment — (photos : Chaussée de Vilvorde, Bruxelles, Août 2006)

	1 Fraisage ou démolition de l'ancien revêtement jusqu'à la profondeur souhaitée de l'inlay
	2 Reprofilage en enrobés bitumineux (± 5 cm) de type BB-3B, favorise e.a. l'adhérence du nouveau béton et permet de reprendre les irrégularités de surface.
	3 Pose du nouveau revêtement par machine à coffrages glissants : <ul style="list-style-type: none">- 23 cm de béton armé continu en cas de trafic lourd ;- 20 à 23 cm de dalles goujonnées en cas de trafic moyen ;- 18 à 20 cm de dalles non goujonnées en cas de trafic faible.
	4 Traitement de surface et réalisation des joints de retrait

CONCLUSIONS

Si une chaussée en béton, réalisée suivant les conceptions d'aujourd'hui et construite suivant les règles de l'art, ne nécessite généralement que peu ou pas d'entretien au cours de sa durée de vie, estimée à trente, voire quarante ans, une gestion programmée de l'entretien, en fonction notamment de la catégorie de route, contribuera inmanquablement à maintenir le niveau de service tout au long de la vie de la chaussée. Les interventions périodiques nécessaires, en fonction de l'observation méthodique de l'évolution de la chaussée auront donc pour effet de ralentir le processus de dégradation de la chaussée et donc d'éviter à terme des réparations plus importantes et plus coûteuses. Rien que l'entretien des accotements et des dispositifs d'évacuation des eaux, le curage des fossés, l'entretien et le scellement efficace des joints et la stabilisation par injection des dalles présentant du battement permettraient de maintenir en service des revêtements âgés aujourd'hui de trente ans et plus.

Il existe par ailleurs encore de nombreux revêtements en béton en service, réalisés suivant une conception dépassée, qui ont aujourd'hui plus de quarante ans et qui ne répondent plus toujours aux normes de confort ou de sécurité exigées par les usagers. Des techniques d'entretien et de réhabilitation adaptées à chaque contexte existent, et bien appliquées, elles doivent permettre de sauvegarder et préserver ce patrimoine pendant de nombreuses années encore.

Enfin, les recouvrements ou les inlays constituent aujourd'hui des techniques de renforcement ou de rénovation élégantes, plus rapides d'exécution et plus économiques que la démolition et la reconstruction complètes de la chaussée, et s'inscrivant parfaitement dans la perspective du développement durable.



L'entretien des accotements et des dispositifs d'évacuation des eaux, le curage des fossés, l'entretien et le scellement efficace des joints et la stabilisation par injection des dalles présentant du battement permettent de maintenir en service des revêtements âgés aujourd'hui de trente ans et plus.

Références bibliographiques

1. Verhoeven K.
Réparation et entretien des routes en béton de ciment.
Centre de Recherche pour l'Industrie Cimentière, RR CRIC 48-f-1978.
2. Centre de Recherches Routières
Code de bonne pratique pour l'exécution des revêtements en béton, Recommandations.
R 75/05, 2005.
3. Fuchs F., Jasienski A.
Les routes en béton de ciment. Exécution des revêtement monolithes.
Bulletin 26, Fédération de l'industrie cimentière, 2001.
4. Fuchs F.
Entretien et réparation des routes en béton : intervenir à temps prolonge la durée de vie.
Bulletin CRR 3/1994.
5. Fuchs F., Jasienski A.
Le phénomène du « punch out » sur les autoroutes belges en béton armé continu, causes, effets et remèdes.
Centre de Recherches Routières, Fédération de l'Industrie cimentière, 1997.
6. Gothié M.
Les mesures de l'adhérence des chaussées en France et leur interprétation.
Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées 255, Réf 4565, 2005.
7. Ministère de la Région wallonne, Ministère de l'Équipement et des Transports.
Cahier des Charges type RW 99 : 2004.
8. Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap.
Standaardbestek 250 voor de wegenbouw, versie 2.1, 2006.
9. Gouvernement du Québec, Ministère des Transports.
Guide d'entretien et de réhabilitation des chaussées en béton de ciment.
Direction du laboratoire des chaussées, 1999.
10. The Concrete society.
Concrete Pavement Maintenance Manual.
Highways Agency and Britpave, 2001.
11. Christory J.-P., Nissoux J.-L.
Évaluation et entretien des chaussées en béton.
AIPCR, Comité technique des routes en béton, 1992.

Photos : Paul Van Audenhove, sauf mention contraire

Editeur responsable : Jean-Pierre JACOBS

Dépôt légal : D/2007/280/04

Photo de couverture Claude Ployaert