



Code de bonne pratique

*pour les revêtements industriels
extérieurs en béton*



Recommandations

Le présent code de bonne pratique a été rédigé par le groupe de travail «Revêtements industriels extérieurs en béton»

Composition du groupe de travail:

Président: Luc Rens (FEBELCEM)

Secrétaire: Anne Beeldens (CRR)

Membres: Patrick Bijnens (Eurodal bvba)
Romain Buys (Robuco)
Luc Christiaens (Fedbeton)
Wim Delporte (Delporte En Zonen n.v.)
Walter Demey (Drion Glijbouw n.v.)
Olivier De Myttenaere (CRR)
Koen De Rycke (Gebroeders De Rycke n.v.)
Eli Desmedt (Vlawebo)
Peter De Vylder (Konkrix n.v.)
Manu Diependaele (KPMD Consulting)
Jos Eerdekens (Eerdekens Jos n.v. Industrievloeren)
Michael Heijlen (Euroports Holding)
Anne Hoekstra (Bekaert n.v.)
Erik Kerkhofs (Konkrea bvba)
Benoit Parmentier (CSTC)
Sergio Perez (CRR)
Olivier Pilate (Sagrex)
Johny Renckens[†] (Glansbeton Industrievloeren bvba)
Steven Schaerlaekens (Holcim Bétons Belgique s.a.)
Dirk Stove (Grontmij Vlaanderen)
Antoine Van Alphen (Konkrea bvba)
Carl Van Geem (CRR)
Remy Van Rossem (Evonik Degussa Antwerpen n.v.)
Marc Vansteenbrugge (Bekaert n.v.)

Note importante:

Bien que les recommandations formulées dans le présent code de bonne pratique aient été établies avec le plus grand soin, des imperfections ne sont pas à exclure. Ni le CRR, ni ceux qui ont collaboré à la présente publication ne peuvent être tenus pour responsables des informations fournies qui le sont à titre purement documentaire et non contractuel.

Le présent ouvrage fait également l'objet d'une publication du CSTC.

Centre de recherches routières

Bruxelles

Code de bonne pratique pour les
revêtements industriels
extérieurs en béton

R 82/11

Edité par le Centre de recherches routières
Etablissement reconnu par application de l'Arrêté-loi du 30 janvier 1947

Boulevard de la Woluwe 42 - 1200 Bruxelles

Tous droits de reproduction réservés

Table des matières

Introduction	1
1 Domaine d'application et terminologie	5
1.1 Domaine d'application	5
1.2 Types de revêtements en béton	5
1.2.1 Dalles en béton non armé	5
1.2.2 Dalles en béton armé	6
1.2.3 Béton avec fibres d'acier	6
1.2.4 Béton armé continu	7
1.2.5 Béton sec compacté	7
1.3 Les différentes couches de la structure	7
1.3.1 Le sol	8
1.3.2 La sous-fondation	10
1.3.3 La fondation	11
1.3.4 La couche intermédiaire, couche de nivellement ou membrane	12
1.3.5 Le revêtement en béton	13
2 Dimensionnement	15
2.1 Introduction	15
2.2 Types de charges	15
2.2.1 Charges statiques	16
2.2.2 Charges dynamiques	16
2.3 Répartition en classes de sollicitation	17
2.3.1 Classe de sollicitation 4	17
2.3.2 Classe de sollicitation 3	17
2.3.3 Classe de sollicitation 2	17
2.3.4 Classe de sollicitation 1	17
2.4 Facteurs d'influence	18
2.4.1 Sol	18
2.4.2 (Sous-)fondation	18
2.4.3 Résistance du béton et utilisation d'un entraîneur d'air	18
2.4.4 Goujons	18
2.4.5 Fibres d'acier	18
2.4.6 Géométrie	19
2.5 Exemples de calculs de structures	19
2.5.1 Classes de sollicitation 4 et 3	19
2.5.2 Classes de sollicitation 2 et 1	21

3	Conception et exécution	23
3.1	Généralités	23
3.2	Composition du béton	23
3.2.1	Introduction	23
3.2.2	Composants	23
3.2.2.1	Granulats (pierres et sables)	23
3.2.2.1.1	Introduction	23
3.2.2.1.2	Exigences en matière de pierres	24
3.2.2.1.3	Exigences en matière de sables	25
3.2.2.2	Ciment	26
3.2.2.3	Eau de gâchage	26
3.2.2.4	Adjuvants	26
3.2.2.4.1	Plastifiants	27
3.2.2.4.2	Superplastifiants	27
3.2.2.4.3	Entraîneurs d'air	27
3.2.2.4.4	Retardateurs et accélérateurs de prise	28
3.3	Compositions types de béton pour revêtements extérieurs	28
3.3.1	Béton routier selon le CCT Qualiroutes pour le réseau I sans entraîneur d'air	29
3.3.2	Béton routier selon le CCT Qualiroutes pour le réseau I avec entraîneur d'air	29
3.3.3	Béton routier selon le CCT Qualiroutes pour les réseaux II et III sans entraîneur d'air	29
3.3.4	Béton routier selon le CCT Qualiroutes pour les réseaux II et III avec entraîneur d'air	29
3.3.5	Béton BENOR, classe environnementale EE4, sans entraîneur d'air	29
3.3.6	Béton BENOR, classe environnementale EE4, avec entraîneur d'air	29
3.3.7	Béton BENOR, classe environnementale EE3, sans entraîneur d'air	30
3.3.8	Exigences complémentaires	30
3.4	Joints et armatures	30
3.4.1	La fonction des joints	30
3.4.2	Distance entre les joints	30
3.4.3	Types de joints	31
3.4.3.1	Joints de retrait transversaux	31
3.4.3.2	Joints de construction transversaux	31
3.4.3.3	Joints de flexion longitudinaux et joints de construction longitudinaux	32
3.4.3.4	Joints de dilatation et joints d'isolation	32
3.4.4	Principe du transfert des charges	33
3.4.5	Goujons	34
3.4.6	Barres d'ancrage	34
3.4.7	Autres systèmes de joints	35
3.4.8	Produits de scellement	35
3.4.9	Etablissement du schéma d'implantation des joints et détails d'exécution	36
3.4.10	Fonction des armatures	38
3.4.11	Treillis d'armature ou barres d'armature individuelles	38
3.4.12	Armature en fibres d'acier	39
3.5	Méthodes de mise en œuvre et classes de consistance du béton	40
3.5.1	Mise en œuvre à la machine à coffrage glissant	40
3.5.2	Exécution entre coffrages fixes avec poutre et aiguilles vibrantes	40
3.5.3	Exécution entre coffrages fixes sans compactage complémentaire	41
3.6	Finition de la surface	42
3.6.1	Exigences en matière de caractéristiques de surface	42
3.6.2	Brossage transversal ou longitudinal	42
3.6.3	Finition à l'hélicoptère	42

3.6.4	Polissage du béton durci	43
3.6.5	Striage transversal	43
3.6.6	Dénudage chimique	43
3.6.7	Couche d'usure mince	44
3.7	Cure du béton frais	44
3.7.1	Introduction	44
3.7.2	Produit de cure	44
3.7.3	Membrane plastique	45
3.7.4	Maintien de l'humidité en surface	45
3.7.5	Influence des fibres synthétiques	46
3.8	Bétonnage par temps chaud et/ou sec	46
3.9	Bétonnage par temps froid	46
3.10	Dimensionnement intégral	47
3.10.1	Choix du terrain et disposition du revêtement	47
3.10.2	Evacuation des eaux	48
3.11	Recommandations pour la composition du béton et pour la mise en œuvre en fonction des différentes classes de sollicitation	49
3.11.1	Classe de sollicitation 4	49
3.11.2	Classe de sollicitation 3	50
3.11.3	Classe de sollicitation 2 (2a et 2b)	50
3.11.4	Classe de sollicitation 1	50
4.	Applications particulières	53
4.1	Grandes dalles en béton armé	53
4.2	Toppings	53
4.3	Rails encastrés dans le revêtement	53
4.4	Revêtements en béton étanches	54
4.5	Revêtements en béton coloré	55
4.6	Béton à faible retrait	55
5.	Contrôle et évaluation	57
5.1	Avant et pendant l'exécution	57
5.2	A la réception	58
6.	Dégradations, entretien et réparations	63
6.1	Introduction	63
6.2	Causes des dégradations	63
6.3	Dégradations	64
6.3.1	Tassements	64
6.3.2	Fissures (fissures transversales – fissures longitudinales – fissures d'angle)	64
6.3.3	Effritement des lèvres des joints	66
6.3.4	Ouverture des joints	67
6.3.5	Problèmes superficiels (écaillage, petits trous, taches de rouille, polissage, agressions diverses)	67
6.3.6	Réaction alcali-silice	68

6.4	Entretien et réparations	69
6.4.1	Entretien des joints	69
6.4.2	Stabilisation ou soulèvement des dalles par injection	69
6.4.3	Scellement des fissures	70
6.4.4	Réparation des effritements et des morcellements	70
6.4.5	Remplacement de dalles sur toute leur épaisseur	71
6.4.6	Réparations rapides à l'aide d'un béton à durcissement rapide	72
6.4.7	Traitement superficiel préventif contre l'écaillage	73
6.4.8	Réparation de la texture superficielle	73
6.4.8.1	Traitement de surface par meulage à l'aide de disques diamantés (microrainurage)	73
6.4.8.2	Traitement de surface par fraisage	74
6.4.8.3	Traitement de surface par bouchardage	74
6.4.8.4	Traitement de surface par grenailage	74
6.4.8.5	Traitement de surface par polissage à l'aide de disques diamantés	74
6.4.8.6	Traitement de surface à l'aide d'un jet d'eau sous haute pression (hydroscarification, hydrojet, etc.)	74
6.4.8.7	Pose d'une couche anti-usure (topping) sur une surface en béton existante	75
7.	Aspects de construction durable	77
7.1	Introduction	77
7.2	Aspects environnementaux	77
7.3	Aspects économiques	78
7.4	Aspects sociaux	78
	Bibliographie	
	Documents	79
	Normes	81
	Sites web	81
	Liste des figures	83
	Liste des tableaux	85

Introduction

Chaque année, ce sont des millions de mètres carrés de revêtements, faisant fonction de chaussée, de parking, de lieu de stockage ou autres utilisations industrielles, qui sont réalisés autour de bâtiments industriels et de centres commerciaux. Le Belgique est réputée pour être une plaque tournante logistique, avec de nombreux points de distribution locaux, nationaux et européens, ayant chacun leurs propres besoins en matière de bâtiments et de terrains. Avec la mondialisation de l'économie, le trafic des conteneurs et des marchandises via les ports et la navigation fluviale augmente sans cesse. Toutes ces activités logistiques requièrent une infrastructure de chargement et de déchargement, de stockage et de distribution, dont les revêtements constituent un élément important.

Dans notre pays, de nombreux revêtements industriels sont réalisés en béton. Cela s'explique entre autres par la longue tradition d'utilisation du béton en construction routière en Belgique. Dès lors, les connaissances et expériences à ce sujet sont vastes, et le matériel disponible est important, tant pour les marchés publics que privés. Cela signifie aussi que de nombreux entrepreneurs se sont spécialisés dans le marché des sols industriels intérieurs et extérieurs.

Un autre critère qui conduit souvent à opter pour le béton est la disponibilité de l'infrastructure. Une fois que le revêtement est réalisé, l'opérateur logistique souhaite pouvoir en faire usage pendant de nombreuses années sans aucune interruption pour un entretien, une réparation ou une rénovation. Il compte en effet sur la fiabilité de tous les maillons de son processus. Etant donné les coûts importants et les pertes qu'implique une interruption des activités économiques, il est plus que justifié d'investir de manière plus importante dans la qualité et la durabilité. L'importance des revêtements extérieurs ne doit certainement pas être sous-estimée.

A l'inverse, lorsque le revêtement est considéré comme secondaire par rapport aux bâtiments, qu'il s'agisse d'une usine, d'un centre commercial ou autre, et que par conséquent les efforts financiers et/ou techniques sont moindres, ce sont tant l'utilisateur final que le concepteur et l'entrepreneur qui seront lésés. Les revêtements sous-dimensionnés, mal réalisés ou mal finis se dégradent en effet rapidement ou deviennent vite non fonctionnels; en d'autres mots, ils ne peuvent plus remplir la fonction à laquelle ils sont destinés.

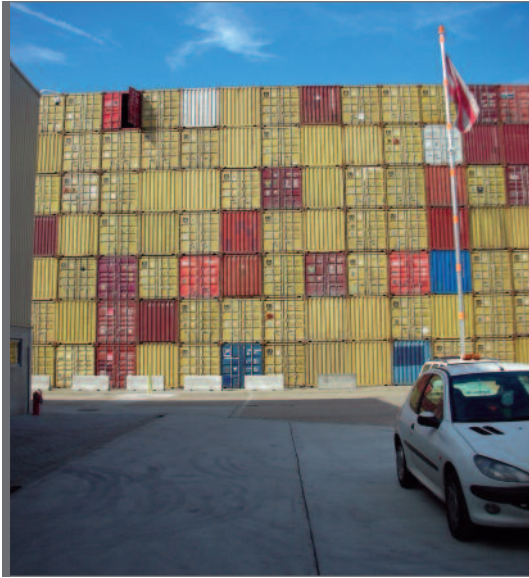
Bien sûr, les avantages classiques bien connus entrent aussi en compte dans le choix du béton: la stabilité dimensionnelle ou la résistance totale à l'orniérage, la bonne répartition des charges, la résistance aux charges ponctuelles, aux chocs, à l'usure et aux hydrocarbures et, dans certains cas, l'étanchéité.

Concernant l'utilisation des revêtements, le concepteur est confronté à tout un éventail de possibilités, allant des parkings et chaussées pour voitures particulières aux terrains portuaires extrêmement sollicités avec des charges d'essieux situées en dehors de toute catégorie et des rails intégrés, en passant par des terrains accueillant le trafic de poids lourds et de chariots élévateurs à fourche. Chaque application requiert une épaisseur de revêtement adaptée, et la structure et la composition du béton doivent être choisies judicieusement afin de pouvoir maintenir, de manière raisonnable d'un point de vue économique, les performances souhaitées tout au long de la durée de vie prévue.

Du point de vue de l'exécution, toutes les techniques et tout le matériel existants sont pour ainsi dire utilisés: coffrages glissants, coffrages fixes, poutres vibrantes, aiguilles vibrantes, pompes à béton, hélicoptères, laserscreeds, treillis d'armature, fibres synthétiques et d'acier, profils en métal, etc. Il existe aussi de nombreuses variations en matière de structure, allant d'une dalle de béton posée sur un sol naturel jusqu'à une structure complète similaire à celle des autoroutes.

Il est évident que de nombreux choix s'offrent aux concepteurs et aux exécutants. Malheureusement, les choix réalisés ne sont pas toujours en concordance avec l'utilisation visée. La règle souvent bafouée est:

REVETEMENT INDUSTRIEL EXTERIEUR ≠ SOL INDUSTRIEL INTERIEUR



Terminal à conteneurs



Place en dalles de béton pour l'hôpital Groeninge à Courtrai
(Baumschlager & Erbele architecten)



Lommel: parc industriel Balendijk



Heist-op-den-Berg: parking pour voitures particulières

Ce sont surtout les influences météorologiques qui font ici la différence. Les principaux facteurs sont les conditions de durcissement du béton frais, les différences de retrait et de dilatation suite aux variations de températures quotidiennes et saisonnières et l'influence du gel et de l'utilisation de sels de déverglaçage. Les hivers de notre région sont caractérisés par des cycles de gel et de dégel qui se succèdent rapidement et qui peuvent sévèrement endommager les revêtements extérieurs. Par conséquent, les exigences imposées à l'usage extérieur du béton sont bien plus sévères que celles relatives à un béton d'intérieur.

Alors qu'au sujet de la construction routière classique d'une part et des sols intérieurs d'autre part, il existe de nombreuses publications, directives et recommandations, il n'existe aucun code de bonne pratique récent pour la conception et la réalisation de revêtements industriels extérieurs en béton coulé sur place. L'objectif du présent code de bonne pratique est de combler cette lacune et d'offrir aux concepteurs, exécutants, gestionnaires et propriétaires de revêtements industriels extérieurs en béton les connaissances et le bagage techniques nécessaires pour prendre les bonnes décisions. Ou, lorsqu'un choix atypique est fait, les différents acteurs doivent être capables de prévoir les risques qui y sont liés.

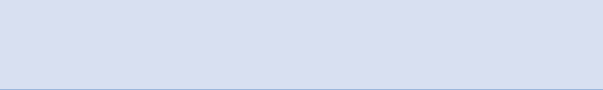
Le présent code n'est cependant pas un document contractuel. Il contient une série de considérations et de recommandations qui ont pour but d'augmenter le niveau de qualité des revêtements extérieurs en béton, tout comme ce fut déjà le cas pour les sols intérieurs après la publication de la Note d'information technique 204 par le CSTC.

Le présent code de bonne pratique s'intéresse principalement aux caractéristiques fonctionnelles et ne convient pas pour l'évaluation des revêtements esthétiques, pour lesquels par exemple, une attention toute particulière peut être accordée à la finition de la surface, aux couleurs, à l'emplacement des joints, etc. Vous trouverez plus d'informations à ce sujet dans la publication *Les revêtements en béton coloré lavé* de FEBELCEM.

Etant donné les nombreux paramètres qui influencent les performances de l'ouvrage réalisé, des discussions seront toujours possibles si le comportement du revêtement ne répond pas aux attentes. Néanmoins, le présent code doit avoir l'ambition, grâce à une meilleure connaissance des techniques envisageables, d'éviter les conflits entre les différentes parties.

Un revêtement extérieur est soumis à d'autres contraintes qu'un sol intérieur, et plus particulièrement aux conditions climatiques. Cela implique des différences essentielles au niveau de la conception, de la composition du béton et de l'exécution. Un même concept ne peut donc pas être appliqué à l'intérieur et à l'extérieur d'un bâtiment industriel.

Le présent code de bonne pratique n'est pas un document contractuel. Les prescriptions techniques adéquates, selon l'application, la finition souhaitée et la garantie d'un revêtement de qualité sans fissures, doivent être reprises dans les cahiers des charges.



Chapitre 1

Domaine d'application et terminologie

1.1 Domaine d'application

Le présent code de bonne pratique traite des revêtements industriels extérieurs en béton coulé sur place. Ces revêtements peuvent être utilisés comme terrains, chaussées et parkings pour le trafic léger (< 3,5 t), les autobus ou les poids lourds (charge d'essieu jusqu'à 13 t), mais aussi comme endroits de stockage, terrains de transbordement, terminaux à conteneurs et terrains industriels ou portuaires, où sont régulièrement manipulés des marchandises lourdes (jusqu'à plus de 100 t).

Les sols industriels en béton situés à l'intérieur des bâtiments ne se situent donc pas dans le domaine d'application de la présente publication. Nous renvoyons à d'autres directives et publications qui y sont consacrées, telles que:

- CSTC, Note d'information technique 204, *Sols industriels en béton de ciment* (juin 1997);
- FEBELCEM, Dossier Ciment, bulletin n° 23 *Sols industriels en béton de ciment – Conception-Dimensionnement* (novembre 2000);
- FEBELCEM, Dossier Ciment, bulletin n° 24 *Sols industriels en béton de ciment – Mise en œuvre* (décembre 2000);

Les revêtements industriels en pavés de béton ne sont pas non plus abordés dans le présent ouvrage. Nous renvoyons à ce sujet à des documents tels que:

- CRR, *Code de bonne pratique pour la conception et l'exécution des revêtements en pavés de béton*, Recommandations CRR R 80/09, 2009;
- FEBELCEM, *Sols industriels en béton*, 1990.

Pour les routes et revêtements gérés par les pouvoirs publics (communes, provinces, régions, etc.), les cahiers des charges types suivants sont d'application:

- Bruxelles: Cahier des charges type 2011;
- Wallonie: CCT Qualiroutes;
- Flandre: Standaardbestek 250 voor de Wegenbouw;

Il existe aussi divers circulaires, ordres de service et directives complémentaires.

Cependant, les trois cahiers des charges types seront bien utilisés dans le présent ouvrage afin d'établir quelques spécifications, notamment concernant la composition du béton. Par souci de clarté et de lisibilité, nous faisons référence dans la version française du présent document au cahier des charges CCT Qualiroutes et au Standaardbestek 250 (version 2.2) dans la version néerlandaise.

1.2 Types de revêtements en béton

1.2.1 Dalles en béton non armé

Les revêtements monolithes en béton non armé sont constitués d'une succession de dalles dont la longueur est limitée à environ 25 fois leur épaisseur, ce qui correspond généralement à 4 à 5 m dans la pratique. Ce type de revêtement est caractérisé par des joints longitudinaux et transversaux qui servent à prévenir une fissuration sauvage spontanée. Sans joints, cette fissuration se produirait suite aux contraintes de retrait dans le béton durci. Les joints sont sciés dans un délai de 6 à 24 h après le bétonnage.

Les dalles de béton peuvent ne pas contenir d'acier, mais peuvent aussi être munies de goujons et/ou de barres d'ancrage.

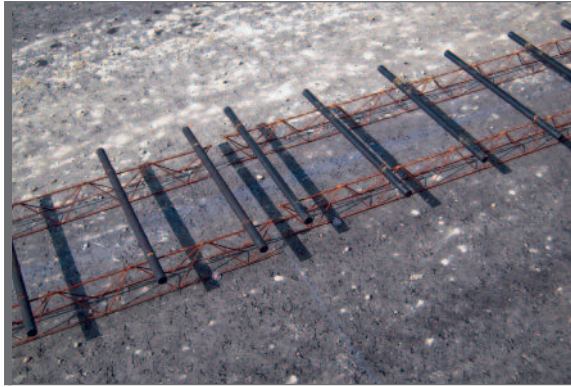


Figure 1.1 Goujons pour une dalle en béton non armé

Les goujons sont des barres métalliques lisses qui sont placées dans les joints transversaux afin d'assurer le transfert des charges d'une dalle à une autre. Des barres d'ancrage peuvent être placées dans les joints longitudinaux pour solidariser les bandes entre elles, éviter les glissements et assurer un transfert limité des charges.

Les revêtements en dalles de béton sont utilisés depuis le début du vingtième siècle en Belgique et sont encore utilisés fréquemment pour toutes sortes de routes, pour les pistes aéroportuaires, et pour les revêtements industriels, etc.

1.2.2 Dalles en béton armé



Figure 1.2 Dalle en béton armé

Les revêtements en béton peuvent être munis d'un treillis d'armature simple ou double. Le treillis peut se trouver dans la partie inférieure de la dalle et contribue alors à absorber les sollicitations en flexion et en traction qui s'y produisent. Cela peut s'avérer utile lorsque le sol est sensible au tassement. Lorsque le treillis est placé plus vers le haut, il empêche alors une éventuelle fissuration à la surface suite au retrait. Lorsqu'il est placé au milieu de la dalle, les différentes fonctions sont combinées dans une moindre mesure. En outre, il contribue dans une certaine mesure au transfert de charges entre les dalles.

Ce type d'armature est souvent utilisé pour les revêtements industriels et bien moins en construction routière classique. L'utilisation de dalles en béton armé permet d'augmenter la distance entre les joints, ce qui est un avantage certain pour les revêtements industriels extérieurs.

Pour les revêtements fortement chargés, le treillis d'armature peut être combiné avec des goujons et/ou des barres d'ancrage. Dans ce cas, les goujons et/ou les barres d'ancrage d'une part et le treillis d'armature d'autre part doivent chevaucher.

1.2.3 Béton avec fibres d'acier (voir également § 2.4.5 et § 3.4.12)

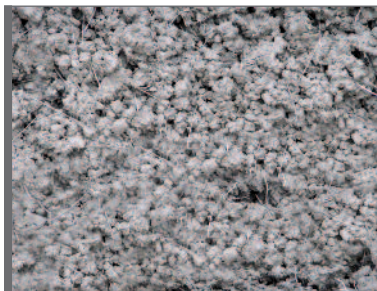


Figure 1.3 Béton avec fibres d'acier

Les treillis d'armature peuvent aussi être remplacés par ou être combinés avec des fibres d'acier, qui sont mélangées au béton frais. Elles sont généralement utilisées dans les sols industriels intérieurs, mais on les retrouve aussi souvent à l'extérieur des bâtiments. L'avantage des fibres d'acier est qu'elles rendent le béton plus résistant aux chocs et plus solide. Cela signifie que la structure ne subit pas de rupture immédiate, après l'apparition d'une fissure, mais est encore capable de supporter des contraintes. On parle dans ce cas d'un comportement après fissuration. Dans la pratique, cela signifie également que les éventuelles fissures de petite taille dans un revêtement en béton restent fermées grâce à l'action des fibres d'acier. L'utilisation des fibres d'acier permet, tout comme avec des treillis d'armature, d'augmenter quelque peu la distance entre les joints ou de diminuer l'épaisseur dans une certaine mesure. Tant la teneur que la forme et les dimensions des fibres jouent un rôle. Il est également possible de combiner des fibres d'acier avec des goujons et des barres d'ancrage.

1.2.4 Béton armé continu



Figure 1.4 Revêtement en béton armé continu

Aucun joint transversal de retrait et de flexion n'est présent dans un revêtement en béton armé continu. Ils sont remplacés par une série de fines fissures réparties de manière égale dans le sens transversal. Il s'agit d'ailleurs du seul type de revêtement en béton pour lequel les fissures sont autorisées. Celles-ci ne sont ni visibles ni perceptibles lors de la conduite, ce qui en augmente le confort par rapport aux joints et rend l'entretien des joints transversaux superflu. Pour obtenir ce schéma de fissuration ordonné, où la plupart des fissures transversales sont alors distantes entre elles de 0,8 à 3,0 m, le revêtement est doté d'une armature longitudinale en acier d'une section de 0,60 à 0,75 % de la section transversale de la chaussée considérée. Ce pourcentage est déterminé de manière à ce que les barres longitudinales puissent supporter les contraintes de traction en cas de fissuration et ainsi maintenir les fissures fermées.

L'acier utilisé à un haut degré d'élasticité et adhère bien au béton, deux facteurs qui influencent en partie la distance entre les fissures.

Le béton armé continu est le choix recommandé pour la réalisation de routes fortement chargées, comme les autoroutes et les routes primaires. Il a également été utilisé pour quelques pistes aéroportuaires en Wallonie. Par contre, il s'agit plutôt d'une exception pour les revêtements industriels. Dès lors, il ne sera pas traité davantage dans le présent code de bonne pratique.

1.2.5 Béton sec compacté



Figure 1.5 Revêtement en béton sec compacté

Le béton sec compacté est un béton assez peu humide dont la granulométrie maximale est limitée à 20 mm et la teneur en ciment est comprise entre 200 et 250 kg/m³, afin de pouvoir également obtenir des résistances à la compression plus élevées. Il est aussi bien utilisé comme revêtement routier, souvent pour des routes forestières et agricoles, qu'en fondations. Le grand avantage de ce béton est qu'il est compacté de manière statique et par vibrations, ce qui le rend immédiatement praticable. Tout comme pour les dalles de béton, des joints doivent être réalisés, soit dans le béton frais (entailles), soit dans le béton durci (sciage).

Bien que le béton compacté soit parfaitement utilisable en tant que revêtement industriel extérieur, il n'est que très rarement appliqué en Belgique. Les raisons en sont notamment qu'il est peu connu, que l'expérience en matière de béton routier classique coulé en place est vaste, que les centrales et les machines utilisées à cet effet sont disponibles en grand nombre, que le béton compacté est plus sensible aux cycles de gel et de dégel et que son rapport qualité/prix est moins intéressant que celui du béton routier plus utilisé et rentré dans les moeurs. Le béton compacté ne sera pas traité davantage dans le présent code de bonne pratique.

1.3 Les différentes couches de la structure

La structure stratifiée d'un revêtement extérieur en béton est à peu de choses près la même que celle d'un revêtement routier (Figure 1.6, p.8).

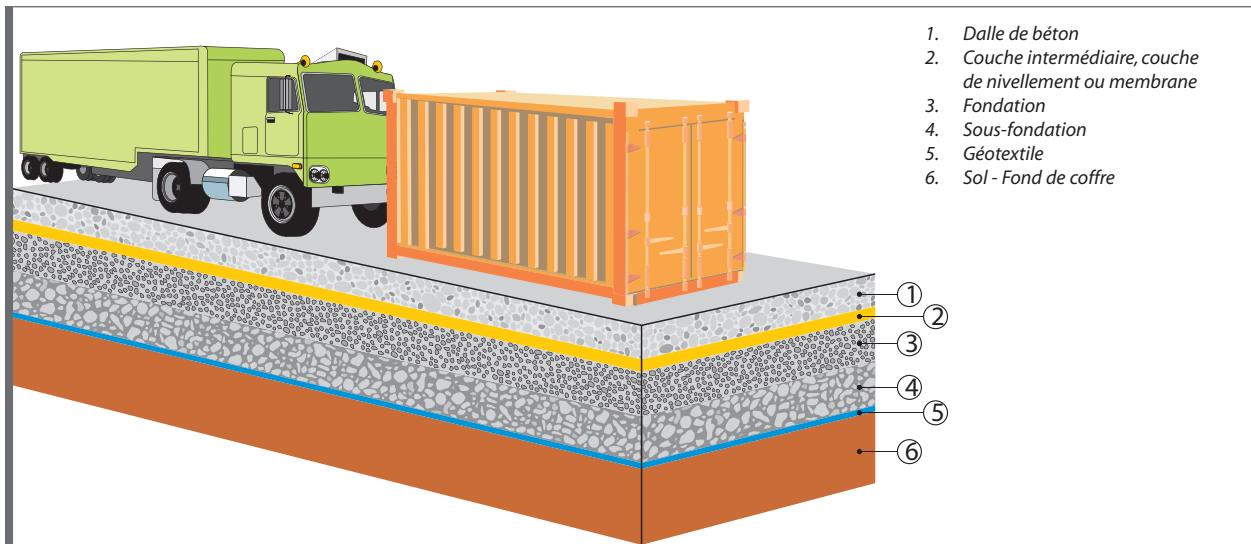


Figure 1.6 Structure stratifiée d'un revêtement extérieur

1.3.1 Le sol

Grâce à la grande rigidité du béton, caractérisé par un module d'élasticité élevé de 30 000 à 40 000 N/mm², les charges sont réparties sur une surface beaucoup plus grande qu'avec des revêtements souples. De ce fait, les contraintes dans les couches sous-jacentes, et donc aussi dans le sol, sont limitées. Il est important que la portance du sol soit uniforme afin d'éviter les tassements différentiels ou les affaissements. Cette uniformité est influencée par le type de sol, sa densité et certainement par la teneur en eau.

Il est aussi conseillé de déterminer les caractéristiques du sol au travers d'une étude préalable, certainement dans le cas de surfaces fortement chargées ou lorsque le terrain industriel est aménagé dans des zones où la portance du sol est faible (sols tourbeux, argile, sable fin remblayé hydrauliquement). Il faut non seulement étudier le matériau en surface, mais également les couches plus profondes.

L'exigence qui est appliquée en Belgique pour le compactage d'un coffre est un module de compressibilité M1 (au premier cycle de l'essai à la plaque) minimal de 17 MPa mesuré à l'aide de l'essai à la plaque (surface de 200 cm²), à condition qu'une fondation soit mise en place. Si le revêtement est placé directement sur le sol, ce qui n'est autorisé que pour les charges les plus faibles (classe de chargement 4 – voir ci-après), le module de compressibilité M1 doit au minimum être égal à 35 MPa.

Essai de chargement à la plaque



L'essai de chargement à la plaque consiste à appliquer sur la surface à tester une plaque d'acier rigide de forme circulaire d'un diamètre de 15,96 cm ou de 30,90 cm (surface de 200 cm² ou de 750 cm²), à sélectionner en fonction de la granulométrie du sol testé (empierrement ou sol). Une charge définie est appliquée sur la plaque et le contreponds est assuré par un camion, une grue, un bulldozer. Dès que la plaque est stabilisée, on mesure le tassement.

Le tassement est enregistré en fonction de la charge exercée. L'inclinaison de la courbe obtenue permet d'évaluer la portance du sol testé.

$$M_E = \frac{D \Delta p}{\Delta s}$$

Δp : différence de pression entre deux paliers de chargement (MN/m²)
 Δs : différence de tassement (cm)
 D : diamètre de la plaque (cm)

Cet essai fait également l'objet de la méthode d'essai 50.01, reprise dans le mode opératoire CRR MF 40/78.

Une autre méthode d'essai rapide et bon marché est celle de la sonde de battage légère du CRR. Celle-ci donne une valeur de l'indice CBR en fonction de la pénétration dans le sol lors de chaque coup. La formule permettant de déterminer la portance ne peut cependant s'appliquer que sur les sols à granularité fine, allant du limon au sable fin < 0,2 mm. CBR est l'anagramme de California Bearing Ratio. Il exprime la portance par rapport à un sol de référence et varie souvent entre 2 % (sol faible) et 15 % (très bonne portance).

D'autres paramètres, aussi utilisés pour exprimer la portance d'un sol et appliqués dans certaines méthodes de dimensionnement, sont:

- le module de réaction ou constante de Westergaard k (à déterminer à l'aide d'un essai à la plaque avec une plaque d'un diamètre de 75 cm);
- le module de déformation ou module d'élasticité dynamique E_s (≈ 10 CBR).

Le tableau 1.1 donne un aperçu des valeurs moyennes approximatives de ces caractéristiques pour différents types de sols.

Type de sol	Module de réaction k du sol (Westergaard) (N/mm ³)	Module de déformation E_s (N/mm ²)
Tourbe	0,016	25
Argile	0,023	40
Limon	0,036	75
Sable	0,045	100
Sable-gravier	0,061	150

Tableau 1.1 Valeurs moyennes du module de réaction (Westergaard) et du module de déformation pour différents types de sols (basées sur VENCON 2.0)

Lorsque la portance du sol s'avère être insuffisante, celle-ci peut être améliorée par le biais:

- d'un compactage;
- d'un traitement du sol en présence;
- d'un remplacement du sol en présence.

Les résultats d'un compactage dépendront grandement des moyens utilisés, du type de sol et du niveau d'humidité du sol à compacter.

Si le sol à l'état naturel n'est pas compactable, un traitement peut alors apporter une solution à ce problème. Un traitement du sol peut signifier une amélioration ou bien une stabilisation de celui-ci.

On réalise une amélioration des sols dont la plasticité est élevée (limon, argile) afin d'en améliorer les propriétés géotechniques. Il s'agit ici de leur capacité à être traités et compactés et de leur portance et de leur résistance à la pénétration, ce qui se traduit en une meilleure praticabilité pour les engins de chantier.

La stabilisation d'un sol a pour but d'améliorer les caractéristiques mécaniques du coffre. Cela signifie que ces couches doivent être durables, résister à l'eau et au gel et convenir en tant que sous-fondation.

Pour l'amélioration des sols, de faibles doses de liant (1 à 2 %, généralement de la chaux pour améliorer les sols plastiques) suffisent généralement; la stabilisation requiert des pourcentages de 3 à 6 % de ciment ou bien une combinaison de ciment avec d'autres liants tels que la chaux et les cendres volantes ou un liant hydraulique routier. Pour de plus amples informations, nous renvoyons au *Code de bonne pratique CRR pour le traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques* et aux guides pratiques qui l'accompagnent (Recommandations CRR R81/10).

Le remplacement du sol en présence par des matériaux de remblai d'apport n'est utilisé qu'en ultime recours, lorsque les autres techniques ne peuvent être appliquées, pour des raisons techniques, économiques et/ou écologiques. Les sols qui contiennent trop de matières organiques, par exemple, ne peuvent que difficilement voire pas être traités de manière économique à la chaux ou au ciment.

1.3.2 La sous-fondation

La sous-fondation, située entre le fond de coffre et la fondation, a pour but:

- de préserver la chaussée du gel;
- d'évacuer l'eau qui s'infiltré dans la structure vers le sol perméable ou, lorsque le sol est moins perméable, vers un système de drainage situé sous la structure et qui évacue l'eau en dehors du revêtement;
- d'éventuellement protéger la fondation contre la remontée de particules fines (argile). Pour ce faire, un géotextile peut aussi être placé entre le coffre et la sous-fondation ou bien entre la sous-fondation et la fondation.

Généralement, la sous-fondation est constituée d'un mélange de sables et de pierres d'un calibre maximum de 56 mm.

Outre ces types de sous-fondations non liées, il est aussi possible de stabiliser le sol, comme décrit dans le paragraphe précédent.

L'exigence en vigueur en Belgique pour la portance est un module de compressibilité M1 de 35 MPa, mesuré via l'essai à la plaque (d'une superficie de 200 cm²).

Pour les revêtements industriels extérieurs en béton, on ne prévoit souvent pas de sous-fondation, pour des raisons économiques. Il est plus ou moins acceptable de ne pas tenir totalement compte de la profondeur théorique de pénétration du gel grâce à la fonction d'isolation de la dalle en béton sur le sol et la fondation.

La profondeur de pénétration du gel Z, en cm, est par définition égale à:

$$Z = 5 \times \sqrt{J}$$

J = l'indice de gel.

L'indice de gel est le nombre de degrés-jours entre les points supérieur et inférieur sur une courbe cumulée des degrés-jours en fonction du temps pour une saison de gel. En principe, on retient l'indice de gel décennal: il s'agit de l'indice de gel maximal que l'on observe sur une période de dix ans.

La valeur de J est donnée au tableau 1.2 pour différentes stations météorologiques pour la période 1995-2005. Ces chiffres ont permis de calculer les valeurs correspondantes de la profondeur Z de pénétration du gel.

L'épaisseur de la structure non gélive à mettre en œuvre (en cm) dépend de la profondeur de pénétration du gel:

$$D_{\text{hors gel}} = a \times Z$$

Station météorologique	Province	Indice de gel décennal (°C.jours)	Z (cm)
Middelkerke	Flandre occidentale	147	61
Moerbeke	Flandre orientale	133	58
Geel	Anvers	157	63
Gorseme	Limbourg	154	62
Uccle	Bruxelles	135	58
Beauvechain	Brabant wallon	167	65
La Hestre	Hainaut	143	60
Thirimont	Hainaut	196	70
Ciney	Namen	210	72
Rochefort	Namen	348	93
Liège	Liège	124	56
Thimister	Liège	182	67
Hockay	Liège	212	73
Mont-Rigi	Liège	290	85
Stavelot	Liège	270	82
Nadrin	Luxembourg	340	92
Libramont	Luxembourg	223	75
Arlon	Luxembourg	254	80

Tableau 1.2 Indice de gel et profondeur de pénétration du gel Z en différents lieux

La valeur de a est égale à 0,8 lorsque la nappe phréatique est située à plus de 1,4 m en dessous de la surface du revêtement. Si ce n'est pas le cas, a est alors égal à 1.

1.3.3 La fondation

Le principal rôle de la fondation est de répartir les charges exercées dans le revêtement et de les transférer uniformément vers les couches sous-jacentes (sous-fondation et sol). Elle constitue un support indéformable et plan sur lequel le revêtement peut être mis en œuvre, après la pose éventuelle d'une couche intermédiaire. Afin de répartir les charges de manière aussi uniforme que possible, la fondation doit de préférence avoir une épaisseur constante.

On distingue:

- les fondations en empierrement non lié à granularité continue ou discontinue;
- les fondations liées:
 - fondation en empierrement traité avec un adjuvant (ciment ou CaCl_2);
 - ciment avec granulats bitumineux (contenant du goudron);
 - mélange ternaire;
 - sable-ciment;
 - béton maigre;
 - béton maigre drainant;
 - béton sec compacté.

Le tableau 1.3 donne les facteurs de correction pour déterminer l'épaisseur d'une fondation liée au ciment, avec comme référence le béton sec compacté (sur base des données de la PCA – *Portland Cement Association* (Etats-Unis)).

Les fondations liées sont plus rigides et présentent l'avantage de créer un effet de dalle, ce qui permet de mieux diffuser les charges vers la structure sous-jacente. Ceci importe plus particulièrement lorsque le sol est hétérogène et/ou remanié, par exemple au niveau de tranchées pour des canalisations ou des égouts. Les fondations les plus fréquemment réalisées sont les fondations non liées à empierrement continu, les fondations en empierrement liées au ciment et les fondations en béton maigre. Pour les spécifications relatives à la composition et à l'exécution, nous renvoyons aux cahiers des charges types des 3 Régions. Le tableau suivant donne les valeurs de référence concernant la teneur en ciment et les caractéristiques mécaniques des différents types de fondation.

Type de fondation	Facteur de correction moyen pour la détermination de l'épaisseur
Béton sec compacté (200 kg ciment/m ³)	1
Béton maigre	1,10
Empierrement lié au ciment	1,20
Sable-ciment	1,30
Empierrement non lié	1,65

Source: Portland Cement Association

Tableau 1.3 Facteur de correction pour l'épaisseur de la fondation

	Teneur en ciment (kg/m ³)	Résistance à la compression après 90 jours (N/mm ²)	Résistance à la traction (N/mm ²)	Module d'élasticité (N/mm ²)
Empierrement non lié	-	-	-	500
Sable-ciment	100 à 180	4 à 6	0,8	5 000
Empierrement lié au ciment	50 à 80	5 à 10	1	8 000 à 10 000
Béton maigre	90 à 130	> 10	1,5	15 000 à 25 000
Béton sec compacté	200 à 250	> 20 of 30	2 à 3	30 000 à 35 000

Source: Bulletin 33 – FEBELCEM

Tableau 1.4 Valeurs de référence pour la teneur en ciment et les caractéristiques mécaniques



Figure 1.7 Fondation comme support plan de revêtement après mise en place des joints de dilatation



Figure 1.8 Dalles de béton goujonnées sur couche bitumineuse intermédiaire

Pour tous les types de fondation, il est important que le compactage soit réalisé avec une teneur en eau optimale. Dans le cas des fondations liées au ciment, le moment du compactage a aussi son importance (aussi vite que possible après la confection, le traitement et la pose du mélange), ainsi que la protection contre la dessiccation de la surface.

L'exigence d'application en Belgique pour la portance des fondations liées ou non liées est un module de compressibilité M1 minimal de 110 MPa mesuré à l'essai à la plaque (superficie de 200 cm²). Pour les revêtements industriels fortement chargés, il faut également satisfaire à cette exigence. Pour les charges moins importantes (classe 4 – voir plus loin), un coefficient M1 de 35 MPa sur la surface de la fondation peut suffire. Le calcul de dimensionnement de la dalle en béton doit alors en tenir compte et être adapté. Dans le cas d'une fondation liée, l'essai à la plaque doit être réalisé aussi vite que possible après le compactage (endéans les 2 h selon le CCT Qualiroutes).

Il faut également veiller à la planéité de la surface de la fondation. Les inégalités du support de la dalle en béton, notamment l'orniérage qui apparaît lors de l'apport du béton, créent des différences d'épaisseur dans le revêtement en béton, ce qui peut générer des fissures non désirées.

Réaliser un revêtement extérieur sans fondation ne constitue pas une option judicieuse ou économique. Cette option ne peut s'envisager que dans certains cas, lorsque le sol est bien portant et perméable et que les charges prévues sont limitées. Dans les autres cas, cela pourrait mener à des tassements différentiels, des affaissements ainsi que des dégradations précoces de la dalle en béton.

1.3.4 La couche intermédiaire, couche de nivellement ou membrane

Afin de pouvoir réaliser le revêtement en béton sur une épaisseur uniforme selon les profils longitudinal et transversal souhaités, il faut que le côté supérieur de la fondation suive parfaitement ces profils. Afin d'éviter par la suite l'affouillement et l'apparition de vides sous le revêtement, il est catégoriquement interdit de ragréer la fondation avec une couche de sable. Il est par contre permis d'enlever une partie de la fondation et de mettre en œuvre, puis de compacter, une couche de graviers fins (0/10), liée ou non.

Une autre option est de mettre en place une couche bitumineuse intermédiaire. Celle-ci a généralement la composition d'une sous-couche bitumineuse (AC-14 base3-x dans le CCT Qualiroutes) ou bien une composition adaptée pour obtenir une couche plus souple (AC-14 bindT-x dans le CCT 2011). L'épaisseur varie généralement de 4 à 6 cm. Il s'agit en outre d'une mesure efficace contre l'effet de pompage et donc contre la mise en escaliers au niveau des joints. La fondation est en outre protégée contre l'érosion ou l'affouillement. De plus, une couche bitumineuse assure une bonne adhérence entre les différentes couches, ce qui améliore le comportement de la chaussée lorsqu'elle est soumise à des charges et joue donc un rôle dans le dimensionnement. Cette couche bitumineuse constitue un support plan et facilement accessible pour fixer les supports de goujons, les fourrures et autres systèmes de joint ainsi que pour mettre en œuvre le revêtement. En Belgique, ce type de couche intermédiaire fait, depuis des dizaines d'années, partie de la structure standard des autoroutes en béton. Il existe aussi des réalisations réussies pour les revêtements industriels fortement chargés.

Pour éviter que l'eau du béton frais ne soit absorbée par une fondation non liée, on place souvent un film plastique entre la fondation et le revêtement en béton. Ce film constitue une surface de glissement sur laquelle le revêtement en béton peut facilement bouger suite au retrait et aux effets thermiques. L'avantage est que le béton peut se rétracter ou se dilater quasiment sans frottements, ce qui réduit l'apparition de contraintes pouvant créer des fissures. Par contre, un inconvénient de taille est que les premiers joints de retrait actifs peuvent s'ouvrir fortement tandis que les autres joints ne s'ouvrent pas et n'assurent donc pas leur rôle de joint de retrait, ce qui réduit le transfert des charges et cause une perte de masse de scellement de joint dans les joints ouverts. D'importants déplacements du revêtement peuvent aussi avoir lieu aux extrémités.

Une meilleure alternative à la pose d'un film en plastique est de maintenir humide la fondation non liée en pulvérisant modérément de l'eau. L'utilisation d'un béton de qualité permet de reprendre les contraintes dues aux frottements et donc aux mouvements empêchés, et ce sans fissuration. De plus, ne pas utiliser de film en plastique diminue le risque de curling (soulèvement des coins de dalles).

Dans le cas de fondations liées, il est conseillé d'humidifier légèrement la surface, surtout par temps chaud et sec.

Pour certaines applications, il est totalement exclu que de l'eau ou des liquides (dangereux) puissent s'infiltrer dans le sol à travers le revêtement. Pour s'en assurer avec certitude, il faut placer sous le revêtement une membrane étanche (HDPE (résistant aux produits chimiques), EPDM, butyle, tapis de bentonite, etc.) avec ou sans joints soudés. Cette membrane peut éventuellement être placée sous la fondation. Le liquide doit être retenu, évacué et si nécessaire traité.

1.3.5 Le revêtement en béton

La dalle en béton assure en grande partie la portance du revêtement. Les principales propriétés que l'on peut attendre d'un revêtement en béton sont les suivantes:

- une résistance à la flexion suffisante pour pouvoir supporter et répartir les charges prévues tout au long de la durée de vie;
- une surface durable qui résiste à toutes les influences externes auxquelles elle est exposée (efforts tangentiels des roues, charges ponctuelles, usure, cycles de gel-dégel, sels de déverglaçage, etc.);
- une finition de surface qui permet un fonctionnement opérationnel sûr (planéité, absence de trous, de fissures et d'ornières, rugosité, évacuation des eaux).

Ces aspects seront traités plus en profondeur dans le présent ouvrage.

Pour le béton qui est spécifié selon les normes NBN EN 206-1 et NBN B15-001, la classe de résistance est exprimée sous la forme «Cxx/yy» où:

- xx = $f_{ck,cyl}$ = la résistance caractéristique à la compression après 28 jours de durcissement, mesurée sur des cylindres de 150 mm de diamètre et de 300 mm de hauteur conservés dans des conditions normalisées;
- yy = $f_{ck,cub}$ = la résistance caractéristique à la compression après 28 jours de durcissement, mesurée sur des cubes de 150 mm de côté et conservés dans des conditions normalisées.

Néanmoins, les calculs de dimensionnement nécessitent de connaître les valeurs de la résistance à la traction ou à la flexion du béton. L'eurocode NBN EN 1992-1-1:2005 et les annexes belges y afférentes NBN EN 1992-1-1 ANB:2010 donnent des formules qui expriment la relation entre plusieurs caractéristiques mécaniques du béton comme la résistance caractéristique et moyenne à la compression sur des cylindres, la résistance caractéristique à la compression sur des cubes, la résistance caractéristique et moyenne à la traction et la résistance à la traction en flexion:

$$f_{cm,cyl} = f_{ck,cyl} + 8 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck,cyl}^{(2/3)} \text{ pour les classes de résistance } < C50/60$$

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h/1000) f_{ctm} \text{ pour } h \leq 600 \text{ mm}$$

$f_{cm,cyl}$ = résistance moyenne à la compression à 28 jours (N/mm²) sur des cylindres;

f_{ctm} = résistance moyenne à la traction à 28 jours (N/mm²);

$f_{ctm,fl}$ = résistance moyenne à la flexion à 28 jours (N/mm²);

h = hauteur (épaisseur) de la dalle en béton (mm).

	C30/37	C35/45
$f_{ck, cyl}$	30	35
$f_{ck, cub}$	37	45
$f_{cm, cyl}$	38	43
f_{ctm}	2,9	3,2
$f_{ctm, fl}$ pour $h = 200$ mm	4,1	4,5

Le tableau ci-contre donne les valeurs en MPa (ou N/mm²) des classes de résistance qui seront utilisées dans le présent code de bonne pratique.

Pour le béton routier qui est prescrit conformément au *CCT Qualiroutes*, la résistance du béton est exprimée comme suit:

$R'_{bl, min}$ = la résistance à la compression minimale après 90 jours d'âge, mesurée sur des carottes de 100 cm² de section et 10 cm de hauteur prélevées dans le revêtement en béton.

Nous renvoyons également à la publication CRR R73/02 *Code de bonne pratique pour l'utilisation des entraîneurs d'air dans les bétons routiers. Application, formulation et contrôle* qui mentionne des valeurs moyennes de résultats d'essai pour la résistance à la compression, la résistance à la traction en flexion, la résistance à la traction par fendage et le modulé d'élasticité pour différents types de béton routier.

Les revêtements industriels extérieurs en béton sont presque toujours réalisés avec des dalles, soit non armées, soit armées de treillis ou de fibres d'acier.

Il est recommandé de procéder à une étude de sol pour déterminer la portance. Tandis que la sous-fondation protège la structure du gel, la fondation joue elle un rôle de colonne vertébrale

Sur le dessus d'une fondation en empierrement non lié ou lié au ciment, la portance (module de compressibilité mesuré à l'aide de l'essai à la plaque) doit être de 110 MPa. Pour les revêtements peu chargés, elle peut être limitée à 35 MPa. Il est absolument interdit de ragréer la fondation avec une couche de sable. Pour le béton maigre ou le béton compacté, la résistance est déterminée à l'aide d'essais de résistance à la compression effectués sur des carottes prélevées dans la fondation.

Un film plastique placé sous la dalle en béton fera office de surface de glissement mais pourrait permettre une ouverture trop importante des joints. Il est donc préférable de ne pas utiliser ce film plastique et d'humidifier sans excès la fondation avant le bétonnage.

Pour les revêtements fortement sollicités, une couche bitumineuse entre la fondation et la dalle en béton constitue une excellente protection contre l'érosion de la fondation et empêche la mise en escalier au niveau des joints.

La résistance à la compression du béton est exprimée conformément aux normes belges NBN EN 206-1 et NBN B15-001 ou selon les cahiers des charges types des différentes régions. C'est principalement la résistance à la traction en flexion qui est utilisée dans les calculs.

Chapitre 2

Dimensionnement

2.1 Introduction

Le dimensionnement est la détermination de l'épaisseur du revêtement en béton et des éventuelles couches sous-jacentes (fondation, sous-fondation) de la structure en fonction du sol en présence, des charges statiques et/ou dynamiques attendues et des propriétés des matériaux utilisés (résistance du béton, matériau de la fondation, type et proportion d'armature, etc.). L'objectif est de concevoir une structure qui pourra remplir la fonction qui lui est destinée tout au cours de la durée de vie (théorique) prévue. Étant donné les investissements relativement élevés que nécessite un revêtement en béton, on table généralement sur une durée de vie de 25, 30 ou 40 ans. Pour les revêtements fortement sollicités, cette durée de vie peut cependant être revue à la baisse et est souvent limitée à 15 ans. Si l'on vise une durée de vie plus courte, le béton ne constitue généralement pas la solution la plus économique. C'est pour cette raison que nous fixerons dans le présent code de bonne pratique une épaisseur minimale de 18 cm pour les sols industriels extérieurs en béton.

Un entretien minimal doit être réalisé au cours de la durée de vie, et il se peut que des réparations soient aussi nécessaires. Un grand entretien structurel est par contre exclu.

Il existe diverses méthodes de dimensionnement ayant chacune leur propre domaine d'application, leur cadre théorique et leurs hypothèses de départ. Certaines sont analytiques et calculent les dégradations sur base des contraintes calculées. D'autres déterminent les contraintes via des modèles de calcul approximatifs comme la méthode des éléments finis. À côté de cela, il existe aussi des méthodes empiriques qui sont basées sur des observations à grande échelle de revêtements existants. Souvent, ce sont des méthodes combinées qui sont utilisées, où un calcul théorique est adapté en fonction de l'expérience pratique.

Le critère de dégradation utilisé est généralement la fissuration des dalles de béton. Il s'agit alors de fissures qui sont dues à une surcharge statique ou dynamique, ou à une sollicitation de fatigue dynamique causée par le trafic. Dans le modèle de dimensionnement, il faut aussi mentionner à partir de quel pourcentage de surface dégradée la fin de la durée de vie est définie. Pour les routes à trafic important, il est de 5 %, voire moins. Pour un revêtement industriel, il peut par exemple être de 10 ou 15 %. Lorsque la planéité et le confort de roulement sont très importants, par exemple lorsque des chariots élévateurs à fourche sont utilisés sur le terrain, ce pourcentage sera moindre.

Il existe néanmoins de nombreuses autres causes de dégradation, qui mènent hélas souvent à une détérioration précoce du revêtement. Elles peuvent être dues au retrait du béton, à des affaissements du sol, à un mauvais drainage, à l'effet de pompage et à la mise en escalier au niveau des joints, à l'écaillage dû au gel, etc. Pour prévenir ces problèmes, il est crucial de suivre les règles de l'art, tant lors du dimensionnement que lors de l'exécution. Les recommandations adéquates en la matière sont formulées au chapitre 3 *Conception et exécution* et leur importance est au moins aussi grande que celle d'un bon dimensionnement.

Dans la plupart des cas, le dimensionnement se fera sur base de la charge ou combinaison de charges la plus néfaste et le revêtement extérieur sera exécuté dans sa totalité selon cette conception. Cette manière de procéder présente l'avantage d'obtenir une plateforme universelle dont les fonctions logistiques peuvent être modifiées au cours de la durée de vie sans nécessiter d'adaptations importantes de la structure. Lorsqu'il y a une distinction nette entre différentes zones, par exemple les voiries d'une part et les zones de stockage de conteneurs d'autre part, il est alors possible de réaliser des calculs de dimensionnement différents. Cela peut signifier une économie lors de la mise en œuvre mais limiter la souplesse d'utilisation dans le futur.

2.2 Types de charges

Les sols industriels peuvent présenter des natures très différentes et varient de routes d'accès ou parkings industriels ordinaires à des terrains portuaires où des marchandises lourdes sont manipulées et stockées.

Une première distinction peut être établie entre les charges dynamiques et les charges statiques.



Figure 2.1 Charges linéaires de madriers de bois sur lesquels sont posées des plaques métalliques



Figure 2.2 Elévateur à fourche



Figure 2.3 Straddle carrier



Figure 2.4 Reach stacker

2.2.1 Charges statiques

Celles-ci peuvent se subdiviser en charges réparties sur une superficie, en charges linéaires et en charges ponctuelles. Tant qu'une bonne répartition des charges sera possible et que l'on pourra éviter les charges concentrées, les pressions de contact restent faibles ($< 1 \text{ N/mm}^2$ ou 1 MN/m^2) et ne seront pas déterminantes pour le dimensionnement du revêtement en béton.

Les pieds des conteneurs sont conçus pour limiter ces pressions de contact. Néanmoins, lorsque quatre piles de cinq conteneurs sont placées les unes à côté des autres, il existe un risque de surcharge dans la zone des quatre pieds centraux, ce qui peut mener à un poinçonnement de la surface.

Pour ce qui est des charges linéaires et ponctuelles, il faut tenir compte, lors du positionnement, de la disposition des joints du revêtement en béton. L'effet négatif des charges concentrées est bien sûr important si elles s'exercent à proximité des joints, des bords ou des angles des dalles.

Les pressions de contact doivent de préférence se limiter à 7 N/mm^2 au maximum en utilisant des plaques de répartition des charges sous les points de support.

2.2.2 Charges dynamiques

Les charges dynamiques les plus connues sont celles générées par le trafic. Elles peuvent se répartir comme suit:

- trafic léger ($< 3,5 \text{ t}$), qui n'influe pas sur le dimensionnement;
- trafic lourd ($> 3,5 \text{ t}$), caractérisé en Belgique par une charge d'essieu maximale de 130 kN et une pression de pneu (pression de contact) de $0,7 \text{ N/mm}^2$;
- élévateurs à fourche, allant de léger à très lourd. Pour les élévateurs lourds à pneus durs, la pression de contact peut s'élever jusqu'à 1 N/mm^2 s'il y a quatre roues sur l'essieu avant et jusqu'à 5 N/mm^2 s'il y a deux roues sur l'essieu avant;
- équipement portuaire pour la manutention de conteneurs, comme les straddle carriers, les grues à portique et les reach stackers. Ces derniers sont caractérisés par une pression de pneus des roues avant de 1 N/mm^2 ;
- équipement portuaire pour la manutention de marchandises, comme les tracteurs avec semi-remorques dotées de petites roues en plastique dur dont les pressions de contact peuvent monter jusqu'à 10 N/mm^2 , de roues en acier ou de béquilles dont la pression de contact peut monter jusqu'à 100 N/mm^2 .



Figure 2.5 Equipement portuaire pour la manutention de marchandises

Pour réaliser le dimensionnement, il est important de pouvoir disposer des caractéristiques de ces différents types de véhicules et ce pour différentes configurations de charges (charges d'essieu, nombres de roues sur l'essieu avant et l'essieu arrière, pression des pneus ou surface de contact).

Une autre forme de charge dynamique sont les chocs ou les impacts qui peuvent entre autres avoir lieu lors de la dépose de marchandises lourdes sur le revêtement ou lors du découplage et de la mise en stationnement de remorques lourdement chargées sur des béquilles. Ceci peut être intégré dans le calcul de dimensionnement en utilisant un coefficient de charge dynamique plus élevé (1,5 au lieu de 1,2).

2.3 Répartition en classes de sollicitation

Afin de simplifier la question du dimensionnement, nous répartirons dans le présent code de bonne pratique les charges en quatre classes dont les deux premières couvrent les terrains industriels et les plateformes logistiques classiques et les deux dernières les terrains industriels fortement sollicités et les terrains portuaires et de transbordement. Les charges statiques et dynamiques sont envisagées ensemble dans cette classification. Le cas échéant, des calculs de dimensionnement particuliers devront être réalisés dans lesquels l'épaisseur la plus importante calculée sera bien sûre déterminante.

2.3.1 Classe de sollicitation 4

Voies d'accès, parkings et terrains normalement sollicités par des voitures particulières et des poids lourds, avec un maximum de 100 poids lourds par jour.

Elévateurs limités à 60 kN (20 à 30 kN de capacité d'élévation).
Charge statique limitée à 50 kN/m².

2.3.2 Classe de sollicitation 3

Voies d'accès, parkings et terrains fortement sollicités par des voitures particulières et des poids lourds, avec un maximum de 300 poids lourds par jour.

Elévateurs limités à 100 kN (2 roues par essieu, 30 à 40 kN de capacité d'élévation).

Charge statique supérieure à 50 kN/m².

2.3.3 Classe de sollicitation 2

Terrains très fortement sollicités:

Classe de sollicitation 2a

Où la charge la plus élevée est déterminée par des élévateurs d'une capacité d'élévation allant jusqu'à 100 kN.

Classe de sollicitation 2b

Où la charge la plus élevée est déterminée par la manutention de conteneurs par des reach-stackers avec une charge maximale sur l'essieu avant de 1100 kN et une pression des pneus de 1 N/mm².
Empilement de cinq conteneurs chargés au maximum.



Figure 2.6 Accès de parking pour voitures particulières



Figure 2.7 Quai de déchargement pour camions



Figure 2.8 Terminal à conteneurs



Figure 2.9 Manutention de marchandises lourdes

2.3.4 Classe de sollicitation 1

Terrains très fortement sollicités où la charge la plus élevée est déterminée par la manutention et le stockage de marchandises lourdes. L'utilisation de combinaisons tracteur/semi-remorque avec des roues en acier ou des béquilles est ici déterminante en raison des pressions de contact très élevées (jusqu'à plusieurs dizaines de N/mm²).

2.4 Facteurs d'influence

Différents facteurs influencent, à des degrés divers, le calcul de l'épaisseur d'une dalle en béton. Les facteurs négatifs entraînent une épaisseur supérieure du revêtement en béton. Il est dès lors parfois plus économique de corriger ces facteurs. Un impact positif peut par contre permettre de diminuer l'épaisseur. Néanmoins, il faut toujours respecter une épaisseur minimale de 18 cm.

2.4.1 Sol

Moins le sol est portant, plus la dalle en béton doit être épaisse. C'est la raison pour laquelle il est important de satisfaire aux exigences minimales mentionnées ci-avant. Si nécessaire, le sol doit être amélioré. Plus la structure totale est épaisse et rigide (par exemple: 20 cm de sous-fondation non liée, 20 cm de béton maigre, 5 cm d'enrobé, 21 cm de béton), moins la nature du sol a d'incidence sur le résultat du calcul.

2.4.2 (Sous-)fondation

Une (sous-)fondation plus épaisse et plus rigide requerra un revêtement en béton moins épais. Les exemples de calcul au § 2.5.1 montrent que pour une classe de sollicitation 4, une augmentation de l'épaisseur de la fondation non liée de 20 à 25 cm permet une diminution d'épaisseur du béton de 0,5 cm. De même, remplacer 20 cm de fondation non liée par 20 cm d'empierrement stabilisé au ciment permet une diminution de l'épaisseur du béton de 1,5 cm.

2.4.3 Résistance du béton et utilisation d'un entraîneur d'air (voir aussi § 3.3)

Plus la résistance du béton est élevée, moins le revêtement en béton doit être épais et inversement. Les exemples de calcul du § 2.5.1 montrent que pour une charge de trafic classique (classes de sollicitation 3 et 4), une augmentation de la classe de résistance du béton, par exemple C35/45 au lieu de C30/37, correspond plus ou moins à une diminution de l'épaisseur du béton de 1,5 cm.

L'utilisation d'un entraîneur d'air fait diminuer la résistance à la compression (et aussi à la résistance à la traction en flexion) du béton. Les exemples de calcul du § 2.5.1 montrent que l'épaisseur du béton doit être augmentée d'environ 1,5 cm pour assurer une durée de vie identique.

2.4.4 Goujons (voir aussi § 3.4.5)

L'utilisation ou non de goujons a un impact significatif sur le dimensionnement, en raison du principe de transfert des charges. Les exemples de calcul du § 2.5.1 montrent que l'utilisation de goujons permet de diminuer l'épaisseur du béton d'environ 2,5 cm.

2.4.5 Fibres d'acier (voir aussi § 1.2.3 et § 3.4.12)

L'utilisation de fibres d'acier a un impact sur le comportement après fissuration du béton et dans une moindre mesure sur la résistance à la traction en flexion. Sur base de la teneur et du type de fibres d'acier, il est possible, par des calculs de dimensionnement, de déterminer la diminution de l'épaisseur du revêtement permise par l'ajout de fibres.

En outre, le béton renforcé aux fibres d'acier résiste mieux aux chocs et au poinçonnement. Ces fibres sont donc nécessaires pour la classe de sollicitation 1 et aussi pour les autres classes lorsqu'on souhaite éviter les dégradations au niveau des supports des conteneurs empilés.

2.4.6 Géométrie

La longueur et la largeur des dalles en béton sont des facteurs qui entrent en ligne de compte dans le calcul de dimensionnement. Dans le cas de voiries plus étroites, les joints longitudinaux et les bords des dalles sont en effet soumis à des charges et des contraintes plus importantes que celles qui s'exercent au milieu des dalles. Des dalles trop longues et trop larges sont en outre plus sensibles aux déformations thermiques, entre autres le soulèvement des coins de la dalle (curling).

2.5 Exemples de calculs de structures

2.5.1. Classes de sollicitation 4 et 3

Les tableaux ci-après présentent des résultats de calculs pour les classes de sollicitation 4 et 3. Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel de dimensionnement de routes néerlandais VENCON 2.0 sur base des hypothèses suivantes:

- spectre du trafic: selon une autoroute très chargée;
- valeur dont est augmentée l'épaisseur nominale par rapport à l'épaisseur calculée: 5 mm dans le cas d'une fondation non liée, 2 mm dans le cas d'une couche bitumineuse intermédiaire;
- le volume de trafic considéré, respectivement 100 et 300 véhicules lourds par jour, est compté dans les deux sens de circulation; si la route de et vers la zone industrielle est la même, il y a donc respectivement 50 et 150 véhicules lourds qui la parcourent dans les deux sens;
- sol = limon;
- durée de vie de 30 ans;
- qualité du béton: pour la résistance du béton, VENCON utilise uniquement les classes de résistance normalisées Cxx/yy. Pour le béton routier du CCT Qualiroutes, on a choisi une classe de résistance qui y correspond plus ou moins, même si aucune corrélation entre les deux n'a été démontrée. Il s'agit en outre d'autres types de béton, comme décrit plus loin au §3.3.

L'épaisseur nominale arrondie est déduite de l'épaisseur calculée, en tenant compte de l'épaisseur minimale requise de 18,0 cm.

Profil transversal de la route	Goujons-barres d'ancrage	Fondation	Qualité du béton	Epaisseur calculée (mm)	Epaisseur nominale arrondie (cm)
1 x 3,5 m	oui	200 mm de granulats de débris de béton	C35/45 ou béton routier $R'_{bi.min} = 50 \text{ MPa}$	194	19,5
	non			220	22,0
	oui		C30/37 ou béton routier $R'_{bi.min} = 45 \text{ MPa}$	209	21,0
	non			237	24,0
2 x 3,0 m	oui	200 mm de granulats de débris de béton	C35/45 ou béton routier $R'_{bi.min} = 50 \text{ MPa}$	185	18,5
	non			209	21,0
	oui		C30/37 ou béton routier $R'_{bi.min} = 45 \text{ MPa}$	199	20,0
	non			225	22,5

Tableau 2.1 Classe de sollicitation 4 – jusqu'à 100 véhicules lourds par jour

Profil transversal de la route	Goujons-barres d'ancrage	Fondation	Qualité du béton	Epaisseur calculée (mm)	Epaisseur nominale arrondie (cm)
1 x 3,5 m	oui	250 mm de granulats de débris de béton	C35/45 ou béton routier R' bi.min = 50 MPa	191	19,0
	non			217	21,5
	oui		C30/37 ou béton routier R' bi.min = 45 MPa	206	20,5
	non			234	23,5
2 x 3,0 m	oui	250 mm de granulats de débris de béton	C35/45 ou béton routier R' bi.min = 50 MPa	182	18,0
	non			206	20,5
	oui		C30/37 ou béton routier R' bi.min = 45 MPa	196	19,5
	non			222	22,0

Profil transversal de la route	Goujons-barres d'ancrage	Fondation	Qualité du béton	Epaisseur calculée (mm)	Epaisseur nominale arrondie (cm)
1 x 3,5 m	oui	200 mm de granulats de débris de béton	C35/45 ou béton routier R' bi.min = 50 MPa	182	18,0
	non			207	20,5
	oui		C30/37 ou béton routier R' bi.min = 45 MPa	197	19,5
	non			224	22,5
2 x 3,0 m	oui	200 mm de granulats de débris de béton	C35/45 ou béton routier R' bi.min = 50 MPa	172	18,0
	non			195	19,5
	oui		C30/37 ou béton routier R' bi.min = 45 MPa	186	18,5
	non			210	21,0

Tableau 2.1 Classe de sollicitation 4 – jusqu'à 100 véhicules lourds par jour (suite)

Profil transversal de la route	Goujons-barres d'ancrage	Fondation	Qualité du béton	Epaisseur calculée (mm)	Epaisseur nominale arrondie (cm)
1 x 3,5 m	oui	300 mm de granulats de débris de béton	Béton routier $R'_{bi.min} = 60$ MPa	182	18,0
	non			211	21,0
	oui		C35/45 ou béton routier $R'_{bi.min} = 50$ MPa	199	20,0
	non			229	23,0
2 x 3,0 m	oui	300 mm de granulats de débris de béton	Béton routier $R'_{bi.min} = 60$ MPa	174	18,0
	non			199	20,0
	oui		C35/45 ou béton routier $R'_{bi.min} = 50$ MPa	189	19,0
	non			216	21,5

Profil transversal de la route	Goujons-barres d'ancrage	Fondation	Qualité du béton	Epaisseur calculée (mm)	Epaisseur nominale arrondie (cm)
1 x 3,5 m	oui	200 mm de béton maigre + 50 mm d'enrobé	Béton routier $R'_{bi.min} = 60$ MPa	170	18,0
	non			197	20,0
	oui		C35/45 ou béton routier $R'_{bi.min} = 50$ MPa	186	18,5
	non			215	21,5
2 x 3,0 m	oui	200 mm de béton maigre + 50 mm d'enrobé	Béton routier $R'_{bi.min} = 60$ MPa	161	18,0
	non			186	18,5
	oui		C35/45 ou béton routier $R'_{bi.min} = 50$ MPa	176	18,0
	non			202	20,0

Tableau 2.2 Classe de sollicitation 3 – jusqu'à 300 véhicules lourds par jour

2.5.2 Classes de sollicitation 2 et 1

Pour ces classes fortement chargées, il est toujours recommandé de confier le calcul de dimensionnement à un expert. Une estimation correcte des charges attendues (nombre d'essieux, nombre et position des pneus, pression des pneus, répartition des charges sur les essieux), leur fréquence et la durée de vie souhaitée sont des paramètres importants pour déterminer l'épaisseur de ces revêtements en béton.

De plus, il faut aussi s'intéresser aux charges dynamiques et aux chocs.

On tient généralement compte des facteurs suivants:

- facteur de sécurité pour la charge: 1,2
- facteur de sécurité du béton: 1,5 (sur la résistance moyenne à la traction en flexion);
- coefficient dynamique: 1,2 à 1,5.

Pour les sols industriels extérieurs, on adopte généralement une durée de vie de 15 à 30 ans pendant laquelle le revêtement est en service sans nécessiter de grand entretien structurel.

L'épaisseur minimale d'un revêtement extérieur est de 18 cm.

Sur base des charges statiques et dynamiques, y compris la charge des véhicules dont la masse dépasse 3,5 t, nous pouvons répartir les sols industriels en quatre classes de sollicitation, allant de la classe 4 (la moins sollicitée) à la classe 1 (terrains très fortement sollicités).

Une classe de résistance plus faible pour le béton utilisé ou l'emploi d'un entraîneur d'air doivent être compensés par une augmentation de l'épaisseur du béton d'environ 1,5 cm.

L'utilisation de goujons permet de diminuer l'épaisseur du béton d'environ 2,5 cm.

L'utilisation de fibres d'acier permet de diminuer l'épaisseur, selon le type et la quantité de fibres.

Pour le dimensionnement des classes de sollicitation les plus élevées (1 et 2), il faut faire appel à des experts capables d'évaluer correctement l'impact des différents paramètres.

Chapitre 3

Conception et exécution

3.1 Généralités

Le présent chapitre aborde les différents choix qui doivent être faits lors de la conception et de l'exécution. Ils concernent entre autres: la composition du béton, les joints et les armatures, la méthode de mise en œuvre, la cure, la finition de surface.

Sur base de ces différents facteurs, des recommandations sont formulées à la fin du présent chapitre concernant le choix de la composition du béton et la méthode de mise en œuvre pour les différentes classes de sollicitation. Enfin, une évaluation est faite du risque de dégradations (fissuration et écaillage).

3.2 Composition du béton

3.2.1 Introduction

La qualité d'un béton est déterminée en premier lieu par la qualité et par le dosage optimal de ses constituants. Des granulats durs, résistant à l'usure, un bon sable, du ciment de qualité avec une classe de résistance adéquate et de l'eau de gâchage pure dans de bonnes proportions permettent d'obtenir un revêtement durable. Des adjuvants comme les (super)plastifiants rendent le béton plus facile à mettre en œuvre sans nuire à la durabilité et l'utilisation d'un entraîneur d'air permet d'obtenir une meilleure résistance aux cycles de gel-dégel en présence de sels de déverglaçage.

Outre une exécution soignée, l'homogénéité du béton, et donc de ses composants, est très importante pour obtenir un bon résultat. L'utilisation de produits certifiés (BENOR, COPRO) offre à cet égard de nombreux avantages.

3.2.2 Composants

3.2.2.1 *Granulats (pierres et sables)*

3.2.2.1.1 Introduction

Pour le béton, le terme « granulats » désigne l'ensemble des matériaux inertes, naturels ou artificiels, qui constituent son squelette. En fonction de leur diamètre, les granulats sont répartis en gravillons, graves, sables ou fillers.

Selon leur origine, une distinction est faite entre les granulats naturels et les granulats artificiels.

Les granulats naturels sont des granulats qui se trouvent directement dans la nature, comme dans les gisements de sable ou de gravier, ou qui sont prélevés à partir de pierres naturelles, par concassage de roche massive (calcaire ou roches endogènes comme par exemple le porphyre).

Les granulats artificiels sont des granulats d'origine minérale qui découlent d'un procédé industriel où ils subissent par exemple une transformation thermique, comme par exemple les scories d'aciérie.

Les granulats recyclés ne sont, à ce jour, toujours pas utilisés dans les revêtements en béton. Les granulats de débris de béton, s'ils sont homogènes et de bonne qualité (se référer aux exigences des cahiers des charges types), peuvent eux être utilisés dans la couche inférieure d'un revêtement en béton bicouche. Le pourcentage de substitution aux gravillons varie de 60 à 100 %.

La nature, la forme et les propriétés varient en fonction du gisement ou de la roche-mère et de la technique de production. Les propriétés intrinsèques de la roche-mère constituent un critère important pour le choix du type de granulats en fonction de l'application.

La classification des granulats se fait sur base du calibre d/D, d étant la calibre minimal et D le calibre maximal. Pour leur emploi dans le béton, il faut se référer à la classification de la NBN EN 12620.

Type	Dimensions	Propriétés
Fillers	0/D	D < 2 mm avec au moins 85 % de passant sur le tamis de 0,125 mm et 70 % sur le tamis de 0,063 mm
Sables	0/D	d = 0 mm et D ≤ 4 mm
Graves	0/D	d = 0 mm et D ≥ 6,3 mm et ≤ 45 mm
Gravillons	d/D	d ≥ 2 mm et D ≥ 4 mm

Tableau 3.1 Classification des granulats sur base du calibre

Pour obtenir des compositions de béton de qualité, il est recommandé d'utiliser du sable et des gravillons. Les graves présentent souvent l'inconvénient de contenir une quantité importante et variable de sable, ce qui a des effets négatifs sur l'ouvrabilité et sur la quantité d'eau nécessaire.

3.2.2.1.2 Exigences en matière de pierres

Dans le béton destiné aux revêtements extérieurs, le diamètre maximal autorisé des granulats est de 31,5 mm. Dans certains cas, le diamètre maximal est limité à 20 mm ou 14 mm, comme par exemple pour le béton dénudé en vue de réduire le bruit de roulement, pour le béton qui est mis en œuvre manuellement ou qui doit être pompé.

Les exigences mécaniques et physiques en vigueur pour les granulats destinés aux revêtements sont plus sévères que celles qui s'appliquent aux granulats destinés au béton pour ouvrages d'art. Les exigences sont réparties en plusieurs catégories dans la norme NBN EN 12620:2008; les principales propriétés étant renseignées dans le tableau 3.2 avec les recommandations qui s'y rapportent pour les revêtements industriels extérieurs.

Les granulats doivent provenir d'une pierre dure qui présente une bonne durabilité. Celle-ci est caractérisée par la résistance à la fragmentation (coefficient Los Angeles, LA), la résistance à l'usure ou résistance à l'abrasion (coefficient Micro-Deval en présence d'eau, MDV) et, dans le cas de revêtements soumis à un trafic lourd et intense, la résistance au polissage (Polished Stone Value, PSV).

Les propriétés en fonction de la roche-mère sont données au tableau 3.3. Il faut noter que plus les valeurs LA et MDV sont petites, plus la résistance à la fragmentation et à l'abrasion est grande. La résistance au polissage, par contre, augmente avec la valeur PSV.

Une autre propriété importante est la résistance au gel. Cela peut surtout constituer un problème pour le grès, étant donné que dans ce cas les bancs de sable peuvent être traversés par des veines de schiste ou d'autres pierres moins résistantes au gel.

Il est très important de respecter la forme et la teneur en particules fines si l'on souhaite obtenir un béton durable. Ces propriétés ont en effet un impact important sur l'ouvrabilité du béton. Une quantité trop importante de fines fera augmenter la teneur en eau. La forme des granulats doit être aussi cubique que possible. Ceci peut être obtenu avec des granulats «reconcassés». L'utilisation de granulats ronds et lisses conduira à une résistance moins élevée, l'utilisation de granulats plats à un moins bon compactage du béton, ce qui engendrera une moindre durabilité.

Le mieux est de combiner différentes fractions granulométriques pour obtenir une granularité continue du squelette pierreux. L'utilisation de différentes fractions granulométriques (4/6,3, 6,3/14, 14/20) dans un béton permet

Propriété	Prescription	Catégorie selon la norme NBN EN 12620:2008	Remarque
Teneur en particules fines (% en masse)	$\leq 1,5$ ≤ 4	$f_{1,5}$ f_4	$D > 8 \text{ mm}$ $D \leq 8 \text{ mm}$
Résistance à la fragmentation (coefficient Los Angeles)	≤ 30	LA ₃₀	exigence supplémentaire: (LA + MDV) ≤ 45
Résistance à l'abrasion (coefficient Micro-Deval)	≤ 25	MDW ₂₅	
Coefficient de polissage accéléré (PSV)	≥ 50 ≥ 40	PSV ₅₀ PSV _{valeur déclarée}	circulation lourde et intense
Coefficient d'aplatissement (FI)	≤ 20 ≤ 25 ≤ 30	FI ₂₀ FI ₂₅ FI ₃₀	$D > 16 \text{ mm}$ $8 < D \leq 16 \text{ mm}$ $D \leq 8 \text{ mm}$
Teneur en pierres rondes	Au moins 50 % concassées, maximum 30 % roulées	C50/30	-
Teneur en ions chlore (%)	$\leq 0,03$	Valeur déclarée	Pour les pierres d'origine marine
Teneur en coquillages (%)	≤ 10	SC ₁₀	Pour les pierres d'origine marine
Résistance gel-dégel	≤ 1	F ₁	-
Masse volumique réelle et coefficient d'absorption d'eau	-	Valeur déclarée	-

Tableau 3.2 Catégories de granulats par propriété

Type de granulat	Coefficient Los Angeles	Coefficient Micro-Deval	PSV
Porphyre	11 à 13	4 à 8	50 à 54
Grès	13 à 17	11 à 24	55 à 58
Calcaire	20 à 30	9 à 17	37 à 44
Gravier concassé	17 à 26	4 à 10	55 à 57

Tableau 3.3 Propriétés en fonction de la roche-mère

en effet d'obtenir une distribution granulométrique plus constante que si l'on utilise une seule fraction granulométrique 4/20, qui présente plus de variations car elle est davantage sujette à la ségrégation.

3.2.2.1.3 Exigences en matière de sables

Le choix du sable est primordial pour obtenir un béton durable. Celui-ci influence directement l'ouvrabilité, la durabilité et la résistance du béton. Le sable le plus approprié pour le béton routier est le sable de rivière 0/2 jusqu'à 0/4 avec un module de finesse supérieur à 2,4 (catégorie CF selon la NBN EN 12620).

Les principales propriétés du sable, également reprises dans la norme NBN EN 12620, sont la granularité et la teneur en fines ($< 63\mu\text{m}$). Cette dernière doit être inférieure à 3 %.

De manière générale, on peut affirmer qu'un béton pour revêtements extérieurs ne contient que peu de sable. Un excès de sable fera augmenter la demande en eau et pourra donc nuire à la compacité et à la durabilité du béton.

3.2.2.2 *Ciment*

Les types de ciment les plus utilisés pour les bétons destinés aux sols extérieurs sont les ciments de la classe de résistance 42,5 (N ou R). Le choix est laissé entre un ciment Portland CEM I ou un ciment avec au maximum 65 % de scories de haut fourneau, CEM III/A. Dans des cas exceptionnels, un ciment de classe de résistance 52,5 est aussi utilisé, par exemple lorsqu'un durcissement très rapide à basse température est nécessaire.

L'utilisation de ciments de la classe de résistance 32,5 doit être évitée. Ils présentent l'inconvénient d'avoir un temps de durcissement beaucoup plus long et donnent un béton qui est beaucoup plus sensible au retrait plastique. Ces ciments peuvent être utilisés lorsque les températures extérieures sont élevées.

En utilisant un ciment ayant une teneur limitée en alcali (Na_2O en K_2O), c.-à-d. le cas des ciments appelés LA selon la NBN B12-109, le risque de dégradations suite à une réaction alcali-silice est plus limité.

3.2.2.3 *Eau de gâchage*

L'eau est un élément indispensable à la confection du béton; en trop grande quantité, elle devient par contre son pire ennemi: un excès d'eau augmente le risque de fissuration du béton et en diminue la durabilité.

L'eau de gâchage doit être appropriée. Elle ne peut contenir aucune substance qui puisse influencer la prise et le durcissement du béton ou attaquer les éventuelles armatures. Les traces d'huile, d'acide, d'alcalis, de sels divers, de matières organiques, d'argile, de sucres, de graisses, etc., doivent être limitées afin de n'avoir aucun impact sur le durcissement et sur les propriétés du béton.

L'eau courante peut être utilisée pour confectionner du béton, et ce sans nécessiter d'analyse préalable.

Diverses raisons peuvent pousser le fabricant de béton à utiliser de l'eau d'une autre origine – voie d'eau, étang, puits, recyclage, etc. Si l'on ne sait pas si l'eau peut être utilisée pour la confection du béton, des essais de contrôle doivent alors être effectués. A ce sujet, nous renvoyons le lecteur à la norme NBN EN 1008: *Eau de gâchage pour bétons*.

3.2.2.4 *Adjuvants*

De nombreux types d'adjuvants pouvant modifier les caractéristiques du béton sont disponibles sur le marché. La norme NBN EN 934-2 décrit les différents types d'adjuvants pour le béton. Elle est la base du marquage CE pour ces produits. Pour les revêtements, ce sont surtout les adjuvants suivants qui sont utilisés:

- plastifiants (ou réducteurs d'eau);
- superplastifiants (ou hauts réducteurs d'eau);
- entraîneurs d'air;
- retardateurs de prise;
- accélérateurs de prise.

Les adjuvants sont utilisés pour améliorer certaines propriétés du béton. Ils ne peuvent en aucun cas être utilisés pour corriger une composition de béton imparfaite.

Les adjuvants influencent la prise et le durcissement du ciment. Une combinaison de ciment et d'adjuvant peut se comporter de manière imprévisible. Il faut toujours contrôler si l'adjuvant et le ciment utilisé pour confectionner le béton sont compatibles entre eux. Avant de commencer la production du béton, il faut donc toujours réaliser des essais dans des conditions similaires à celles sur chantier, pour s'assurer que l'adjuvant est efficace.

S'il est envisagé d'utiliser simultanément plusieurs adjuvants, il faut préalablement étudier l'effet de cette combinaison en laboratoire afin d'éviter toute surprise.

3.2.2.4.1 Plastifiants

Les plastifiants sont utilisés pour obtenir une ouvrabilité suffisante. Leur fonction principale est de diminuer la teneur en eau tout en conservant une ouvrabilité déterminée. Cette diminution, jusqu'à 10 l/m³ de béton, permet un meilleur compactage, une résistance plus élevée et une durabilité accrue.

Les plastifiants sont à base de lignosulfates, d'acides organiques, de sulfonates de mélamine, de sulfonates de naphthalène ou de dérivés de mélanines ou de naphthalène.

3.2.2.4.2 Superplastifiants

Les superplastifiants peuvent être utilisés pour augmenter fortement l'ouvrabilité du béton frais en gardant la même teneur en eau; ils rendent le béton frais liquide et donc facile à mettre en œuvre avec des moyens de compactage limités.

Comme leur nom l'indique, les superplastifiants ont le même effet que les plastifiants, mais dans une plus grande mesure. Ils ne sont généralement ajoutés dans le béton frais qu'à l'arrivée du camion-malaxeur sur le chantier. L'effet fluidifiant spectaculaire des superplastifiants peut rapidement disparaître. La durée de cet effet dépend de la température: plus la température est élevée, plus l'effet sera de courte durée. Ils peuvent aussi avoir un effet de ralentissement de prise. Il faut toujours contrôler la compatibilité entre les différents adjuvants.

Les superplastifiants les plus utilisés sont ceux à base de dérivés de naphthalène ou de mélanines, ainsi que de polyacrylates et de polycarboxylates. Ces derniers sont des nouvelles molécules développées par l'industrie chimique et qui offrent une grande amélioration des performances des superplastifiants (forte augmentation de l'ouvrabilité, maintien de cette ouvrabilité sur une longue période, etc.). L'interaction avec le type de ciment doit certainement être contrôlée.

Les superplastifiants offrent aussi la possibilité de diminuer de manière drastique le facteur E/C du béton tout en conservant une ouvrabilité normale; la résistance du béton s'en trouve rapidement accrue. De cette manière, on peut limiter la durée de fermeture au trafic à 36, voire 24 heures lors de réparations (lorsque le facteur eau/ciment est inférieur à 0,40).

3.2.2.4.3 Entraîneurs d'air

Les entraîneurs d'air ont pour objectif d'introduire dans le béton de petites bulles d'air stables qui se répartissent de manière homogène dans la masse et restent présentes après le durcissement du béton.

Le béton durci contient toujours une certaine quantité d'air, qui est introduite lors du malaxage du béton ou bien provient de l'évaporation de l'eau non liée lors du durcissement. Cet air (environ 15 l/m³, soit 1,5 % en volume) est réparti aléatoirement dans le béton. L'entraîneur d'air permet d'ajouter une quantité supplémentaire d'air dans le béton et de le répartir de manière uniforme. Cela augmente la résistance du béton aux cycles de gel-dégel et à l'action des sels de déverglaçage.

La présence d'un entraîneur d'air augmente l'ouvrabilité du béton. Par contre, la résistance mécanique du béton diminue à mesure que la teneur en air augmente; pour certaines compositions, il s'est avéré que le béton pouvait perdre jusqu'à 5 MPa de résistance à la compression pour chaque pour cent d'air supplémentaire. De nombreux facteurs peuvent influencer l'efficacité des entraîneurs d'air: le type d'entraîneur d'air, l'utilisation d'autres adjuvants dans le béton, le ciment (compatibilité avec l'adjuvant), la présence de cendres volantes, la teneur en eau, le facteur E/C, la granulométrie de la fraction «mortier» du béton, le malaxage du béton frais, la méthode de mise en œuvre, la température, etc. Lorsqu'on utilise un entraîneur d'air, il est donc recommandé de réaliser une étude préalable pour s'assurer de l'efficacité de cet adjuvant dans les conditions d'utilisation réelles.

3.2.2.4.4 Retardateurs et accélérateurs de prise

Il s'agit ici exclusivement des adjuvants qui sont destinés à être intégrés dans la masse du béton et pas des retardateurs de prise qui sont appliqués en surface pour dénuder celle-ci. Les retardateurs et les accélérateurs de prise sont parfois utilisés dans des conditions particulières. Par temps très chaud, un retardateur de prise peut être ajouté au béton pour en prolonger l'ouvrabilité. Par temps froid, par contre, un accélérateur de prise peut épaissir le béton; la chaleur d'hydratation qui se libère plus rapidement aidera à protéger le béton frais en train d'acquies sa résistance contre le gel léger. Les accélérateurs de prise à base de chlorures ne sont pas autorisés pour le béton armé.

Pour obtenir un revêtement durable, il est important de travailler avec un béton de bonne composition, constitué de composants de qualité et certifiés. Le sable et les gravillons doivent satisfaire aux exigences qui leur sont posées.

Le ciment est généralement de la classe 42,5 et LA.

Les entraîneurs d'air augmentent la résistance du béton aux cycles de gel-dégel en présence de sels de déverglaçage. Ils diminuent par contre la résistance du béton, ce qui a un impact sur le dimensionnement.

Il est nécessaire de confectionner un mélange d'orientation pour étudier le dosage et la compatibilité des adjuvants.

3.3 Compositions types de béton pour revêtements extérieurs

Les compositions de béton suivantes ont été jugées appropriées pour la réalisation d'un revêtement extérieur.

Celles-ci se basent sur:

- *les cahiers des charges types belges pour la construction routière* (CCT Qualiroutes en Wallonie, CCT2011 à Bruxelles, Standaardbestek 250 en Flandre). Ces spécifications sont principalement axées sur la composition d'une part et sur les performances du béton mis en œuvre et durci d'autre part. La résistance à la compression est mesurée, à 90 jours d'âge, sur des carottes prélevées dans le revêtement. Ces types de béton ont une composition prescrite et ne sont donc pas certifiés BENOR.
- *les normes relatives au béton* (NBN EN 206 et NBN B15-001). Ces types de béton satisfont pleinement aux exigences minimales établies par les normes en fonction des classes d'environnement mais doivent si nécessaire être adaptés, via des spécifications complémentaires, pour pouvoir être mis en œuvre avec le matériel de construction routière. Idéalement, il faut travailler avec une bonne granulométrie afin d'obtenir l'ouvrabilité voulue sans augmenter le facteur E/C. Pour obtenir l'ouvrabilité requise, une quantité minimale d'eau dans le béton est nécessaire (env. 180 l/m³). Cela peut signifier, en tenant compte du fait que le facteur eau-ciment doit être bas, qu'il faut utiliser une quantité de ciment plus importante (env. 20 kg/m³ en plus par rapport à la quantité minimale donnée dans la norme). Ces types de béton peuvent être certifiés BENOR.

Il existe donc une différence capitale dans la manière de prescrire et de contrôler ces compositions. C'est pourquoi il est important, une fois le choix fixé, de bien conserver une distinction entre les deux et de ne pas mélanger les prescriptions données dans les cahiers des charges types et celles données dans les normes. Il n'existe aucune corrélation univoque ni contractuellement valable entre les propriétés des deux types de béton.

Le §3.11 donne des recommandations pour les compositions de béton en fonction des différentes classes de sollicitation. Le béton de qualité moindre que les types prescrits n'est pas autorisé pour les revêtements industriels extérieurs.

3.3.1 Béton routier selon le CCT Qualiroutes pour le réseau I sans entraîneur d'air

- minimum 400 kg de ciment/m³
- E/C ≤ 0,45
- exigences en matière de ciment (CEM I ou CEM III/A, classe 42,5, LA obligatoire)
- exigences en matière de granulats (20 mm < D ≤ 31,5 mm, résistance au gel, fines, PSV, Los Angeles, Micro Deval)
- exigences en matière de sable (gros sable de rivière, fines)
- résistance individuelle minimale à la compression 60 MPa sur des carottes après 90 jours

3.3.2 Béton routier selon le CCT Qualiroutes pour le réseau I avec entraîneur d'air

- minimum 400 kg de ciment/m³
- E/C ≤ 0,45
- exigences en matière de ciment (CEM I ou CEM III/A, classe 42,5, LA obligatoire)
- exigences en matière de granulats (D ≤ 31,5 mm, résistance au gel, fines, PSV, Los Angeles, Micro Deval)
- entraîneur d'air obligatoire si D_{max} ≤ 20 mm
- exigences en matière de sable (gros sable de rivière, fines)
- résistance individuelle minimale à la compression 50 MPa sur des carottes après 90 jours
- teneur en air minimale, mesurée sur béton frais 3%

3.3.3 Béton routier selon le CCT Qualiroutes pour les réseaux II et III sans entraîneur d'air

- minimum 350 kg de ciment/m³
- E/C ≤ 50
- exigences en matière de ciment (CEM I ou CEM III/A, classe 42,5, LA obligatoire)
- exigences en matière de granulats (20 mm < D ≤ 31,5 mm, résistance au gel, fines, PSV, Los Angeles, Micro Deval)
- exigences en matière de sable (gros sable de rivière, fines)
- résistance moyenne minimale à la compression 50 MPa sur des carottes après 90 jours

3.3.4 Béton routier selon le CCT Qualiroutes pour les réseaux II et III avec entraîneur d'air

- minimum 375kg de ciment/m³
- E/C ≤ 50
- exigences en matière de ciment (CEM I ou CEM III/A, classe 42,5, LA obligatoire)
- exigences en matière de granulats (D ≤ 31,5 mm, résistance au gel, fines, PSV, Los Angeles, Micro Deval)
- entraîneur d'air obligatoire si D_{max} ≤ 20 mm
- exigences en matière de sable (sable de rivière gros, fines)
- entraîneur d'air obligatoire si D_{max} ≤ 20 mm
- résistance moyenne minimale à la compression 40 MPa sur des carottes après 90 jours
- teneur en air minimale, mesurée sur béton frais 3%

3.3.5 Béton BENOR, classe environnementale EE4, sans entraîneur d'air

Spécifications de la NBN B15-001

- C35/45 (résistance caractéristique minimale à la compression 45 MPa sur cubes après 28 jours)
- béton armé ou non armé
- EE4 (gel et sels de déverglaçage)
- classe de consistance S1 à S4 en fonction de la méthode de mise en œuvre
- D ≤ 31,5 mm

Cela implique:

- minimum 340 kg de ciment/m³
- E/C ≤ 0,45

3.3.6 Béton BENOR, classe environnementale EE4, avec entraîneur d'air

Spécifications de la NBN B15-001

- C30/37 (résistance caractéristique minimale à la compression 37 MPa sur cubes après 28 jours)

- béton armé ou non armé
- EE4 (gel et sels de déverglaçage)
- classe de consistance S1 à S4 en fonction de la méthode de mise en œuvre
- $D \leq 31,5$ mm

Cela implique:

- minimum 340 kg de ciment/m³
- $E/C \leq 0,45$
- teneur en air minimale, mesurée sur béton frais 4%

3.3.7 Béton BENOR, classe environnementale EE3, sans entraîneur d'air

Spécifications de la NBN B15-001

- C30/37 (résistance caractéristique minimale à la compression 37 MPa sur cubes après 28 jours)
- béton armé ou non armé
- EE3 (gel, contact avec la pluie)
- classe de consistance S1 à S4 en fonction de la méthode de mise en œuvre
- $D \leq 31,5$ mm

Cela implique:

- minimum 320 kg de ciment/m³
- $E/C \leq 0,50$

3.3.8 Exigences complémentaires

Dans certains cas, le concepteur ou l'exécutant peut avoir des souhaits spécifiques concernant les matériaux à utiliser ou les propriétés du béton, ce qui requiert d'adapter les prescriptions en matière de composition du béton. Cela peut entre autres avoir un lien avec le choix du type de sable, la granulométrie du sable et/ou des gravillons, le type de ciment, la teneur en ciment, les adjuvants, les exigences en matière d'absorption d'eau, etc. Dans ce cas, des exigences complémentaires doivent être formulées pour les types de béton précités, et ce conformément aux § 6.2.3 des normes NBN EN 206-1 et NBN B15-001.

En fonction de l'application et des sollicitations, on peut choisir entre différentes compositions de béton, soit du béton BENOR certifié selon les normes belges, soit un béton conforme aux cahiers des charges types belges.

La classe de résistance minimale pour les revêtements extérieurs est C30/37.

Joint et armatures

3.4.1 La fonction des joints

Les joints sont nécessaires pour éviter la fissuration aléatoire du revêtement sous l'effet du retrait et de la dilatation, du gradient de température, du trafic et des éventuels mouvements du sol. Les fissures sont donc localisées à dessein au niveau des joints afin d'être tenues totalement sous contrôle.

3.4.2 Distance entre les joints

Une fois que l'épaisseur du revêtement a été établie grâce à des calculs de dimensionnement ou bien à l'aide de tableaux standard, les règles suivantes peuvent s'appliquer:

rapport $L/l \leq 1,5$
 $L \leq 25 \cdot E$
 $L \leq 5,00$ m

L = longueur de la dalle;
 l = largeur de la dalle;
 E = épaisseur de la dalle

La première règle établit que les dalles doivent avoir une forme relativement carrée. Les dalles étroites et longues se comportent bien entendu comme une poutre et le risque de courbure est plus élevé. La deuxième règle établit un lien entre la longueur de la dalle et l'épaisseur du revêtement en béton et la troisième règle limite la longueur à 5,00 m pour les revêtements en béton non armé. Ceci est repris dans le tableau suivant qui donne les distances entre les joints en fonction de l'épaisseur des dalles des revêtements en béton non armé.

Ces distances maximales recommandées tiennent compte du risque de cintrage ou de redressement des bords des dalles et réduisent le risque de fissuration des dalles sur toute la durée de vie du revêtement.

Epaisseur	Ecartement
18 cm	4,50 m
20 à 25 cm	5,00 m

Tableau 3.4 Distance recommandée entre les joints en fonction de l'épaisseur de dalle pour les revêtements en béton non armé

3.4.3 Types de joints

3.4.3.1 Joints de retrait transversaux

Comme son nom l'indique, l'objectif d'un joint de retrait est de limiter les conséquences à la fois du retrait (contraction hygrométrique et thermique) et de la flexion due aux variations de température.

Pour éviter la fissuration incontrôlée, les joints transversaux sont réalisés en créant une amorce de fissuration aux endroits voulus, en respectant les distances indiquées au paragraphe précédent. Cette amorce peut être réalisée dans le béton frais ou dans le béton durci. Dans le béton frais, cela se fait en insérant une réserve à l'aide d'un appareil vibrant destiné à cet effet. Cette technique n'est que rarement utilisée en Belgique, et n'est autorisée par les cahiers des charges types que pour les routes agricoles. La technique la plus courante est le sciage du béton durci. Conformément aux prescriptions belges, la profondeur du trait de scie est d'au moins 1/3 de l'épaisseur de la dalle en béton; la largeur du premier trait de scie est généralement de 3 à 4 mm. Le moment idéal pour le sciage des joints se situe généralement entre 6 et 12 h après la coulage du béton. Naturellement, il faut d'abord attendre que le béton ait suffisamment durci avant d'agir. Le béton doit aussi avoir une résistance suffisante pour éviter que des pierres ne soient arrachées le long des bords du joint lors du sciage. Cette résistance est d'environ 10 MPa (résistance à la compression). D'autre part, le sciage doit être réalisé avant que les contraintes de traction ou de flexion aient donné lieu à une fissuration aléatoire. Déterminer le moment optimal est un travail de spécialiste et doit tenir compte de l'influence de nombreux facteurs tels que la composition du béton, la dureté des pierres, le type de ciment, les conditions atmosphériques, le type de lame de scie, etc.

Le joint est ensuite élargi pour former une gorge de scellement d'une largeur de 8 à 10 mm selon le type de produit de scellement. La finition du joint peut consister en un biseautage éventuel des bords (selon le CCT Qualiroutes, obligatoire pour les routes des réseaux I, II et III, pas indispensable pour les revêtements industriels extérieurs); la pose d'un fond de joint, d'un vernis et enfin d'un produit de scellement. Ce produit est soit une masse bitumineuse mise en œuvre à chaud, soit un produit posé à froid ou un profil en caoutchouc préformé.

On peut choisir de ne pas procéder au scellement des joints, mais cela peut avoir les conséquences suivantes:

- écaillage et effritement des bords du joint, causés par la présence d'éléments durs dans le joint;
- infiltration d'eau dans le joint, avec risque d'effet de pompage et d'affouillement ou érosion de la couche sous-jacente (fondation, sol).

3.4.3.2 Joints de construction transversaux

Les joints de construction transversaux se situent au niveau des interruptions de bétonnage, à la fin d'une production journalière ou bien lorsque la durée d'une interruption de bétonnage dépasse 2 h. On parle aussi respectivement de joints de fin de journée et de joints de reprise. La surface de contact entre le béton plus ancien et le béton neuf doit être plane et perpendiculaire au support. Le béton frais peut être coulé contre le béton durci sans nécessiter un profil de joint. Il est interdit de réaliser un trait de scie pour éviter que celui-ci ne soit réalisé à côté du joint de construction. Un joint se formera en effet de lui-même suite au retrait du béton. Pour éviter l'effritement des bords, il est recommandé de fraiser une gorge et de prévoir un scellement du joint.



Figure 3.1 Joints de retrait/flexion transversaux et longitudinaux



Figure 3.2 Joint de dilatation/isolation



Figure 3.3 Gorge sciée pour poser un joint de dilatation

3.4.3.3 Joints de flexion longitudinaux et joints de construction longitudinaux

Des joints sont réalisés dans le sens longitudinal pour permettre au béton de pivoter selon un axe longitudinal et pour limiter les contraintes dues aux variations thermiques. Lorsqu'un revêtement a été réalisé en une seule passe et qu'il est divisé en deux bandes à l'aide d'un trait de scie, on parle alors d'un joint de flexion longitudinal. Lorsqu'il s'agit de deux bandes coulées côte à côte, on parle alors d'un joint de construction longitudinal.

La profondeur du trait de scie doit, tout comme pour les joints de retrait transversaux, être de minimum 1/3 de l'épaisseur du béton.

Tout comme dans le cas d'un joint de construction transversal, le béton frais peut ici aussi être coulé contre le béton durci sans trait de scie. Dans ce cas également, il est conseillé de fraiser une gorge et de prévoir un scellement du joint pour éviter l'effritement des lèvres du joint.

3.4.3.4 Joints de dilatation et joints d'isolation

Les joints de dilatation sont caractérisés par la présence d'une fourrure compressible qui permet le mouvement horizontal du revêtement en béton. Jusqu'en 1970 environ, un joint de dilatation était prévu pour chaque dalle en béton; la longueur des dalles était alors généralement comprise entre 8 et 15 m. Ces joints étaient à la fois des joints de retrait et de flexion. Avec la limitation de la longueur des dalles, les joints furent aussi adaptés pour correspondre aux joints de retrait/flexion décrits plus haut. Ceci a non seulement permis d'améliorer considérablement le confort mais aussi d'éliminer la principale cause des frais d'entretien des routes en béton. Depuis lors, on évite autant que faire se peut de mettre en place des joints de dilatation. Néanmoins, ils restent nécessaires dans certains cas pour compenser les forces de compression et pour éviter les dégradations aux constructions adjacentes:

- au niveau du raccordement avec des ouvrages d'art;
- au niveau du raccordement avec d'autres revêtements, par exemple au niveau des carrefours ou d'une transition vers un autre type de revêtement. Le joint de dilatation se situe alors de préférence entre l'avant-dernière et la dernière dalle en béton;
- autour de points singuliers, comme les regards de visite ou lorsque le revêtement en béton est contigu à des bâtiments. Dans ces cas-là, on parle parfois aussi de joint d'isolation.

De plus, ils sont souhaitables dans certains cas, comme par exemple aux extrémités d'une section réparée en dalles de béton lorsque la température de mise en œuvre est basse ($< 15^{\circ}\text{C}$).

Au niveau de l'exécution, il est important que la fourrure soit bien perpendiculaire à la surface de la chaussée. Une mauvaise position de la fourrure est une des principales causes du flambement ou du soulèvement des dalles en béton. Il n'est pas chose aisée de placer correctement puis de maintenir en place la fourrure lors du bétonnage. Une solution plus facile est de faire correspondre le joint de dilatation à un joint de construction, donc avec une interruption du bétonnage. La fourrure peut alors être placée contre la surface verticale finie. Des trous doivent être forés, à travers la fourrure, dans le revêtement présent pour pouvoir placer des goujons. Ceux-ci sont ensuite ancrés dans les trous forés. Lorsqu'il n'est pas nécessaire de placer des goujons, par exemple lorsque le trafic lourd est restreint, la gorge pour la fourrure peut être sciée dans le revêtement existant à l'aide d'un double trait de scie sur toute l'épaisseur du revêtement.

Il faut également accorder de l'attention aux dimensions de la fourrure. La longueur de celle-ci doit être égale à la largeur de la dalle. Si ce n'est pas le cas, les efforts de compression concentrés aux extrémités peuvent donner lieu à l'éclatement du béton. Aucun pont de béton ne peut non plus se former au-dessus de la fourrure, car des éclatements du béton pourraient se produire à hauteur du joint.

La fourrure doit être constituée de matériaux imputrescibles, compressibles et élastiques. Ils doivent pouvoir retrouver leur épaisseur originelle après avoir été comprimés. C'est le cas des plaques en fibres de bois comprimées, du liège comprimé ou de la mousse de polyéthylène dure. Le polystyrène expansé ne convient pas.

3.4.4 Principe du transfert des charges

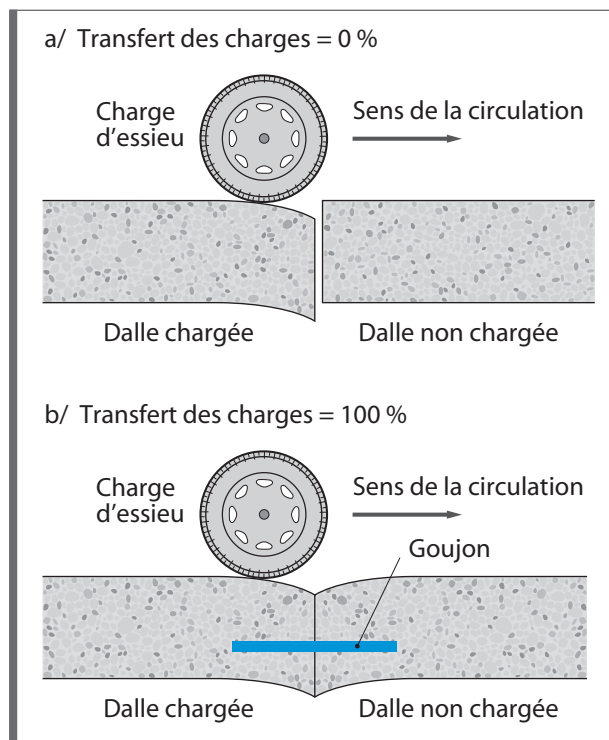


Figure 3.4 Principe du transfert des charges

Si le transfert des charges est suffisant d'une dalle à l'autre, les efforts au niveau des joints sont réduits. Cela signifie que, lorsqu'une charge d'essieu approche le joint, la dalle non chargée travaille avec la dalle chargée et se fléchit donc avec celle-ci. Cela apparaît clairement à la figure 3.4, d'où le concept «efficacité du transfert des charges» (en anglais: *load transfer efficiency*).

Le transfert des charges est obtenu grâce aux phénomènes et mesures suivants:

- l'engrènement des granulats dans le béton au niveau du joint sous le trait de scie (en anglais: *aggregate interlock*);
- la présence d'une fondation liée hydrauliquement, qui permet moins de flexion sous le joint qu'une fondation non liée;
- le placement de goujons dans les joints transversaux; les goujons sont des barres métalliques rondes et lisses qui permettent au joint de fonctionner.

En plus d'augmenter le transfert des charges, ces mesures permettent aussi d'éviter la mise en escalier des joints. La mise en escalier se produit généralement suite à l'effet de pompage, où de l'eau est

emprisonnée entre le revêtement en béton et la fondation. Sous les charges du trafic lourd, la fondation s'érode et des particules fines sont expulsées vers le haut. Après un certain temps, un trou apparaît en dessous du joint et une marche se forme, généralement du haut vers le bas dans le sens de la circulation. De plus, le risque de fissuration des dalles, de cassure des coins et d'effritement des bords du joint augmente.

3.4.5 Goujons

Les goujons sont nécessaires pour les chaussées fortement chargées afin de permettre le transfert des charges et d'éviter les mises en escalier. En Belgique, on utilise des barres en acier lisses et enduites de 25 mm de diamètre et de 600 mm de longueur, qui sont placées à la moitié de l'épaisseur des dalles, parallèlement au sens de la voie. Elles sont interdistantes de 300 mm et placées à une distance de 150 à 300 mm des bords de la voie. Une épaisseur minimale de 18 cm est requise pour le revêtement. Le joint transversal doit être réalisé au milieu des goujons. Les goujons sont soit placés sur des berceaux métalliques préalablement au bétonnage, soit enfoncés par vibration dans le béton frais. Il faut veiller à ce que les goujons soient positionnés à la bonne place. Pour ce faire, les berceaux métalliques sont solidement fixés à l'aide de crampons dans la fondation liée hydrauliquement ou dans la couche bitumineuse intermédiaire. Dans le cas d'une fondation non liée, du béton frais peut être déposé à l'aide d'une grue sur la rangée suivante de goujons afin qu'ils ne bougent pas lors du passage de la machine à coffrage glissant. Les machines d'insertion par vibration fonctionnent généralement de manière suffisamment précise. Néanmoins, il ne faut pas oublier de réaliser une marque à mi-longueur des goujons, là où le trait de scie sera par la suite réalisé.



Figure 3.5 Fixation de berceaux dans la fondation pour la pose de goujons dans un joint de retrait transversal

La norme NBN EN 13877-3: *Chaussées en béton - partie 3: spécifications relatives aux goujons à utiliser dans les chaussées en béton* est consacrée aux goujons. Elle exige une résistance minimale à la traction de 250 MPa et stipule que la durabilité doit être déclarée par le fabricant. Les goujons qui sont mis sur le marché belge sont souvent enduits d'une émulsion de bitume ou d'un coating époxy. Lorsque les goujons sont insérés mécaniquement par vibration, l'époxy est alors plus intéressant que le bitume car les goujons collent moins entre eux, ce qui n'entrave pas le bon fonctionnement de la machine.

Pour les classes de chargement 1 et 2, où l'épaisseur du béton varie de 25 à 35 cm, il est recommandé d'utiliser des goujons d'un diamètre de 30 mm au lieu des 25 mm habituels.

3.4.6 Barres d'ancrage

Des barres d'ancrage peuvent être placées dans les joints longitudinaux. Il s'agit de barres en acier rainuré de diamètre 16 mm et de 750 mm de longueur. Celles-ci empêchent que les bandes ne s'éloignent l'une de l'autre, ce qui provoquerait l'ouverture du joint. De plus, les barres d'ancrage assurent le transfert des charges produites par le trafic qui change de bande de circulation. Les barres d'ancrage sont placées à la moitié de l'épaisseur des dalles, transversalement au sens de la voie. Elles sont distantes entre elles de 1 000 mm et écartées du joint transversal d'une distance de 500 mm. Dans un joint de flexion longitudinal, elles sont placées sur des berceaux métalliques ou enfoncées mécaniquement par vibration dans le béton frais. Dans un joint de construction longitudinal, elles sont ancrées dans des trous forés. Une autre manière de transférer les charges dans un joint de construction longitudinal consiste en la réalisation d'un profil type «tenon-mortaise», qui peut ou non être associé à des barres d'ancrage. Certaines machines à coffrage glissant sont également équipées pour insérer les barres d'ancrage, pliées à 90°, pendant le bétonnage. Cette étape peut éventuellement être précédée de la pose d'un feuillard dans la partie concave du profil. Les barres pliées sont ensuite redressées pour le bétonnage de la bande suivante.

Dans la NBN EN 13877-1: *Chaussées en béton - partie 1: matériaux*, les barres d'ancrage ont un diamètre de 10, 12, 16 ou 20 mm et une longueur de 800 mm. Pour augmenter la durée de vie, on observe que dans divers pays, comme les Pays-Bas et l'Autriche, la partie centrale des barres d'ancrage est enduite d'une couche de protection antirouille.

Dans le cas des revêtements industriels extérieurs, les barres d'ancrage sont surtout recommandées lorsqu'il existe un risque de glissement du revêtement en béton:

- bandes bétonnées situées le plus à l'extérieur du revêtement;
- courbes à faible rayon de courbure;
- terrains en pente.

3.4.7 Autres systèmes de joints

Outre la réalisation classique de joints de retrait et de dilatation, des systèmes préfabriqués sont disponibles sur le marché. Ils ont une coupe transversale droite ou profilée (en forme d'oméga) et sont coulés dans le béton avec des ancrages. Le profil longitudinal est le plus souvent rectiligne, parfois sinusoïdal.

Bien qu'ils soient souvent décrits comme des joints de dilatation, ce sont généralement des profils qui agissent comme joint de retrait et, étant donné la possibilité de déverser du béton directement contre ceux-ci, ils peuvent aussi être utilisés comme joints de construction. On ne parle de joint de dilatation que lorsqu'un matériau compressible peut être introduit comme «fourrure».



Figure 3.6 Système de joint comme joint de dilatation

Quelques éléments importants d'appréciation concernant ces profils:



Figure 3.7 Système de joint préfabriqué (profil droit)

- le béton doit pouvoir être compacté correctement à proximité du profil de joint;
- le béton doit être mis en œuvre contre le profil de joint sur une épaisseur constante. Des discontinuités peuvent mener à de la fissuration;
- dans le cas de profils en oméga, un recouvrement minimal de béton de 6 cm est requis au-dessus et en dessous du profil, ainsi que des étriers d'ancrage de chaque côté d'au moins 8 mm. Trois pièces par mètre courant sont prévues;
- le profil doit assurer un bon transfert des charges. Certains profils commerciaux ont été testés sur ce point;
- la rigidité des feuillards doit être assurée par une épaisseur minimale de 5 mm;
- les profils peuvent être dotés d'une protection métallique des bords de joint;
- les systèmes ne peuvent jamais être ancrés dans le sol afin de permettre au joint de fonctionner;
- les profils ne conviennent pas à une mise en œuvre avec machine à coffrage glissant. Ils sont généralement utilisés pour les revêtements réalisés manuellement ou avec du béton pompable.

Il faut noter que tous les systèmes qui conviennent pour les sols intérieurs ne sont pas forcément adaptés aux revêtements extérieurs.

3.4.8 Produits de scellement

Les produits de scellement peuvent être répartis en trois grandes catégories:

1. les **produits coulés à chaud**. Ce sont les plus utilisés. Ils sont principalement constitués d'un bitume additionné de polymères et de divers adjuvants;
2. les **produits coulés ou pistolés à froid**, éventuellement après mélange des constituants, sont le plus souvent des mastics à base de polyuréthane, de polysulfure ou silicones. Ces produits sont plus coûteux, mais grâce à leurs meilleures caractéristiques techniques (adhérence et élasticité) ils peuvent être appliqués de manière plus économique (section du joint). Ils ont en outre une durée de vie beaucoup plus longue (2 à 3 fois);
3. les **profilés préformés en caoutchouc synthétique**.



Figure 3.8 *Produit de scellement coulé à chaud*



Figure 3.9 *Produit de scellement à un composant coulé à froid*



Figure 3.10 *Profilé préformé*

La caractéristique principale qui distingue ces trois catégories est la déformation plastique et/ou élastique qui peut être répétée dans les conditions de service de la route et pendant une durée de vie acceptable (par exemple 5-10-20 ans), sans que le produit ne se rompe ni ne se décolle des parois du joint.

Les déformations admissibles courantes (exprimées en % par rapport à la largeur nominale d'ouverture de la gorge de scellement sur béton durci à la température ambiante de 15 à 20 °C) dans des conditions normales de service sont les suivantes:

- pour les produits coulés à chaud à base de bitume: un allongement ou une compression de 20 %;
- pour les produits coulés à froid à base de polysulfure, de polyuréthane ou de silicones: un allongement ou une compression de 30 %;
- pour les profilés en caoutchouc: une compression de 50 %. Pour le choix des dimensions du profilé, c'est la règle suivante qui s'applique: la largeur initiale L du profilé doit être telle que lorsque le joint présente son ouverture maximale (hiver), le profilé soit comprimé à la largeur 0,80 L et qu'à son ouverture minimale (été), le profilé soit comprimé à 0,50 L. Dans la pratique, ce procédé est donc réservé à des revêtements neufs et en général uniquement à des joints de flexion longitudinaux, leur choix étant stimulé à la fois par leur durabilité (action restreinte) et leur avantage économique (faible dimension). D'autre part, l'utilisation de profilés préformés dans des joints de construction longitudinaux n'est pas recommandée vu le caractère irrégulier et les variations de largeur de ces joints. Pour les joints longitudinaux et transversaux sciés présentant une gorge parfaitement égale, le profilé constitue une solution durable, simple et économique.

3.4.9 Etablissement du schéma d'implantation des joints et détails d'exécution

Bien que dans la pratique il soit souvent laissé à l'entrepreneur, l'établissement du schéma d'implantation des joints, qui indique la position et le type de joints ainsi que les armatures éventuelles, fait partie de la conception. Une étude préalable permet en effet d'anticiper les difficultés qui pourraient se présenter lors de l'exécution. Le schéma d'implantation des joints peut être influencé par le choix de la méthode de mise en œuvre et des phases de bétonnage par l'entrepreneur.

Quelques règles pour établir ce schéma:

- choisir une direction principale qui est considérée comme le sens longitudinal du trafic et qui détermine le placement des goujons et des barres d'ancrage. Pour une route classique, ce choix est évident. Pour un carrefour, c'est la route la plus parcourue qui sera considérée comme principale;
- prévoir en premier lieu les joints au niveau des points singuliers (regards de visites, interruptions, raccordements, virages, etc.);
- toujours éviter les angles aigus. Prévoir un treillis d'armature dans la partie supérieure du béton si ce n'est pas possible;
- prévoir un treillis d'armature dans les dalles dont la forme est irrégulière;
- ne jamais placer de goujons dans les joints d'une même dalle qui ne sont pas parallèles;
- tenir compte des joints existants pour éviter les fissures de sympathie ou prendre les mesures nécessaires (insertion d'une membrane bitumineuse dans le joint longitudinal à hauteur de l'ancien joint transversal le long duquel on bétonne);
- tenir compte des phases attendues ou prévues de bétonnage lors de l'exécution.



Figure 3.11 Traits de scie au niveau de points singuliers

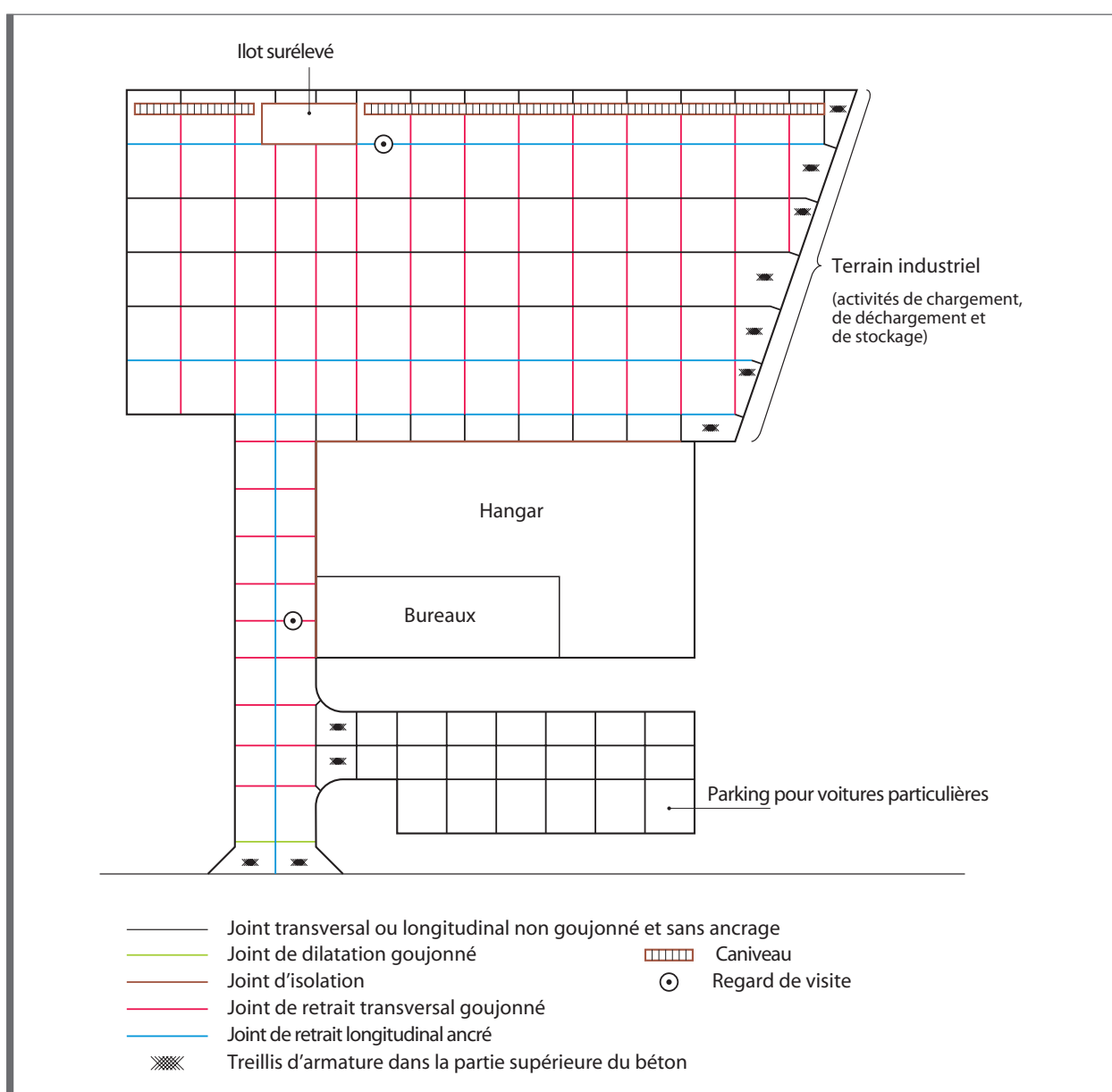


Figure 3.12 Schéma d'implantation des joints

Le schéma d'implantation des joints doit déjà être étudié lors de la phase de conception, en tenant compte de la méthode d'exécution. Les angles aigus doivent être évités et la distance maximale entre les joints pour le béton non armé doit être de 4,5 à 5,0 m.

Le scellement des joints à l'aide d'une masse empêche l'effritement des bords du joint, l'infiltration d'eau dans la structure et donc l'effet de pompage et la mise en escalier.

Les goujons assurent un bon transfert des charges entre les dalles, empêchent aussi la mise en escalier au niveau des joints et ont un impact positif sur le dimensionnement (épaisseur de béton plus petite).

Les barres d'ancrage empêchent le glissement des bandes de béton situées aux extrémités du revêtement. Dans les virages et sur les terrains en pente, elles gardent les joints fermés.

Les systèmes préfabriqués sont souvent utilisés pour les joints de construction. S'ils sont dotés d'un matériau compressible, ils peuvent alors être utilisés comme joint de dilatation. Tous les systèmes qui conviennent aux sols intérieurs ne sont pas forcément adaptés aux revêtements extérieurs.

3.4.10 Fonction des armatures

Les armatures dans les dalles en béton, se présentant généralement sous la forme de treillis soudés et d'éventuelles armatures de complément, sont principalement utilisées pour les raisons suivantes:

- armature structurelle du béton; l'acier reprend la plus grande partie des contraintes de traction en flexion;
- armature de retrait pour éviter l'apparition de fissures dues aux différents phénomènes de retrait dans le béton jeune et durci.

Si l'on sait pourquoi on pose des treillis d'armature, on sait également à quelle hauteur ils doivent être idéalement placés dans le béton. Les charges de trafic et de stockage font apparaître des contraintes de traction dans la partie inférieure; les treillis doivent dès lors être placés dans la partie inférieure, sous la fibre neutre. Lorsque l'assise (fond de coffre, sous-fondation et fondation) est bonne, il n'est pas nécessaire de prévoir une armature supplémentaire. Le béton développe en effet une résistance suffisante à la traction en flexion suffisante pour supporter ces contraintes.

L'armature de retrait est placée dans la partie supérieure du béton, car les fissures de retrait se forment dans la partie supérieure du revêtement, là où les variations de température et d'humidité sont les plus grandes.

Lorsque le treillis est placé dans le milieu du revêtement, il servira bien d'armature de retrait mais moins d'armature structurelle.

3.4.11 Treillis d'armature ou barres d'armature individuelles

Les treillis les plus utilisés sont constitués de barres de diamètre 8, 10 ou 12 mm de diamètre avec des mailles carrées de 150 mm de côté.

L'armature de retrait qui est placée dans le tiers supérieur du béton doit être soit interrompue soit sciée au niveau des joints de retrait, afin que le joint puisse fonctionner et donc s'ouvrir en cas de retrait. Si nécessaire, la profondeur de sciage sera adaptée.

L'armature qui est placée dans la moitié inférieure du béton ne doit pas être interrompue ou sciée. La fissure de retrait se propagera depuis l'amorce dans la partie supérieure jusqu'à la partie inférieure de la dalle de béton, au-delà de l'armature. Il est vrai que les joints ne peuvent dans ce cas pas s'ouvrir autant que dans le cas de dalles non armées. C'est la raison pour laquelle il est recommandé d'interrompre l'armature inférieure tous les 5 joints de retrait, ou tous les 30 m.

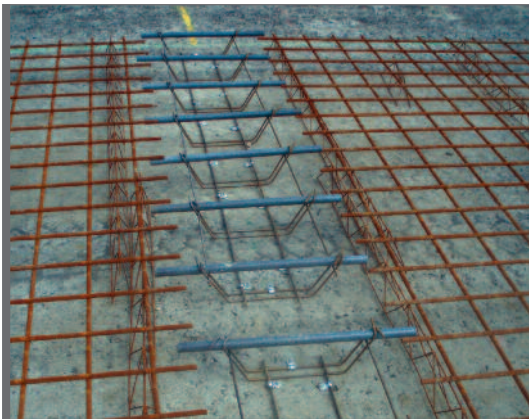


Figure 3.13 Combinaison de treillis d'armature et de goujons



Figure 3.14 Béton renforcé de fibres d'acier dans une dalle de béton goujonnée

Lorsque des treillis sont combinés à des goujons, il est important que les treillis et les goujons chevauchent partiellement. Les treillis peuvent être interrompus ou bien traverser le joint, mais dans ce cas, ils doivent alors être sciés, comme mentionné ci-avant.

3.4.12 Armature en fibres d'acier (voir également les § 1.2.3 et § 2.4.5)

Les treillis d'armatures sont parfois remplacés par des fibres d'acier. Celles-ci sont le plus souvent utilisées dans les sols industriels intérieurs, mais parfois aussi à l'extérieur des bâtiments.

Les dosages sont déterminés par le biais d'un calcul de stabilité et varient généralement entre 20 kg/m³ et 40 kg/m³. Les fibres d'acier doivent obligatoirement être certifiées CE selon le niveau d'attestation 1 conforme à la NBN EN 14889-1:2006.

Dans les utilisations classiques, il s'agit généralement de fibres d'acier (galvanisées) d'environ 60 mm de long et d'un diamètre allant de 0,75 à 1 mm. Le facteur de ténacité Re3, conforme à la NBN B15-239, doit être $\geq 50\%$.

La forme et la dimension des fibres, entre autres, jouent un rôle pour déterminer le dosage des fibres. Pour maintenir la caractéristique BENOR du béton, les fibres d'acier doivent au minimum être porteuses d'un Agrément technique (caractéristique ATG) et elles doivent être ajoutées dans l'unité de production.

Au niveau de la conception des dalles en béton, les dalles contenant des fibres d'acier peuvent être un peu plus longues que celles en béton non armé. Il est toutefois recommandé de limiter la longueur des dalles à 7 ou 8 m. Aux Pays-Bas, quelques expériences ont été réalisées avec des sections de route de 100 m de long sans joints et avec des fibres d'acier. Il s'agissait de compositions à base de 40 à 50 kg/m³ d'un mélange de différents types de fibres.

Le treillis d'armature structurelle est placé dans la partie inférieure du béton afin de pouvoir reprendre les contraintes de flexion. Cette armature est interrompue tous les cinq joints afin d'éviter les efforts de retrait trop importants. L'armature de retrait est placée dans le haut du béton et est sciée au droit de chaque joint afin de permettre un fonctionnement limité de celui-ci. L'armature peut être combinée avec des goujons et/ou des barres d'ancrage.

Lors de l'utilisation de fibres d'acier, le dosage dépend de la forme et des dimensions des fibres. Généralement, on applique entre 20 et 40 kg de fibres par m³.

Les dalles, armées de treillis ou de fibres d'acier, peuvent être plus longues, en fonction de la quantité d'armatures.

3.5 Méthodes de mise en œuvre et classes de consistance du béton

Pour obtenir un béton compact et donc durable, il est nécessaire de bien le compacter. Le compactage peut se faire de manière interne avec des aiguilles vibrantes utilisées manuellement ou montées sur une machine, ou bien alors en surface, avec une poutre vibrante.

3.5.1 Mise en œuvre à la machine à coffrage glissant

Les machines de bétonnage à coffrage glissant sont généralement utilisées en construction routière car elles satisfont à toutes les exigences de qualité en matière de compactage et de finition, tout en suivant un rythme rapide d'exécution. Combiner une série d'aiguilles vibrantes, qui dans certains cas peuvent être contrôlées et dirigées séparément, avec une poutre vibrante permet d'obtenir un compactage optimal. Un compactage puissant est nécessaire pour mettre en œuvre un béton rigide et relativement peu humide de classe de consistance S1. Cette classe est indispensable pour obtenir des bords bien droits qui ne s'affaissent pas après le décoffrage rapide.

Il est encore possible de réaliser des corrections manuelles après le passage de la machine, ainsi qu'un lissage avec une large taloche fixée à une tige au moyen d'une double charnière.



Figure 3.15 Mise en œuvre de béton bicouche au moyen d'une machine à coffrage glissant

Les machines à coffrage glissant sont équipées d'une poutre de lissage contrôlée mécaniquement qui peut être déplacée tant dans le sens longitudinal que transversal et qui a pour but d'éliminer les inégalités locales. Elle est appelée en anglais «supersmoother». Par analogie avec la finition à l'hélicoptère (voir § 3.6.3), cette poutre peut également bouger de manière circulaire. On parle alors d'«helismother».

Les machines à coffrage glissant sont surtout recommandées pour le bétonnage de longues bandes rectilignes (à partir de 50 m environ), généralement d'une largeur pouvant aller jusqu'à 10 m.

Exécution entre coffrages fixes avec poutre et aiguilles vibrantes

Dans le cas d'une exécution manuelle entre coffrages fixes, il faut combiner une poutre et des aiguilles vibrantes. La meilleure solution est de commencer par compacter avec les aiguilles le long des bords et d'utiliser ensuite une double poutre lourde.

Si toute la surface est compactée avec des aiguilles vibrantes, il faut alors au minimum une aiguille par 2 m de largeur de mise en œuvre. Il est alors recommandé de réaliser quand même un passage avec une poutre vibrante légère afin d'obtenir une meilleure planéité.

Dans ces cas-là aussi, il est possible de réaliser des corrections manuelles et un lissage.



Figure 3.16 Mise en œuvre entre coffrages fixes avec compactage aux aiguilles vibrantes et à la poutre vibrante

Le «laserscreed», une poutre vibrante superficielle dont la hauteur est contrôlée par laser et qui est généralement utilisée pour les sols intérieurs, est aussi parfois utilisé pour les revêtements extérieurs. Le degré de compactage n'est toutefois pas égal à celui d'une poutre vibrante double.

L'exécution entre coffrages fixes peut aussi bien avoir lieu avec du béton de classe de consistance S2-S3, acheminé avec des camions à benne basculante ou des camions malaxeurs, qu'avec du béton pompable de classe de consistance S4 (voir le paragraphe suivant pour une description de ce béton).

Le compactage manuel entre coffrages fixes est utilisé pour des tronçons courts et rectilignes et pour des travaux plus restreints et plus difficiles, comme les raccordements, les carrefours, les virages ou les ronds-points avec un petit rayon de courbure ou lorsqu'il n'y a pas suffisamment d'espace pour utiliser une machine à coffrage glissant.

3.5.3 Exécution entre coffrages fixes sans compactage complémentaire



Figure 3.17 Pose de béton entre coffrages fixes sans compactage complémentaire

Dans ce cas, on utilise généralement du béton pompable. La classe de consistance doit au moins être S4. La finition à l'hélicoptère n'apporte pas de compactage complémentaire et a en plus lieu dans une phase trop tardive pour faire sortir du béton tout l'air occlus. Le béton liquide de classe de consistance S4 est en outre caractérisé par des teneurs en sable et en eau plus élevées et est donc plus sensible à la ségrégation et au *bleeding* (exsudations), ce qui dans de nombreux cas résulte en des surfaces moins durables (problème d'écaillage).

Il arrive aussi qu'une teneur élevée en superplastifiant ait pour effet secondaire de retarder le durcissement du béton, ce qui peut poser des problèmes pour la finition ou pour déterminer le moment adéquat pour le sciage des joints. Une concertation préalable spécifique avec la centrale à béton peut limiter ce risque.

Ce mode d'exécution est souvent appliqué lorsqu'on travaille avec des grandes surfaces au lieu de bandes linéaires, surtout en raison des rendements élevés et des frais d'exécution moins élevés.

Les routes et les longues bandes droites sont de préférence réalisées à l'aide d'une machine à coffrage glissant en raison du très bon compactage, de la finition lisse et des rendements élevés.

Les petites sections sont réalisées manuellement dans des coffrages fixes et compactés avec une poutre vibrante, des aiguilles vibrantes ou le laserscreed.

Le béton pompable est caractérisé par des teneurs en sable et en eau plus élevées et est donc plus sensible à la ségrégation et au *bleeding*. En outre, le fait qu'il ne bénéficie généralement pas d'un compactage complémentaire rend la surface moins durable, avec un risque de fissuration et d'écaillage.

3.6 Finition de la surface

3.6.1 Exigences en matière de caractéristiques de surface

Les principales exigences qui comptent pour les sols industriels sont la planéité et la rugosité. Le confort général de roulement aux vitesses plus élevées, les mesures contre l'aquaplanage et contre le bruit de roulement sont des exigences typiques pour les voiries mais n'ont ici pas de grande importance.

En ce qui concerne la rugosité, les exigences sont dans la plupart des cas moins sévères que pour les chaussées et une plus grande quantité de granulats polissables est autorisée dans le mélange. Le trafic est en effet moins intense sur les sols industriels et la vitesse est généralement limitée.

3.6.2 Brossage transversal ou longitudinal



Cette texture est obtenue soit par brossage manuel, soit à l'aide d'un dispositif mécanique qui se trouve sur ou la machine à coffrage glissant ou derrière celle-ci et qui fait glisser les poils de brosse durs sur la surface en appliquant une légère pression dans le sens longitudinal ou transversal.

Il s'agit sans conteste de la texture la plus courante à travers le monde pour tous les types de revêtements en béton. Ceci s'explique par le fait qu'il s'agit d'une technique simple et bon marché qui offre un bon compromis en matière d'uni, de bruit, de rugosité et qu'elle est clairement acceptable pour les endroits où la vitesse est limitée. Plus le mortier de béton est de bonne qualité (sable-ciment-eau-protection), plus la texture est durable.

Figure 3.18 *Texture obtenue par brossage transversal*

3.6.3 Finition à l'«hélicoptère»

Ce type de finition est aussi appelé talochage, lissage ou polissage. On parle parfois aussi de «semi-polissage» lorsque le revêtement fini n'est pas poli et lisse mais qu'il conserve une certaine rugosité en surface. Cette finition consiste à lisser la surface du béton selon un mouvement rotatif. Ce lissage débute dès que le béton a suffisamment durci pour pouvoir être parcouru sans subir de déformations exagérées. Lors du premier mouvement de lissage, une certaine quantité de pâte de ciment remonte vers la surface. Lorsque cette pâte est étalée, tous les trous



Figure 3.19 *Finition hélicoptère à la talocheuse*

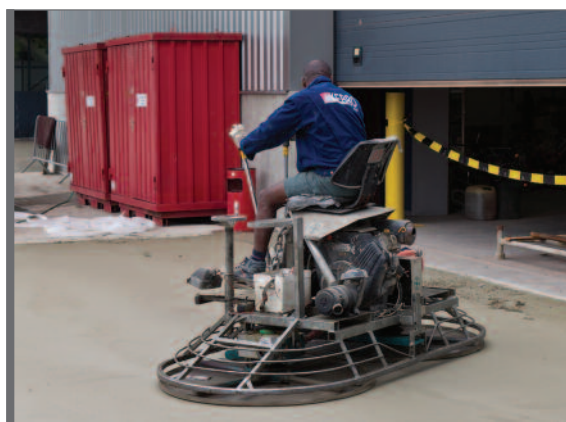


Figure 3.20 *Finition hélicoptère à la talocheuse portée*

de la surface sont bouchés. Ensuite, le lissage est poursuivi par intermittence jusqu'à ce que la surface soit lisse et que le degré de finition souhaité soit atteint. Si l'on prolonge le lissage longtemps, on parle alors de «poli miroir». Celui-ci ne convient pas aux sols extérieurs, pas uniquement à cause de la surface trop lisse en cas de pluie mais surtout à cause de la durabilité trop restreinte d'une surface de ce type à l'extérieur.

Plus on attend avant de commencer ces traitements, plus le processus de durcissement est perturbé.

L'ajout d'eau en surface afin d'en faciliter la finition ou pour pouvoir encore broser le béton après une finition à l'hélicoptère, est totalement exclu. De cette manière, la facteur eau-ciment augmente à la surface, la rendant sensible au gel.



Figure 3.21 *Texture polie
(place de l'Atomium, Bruxelles)*

3.6.4 Polissage du béton durci

Polir le béton sur quelques millimètres uniquement fait apparaître les pierres à la surface. Ce traitement peut éventuellement être répété ultérieurement en cas de dégradation ou de pollution de la surface. Il faut bien sûr tenir compte de la diminution d'épaisseur. Pour ce type de finition également, il faut éviter de rendre la surface trop polie et conserver une certaine rugosité pour la sécurité des piétons qui parcourent le revêtement, surtout par temps humide.

3.6.5 Striage transversal

Les stries transversales sont obtenues en tirant un râteau en acier ou en plastique sur la largeur du revêtement. Les dents du râteau sont écartées de 20 à 50 mm et les stries ont une profondeur de 2 à 3 mm.



Figure 3.22 *Texture obtenue par striage transversal*

Cette texture a été réalisée en masse sur les autoroutes en béton depuis les années soixante en raison de son excellente rugosité ainsi qu'une bonne évacuation de l'eau le long des fins canaux transversaux. Si le béton a une bonne composition (plus particulièrement des granulats fins et gros) et que l'interdistance et la profondeur des stries sont correctes, on obtient alors une texture superficielle très durable. La technique n'est plus utilisée que rarement sur les autoroutes, en raison de ses mauvaises propriétés acoustiques, et n'est plus beaucoup utilisée non plus pour les revêtements industriels. Elle peut éventuellement être appliquée sur des zones très inclinées nécessitant une bonne rugosité.

3.6.6 Dénudage chimique

Le dénudage chimique est effectuée en appliquant un retardateur de prise sur la surface du revêtement immédiatement après le bétonnage, puis en nettoyant ou en brossant la laitance environ 24 h après afin d'exposer les granulats. Adapter la composition du béton en augmentant la part de granulats fins permet d'obtenir une bonne macrotecture qui respecte à la fois les exigences en matière de rugosité et de bruit. Cette technique est recommandée pour les autoroutes et autres types de routes en béton mais est rarement utilisée pour les revêtements industriels.



Figure 3.23 *Texture finement dénudée*

3.6.7 Couche d'usure mince

L'épandage à sec d'une couche d'usure «mince» (mélange de ciment et de matériaux durs comme du quartz ou du carborundum de granulométrie 0,5/1 et éventuellement de pigments de couleur) est une méthode qui est couramment utilisée pour les sols intérieurs. Elle est parfois utilisée sur des sols extérieurs pour cacher les fibres d'acier à la surface. Néanmoins, cette technique reste fortement déconseillée pour les revêtements extérieurs. Dans le cas d'un béton avec entraîneur d'air, il existe un risque élevé de délamination et la technique n'apporte en plus que peu de valeur ajoutée aux revêtements industriels.

Les *toppings* ou couches d'usure «épaisses» et durables de 6 à 15 mm d'épaisseur et posées humide sur humide sont discutés au chapitre 4 «Applications spéciales».

Une finition broyée constitue une bonne solution en matière d'uni et de rugosité pour les revêtements industriels extérieurs.

Les surfaces finies à l'hélicoptère sont généralement moins durables. Il faut que la rugosité reste suffisante après le polissage. La finition «poli miroir» n'est dès lors pas permise à l'extérieur.

Il n'est pas non plus permis de réaliser une finition à l'aide d'une couche d'usure upoudrée.

3.7 Cure du béton frais

3.7.1 Introduction



Figure 3.24 Fissuration sous l'effet du vent

Sous l'effet du vent et/ou du soleil, un élément de construction en béton frais non protégé se dessèche suite à l'évaporation de l'eau de gâchage du béton. En raison du rapport élevé surface/volume, les revêtements y sont ici très sensibles. Il se produit un retrait plastique sur le dessus du béton, ce qui provoque l'apparition de fissures. La résistance du béton et la durabilité de la surface, à savoir la résistance à l'écaillage, peuvent alors être mises en péril.

Pour éviter ces effets négatifs du dessèchement et du retrait, il est nécessaire de protéger le béton lors de l'hydratation et lors de la phase plastique. Dans des conditions normales, la protection doit être maintenue pendant au moins 72 h (3 jours). Si les conditions sont moins favorables, cette durée doit être prolongée jusqu'à 4 à 8

jours. Etant donné qu'un produit de cure est très souvent utilisé, ce problème est résolu en doublant la dose du produit ou en prévoyant une cure supplémentaire. Voir également le § 3.8.

3.7.2 Produit de cure

La méthode de protection la plus courante est la pulvérisation d'un produit de cure ou *curing compound*. Cela se fait généralement tout de suite après le bétonnage et la finition de la surface, éventuellement après l'évaporation de l'eau de ressuage, afin que le béton soit déjà protégé dans sa phase plastique.

L'efficacité d'un produit de cure peut être mesurée à l'aide d'une méthode d'essai décrite dans la PTV501. Selon celle-ci, le produit de cure doit avoir une efficacité de 75 % après 72 h. La présentation d'un rapport d'essai par le fournisseur des produits est nécessaire pour s'assurer de la bonne qualité du produit. Il existe en outre un projet de Spécification technique européenne: prCEN/TS 14754-1 *Curing Compounds – Test methods – Part 1:*

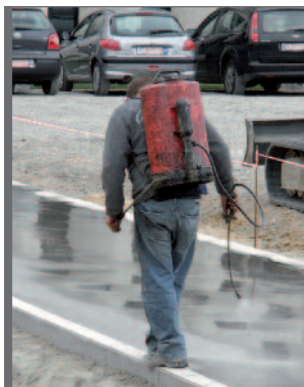


Figure 3.25
Epannage manuel du produit de cure

Determination of water retention efficiency of common curing compounds. Celle-ci n'établit cependant pas de valeur minimale pour l'efficacité.

La quantité à utiliser est généralement située entre 150 et 200 g/m². Le produit doit être pigmenté (blanc) afin de pouvoir établir avec certitude si les surfaces ont été traitées ou non. Il existe aussi la possibilité d'utiliser des paillettes d'aluminium.

Comme mentionné précédemment, l'utilisation d'un produit de cure n'est pas possible dans la pratique lorsque le bétonnage se fait sur des grandes surfaces, en raison des difficultés d'accessibilité. De plus, les revêtements bénéficiant d'une finition à l'hélicoptère posent aussi problème car ils ne peuvent pas être traités entre le moment où le béton est coulé et celui de la finition. Cette période peut durer 4 à 6 h voire plus, ce qui représente un risque réel d'évaporation et de dessèchement lors de la phase plastique, a fortiori lorsque les conditions météorologiques sont défavorables. Dans ce cas, il est impossible de garantir que le

béton ne présentera pas de fissures plastiques, et le risque de fissures de retrait sur toute l'épaisseur du revêtement est également accru. Il est dès lors absolument indispensable de mettre en place la protection nécessaire pendant 72 h après le polissage.



Figure 3.26 Protection du béton à l'aide d'une membrane plastique

3.7.3 Membrane plastique

Une manière particulièrement efficace de protéger le béton consiste à le recouvrir d'une membrane plastique. Cette méthode est réalisable lorsque le béton est mis en œuvre par petites sections ou surfaces. Ceci permet, dans le cas d'un polissage, de protéger le béton entre le moment du bétonnage et le moment de la finition à l'hélicoptère. Cette méthode est aussi utilisée pour le béton dénudé, la membrane plastique étant posée sur le béton immédiatement après la pulvérisation du retardateur de prise.

Cette méthode est réalisable pour les sections linéaires ou les petites surfaces. Pour les surfaces plus importantes, les formes particulières ou contre les bâtiments, il peut parfois être problématique d'apposer une membrane plastique. Les membranes doivent se chevaucher et être bien lestées afin d'éviter que le vent ne puisse les soulever. Elles sont constituées de polyéthylène et ont une épaisseur minimale de 50 µm.



Figure 3.27 Ajout d'une combinaison de fibres d'acier et de fibres synthétiques dans le béton frais

3.7.4 Maintien de l'humidité en surface

Après la phase plastique, l'humidité en surface peut être maintenue en l'aspergeant régulièrement d'eau ou en apposant une couche de sable humide ou bien des toiles humides. Attention: la surface doit totalement et constamment rester humide; une aspersion unique du béton frais ne confère aucune protection. Lorsque le terrain est en pente, il est encore moins recommandé d'asperger le béton.

Lorsqu'elles sont bien appliquées, ces méthodes sont efficaces mais elles sont rarement utilisées car complexes à mettre en place.

3.7.5 Influence des fibres synthétiques

Les microfibrilles synthétiques d'une longueur d'environ 10 mm, constituées de polypropylène et autres polymères, peuvent contribuer à limiter le retrait plastique. Néanmoins, elles ne rendent pas les méthodes de cure décrites ci-avant superflues. L'éventuelle diminution de l'ouvrabilité du béton due à l'utilisation de fibres ne peut en aucun cas être compensée par l'ajout d'eau dans le mélange.

3.8 Bétonnage par temps chaud et/ou sec

Un temps chaud et/ou sec peut avoir deux conséquences préjudiciables:

- accélération de la dessiccation du béton avec les déformations de retrait qui l'accompagnent (fissuration par retrait plastique) et formation d'une couche de poussière;
- déformations thermiques dues aux variations de température dans la masse du béton.

Ces phénomènes sont en outre amplifiés lorsque la vitesse du vent augmente.

Lorsque la température de l'air dépasse 25 °C sous abri, que l'humidité de l'air est inférieure à 50 % ou que la vitesse du vent dépasse 10 m/s (36 km/h), des précautions particulières sont prises pour protéger le béton contre la dessiccation et l'échauffement solaire, notamment:

- renforcement de la cure du béton frais (curing compound);
- humidification du béton.

D'autres mesures peuvent être envisagées dans ce sens, notamment:

- arrosage de la fondation juste avant le déversement du béton;
- utilisation d'un retardateur de prise pour augmenter le temps de mise en œuvre;
- décalage de l'horaire de travail.

Une finition à l'hélicoptère, où le béton n'est pas protégé entre le moment où il est déversé et celui où il est lissé, est fortement déconseillée par temps chaud et/ou sec en raison du risque élevé de fissuration.

3.9 Bétonnage par temps froid



Figure 3.28 Pose d'une plaque isolante sur le béton

Par temps froid, le temps de prise et de durcissement du béton est allongé en raison du ralentissement du phénomène d'hydratation du ciment. Si du béton non durci gèle, cela cause des dégradations irréparables au revêtement.

Le bétonnage n'est admis que lorsque la température de l'air mesurée à huit heures du matin sous abri à 1,5 m du sol atteint au moins +1 °C et que la température n'est pas descendue en dessous de -3 °C pendant la nuit.

Si les circonstances l'imposent, on peut poursuivre le bétonnage aux basses températures en prenant le cas échéant des précautions supplémentaires pour éviter tout risque dû au gel, par exemple:

- bétonner pendant les heures les plus chaudes de la journée;
- utiliser du ciment de classe de résistance plus élevée (52,5 au lieu de 42,5);
- utiliser un dosage de ciment plus élevé sans augmenter la quantité d'eau. Un superplastifiant doit éventuellement être ajouté pour maintenir l'ouvrabilité nécessaire;
- utiliser un accélérateur de prise et/ou de durcissement. Un accélérateur de prise est un adjuvant qui raccourcit le temps de mise en œuvre. Un accélérateur de durcissement est un adjuvant qui accélère le développe-

ment de la résistance du béton et qui est actuellement utilisé pour protéger le béton du gel, c.-à-d. pour lui conférer une résistance à la compression de 5 N/mm² avant l'apparition du gel. Cette valeur est considérée comme la valeur-seuil sous laquelle on ne peut pas descendre;

- chauffer l'eau de gâchage. La température du béton frais doit être au minimum de +7 °C et ne peut pas dépasser 40 °C;
- placer des plaques isolantes sur la surface.

Par temps froid, la surface du revêtement doit être efficacement protégée contre le gel afin que la température ne descende pas en dessous de +5 °C pendant 72 h après la mise en œuvre du béton. La meilleure solution est de le recouvrir pour l'isoler. Une membrane plastique ne le protège que du gel nocturne léger; d'autres matériaux pouvant convenir sont un géotextile non tissé ou bien des plaques de matériau isolant (PU, PE), toujours lestées.

La protection du béton frais contre la dessiccation est un élément essentiel de l'exécution. Une membrane plastique est la solution la plus efficace; l'utilisation d'un produit de cure est la solution la plus courante.

Les fibres synthétiques peuvent contribuer à diminuer le retrait plastique mais elles ne remplacent pas la cure.

Lorsque le bétonnage se fait par temps chaud ou froid, les mesures adéquates doivent être prises. En cas de vague de chaleur ou de gel, les risques sont trop importants pour poursuivre le bétonnage.

3.10 Dimensionnement intégral

3.10.1 Choix du terrain et disposition du revêtement

Généralement, le terrain sur lequel le revêtement extérieur sera réalisé est déjà déterminé par les bâtiments et les routes qui s'y raccordent. S'il est néanmoins possible de choisir, les paramètres suivants doivent alors être pris en compte:

- la portance du sol:
 - S'agit-il du sol naturel ou bien d'un terrain remblayé?
 - Quelles sont les caractéristiques du sol?
 - Existe-t-il des risques de tassements?
- le régime hydraulique du terrain:
 - Quel est l'état de la nappe phréatique?
 - Y a-t-il des cours d'eau à proximité?
 - Existe-t-il une possibilité naturelle d'évacuation des eaux de pluie?
- la topographie du terrain:
 - quelles sont les inclinaisons autorisées?
 - comment les déblais et les remblais peuvent-ils être minimalisés ou se compenser mutuellement?

Le concepteur ou le maître d'ouvrage est confronté à plusieurs choix concernant la disposition du terrain et la manière dont le revêtement sera utilisé. Ces choix peuvent avoir une grande influence sur le comportement à long terme du revêtement. Ainsi, il faut prévoir les charges auxquelles le revêtement sera soumis et décider où placer les systèmes d'évacuation de l'eau et les impétrants. Il convient bien entendu d'éviter les points faibles dans le revêtement aux endroits où les charges seront lourdes ou intenses. Les recommandations à ce propos sont les suivantes:

- Eviter les sollicitations sur les bords du revêtement.
- Ne pas implanter de caniveaux ni de regards de visite dans les zones de trafic lourd. Les regards sont en effet destinés au contrôle et à l'entretien et leur implantation ne peut pas entraver l'exploitation du revêtement.

- Eviter que les impétrants – conduites d'eau, de gaz, d'électricité, de télécommunications – se situent sous le revêtement en béton. Des tubes d'attente doivent être prévus dès la conception. Une alternative est de regrouper un maximum de canalisations dans les mêmes bandes de béton, dans des zones qui ne sont pas critiques en matière de charges, par exemple le long des bâtiments.

Tous ces éléments doivent être pris en compte aussi tôt que possible dans la phase de dimensionnement afin de déterminer un emplacement judicieux et de préparer soigneusement l'exécution.

3.10.2 Evacuation des eaux

Les revêtements extérieurs abordés dans le présent code de bonne pratique sont considérés comme des structures qui ne permettent pas l'infiltration d'eau dans le sol. L'eau qui s'accumule peut diminuer la portance et mener à des dégradations internes dues au gel et à l'érosion des couches sous-jacentes suite à l'effet de pompage aux bords des joints des dalles. Les eaux de pluie qui tombent sur le revêtement extérieur doivent donc être évacuées aussi vite que possible via des dispositifs destinés à cet effet vers des bassins de stockage, une zone de décantation ou bien un système d'égouttage.

Une pente de 1 % au moins est nécessaire pour une évacuation de ce type. S'il n'y a pas de limitations en matière de planéité du revêtement pour l'empilement de marchandises ou de containers, une pente de 2 ou 2,5 % est alors recommandée.

Les systèmes suivants sont souvent utilisés pour évacuer les eaux de surface:

- rigole;
- caniveau en béton polymère;
- caniveau à fente, préfabriqué ou coulé sur place;
- rainure dans le revêtement en béton avec évacuation vers un tuyau sous-jacent dans la fondation.

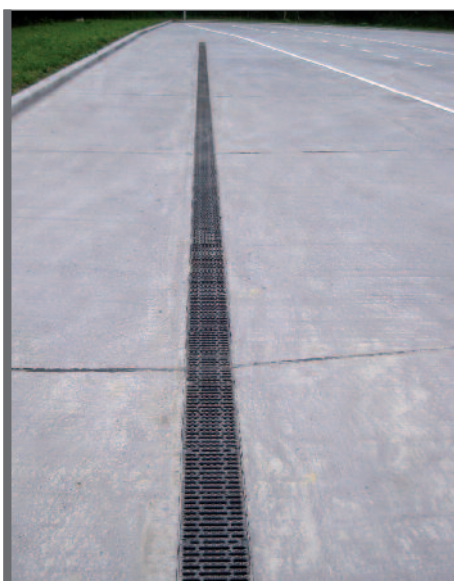


Figure 3.29 *Caniveau en béton polymère*



Figure 3.30 *Caniveau à fente*

Un choix et une répartition judicieux du terrain peuvent aider à prévenir les dégradations futures. Les rigoles et caniveaux, ainsi qu'une bonne pente, constituent une bonne solution pour évacuer les eaux de surface. Il faut néanmoins veiller à les placer en dehors des zones chargées.

3.11 Recommandations pour la composition du béton et pour la mise en œuvre en fonction des différentes classes de sollicitation

Un tableau reprenant les compositions de béton autorisées et les classes de consistance correspondantes, les méthodes de mise en œuvre, les finitions (et cures) a été établi pour chaque classe de sollicitation. Le cas échéant, la dernière colonne donne des commentaires supplémentaires concernant la combinaison.

Abréviations utilisées:

- EA : entraîneur d'air
- MCG : machine à coffrage glissant
- PV : coffrages fixes et poutre vibrante
- AV : coffrages fixes et aiguilles vibrantes
- SC : coffrages fixes sans compactage
- H : finition à l'hélicoptère
- B : brossage

3.11.1 Classe de sollicitation 4

Spécification du béton (voir § 3.3)	Consistance et mise en œuvre	Finition de surface	Commentaire
C30/37 – EE3 – sans EA	S3 – PV S4 – SC	H (*) H (*)	Ne résiste pas aux sels de déverglaçage, grand risque d'écaillage et d'effritement des bords des joints.
C35/45 – EE4 – sans EA	S1 - MCG S2 - PV+AV S3 – PV S4 – SC	B B H (*) H (*)	
CCT Qualiroutes – Réseaux II et III – résistance individuelle minimale 50 MPa – sans EA	S2 – TB + TN S3 – TB S4 – ZV	B H (*) H (*)	
SB250 – B6 - B10 – gem. 60 MPa – zonder LBV	S1 - MCG S2 - PV+AV	B B	Résistance modérée au gel et aux sels de déverglaçage
CCT Qualiroutes – Réseaux II et III –résistance individuelle minimale 40 MPa – avec EA	S1 - MCG S2 - PV+AV	B B	

Tableau 3.5 Classe de sollicitation 4

- (*) Lorsqu'on travaille en bandes ou sur de petites surfaces, il est recommandé de placer une membrane plastique entre le déversement du béton et le moment où la finition à l'hélicoptère est réalisée, car il existe un risque de déshydratation en surface et de fissuration plastique. Plus la température extérieure et la vitesse du vent sont élevées, plus l'humidité de l'air est basse et plus ce risque augmente. S'il n'est pas possible de mettre en place cette protection, des fibres synthétiques peuvent être ajoutées au béton. Dans des conditions extrêmes – voir le paragraphe relatif au bétonnage par temps chaud et/ou sec (§ 3.8) et par temps froid (§3.9) – il est fortement déconseillé de bétonner.

3.11.2 Classe de sollicitation 3

Spécification du béton (voir 3.3)	Consistance et mise en œuvre	Finition de surface	Commentaire
C35/45 – EE4 – sans EA	S1 - MCG S2 - PV+AV S3 – PV S4 – SC	B B H (*) H (*)	
C30/37 EE4 – avec EA	S1 - MCG S2 - PV+AV S4 – SC	B	
CCT Qualiroutes Réseaux II et III – résistance individuelle minimale 50 MPa – sans EA	S1 - MCG S2 - PV+AV	B B	Résistance modérée au gel et aux sels de déverglaçage
CCT Qualiroutes – Réseaux II et III – résistance individuelle minimale 40 MPa – avec EA	S1 - MCG S2 - PV+AV	B B	
CCT Qualiroutes – Réseau I – résistance individuelle minimale 60 MPa – sans EA	S1 - MCG S2 - PV+AV	B B	
CCT Qualiroutes – Réseau I – résistance individuelle minimale 50 MPa – avec EA	S1 - MCG S2 - PV+PA	B B	

(*):Voir la remarque sous le tableau 3.5

Tableau 3.6 Classe de sollicitation 3

3.11.3 Classe de sollicitation 2 (2a et 2b)

Spécification du béton (voir 3.3)	Consistance et mise en œuvre	Finition de surface	Commentaire	Commentaire
C35/45 – EE4 – sans EA	S1 - MCG S2 - PV+AV S3 – PV S4 – SC	B B H (*) H (*)		Avec ajout de fibres d'acier si l'on souhaite éviter le poinçonnement au niveau des supports des containers.
CCT Qualiroutes – Réseaux II et III – résistance individuelle minimale 50 MPa – sans EA	S1 - MCG S2 - PV+AV	B B	Résistance modérée au gel et aux sels de déverglaçage	
CCT Qualiroutes – Réseau I – résistance individuelle minimale 60 MPa – sans EA S1 - MCG S2 - PV+AV	S1 - MCG S2 - PV+AV	B B		
CCT Qualiroutes – Réseau I – résistance individuelle minimale 50 MPa – avec EA	S1 - MCG S2 - PV+AV	B B		

(*):Voir la remarque sous le tableau 3.5

Tableau 3.7 Classe de sollicitation 2

3.11.4 Classe de sollicitation 1

Spécification du béton (voir 3.3)	Consistance et mise en œuvre	Finition de surface	Commentaire
CCT Qualiroutes – Réseau I – résistance individuelle minimale 60 MPa – sans EA	S1 - MCG S2 - PV+AV	B B	Goujonné, avec ajout de fibres d'acier et/ou éventuellement de treillis d'armature

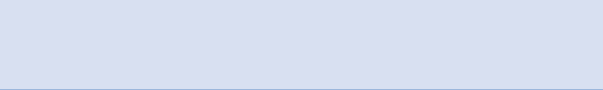
Tableau 3.8 Classe de sollicitation 1

Tous les bétons ne résistent pas aux cycles de gel-dégel en présence de sels de déverglaçage. C'est le cas du béton spécifié pour la classe environnementale EE3 conforme aux normes belges de classe de résistance C30/37 sans entraîneur d'air et pour le béton conforme au CCT Qualiroutes pour les réseaux II et III sans entraîneur d'air.

Pour les surfaces finies à l'hélicoptère, se pose le problème d'absence de protection contre la dessiccation entre le moment du bétonnage et le moment du polissage. L'ajout de fibres synthétiques peut améliorer quelque peu la situation, mais en cas de conditions météorologiques défavorables, il est impossible d'éviter les fissures de retrait (plastique).

Pour les surfaces fortement chargées (classes de sollicitation 2 et 1), il faut utiliser un béton d'une classe de résistance minimale C35/45 ou un béton routier avec une résistance moyenne minimale à la compression mesurée sur des carottes après 90 jours de 60 ou 70 MPa.

Lorsqu'on empile des containers ou que l'on manipule des marchandises lourdes, les dégradations dues au poinçonnement ou aux chocs peuvent être évitées par l'ajout de fibres d'acier dans le béton.



Chapitre 4

Applications particulières

4.1 Grandes dalles en béton armé

Outre les méthodes décrites ci-avant, il est aussi possible de couler des dalles individuelles de grande taille qui sont séparées entre elles par des joints de dilatation. Pour pouvoir réaliser de grandes surfaces, par exemple de 20 m x 20 m, le retrait doit être repris par une armature qui est placée dans la partie supérieure du revêtement. Le pourcentage d'armature dans les deux sens doit être au minimum de 0,60 %.

Ainsi, des surfaces sans joints ont déjà été réalisées avec un béton doté d'un double treillis d'armature, avec les dimensions $\varnothing 10\text{mm} \times \varnothing 10\text{mm} \times 100\text{ mm} \times 100\text{ mm}$ pour le treillis supérieur et $\varnothing 10\text{mm} \times \varnothing 10\text{mm} \times 150\text{ mm} \times 150\text{ mm}$ pour le treillis inférieur.

L'utilisation de mélanges de différents types de fibres d'acier avec une teneur totale de 40 kg/m^3 , en combinaison avec des fibres de polypropylène à hauteur de $0,6\text{ kg/m}^3$, a déjà permis de réaliser avec succès des revêtements sans joints d'environ 100 m de longueur.



Figure 4.1 Couche d'usure posée frais sur frais

4.2 Toppings

Des couches d'usure de 6 à 15 mm d'épaisseur sont posées «frais sur frais» sur le béton du revêtement extérieur afin d'obtenir une adhésion parfaite. Cette technique est régulièrement appliquée aux endroits où un revêtement très résistant à l'usure est requis comme pour l'empilement et le déplacement de marchandises, où la surface est fortement soumise à des frottements. Pour la répartition en classes de résistance à l'usure: voir le § 5.2. Ce type de finition est en outre étanche à partir d'une épaisseur de 10 mm, voir le § 4.4.

Les mortiers pour ces couches d'usure font l'objet de la norme NBN EN 13813: *Matériaux de chapes et chapes: matériaux de chapes: propriétés et exigences.*

4.3 Rails encastrés dans le revêtement

L'intégration de rails dans un revêtement en béton pose souvent des problèmes en raison:

- des longues bandes étroites de béton qui apparaissent entre les rails;
- du fonctionnement entravé du béton à cause entre autres des liaisons entre les rails;
- des vibrations causées par le trafic ferroviaire;
- du compactage plus difficile du béton contre les rails;
- des techniques d'absorption des vibrations qui sont utilisées comme l'insertion des rails dans des gaines en caoutchouc;
- des angles aigus qui se forment au niveau des aiguillages.

Les mesures suivantes peuvent être prises pour prévenir les problèmes:

- adapter la longueur des dalles jusqu'à 2 m au maximum;
- prévoir une armature: des treillis d'armature sur dans la partie supérieure et dans la partie inférieure du revêtement, éventuellement complétés par des fibres d'acier et une armature complémentaire autour des points singuliers;



Figure 4.2 Rails encastrés dans le béton

- utiliser du béton de très haute qualité, éventuellement du béton à prise rapide;
- utiliser des accessoires, par exemple en acier, pour remplir les angles aigus entre les rails;
- réaliser un compactage manuel supplémentaire à hauteur des bords longitudinaux;
- utiliser d'autres techniques comme les «*embedded rails*», où les rails sont maintenus dans des gorges moulées dans le béton par l'intermédiaire d'un mélange de polyuréthane et de liège. La structure inférieure en béton armé continu peut alors être réalisée à l'aide de la machine à coffrage glissant.

4.4 Revêtements en béton étanches



Figure 4.3 Revêtement étanche

L'étanchéité du béton est fonction de divers paramètres technologiques tels que le type et la quantité de ciment, le facteur eau-ciment, l'utilisation éventuelle d'un produit d'étanchéité dans la masse, etc.

Un bon béton pour revêtement extérieur avec un facteur eau-ciment $\leq 0,45$ peut tout à fait être considéré comme étant intrinsèquement étanche. L'absorption d'eau moyenne doit être inférieure à 6 %, conformément au CCT Qualiroutes ou de classe WAI(0,45) selon la NBN B15-001 annexe O.

L'étanchéité du revêtement est néanmoins surtout fonction de la présence de fissures et de l'épaisseur. Les fissures doivent donc absolument être évitées, entre autres

grâce à une cure optimale (curing compound efficace ou bien recouvrement à l'aide d'un film plastique) et de joints judicieusement choisis et implantés. L'épaisseur minimale du revêtement doit être de 20 cm.

L'utilisation de fibres d'acier (30 kg/m^3) ou la mise en place d'un treillis d'armature de retrait ($\varnothing 10 \text{ mm} \times \varnothing 10 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$) à 5 cm de la face supérieure du revêtement offre une garantie supplémentaire que les éventuelles fissures seront maintenues fermées.

Naturellement, les joints constituent le point le plus faible du système et doivent donc être sciés avec soin et scellés avec un produit résistant aux hydrocarbures.

Pour exclure les joints, on peut opter pour une dalle de béton armé avec une teneur minimale en armature de 0,70 % dans les deux sens, placée à environ 1/3 de l'épaisseur, dans la partie supérieure du revêtement.

Pour obtenir une étanchéité totale, il faut placer un film imperméable et résistant aux hydrocarbures sous la structure (par exemple un film EPDM soudé ou des tapis en bentonite) avec une évacuation vers un séparateur d'hydrocarbures. Ce film est de préférence placé sous la fondation.

Il est aussi possible de traiter la surface avec un produit d'imprégnation ou un produit hydrophobe. Ces produits repoussent l'eau et contribuent donc à l'étanchéité du revêtement. Ils ne peuvent être appliqués qu'après un délai de quatre semaines et après le brossage de la surface afin que la couche de curing compound soit éliminée. L'imprégnation doit avoir lieu par temps sec et en deux couches, la deuxième étant vaporisée rapidement après la première. Ce traitement augmente aussi la résistance à l'écaillage dû aux cycles de gel-dégel en présence de sels de déverglaçage (voir § 6.4.7).

4.5 Revêtements en béton coloré



Figure 4.4 Béton coloré lavé

même lorsqu'ils sont utilisés au très faible pourcentage recommandé (maximum 1 %), faire considérablement diminuer la résistance au gel du béton. Il est dès lors recommandé de n'utiliser que des pigments d'origine inorganique.

Les teneurs en colorant sont exprimées en pourcentage en masse par rapport à la masse du liant. Les quantités utilisées sont généralement de 3 à 5 % selon la couleur et l'intensité désirées. Les dosages supérieurs à 5 % peuvent diminuer de manière considérable la résistance et la durabilité du béton, en raison de l'importante quantité d'eau que requièrent les pigments colorants fins. Pour les colorants qui se présentent sous forme liquide, les quantités utilisées doivent être augmentées de 2 % environ pour obtenir un résultat identique à celui obtenu avec les colorants en poudre.

Le fonctionnement des pigments est principalement influencé par la couleur des fines dans le béton; plus elle est claire, plus l'effet des pigments sera important.

Les principaux colorants inorganiques sont les suivants:

- gris à noir: oxyde de fer magnétique (Fe_3O_4 - magnétite);
- rouge: oxyde de fer (Fe_2O_3 - hématite);
- blanc: dioxyde de titane (TiO_2);
- jaune à brun: oxyde de fer hydraté;
- vert: oxyde de chrome (Cr_2O_3);
- bleu: oxyde à base de cobalt.

4.6 Béton à faible retrait

En utilisant des adjuvants spéciaux (superplastifiants et autres), il est possible d'obtenir un béton à faible retrait avec une hydratation maximale, une résistance initiale et finale élevée et une fissuration minimale. Ils permettent de réaliser des surfaces sans joints dont les côtés font environ 20 m de long. La plupart des expériences acquises jusqu'à présent concernent des sols industriels intérieurs.

Pour des raisons fonctionnelles, il est parfois prescrit de colorer le béton. Nous considérons uniquement la coloration du béton dans la masse par ajout de pigments de couleur dans le béton. Ces pigments se présentent sous forme liquide ou de poudre. (La coloration de la surface du revêtement par aspersion d'un mélange de colorant et de liant n'est pas autorisée pour les revêtements extérieurs, voir aussi § 3.6.7)

Il existe deux types de colorants: organiques et inorganiques.

Il convient d'être particulièrement prudent lorsqu'on utilise les colorants organiques. Leur coloration est moins stable que celle des colorants inorganiques et ils peuvent,

Il est possible de réaliser des dalles sans joints jusqu'à environ 20 m x 20 m si la teneur en armature est élevée (>0,60 % de la coupe transversale du béton) ou si l'on utilise du béton à faible retrait avec des adjuvants spéciaux.

Des toppings très résistants et étanches peuvent être posés «frais sur frais» sur le béton de la sous-couche sur une épaisseur comprise entre 6 et 15 mm.

L'encastrement de rails dans un revêtement en béton soumis au trafic lourd requiert des mesures spéciales. Les bandes étroites situées entre et à côté des rails doivent certainement être armées et la distance entre les joints doit être limitée à 2 m.

Un bon béton routier (teneur élevée en ciment, faible facteur eau-ciment) peut être considéré comme étanche. Le revêtement ne peut présenter aucune fissure et les joints doivent être correctement scellés. Un treillis ou des fibres d'armature contribuent à rendre le revêtement étanche mais une garantie totale ne peut être offerte que si une membrane étanche est aussi placée sous le revêtement.

Si cela est souhaité, les revêtements industriels extérieurs peuvent aussi être colorés en ajoutant des colorants inorganiques à hauteur de 3 à 5 % de la masse de ciment.

Chapitre 5

Contrôle et évaluation

5.1 Avant et pendant l'exécution

Avant d'entamer le bétonnage, la plateforme, qui est soit le fond de coffre, soit la fondation, doit être contrôlée au niveau de la propreté, de la portance, de la planéité, de la pente et du niveau par rapport aux exigences du cahier des charges et aux plans de construction. Si le bétonnage est réalisé en sous-traitance, ceci ne relève pas de la responsabilité du poseur mais bien de l'entrepreneur principal ou, le cas échéant, du sous-traitant qui réalise les travaux de terrassement. Le poseur ne peut procéder au bétonnage que lorsqu'il dispose des garanties requises concernant la propreté, la portance, la planéité, la pente et le niveau du coffre ou de la fondation.

L'évaluation de la portance du sol, caractérisée par le module de réaction k de Westergaard (N/mm^3), se fait à l'aide d'un essai à la plaque avec une plaque d'un diamètre de 75 cm.

L'évaluation de la portance de la (sous-)fondation non liée, caractérisée par le module de compressibilité $M1$ (N/mm^2), se fait à l'aide d'un essai à la plaque avec une plaque d'une superficie de 750 cm^2 (sable) ou de 200 cm^2 (pierres jusqu'à $D = 40$ mm).

Voir § 1.3.3 pour les valeurs à obtenir.

La planéité de la plateforme peut être contrôlée avec la règle de 3 m ou de 2 m.

Lorsqu'on travaille entre coffrages fixes, il faut réaliser avant le début du bétonnage un contrôle des niveaux du coffrage, afin d'obtenir l'épaisseur souhaitée après le bétonnage.

Avec une machine à coffrage glissant, il faut contrôler régulièrement à l'aide d'une sonde au cours du bétonnage l'épaisseur de la couche de béton qui vient d'être coulée. Si nécessaire, le réglage de la machine doit être adapté.

Des mesures régulières de consistance sur chantier permettent d'évaluer la capacité du béton à être mis en œuvre à l'aide des outils utilisés. La méthode la plus appliquée est la détermination de l'affaissement (slump) à l'aide du cône d'Abrams, selon la NBN EN 12 350-2. Pour les mélanges rigides, qui sont mis en œuvre à l'aide d'une machine à coffrage glissant, on peut aussi mesurer le temps Vebe, conformément à la NBN EN 12 350-3.

Pour un béton avec entraîneur d'air, la teneur en air doit être mesurée sur chantier à l'aide d'un aéromètre, conformément à la NBN EN 12 350-7. Si nécessaire, le dosage de l'entraîneur d'air doit être adapté à la centrale à béton.



Figure 5.1 Essai sur béton frais sur chantier

Pour les travaux importants, il est également recommandé de réaliser une analyse du béton frais. En le faisant sécher sur un réchaud à gaz, il est possible de déterminer la granulométrie du squelette inerte ainsi que la teneur en eau et la masse volumique humide du béton frais.

5.2 A la réception

Si l'on renvoie aux cahiers des charges types (CCT Qualiroutes, CCT 2011, SB250), les méthodes de contrôle, et éventuellement les mesures contractuelles complémentaires (réfaction, réparation, refus) peuvent également être reprises.

Le profil et la pente de la surface sont contrôlés à l'aide de mesures topographiques. Les tolérances en moins ou en plus sur les niveaux d'un profil aléatoire doivent être établies dans le cahier des charges. En fonction de la méthode de mise en œuvre, on peut renvoyer au CCT Qualiroutes ou à la NT 204.

Pour les tolérances en moins et en plus de la pente (transversale), on peut tenir compte de l'usage du revêtement.

Tolérances en moins et en plus sur la pente (transversale)	Application
0,5 %	Chaussées normales, parkings, plateformes pour le stockage et la manutention de marchandises, etc.
0,2 %	Classe la plus sévère, uniquement pour les chaussées importantes et pour les plateformes destinées à l'utilisation de chariots élévateurs ou à l'empilement de conteneurs

Tableau 5.1 Tolérances sur la pente transversale

Les contrôles, donnés dans les cahiers des charges types, prévoient le prélèvement de carottes dans le béton durci afin d'en contrôler l'**épaisseur**, la **résistance à la compression** et l'**absorption d'eau**. Ces carottes ont une section de 100 cm² (diamètre de 113 mm) et une hauteur de 10 cm. L'essai visant à déterminer la résistance à la compression est réalisée après 90 jours d'âge, celui visant à déterminer l'absorption d'eau après au minimum 60 jours sur la tranche supérieure de 5 cm.

Si l'on ne souhaite pas prélever de carottes dans le revêtement, il est possible de confectionner des dalles de contrôle sur chantier (40 cm x 30 cm x 15 cm) qui sont compactées sur une table vibrante. Des carottes peuvent ensuite être prélevées dans ces dalles pour réaliser les essais. Dans ce cas, ce ne sont toutefois pas la mise en œuvre et la cure du chantier lui-même qui sont contrôlées.

Le cahier des charges types ou le cahier spécial des charges peut indiquer de quelle manière l'**intégrité** (fissuration, écaillage) du revêtement doit être contrôlée. Pour ce faire, il faut tenir compte de la méthode de mise en œuvre et des risques complémentaires, tels qu'exposés au *chapitre 3 Conception et exécution*.

Pour les revêtements réalisés selon les règles de l'art (composition du béton, compactage, cure, etc.), aucune fissure, aucun effritement des bords, aucun trou ni aucune empreinte ou coin morcelé n'est permis.

Le cahier des charges doit spécifier ce qui doit se produire le cas échéant (fraisage et remplissage de la fissure, réparation avec un mortier modifié, démolition et remplacement des dalles, etc.).

Pour les surfaces finies à l'hélicoptère, qui ne sont pas protégées contre la dessiccation entre le moment du bétonnage et celui de la finition, le risque de fissuration plastique (microfissures ou «craquelé», fissures dues au vent), voire même des fissures de retrait, n'est pas à exclure. Ce risque est encore plus important dans le cas de béton pompé car celui-ci est plus sensible au retrait.

Concernant le critère de **planéité**, les exigences pour les sols extérieurs sont en principe moins sévères que pour les sols intérieurs. Les irrégularités sont surtout un problème pour le confort de roulage des chariots élévateurs et pour la stabilité des containers empilés. Les exigences suivantes peuvent être utilisées:

Application	Irrégularités mesurées à la règle de 3 m	Irrégularités mesurées à la règle de 2 m
Chaussées normales, parkings, plateformes pour le stockage et la manutention de marchandises, etc.	10 mm	9 mm
Chaussées importantes et plateformes, pour l'utilisation de chariots élévateurs ou l'empilement de conteneurs, réalisées à la main (hélicoptère, poutre vibrante, etc.)	6 mm	5 mm
Classe la plus sévère, uniquement pour les chaussées importantes et pour les plateformes destinées à l'utilisation de chariots élévateurs ou à l'empilement de conteneurs, qui sont réalisées avec une machine à coffrage glissant	4 mm	3 mm

Tableau 5.2 Exigences en matière de planéité

Les exigences suivantes peuvent aussi s'appliquer:

Affaissement des bords: la moyenne des affaissements, déterminée par le biais de trois mesures sur le côté de la dalle contre laquelle du béton est coulé ou contre laquelle des éléments linéaires sont placés, ne peut pas dépasser 4 mm. Cet affaissement est mesuré à 1 cm du bord. Pour le côté contre lequel aucune autre bande n'est réalisée ni aucun élément linéaire n'est posé, la moyenne de 3 mesures doit être inférieure à 10 mm. Cet affaissement est mesuré à 10 cm du bord de la dalle. La règle est placée perpendiculairement au bord de la dalle et une de ses extrémités est placée au niveau de ce bord.

Lorsque la pente minimale est de 2%, il ne peut y avoir **aucune flaque d'eau plus profonde que la tolérance fixée en matière de planéité**, sauf dans les zones de transition.

La **différence de hauteur** entre la surface en béton finie et:

- les éventuels caniveaux ou rigoles est comprise entre 0 et + 6 mm;
- les bandes de béton adjacentes et les raccordements est comprise entre -3mm en +3 mm.

Aux autres endroits, la tolérance est de +/- 6 mm.

La **rugosité** n'est dans la plupart des cas pas un critère important pour les revêtements industriels extérieurs, contrairement aux routes pour lesquelles il s'agit d'un critère qui contribue à déterminer la distance de freinage, et qui représente donc un aspect de sécurité. Les mesures de rugosité telles que réalisées sur route (SCRIM, Odoliographe, griptester) ne sont donc pas effectuées. Si la surface est brossée ou dénudée, on peut en outre supposer que les exigences des cahiers des charges types sont respectées. Si l'on utilise des granulats non polissables, la rugosité se maintiendra dans le temps.



Figure 5.2 Mesures des irrégularités à la règle de 3 m



Figure 5.3 Mesure de la rugosité au moyen de l'odoliographe

Une autre manière de mesurer la rugosité est le pendule SRT (*Skid Resistance Tester*) du *Transport Research Laboratory* (TRL, Royaume-Uni). Cette méthode est entre autres appliquée pour évaluer le risque de glissance des piétons ainsi que la rugosité et donc la sécurité des pavages et des marquages routiers. Un patin en caoutchouc rigide, qui simule une semelle de chaussure, est utilisé dans cet essai pour mesurer la glissance et les valeurs suivantes sont souvent utilisées.

Résultat SRT (Four S rubber – simulated standard shoe sole)	Evaluation de la résistance à la glissance
≥65	Excellente
35 - 64	Suffisamment sûre
25 - 34	Limitée
< 25	Insuffisante/dangereuse

Tableau 5.3 Evaluation de résultats de mesures au pendule SRT



Figure 5.4 Mesure de la rugosité à l'aide du pendule SRT

Pour les chaussées, on utilise du caoutchouc souple, décrit dans la prénorme européenne NBN ENV 12633, ainsi que des valeurs SRT 40 (pour des vitesses jusqu'à 50 km/h) et SRT 50 (pour des vitesses jusqu'à 90 km/h). A l'exception des sols en béton poli, non autorisé pour les revêtements extérieurs, la valeur SRT 40 est facilement atteinte avec les finitions de surface précédemment décrites (brossage, semi-polissage, dénudage).

Une autre exigence, qui a son importance pour les revêtements industriels, est la résistance à l'usure. Il existe différentes méthodes pour la mesure, dont celle de Böhme (NBN EN 13892-3). Dans le tableau qui suit figurent les classes de résistance à l'usure qui peuvent être utilisées en fonction du domaine d'application et de l'importance qui est accordée à l'usure du béton.

Classes de résistance à l'usure selon l'essai de Böhme (NBN EN 13892-3)	Volume de matériau éliminé en cm ³ /50 cm ²	Domaine d'application pour les revêtements extérieurs
A15	15	Trafic de voitures particulières
A12	12	Trafic de voitures particulières et de poids lourds, de chariots élévateurs d'une capacité de soulèvement allant jusqu'à 40 kN avec des pneus à air
A9	9	Trafic lourd intense, chariots élévateurs d'une capacité de soulèvement allant jusqu'à 100 kN avec des pneus à air ou des pneus pleins en caoutchouc avec des pressions de contact allant jusqu'à 2 N/mm ²
A6	6	Activités industrielles lourdes, chariots élévateurs lourds avec pneus à air ou pleins en caoutchouc, roues pleines et dures avec des pressions de contact allant jusqu'à 4 N/mm ²
A3	3	Classes les plus sévères, pour des charges d'usure extrêmes comme le traînage de pièces métalliques ou de conteneurs, pour lesquelles l'usure est un critère important.
A1,5	1,5	

Tableau 5.4 Classes de résistance à l'usure

Les classes A15 à A6 sont réalisables pour les revêtements extérieurs en béton. Les performances dépendent de la classe de résistance du béton, de la teneur en ciment, du sable et des gravillons. Pour la classe A6, il faudra au minimum un béton C35/45 avec du sable de rivière et des pierres dures (porphyre, gravier concassé, basalte, etc.). Avec les couches résistant à l'usure (toppings), dans lesquelles sont utilisés des matériaux très résistants tels que le corindon, il est possible de réaliser les classes A6 à A1,5.

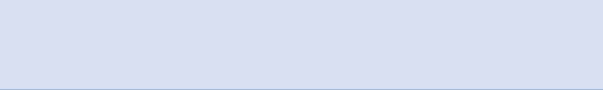
Comme nous l'avons mentionné précédemment, le présent code de bonne pratique n'aborde pas les aspects d'ordre esthétique. Lorsqu'on évalue l'**aspect**, il faut tenir compte du fait que le béton est constitué de matériaux naturels. C'est pourquoi il est possible que la surface présente des variations de couleur. L'utilisation d'un produit de cure (curing compound) peut aussi mener à l'apparition de tâches qui disparaîtront au fil du temps. Si l'on utilise des fibres dans le béton (fibres d'acier ou fibres synthétiques), il est toujours possible que celles-ci soient visibles en surface. Si cela n'est absolument pas souhaité, on peut alors combiner le béton de fibres avec une couche d'usure «frais sur frais» (voir § 4.2).

L'entrepreneur qui réalise le bétonnage ne peut débuter son travail qu'après le contrôle et la réception de la plateforme eu égard à la pureté, la portance, la planéité, la pente et au niveau.

Le cahier spécial des charges doit établir de manière claire les critères et classes ou seuils auxquels les revêtements industriels doivent satisfaire à la réception. Les critères suivants peuvent entrer en ligne de compte:

- profil;
- pente;
- intégrité;
- planéité;
- rugosité;
- résistance à l'usure;
- aspect;
- épaisseur;
- résistance (à la compression);
- absorption d'eau;
- etc.

Les exigences posées doivent être compatibles avec les spécifications en matière de composition, de mise en œuvre, de finition superficielle, de cure et avec les autres exigences ou limitations spécifiques au niveau de l'exécution.



Chapitre 6

Dégradations, entretien et réparations

6.1. Introduction

Dans le cas des revêtements industriels extérieurs, le choix du béton est principalement basé sur les exigences fonctionnelles auxquelles il doit satisfaire et sur la fiabilité de ce type de revêtements. Cette fiabilité est due à la durabilité et au peu d'entretien nécessaire, à condition bien sûr que le revêtement ait été dimensionné, réalisé, utilisé et entretenu correctement. À l'inverse, des erreurs de dimensionnement ou d'exécution peuvent parfois rapidement donner lieu à d'importantes dégradations qui devront alors être réparées à grands frais. Outre une conception bien pensée et une exécution soignée, l'entretien, aussi restreint soit-il, est important pour garantir une longue durée d'utilisation. Lorsque des dégradations apparaissent, celles-ci doivent être réparées aussi vite que possible afin d'éviter qu'elles ne s'aggravent. Négliger l'entretien et/ou les réparations peut découler en des dégradations très importantes qui ne pourront être réparées que moyennant des interventions relativement onéreuses.

Dans le présent chapitre seront abordés quelques types de dégradations typiques des revêtements extérieurs, et un aperçu sera donné des techniques de réparation et d'entretien les plus adéquates.

6.2. Causes des dégradations

Afin de pouvoir appliquer la méthode d'entretien ou de réparation la plus adaptée, il est nécessaire de pouvoir identifier le type de dégradations et d'en déterminer la cause. Les erreurs ou causes des dégradations sont à rechercher dans les domaines suivants:

- conception:
 - sous-dimensionnement de l'épaisseur du béton;
 - structure inadéquate;
 - évacuation des eaux;
 - longueur des dalles;
 - choix du type de joints;
 - schéma d'implantation des joints;
 - composition du béton;
- exécution:
 - qualité de la composition du béton;
 - mise en œuvre et compactage du béton;
 - cure et protection de la surface;
 - réalisation des joints;
- charge (du trafic):
 - surcharge causée par des poids lourds occasionnels;
 - surcharge causée par un volume de trafic plus important;
 - surcharge causée par des charges statiques trop grandes;
 - surcharge causée par un impact dynamique trop important;
 - effets abrasifs;
 - conditions météorologiques exceptionnelles;
 - action de substances agressives;
- entretien:
 - absence d'entretien des joints;
 - réparations trop tardives de petites dégradations dues à des fissures.

Il n'est pas toujours aisé d'identifier la cause d'une dégradation car on ne dispose souvent pas de toutes les informations relatives à la conception et à l'exécution. De plus, les dégradations peuvent être dues à une combinaison de facteurs, ce qui complique encore plus leur analyse.

6.3 Dégradations

6.3.1 Tassements

Des tassements uniformes limités peuvent être compensés par le revêtement en béton par l'effet de dalle qui répartit les charges et par le transfert de charges dans les joints, surtout lorsque des goudons ont été mis en place.

Des tassements irréguliers peuvent se produire suite à un compactage insuffisant du sol ou de la fondation ou lorsque les terrains sont hétérogènes et présentent une faible résistance.

Des phénomènes de pompage peuvent aussi avoir lieu. Ils sont liés au manque de transfert de charges dans les joints transversaux, à la nature et à la qualité de la couche sous-jacente et à la présence d'eau sous la dalle. Ce pompage est causé par l'effet dynamique au passage d'essieux sur les joints transversaux. A chaque passage d'une charge d'essieu, de l'eau et des particules fines qui se trouvent sous la dalle sont expulsées via un joint, une fissure, un coin ou un bord de la dalle. Des différences de niveau se créent et de nouvelles fissures se forment en raison du soutien insuffisant de la dalle. Le pompage constitue une des principales causes de dégradation secondaire (effritement, nouvelles fissures à 1 ou 2 m du joint, fragmentation, etc.).

L'infiltration d'eau est très grande lorsque les joints n'ont pas été scellés, mais aussi lorsque la masse de scellement est fissurée ou détachée ou bien qu'elle est totalement sortie du joint. Cela peut être imputé à la mauvaise qualité du produit de scellement ou bien à sa mise en œuvre, au vieillissement normal ou anormal du produit, à un mouvement trop important des joints, au mouvement de la dalle en béton, à une forme inadéquate de gorge de scellement ou à une expulsion de la masse de scellement sous l'effet du trafic, généralement au cours d'une période chaude et lorsque l'espace d'expansion du joint n'est pas suffisant.

Les affaissements et les phénomènes de pompage peuvent être évités grâce à:

- un bon compactage du sol et de la fondation;
- des joints scellés et bien entretenus;
- un transfert de charges dans les joints (goudons);
- l'élimination des charges d'essieu lourdes le long des joints longitudinaux ou sur ceux-ci.

6.3.2 Fissures (fissures transversales – fissures longitudinales – fissures d'angle)

La fissuration est la dégradation la plus courante des revêtements en béton. Lorsque l'ouverture de la fissure est réduite (au maximum 0,5 mm) et que la charge est faible, on peut éventuellement décider de ne pas intervenir.

Dans les autres cas, la fissure continuera à se développer et à s'élargir, ce qui pourra nuire à l'utilisation du revêtement ou bien mener à l'apparition d'un réseau de fissures. Le traitement consiste à fraiser et à remplir la fissure, ou bien à remplacer des parties de dalles ou des dalles complètes, avec ou sans mise en place de goudons (retrofit).

Un aperçu des différents types de fissures est donné ci-après:

- fissure transversale due au sous-dimensionnement ou à des dalles trop grandes. La charge du trafic ou les influences météorologiques (gradient thermique dans la dalle) peuvent générer des contraintes trop importantes;
- fissure due à un schéma d'implantation des joints inadéquat, ce qui génère des concentrations de contraintes (angles aigus, dalles de formes irrégulières, points singuliers comme des plaques d'égout dans le revêtement);
- fissures de sympathie: il s'agit de fissures qui apparaissent sous l'action des joints transversaux adjacents. Elles peuvent être évitées à l'aide d'un film protecteur (par exemple une membrane bitumineuse d'étanchéité) placé dans le joint longitudinal à hauteur du joint transversal actif;
- fissures de retrait plastique en raison d'une protection insuffisante du béton. On parle aussi de fissures dues au vent. Elles apparaissent généralement en groupe, perpendiculairement au sens du vent. Elles ne sont

généralement profondes que de quelques centimètres et évoluent peu. Dans certaines conditions, elles peuvent toutefois se propager sur toute l'épaisseur du béton et donner lieu à des dégradations de plus grande ampleur. Ces fissures de retrait plastique apparaissent lors du durcissement du béton, au cours des semaines qui suivent le bétonnage;

- fissures dues à des joints mal réalisés (goujons de travers qui bloquent le joint, fourrure de travers ou trop courte dans un joint de dilatation, recouvrement de béton insuffisant dans le cas de systèmes de joints préfabriqués);
- fissures dues à un sciage tardif des joints;
- fissures dues à des joints longitudinaux ou transversaux sciés sur une profondeur insuffisante;
- fissures au niveau des angles de la dalle en raison d'une perte de soutien suite à un soulèvement des dalles dû au gradient thermique ou à l'effet de pompage dans le joint.



Figure 6.1 Fissure due à un mauvais schéma d'implantation des joints



Figure 6.2 Joint scié trop tardivement



Figure 6.3 Fissure due à un angle aigu

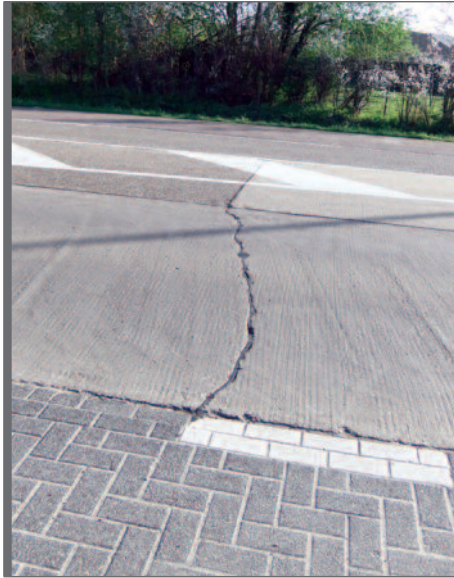


Figure 6.4 *Fissures de sympathie*



Figure 6.5 *Fissures dues au vent*



Figure 6.6 *Joints sciés sur une profondeur insuffisante*

6.3.3 Effritement des lèvres des joints

L'effritement des lèvres des joints et l'éclatement du béton sont dus à :

- un béton de mauvaise qualité, généralement à cause d'un facteur eau-ciment trop élevé ou d'une teneur en eau trop importante.
- l'apparition d'un pont de béton au-dessus d'un joint de dilatation si le béton situé au-dessus de la fourrure n'a pas été retiré à temps.
- l'apparition d'un pont entre les bords en béton des joints par des éléments polluants rigides - des pierres - dans le joint.



Figure 6.7 *Effritement des lèvres des joints*

6.3.4 Ouverture des joints

Les joints sont supposés pouvoir «travailler», ce qui signifie en d'autres termes qu'ils autorisent le mouvement des dalles dans une certaine mesure. Ce mouvement a souvent une origine thermique (retrait, dilatation) mais peut aussi être dû à l'effet des charges du trafic. Les joints qui s'ouvrent trop peuvent nuire à l'esthétique du revêtement et génèrent souvent des problèmes de confort pour l'utilisation de chariots élévateurs entre autres. En raison de l'éventuelle pénétration d'eau et de particules étrangères, ils sont aussi indirectement la cause de dégradations plus importantes.

Il est possible d'éviter l'ouverture des joints longitudinaux par glissement des bandes de béton en prévoyant des barres d'ancrage – barres d'acier rainurées– qui rendent les bandes longitudinales solidaires.

Pour les joints transversaux, il est important qu'ils participent tous dans la même mesure à compenser le mouvement de retrait. Pour ce faire, le trait de scie doit être suffisamment profond afin que les fissures apparaissent plus ou moins en même temps dans les différents joints. Si ce n'est pas le cas, certains joints s'ouvriront trop tandis que les autres resteront fermés.

L'utilisation d'un film plastique entre la fondation et le revêtement en béton est aussi une cause fréquente de la trop grande ouverture des joints. Le film plastique devient en effet une surface de glissement, ce qui fait que les premiers joints à travailler s'ouvrent de manière excessive.

6.3.5 Problèmes superficiels (écaillage, petits trous, taches de rouille, polissage, agressions diverses)



Figure 6.8 Ecaillage superficiel dû aux sels de déverglçage

Des dégradations superficielles peuvent se présenter sous les formes suivantes: écaillage, délamination, petits trous dus à des pierres détachées ou abîmées ou bien à des impuretés dans le béton, pollution, taches de rouille, dégradation due à des produits agressifs. L'utilisation même du revêtement peut aussi modifier et endommager la surface: polissage par le trafic ou à cause du déplacement de charges sur la surface, morcellement ou poinçonnement dus à des chocs importants.

L'écaillage est un phénomène qui se produit le plus souvent de manière généralisée. Les causes principales sont un béton de mauvaise qualité et/ou une protection insuffisante. L'ajout d'eau en surface ou l'application d'un enduit de mortier sur le béton frais, généralement destiné à bien égaliser la surface, peuvent aussi être une cause

d'écaillage. L'impact des cycles de gel-dégel et en particulier l'utilisation de sels de déverglçage accélère l'apparition de dégradations dans un béton dont la couche superficielle est poreuse. Pour prévenir et réparer les écailllements: voir § 6.4.6.

Les surfaces qui sont finies à l'hélicoptère sont particulièrement sensibles au problème d'écaillage et lorsque celui-ci se produit, les conséquences sont généralement beaucoup plus graves que pour d'autres revêtements. L'écaillage peut se produire plus en profondeur, ce qui fait que les granulats sont totalement exposés et, dans certains cas, la couche supérieure du béton peut même se détacher (délamination).

La résistance d'un béton à l'écaillage dû au gel en présence de sels de déverglçage peut être mesurée à l'aide d'essais de gel-dégel. La technique la plus utilisée en Belgique est celle du projet de norme ISO/DIS 4846-2, pour laquelle on visera à respecter le critère d'une perte de masse maximale de 10 g/dm² après 30 cycles de gel-dégel. Des méthodes d'essai plus récentes sont décrites dans la Spécification technique européenne EN/TS 12 390-9. L'acquisition d'expérience en la matière se poursuit.

L'écaillage peut être prévenu en confectionnant un béton très compact qui contient peu de mortier (faible teneur en sable) et peu de macropores. Un béton un peu moins compact peut toutefois aussi être réalisé en utili-

sant un entraîneur d'air. Les bulles d'air ainsi introduites dans le béton agissent comme de mini vases d'expansion: elles créent l'espace nécessaire pour compenser la dilatation qui est due à la cristallisation de l'eau dans les pores.

La délamination peut aussi se produire lorsque le béton qui n'a pas encore durci gèle. Le béton jeune n'a pas encore la résistance nécessaire pour encaisser les contraintes de traction qui apparaissent en raison de la diminution du volume de l'eau qui gèle. Ce type de dégradation est généralement irréparable.

L'utilisation de granulats sensibles au gel peut donner lieu à l'éclatement de morceaux de pierres, ce qui crée des trous à la surface. Les impuretés présentes dans le béton en surface ou bien juste en dessous peuvent aussi être la cause de trous. Les installations de stockage, de malaxage et de transport doivent de ce fait toujours être propres et nettoyées lorsqu'elles sont utilisées à d'autres fins ou lorsque la centrale a par exemple été utilisée pour confectionner des mélanges de fondation.

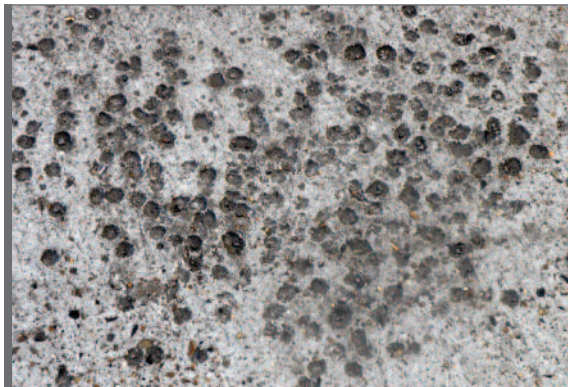


Figure 6.9 Dégradations causées par des gouttes de pluie

L'écaillage peut également être causé par la présence de substances agressives. Lorsque des acides ou des sels puissants entrent en contact avec la surface du béton, des réactions chimiques se créent qui attaquent le mortier. Au moins d'utiliser un coating ou une couche d'imprégnation de protection, il est impossible d'éviter ces agressions.

La pluie qui tombe sur le béton frais peut aussi être la cause de petits trous. Ceci plaide de nouveau en faveur d'un bétonnage en bandes longitudinales plutôt que de pomper du béton sur de grandes surfaces. Une bande longitudinale peut en effet être recouverte d'une bâche ou d'un film plastique si nécessaire.

Lorsque les granulats utilisés contiennent des impuretés ferreuses, il est possible que des taches de rouille apparaissent à la surface. Si cela reste une dégradation d'ordre esthétique, il n'y a alors pas de problème. Dans certains cas, le béton peut aussi devenir poreux.

6.3.6 Réaction alcali-silice

L'expression réaction alcali-silice désigne un ensemble de réactions qui se produisent entre certains constituants des granulats, qui contiennent du silicate réactif (silice), avec les alcalis présents dans l'eau qui se trouve dans les pores. Ces alcalis (oxyde de sodium et oxyde de potassium) peuvent provenir de tous les constituants du béton (ciment, adjuvants, additifs, eau de gâchage, granulats) ou bien provenir d'une source extérieure (eau de mer, eau saumâtre, sels de déverglaçage, etc.).

La réaction découle en l'apparition de réactifs expansifs sous forme de gel. Ce gel attire l'eau, ce qui fait qu'il gonfle, créant ainsi des contraintes à l'intérieur du béton qui mènent à de la fissuration.

La réaction alcali-silice peut uniquement mener à des dégradations si les conditions suivantes sont remplies au même moment:

- les granulats doivent être potentiellement réactifs. C'est le cas de la plupart des granulats vendus sur le marché belge;
- le béton se trouve constamment ou périodiquement dans un environnement humide; c'est seulement alors que le gel peut absorber de l'eau. Il va de soi que les revêtements extérieurs remplissent cette condition en Belgique;
- la teneur en alcali du béton doit dépasser un certain seuil. Cette condition est la plus facile à éviter, en utilisant exclusivement des ciments avec une teneur en alcali limitée, c.-à-d. les ciments LA selon la norme NBN B12-109. L'expérience nous a appris qu'il s'agissait de la méthode la plus efficace. L'utilisation de ciments LA est dès lors obligatoire en construction routière, selon le CCT Qualiroutes.

Les dégradations des revêtements en béton sont dues à une composition de moins bonne qualité, à une mauvaise conception, à un sous-dimensionnement ou une surcharge, à une exécution négligée ou bien à des conditions météorologiques défavorables. Dans de nombreux cas, les dégradations auraient pu être évitées.

6.4 Entretien et réparations

6.4.1 Entretien des joints

Lorsqu'on a choisi de sceller les joints, ce qui est recommandé pour la plupart des sols industriels, il est également important d'entretenir ce scellement. Il est préférable de confier cette tâche à des firmes spécialisées qui disposent de l'équipement adéquat.

Les travaux préparatoires sont les suivants:

- élimination de l'ancien produit de scellement. Les lèvres du joint ne doivent pas être endommagées pendant cette opération;
- nettoyage des gorges. Le nettoyage des parois du joint est très important et se fait de préférence à l'aide d'un jet d'eau sous haute pression (80 à 250 bar) ou par sablage ou grenailage avec un gicleur à jet orienté et un système d'aspiration couvert. Les gorges peuvent aussi être nettoyées avec une machine dotée d'une brosse en acier circulaire rotative torsadée, dont la largeur a été adaptée à celle de la gorge;
- séchage de la gorge avec un compresseur ou bien un appareil à air chaud;
- après séchage, il est souhaitable d'éliminer toute poussière des gorges et des bords du joint à l'aide de brosse mécanique. Ceci permet d'obtenir des rainures propres et sèches, ce qui favorise l'adhérence et la durabilité du produit de jointoiment.

Le scellement à proprement parler sous sa forme la plus complète comprend les actions suivantes:

- pose du fond de joint en poussant la corde jusqu'à la profondeur prescrite;
- selon les recommandations du fabricant, pose éventuelle d'un vernis d'accrochage pour améliorer l'adhérence du produit de scellement aux parois du joint;
- préparation et versement du produit de scellement. Il est déconseillé de travailler lorsque la température de l'air est inférieure à 5 °C. En cas de pluie, les travaux sont interrompus et ne peuvent reprendre qu'après nettoyage et séchage de la gorge;
- remise en service du revêtement dès que la surface du produit de scellement ne colle plus.

6.4.2 Stabilisation ou soulèvement des dalles par injection



Il est possible de remédier aux problèmes d'affaissements du revêtement dus à un phénomène de pompage au niveau de fissures ou de joints non goujonnés ou bien à des tassements différentiels, qui peuvent se produire sur un sol peu porteur ou sur des remblais mal compactés, en réalisant une injection de mortier de ciment fin. Les cavités ainsi remplies stabilisent les dalles, avec ou sans soulèvement de ces dernières. Il faut cependant que les dalles ne soient pas trop fractionnées par des fissures secondaires. Il est également important d'éliminer la cause de l'affaissement, par exemple en mettant en place un drainage supplémentaire.

Figure 6.10 Forage de trous d'injection



Figure 6.11 Injection d'un coulis de ciment



Figure 6.12 Scellement de fissures

L'opération comprend l'injection d'un mortier de ciment fin via des trous qui ont été forés dans le revêtement en béton, afin de remplir l'espace sous-jacent, de stabiliser le revêtement et de restaurer la planéité de la surface. Des trous d'un diamètre de 50 mm environ sont forés jusqu'à un niveau situé 3 cm sous le niveau d'injection. La distance maximale entre les trous est de 2 m, tandis que la distance entre la rangée de trous extérieure et le bord longitudinal d'une dalle est comprise entre 0,75 m et 1 m. De plus, les trous doivent être éloignés d'au moins 0,80 m d'un joint ou d'une fissure.

Le mortier d'injection est constitué d'un mélange d'eau et de produits prédosés qui contiennent principalement du ciment et d'autres composants éventuels comme de la bentonite, des cendres volantes, des adjuvants ou autres additifs.

6.4.3 Scellement des fissures

Le scellement des fissures ne constitue qu'une intervention temporaire qui ne rend en aucun cas à la dalle son état d'origine. Néanmoins, si le travail est bien réalisé, la fissure scellée peut jouer un rôle important pour freiner voire empêcher l'apparition de dégradations secondaires. Il va de soi qu'un tel traitement ne peut être appliqué que si les bords de la fissure ne sont que peu voire pas endommagés et si les fissures ne présentent que peu voire pas de dénivellations. Une fissure correctement réparée ne diffère d'un joint de retrait non goujonné que par sa forme irrégulière.

Une gorge est fraisée au niveau des fissures. Ce travail est effectué avec une machine qui suit précisément le tracé de la fissure. Les dimensions de la gorge rectangulaire sont de 12 à 20 mm (+/- 2mm) de largeur, selon l'état et la forme de la fissure, et de 25 mm (+/- 5 mm) de profondeur.

Après nettoyage complet et séchage de la gorge, une bande plastique ou une corde (épaisseur: 5 mm, largeur 15 à 20 mm) y est placée pour empêcher que le produit de scellement pénètre dans la partie inférieure de la fissure. Elle sert également de bande anti-adhérente dans le fond de la gorge. Cette dernière est scellée à l'aide d'une masse chaude. La plupart du temps, il est recommandé de poser au préalable un vernis d'accrochage. Les masses coulées à froid ne sont pratiquement pas utilisées pour ces applications. En principe, cette méthode de réparation n'est appliquée que sur des fissures relativement récentes avec une ouverture de moins de 5

mm et dont les bords sont à peine effrités. Pour les revêtements en béton plus anciens avec des joints et des fissures très larges, et éventuellement des morcellements importants, il faut envisager de les réparer en premier lieu avec des mortiers à base de liant hydraulique modifié ou à base de résine.

Dans le cas de revêtements goujonnés, il est opportun de placer également des goujons dans la fissure réparée. Pour ce faire, des entailles sont réalisées au préalable et ensuite remplies d'un mortier de réparation modifié au polymère. De cette manière, le transfert de charges est aussi assuré dans la fissure réparée et on évite la mise en escalier.

6.4.4 Réparation des effritements et des morcellements

Les effritements et les morcellements sont réparés à l'aide de mortiers à base de liant hydraulique modifié (LHM – mortier à base de ciment auquel on a ajouté des polymères) ou de liant contenant de la résine (époxy). L'intervention consiste à réparer un effritement ou un bord de joint, de dalle ou de fissure à l'aide d'un mortier. Il convient de noter que l'utilisation d'asphalte coulé n'est généralement pas efficace pour réparer un joint, un bord de dalle, etc.

Les travaux préliminaires consistent à préparer le support et l'éventuel coffrage provisoire, afin que le mortier de réparation adhère parfaitement au béton. Le support est propre, constitué de béton sain (élimination des parties effritées) et rugueux. Le fond et les parois de la partie effritée sont brossés et nettoyés à l'air comprimé. Les traces d'huile ou de produit d'étanchéité sont éliminées. Le mortier à base de résines est apposé sur le béton sec et propre. Le mortier LHM est appliqué sur du béton propre et saturé d'eau. La réparation est protégée à l'aide d'un produit de cure ou d'un film plastique. Il est important que le joint puisse à nouveau fonctionner après la réparation.

6.4.5 Vervanging van platen over hun hele dikte

Le remplacement partiel d'une dalle peut être envisagé autour d'un joint dont l'exécution peu soignée a donné lieu à l'apparition de dégradations, ou autour d'une fissure qui a évolué et où le béton s'est effrité dans la zone avoisinante. De préférence, la zone à remplacer contiendra la dalle complète.

Les principes de base suivants doivent être respectés pour garantir la réussite de la réparation:

- le remplacement doit être réalisé sur la largeur et l'épaisseur complètes de la dalle en béton, et sur une longueur minimale de 2 m. Une seule intervention par dalle est autorisée. De plus, les parties restantes de la dalle doivent au moins avoir une longueur de 2 m;
- les parties à reconstruire doivent être rectangulaires. Les longs côtés sont perpendiculaires au joint longitudinal ou aux bords du revêtement;
- la démolition commence par deux traits de scie. Les dalles sont sciées sur toute leur épaisseur et sur toute leur largeur. En outre, les traits de scie sont perpendiculaires à la surface du revêtement;
- la zone ainsi délimitée est démolie selon une méthode adéquate. Cette étape doit être réalisée avec précaution afin de ne pas endommager les parties de revêtement adjacentes. S'il est impossible d'éviter les dégradations, la zone à réparer est alors agrandie en conséquence;
- les dégradations éventuelles au niveau de la fondation sont corrigées. Si la fondation est insuffisante, on retire une couche de sol d'au moins 15 cm de profondeur et on réalise une fondation;
- les joints transversaux goujonnés ou non sont réparés à leur emplacement d'origine. Si de nouveaux goujons doivent être placés, ceux-ci sont alors ancrés de manière chimique dans des trous forés dans la dalle de béton adjacente. Si la température de mise en œuvre est basse ($< 15\text{ }^{\circ}\text{C}$), un des joints transversaux est réalisé comme joint de dilatation afin d'éviter des soulèvements ultérieurs sous l'effet de températures plus élevées;
- si le nouveau béton de réparation et les dalles anciennes sont séparés par un joint de travail longitudinal, il est alors recommandé de ne pas placer d'ancrage. Ceci permet d'éviter des perturbations secondaires éventuelles qui découlent d'écarts dans les contraintes entre le béton neuf et le béton ancien ou sont dues aux charges du trafic. La paroi verticale qui est formée par l'ancien béton peut même être enduite d'une émulsion bitumineuse, ou bien être recouverte d'une membrane bitumineuse (roofing) afin d'éviter d'éventuelles fissures de sympathie;
- pour la réparation de longues sections de route, le béton est mis en œuvre à l'aide d'une machine à coffrage glissant, tandis que pour les travaux de petite ampleur, des coffrages fixes peuvent être employés. Dans ce cas, il est nécessaire d'utiliser une double poutre vibrante et de compacter les bords à l'aide d'aiguilles vibrantes;
- le profil de la zone à réparer doit être soigneusement intégré dans le tracé du revêtement existant. Il est conseillé de réaliser une texture de surface identique à celle du revêtement existant;
- le béton est protégé contre la dessiccation par aspersion d'un produit de cure.



Figure 6.13 Réparation d'un bord de dalle avec du mortier

6.4.6 Réparations rapides à l'aide d'un béton à durcissement rapide

Si le délai de la réparation n'est pas important, on peut utiliser un béton classique, de préférence un béton routier conforme au CCT Qualiroutes, avec entraîneur d'air ou non.

Généralement, un sol industriel ne peut rester hors service que pendant un court délai et une réparation rapide est souhaitée. Dans ce cas, il est alors possible d'utiliser un béton à durcissement rapide. Il s'agit d'un béton capable d'atteindre la résistance requise pour que le revêtement soit remis en service après 72, 36 voire 24 heures. L'exigence requise est une résistance à la compression de 40 N/mm² sur des carottes prélevées dans le revêtement ou bien une résistance à la compression de 35 N/mm² sur des cubes isolés (polystyrène) de 150 mm de côté. Les conditions de conservation des éprouvettes sont identiques aux conditions extérieures du revêtement à réparer.

La composition du béton satisfait aux exigences suivantes:

- teneur en ciment comprise entre 425 et 450 kg/m³. Pour les réparations très rapides «ultra fast track» (temps de durcissement de 36 h ou moins), on utilise un ciment portland (CEM I 52,5 N ou R LA ou CEM I 42,5 N ou R LA) ou un mélange contenant du ciment de haut fourneau (CEM III/A 42,5 N LA) dans lequel 20 à 25 % de ciment CEM I 42,5 ou 52,5 N ou R sont utilisés. Cette limitation en matière de ciment portland est nécessaire pour conserver la teneur en alcali dans les limites fixées. Pour les réparations avec un temps de durcissement de 72 heures, on utilise, lorsque la température extérieure est élevée, un ciment de haut fourneau CEM III/A 42,5 N LA qui permet d'obtenir un béton dont l'ouvrabilité est plus longue, ce qui facilite l'exécution;
- au niveau du squelette, on recommande une granularité continue avec des fractions 2/6 et 6/20. La fraction 20/31,5 est de préférence mise de côté afin de ne pas compliquer la mise en œuvre manuelle du béton;
 - le facteur eau-ciment est au maximum de 0,40. Cette faible valeur a non seulement un effet positif sur le développement de la résistance mais aussi sur la durabilité et sur la résistance à la fissuration de ce béton, malgré la teneur élevée en ciment;
 - l'ajout d'un superplastifiant est nécessaire pour pouvoir obtenir ce facteur eau-ciment tout en ayant une ouvrabilité suffisante. Souvent, une première partie est ajoutée à la centrale et une deuxième sur chantier dans le camion-malaxeur;
 - les entraîneurs d'air ne sont pas utilisés dans le béton à durcissement rapide car ils ont un impact négatif sur le développement de la résistance et parce que la résistance à l'écaillage de ce type de béton est garantie par sa composition.

Avant de commencer les travaux de réparation, des essais d'orientation doivent être réalisés afin d'établir les paramètres de la composition du béton pour que celui-ci puisse atteindre les résistances requises à la température ambiante attendue.



Figure 6.14 Recouvrement des réparations par des plaques isolantes pour un durcissement plus rapide

Le tableau 6.1 (p. 73) donne des valeurs indicatives du type et de la teneur en ciment en fonction du délai de mise en service souhaité (36 h ou 72 h) et de la température ambiante.

Pour raccourcir encore les délais de durcissement, la composition pour «36 h» doit être adaptée et la surface recouverte de plaques isolantes (polystyrène rigide).

Temps de durcissement du béton	Température ambiante	Liant		
		CEM I LA 42,5 ou 52,5 N ou R	Mélange CEM III/A 42,5 N LA + 20 à 25 % CEM I 42,5 R ou 52,5 R	CEM III/A 42,5 N LA
36 heures	≤ 15 °C	450 kg/m ³	Pas recommandé	Pas recommandé
	> 15 °C	425 kg/m ³	450 kg/m ³	Pas recommandé
72 heures	≤ 15 °C	425 kg/m ³	450 kg/m ³	Pas recommandé
	> 15 °C	Pas recommandé	425 tot 450 kg/m ³	450 kg/m ³

Tableau 6.1 Composition d'un béton à durcissement rapide en fonction de la température

6.4.7 Traitement superficiel préventif contre l'écaillage

La résistance à l'écaillage d'un béton sensible peut être considérablement augmentée en appliquant un produit d'imprégnation à la surface. Ceci est vrai pour la plupart des bétons utilisés à l'exception du béton routier pour le réseau I qui est mis en œuvre avec un coffrage glissant. Les surfaces réalisées à la main, les bétons pompés, les surfaces finies à l'hélicoptère et les surfaces colorées sont les plus sensibles à l'écaillage. Le produit d'imprégnation est un produit hydrophobe qui est posé à la surface et qui empêche la pénétration de l'eau et des sels de déverglaçage. Dans le cas d'une surface neuve, ce produit est appliqué après quatre jours et après brossage de la surface afin que le film de curing compound soit éliminé au maximum. Deux couches sont pulvérisées à bref intervalle.

Ce traitement peut aussi être appliqué sur un béton légèrement atteint afin d'éviter que l'écaillage ne prenne plus d'ampleur. S'il est déjà fort abîmé, il faut alors restaurer la texture superficielle (souvent, le béton n'est sensible qu'en surface) ou bien les dalles atteintes doivent être remplacées.

6.4.8 Réparation de la texture superficielle

L'objectif de ces opérations est d'améliorer la texture et/ou la planéité, d'éventuellement améliorer la rugosité ou, si le trafic est important, de diminuer le bruit.

6.4.8.1 Traitement de surface par meulage à l'aide de disques diamantés (microrainurage)



Le traitement de surface est exécuté 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 comprise entre 3 et 4 mm et l'espacement est inférieur à 3,2 mm.

Après ce traitement, les irrégularités de surface ne peuvent pas dépasser 2 à 4 mm.

Figure 6.15 Meulage à l'aide de disques diamantés

6.4.8.2 Traitement de surface par fraisage

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 peut en aucun cas occasionner des éclats à la surface et/ou des épaufrures aux joints transversaux ou longitudinaux. Un meulage préalable à l'aide d'un disque diamanté au niveau des joints est à cet égard indispensable.

6.4.8.3 Traitement de surface par bouchardage

Cette méthode est la plus recommandée pour éliminer localement une couche de mortier superficielle qui n'a pas une microtexture suffisante ou qui est trop poreuse, ce qui cause des écailllements locaux.

Le traitement est réalisé à l'aide d'une machine pneumatique qui porte des bouchardes (marteaux) ou bien d'une machine avec un tambour à axe horizontal équipé de bouchardes fixées au tambour par des pivots. Le travail s'exécute en bandes parallèles dans le sens longitudinal. Les bouchardes sont placées en diagonale sur le tambour. Leur espacement doit permettre un traitement homogène de la surface. L'opération ne peut en aucun cas occasionner d'épaufrures aux joints transversaux ou longitudinaux. Une bande non traitée parallèle aux joints est donc inévitable.

6.4.8.4 Traitement de surface par grenailage

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. Ce traitement fait apparaître le squelette pierreux du revêtement (microtexture fine du squelette pierreux).

6.4.8.5 Traitement de surface par polissage à l'aide de disques diamantés



Cette technique consiste à rendre le béton rugueux à l'aide de disques diamantés rotatifs ou bien à éliminer par polissage les millimètres supérieurs du béton. Ceci rend le squelette pierreux du béton visible, ce qui peut constituer aussi un atout d'ordre esthétique. Dans le cas de sols intérieurs, cette technique est utilisée pour les rendre à nouveau lisses en utilisant des disques diamantés d'un grain adéquat. Pour les revêtements extérieurs, il faut tenir compte de la rugosité requise de la surface.

Figure 6.16 Polissage à l'aide de disques diamantés

6.4.8.6 Traitement de surface à l'aide d'un jet d'eau sous haute pression (hydroscarification, hydrojet, etc.)

Projeter de l'eau sous haute pression à la surface du béton permet de le nettoyer, d'éliminer la couche supérieure de mortier et même de détacher totalement les granulats. Cette dernière action est parfois réalisée lorsque le revêtement en béton est ensuite recouvert d'un nouveau revêtement.

6.4.8.7 Pose d'une couche anti-usure (topping) sur une surface en béton existante



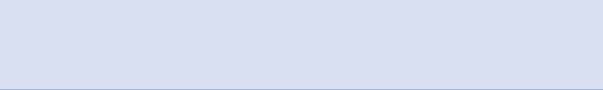
Les couches anti-usure ou toppings ont déjà été abordés au § 4.2, où elles étaient posées «frais sur frais» pour obtenir une surface très résistante à l'usure. Le même type de couche peut être posé «frais sur sec» afin de renouveler une surface existante endommagée. L'épaisseur minimale est alors de 15 mm. Dans ce cas, il est particulièrement important d'obtenir une bonne adhérence en appliquant une couche d'accrochage sur un support sans poussières préalablement préparé.

Figure 6.17 Pose d'une couche anti-usure frais sur frais

La réalisation, en temps opportun, d'un entretien minimal ou de réparations nécessaires, permet d'éviter des dégradations de plus grande ampleur.

Les réparations peuvent être réalisées en un minimum de temps. Le temps de durcissement du béton à durcissement rapide se limite à 72, 36 voire 24 heures si la surface est isolée. Le revêtement industriel ne doit donc pas être mis hors service plus longtemps.

Au lieu de remplacer les dalles, il est parfois suffisant de restaurer la surface. Lorsque la surface semble être sensible à l'écaillage, il est préférable de prévenir les dégradations en appliquant un traitement de surface préventif avec un produit d'imprégnation.



Chapitre 7

Aspects de construction durable

7.1 Introduction

Le choix d'un revêtement industriel peut reposer sur divers critères: robustesse, durée de vie, sécurité, frais d'investissement, régime d'entretien, etc. De plus en plus souvent, les aspects environnementaux qui sont liés à ces choix entrent aussi en ligne de compte.

Le volet économique, l'environnement et les aspects sociaux constituent le cadre du développement durable. Afin d'être analysées comme il se doit, les solutions possibles doivent être évaluées dans ces trois domaines et ce sur l'ensemble du cycle de vie de la construction: «from cradle to grave» (du berceau à la tombe). Cette approche va donc plus loin que la seule phase de construction mais couvre aussi toutes les interventions d'entretien et de réparation qui ont lieu au cours du cycle de vie, comprenant même la démolition et à la réutilisation ou le recyclage des matériaux démolis.

7.2 Aspects environnementaux

La longue durée de vie d'un revêtement en béton constitue un avantage de taille lors de l'évaluation sur l'ensemble du cycle de vie (LCA – *Life Cycle Assessment*). Il s'agit d'un système international et standardisé d'évaluation de l'impact environnemental d'un ouvrage de construction portant sur toutes les phases de son existence. Un revêtement qui requiert peu d'entretien signifie naturellement à terme une économie de matières premières, de transport et d'énergie.

Au cours de la phase de construction, un revêtement en béton obtient un moins bon score en raison des émissions de CO₂ liées à la production de ciment. L'utilisation de ciments composés, en Belgique le ciment de haut fourneau CEM III/A 42,5 N LA, permet de réduire cet impact de 40 à 45 % par rapport à un ciment portland CEM I.

Au niveau d'autres indicateurs environnementaux, le béton obtient un bon score, comme en matière d'énergie primaire, de richesses naturelles, d'écotoxicité et autres.

La lixiviation est le terme scientifique qui décrit la libération d'éléments chimiques d'un matériau stable lorsque celui-ci entre en contact avec de l'eau. Des recherches en laboratoire ont démontré qu'il n'y avait aucun problème de lixiviation avec les bétons routiers belges.



Figure 7.1 Centrale mobile de concassage et de criblage pour le recyclage en granulats du béton d'une route existante

Le béton est totalement recyclable et, dans la pratique, les débris de béton sont réutilisés en construction routière. Ceux-ci constituent un excellent matériau, aussi bien pour les fondations non liées que celles liées au ciment. Lorsque le béton est mis en œuvre en deux couches, il est également possible d'utiliser les granulats de débris de béton dans la couche inférieure. Le recyclage dans du béton riche a en outre été réalisé avec succès sur une route de desserte industrielle.

Du dioxyde de titane peut être incorporé dans la couche supérieure d'un béton bicouche afin de purifier l'air. Divers projets de recherche sont en cours à ce sujet.

Lors de la phase d'utilisation, la couleur claire d'un revêtement en béton présente un avantage environnemental non négligeable. Il reflète en effet la lumière du soleil et ralentit de la sorte le réchauffement global de la terre. En milieu urbain, ceci est couplé à une diminution du smog.

7.3 Aspects économiques

Une évaluation économique doit prendre en considération les points suivants:

- les dépenses liées à la réalisation du revêtement ou les frais d'investissement;
- le budget pour les travaux d'entretien et de maintenance qui suivront;
- les répercussions économiques des opérations d'entretien, dont en premier lieu l'accessibilité et l'utilisation de l'infrastructure.

Il est évident que la durée de vie utile joue ici aussi un rôle important. Le caractère robuste d'un revêtement en béton et sa résistance aux influences climatiques sont des atouts importants à cet égard. Si le béton représente un investissement initial plus important, il est au final plus avantageux en termes de «*life-cycle cost*» que les revêtements constitués d'autres matériaux.

7.4 Aspects sociaux

La mise en œuvre du béton pour la réalisation de revêtements industriels extérieurs ne présente aucun risque pour la santé des travailleurs. Les nuisances environnementales semblent aussi être très limitées. Il n'y a pas non plus de nuisances sonores excessives, de vibrations ou de poussières.

Les revêtements en béton font partie de l'infrastructure et des installations indispensables à l'industrie, au commerce, à la logistique, aux hôpitaux, aux pompiers, à la défense, etc., et constituent un maillon de notre société socio-économique.

Grâce à ses matériaux naturels, son recyclage intégral et sa longue durée de vie, le béton obtient un très bon score dans les analyses du cycle de vie tant au niveau économique qu'environnemental.

Le béton est un choix intelligent pour réaliser une infrastructure destinée à tous les usages de la société.

Bibliographie

Documents

American Concrete Pavement Association (ACPA)

Concrete pavement for trucking facilities. Concrete information
Skokie: American Concrete Pavement Association (ACPA), s.d.

V. Bams, T. Vangheel & D. Badet

Résistance de la pierre naturelle au glissement
in: CSTC Contact, 7(2010)26, p.12
Bruxelles: Centre scientifique et technique de la construction (CSTC), 2010.

G.C. Bouquet & J.W. Frénay

Betonnen bedrijfsvloeren en bedrijfsverhardingen
's-Hertogenbosch: Vereniging Nederlandse Cementindustrie (VNC), 1998.

G. Carpentier; Comité technique Revêtements durs de murs et de sols

Sols industriels à base de ciment. Note d'information technique 204
Bruxelles: Centre scientifique et technique de la construction (CSTC), 1997.

Centre de recherches routières (CRR)

Estimation rapide de la portance des sols à l'aide d'une sonde de battage légère type CRR. Méthode de mesure CRR 39 (MF 39/78)
Bruxelles: CRR, 1978.

Centre de recherches routières (CRR)

Code de bonne pratique pour l'exécution des revêtements en béton. Recommandations CRR R 75/05
Bruxelles: CRR, 2005.

Centre de recherches routières (CRR)

Mesure de l'adhérence au moyen du pendule SRT. Fiche d'information F 57
Bruxelles: CRR, 2008.

Centre de recherches routières (CRR)

Code de bonne pratique pour la conception et l'exécution de revêtements en pavés de béton. Recommandations CRR R80/09
Bruxelles: CRR, 2009.

Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR)

Ontwerp, aanleg en herstel van vloeistofdichte voorzieningen van beton. Aanbeveling 65 (tweede, herziene uitgave). Redactionele bijlage bij Cement 6/2005
Gouda: Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR), 2005.

Concrete Society Working Group

External in-situ concrete paving. Technical report (TR) 66
Camberley (UK): Concrete Society, 2007.

G.P.L. den Boer

Vloeistofdichte betonconstructies: regelgeving en de ontwerppraktijk.
in: Cement, 47(1995)1, p. 53-9
's-Hertogenbosch: Stichting BetonPrisma, 1995.

Fédération de l'industrie cimentière belge (FEBELCEM)

Revêtements des sols extérieurs en béton de ciment. Fiche technique FEBELCEM
Bruxelles: FEBELCEM, 2006.

T. Freimann

Industrieböden aus Beton.
in: Zement-Merkblatt Tiefbau, T1 1.2006
Düsseldorf: Verein Deutscher Zementwerke, 2006.

F. Fuchs & A. Jasienski

Les routes en béton de ciment: exécution des revêtements monolithes. Dossier Ciment 26, septembre 2001
Bruxelles: Fédération de l'industrie cimentière belge (FEBELCEM), 2001.

S. Guirguis; ed.

Slip resistance of residential concrete paving surfaces. Datasheet July 2003
Sydney: Cement & Concrete Association of Australia (CCA), 2003.

L. Hendrikx

Revêtements industriels en béton
Bruxelles: Fédération de l'industrie cimentière, 1990.

Hengelhoef Concrete Joints (HCJ)

HC-Omega dilatatievoeg: de meest toegepaste dag- en uitzetvoeg voor industievloeren
Genk: HCJ, s.d.

Holcim

Zementestrich nach DIN EN 13813 und DIN 18560
Sehnde-Höver (Deutschland): Holcim, s.d.

A. Jasienski

Les bétons routiers résistant au gel et aux produits de déverglaçage, Dossier Ciment 2, 1994
Bruxelles: Fédération de l'industrie cimentière belge (FEBELCEM), 2003.

J. Knapton

The structural design of heavy duty pavements for ports and other industries
London: British Ports Association, 1982.

A. Lake et al.

Concrete hardstanding design handbook: guidelines for the design of concrete hardstandings
Camberley (UK): British In-situ Concrete Paving Association (Britpave), 2005.

M. Leewis, H.B. Monster & A.A. van der Vlist

Bedrijfsverhardingen en bedrijfsvloeren van beton
's-Hertogenbosch: Vereniging Nederlandse Cementindustrie, 1991.

L.R. Marais & B.D. Perrie

Concrete industrial floors on the ground
Midrand (South Africa): Portland Cement Institute (PCI), 1993.

Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap, Administratie Wegen en Verkeer, Administratie Overheidsopdrachten, Gebouwen en Gesubsidieerde Infrastructuur

Standaardbestek 250 voor de wegenbouw [versie 2.2]
Bruxelles: Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap, 2010.

Porcelanosa Group

Slip resistance
Villarreal (Spain): Porcelanosa Group, s.d.

Pertos del Estado; Technical Commission

Guidelines for the design and construction of port pavements. Recommendations for Maritime Works (ROM 4.1-94)
Madrid: Pertos del Estado, 1994.

C. Ployaert, L. Rens & P. Van Audenhove

Herstelling en onderhoud van cementbetonwegen
Bruxelles: Fédération de l'industrie cimentière belge (FEBELCEM), 2007.

C. Ployaert

Betonneren bij lage temperaturen: enkele voorzorgsmaatregelen. Intern document
Bruxelles: Fédération de l'industrie cimentière belge (FEBELCEM), s.d.

C. Ployaert & P. Van Audenhove

Vers une composition optimale des bétons routiers
Bruxelles: Fédération de l'industrie cimentière belge (FEBELCEM), 2010.

C. Ployaert

Sols industriels en béton de ciment. 1, conception – dimensionnement. Dossier Ciment 23, novembre 2000
Bruxelles: Fédération de l'industrie cimentière belge (FEBELCEM), 2000.

C. Ployaert

Sols industriels en béton de ciment. 2, mise en œuvre. Dossier Ciment 24, décembre 2000
Bruxelles: Fédération de l'industrie cimentière belge (FEBELCEM), 2000.

Région de Bruxelles-Capitale

Cahier des charges type relatif aux voiries en Région de Bruxelles-Capitale (CCT 2011)
Bruxelles: Région de Bruxelles-Capitale, 2011.

L. Rens

La route en béton: un choix réfléchi et durable
Bruxelles: Fédération de l'industrie cimentière belge (FEBELCEM), 2009.

Robert Kieserling Industriefussboden

Leistungsdatenblatt: Kieserling® ConFormat
Hamburg: Robert Kieserling Industriefussboden, s.d.

Service public de Wallonie, Direction générale opérationnelle Routes et Bâtiments DGO1,

Cahier des charges type Qualiroutes 2012
Namur: Région Wallonne, 2011.

Vereniging Nederlandse Cementindustrie (VNC)

Vloestofdichte betonvloeren
's-Hertogenbosch: Vereniging Nederlandse Cementindustrie (VNC), s.d.

Normes

EN 1992-1-1: 2004

Eurocode 2: calcul des structures en béton. Partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments
Comité Européen de normalisation (CEN): Bruxelles, 2004.

NBN ENV 12633: 2003

Méthode de détermination de la valeur de résistance au dérapage / à la glissance des pavés polis ou non polis
Institut belge de normalisation (IBN): Bruxelles, 2003.

prCEN/TS 14754-1: 2006

Produits de cure: méthodes d'essai. Partie 1, détermination de l'efficacité de protection des produits de cure courants
Comité Européen de normalisation (CEN): Bruxelles, 2006.

EN 1338: 2003

Pavés en béton: prescriptions et méthodes d'essai (+ AC:2006)
Comité Européen de normalisation (CEN): Bruxelles, 2003.

EN 13670: 2010

Exécution des structures en béton
Comité Européen de normalisation (CEN): Bruxelles, 2010.

Websites

De neef® conchem: DeneSteel BT

http://www.deneef.com/Site/index.php?option=com_docman&task=cat_view&gid=165&Itemid=80

Hengelhoef Concrete Joints (HCJ): HC-O profiel

<http://www.hcjoints.be/hcgo.php>

Hengelhoef Concrete Joints (HCJ): HC-GO profiel

http://www.hcjoints.be/nl_hcgo.php

Hengelhoef Concrete Joints (HCJ): HC-D profiel

http://www.hcjoints.be/nl_hcd.php

Hengelhoef Concrete Joints (HCJ): HC-E profiel

http://www.hcjoins.be/nl_hce.php

KORODUR Hartstoffe

<http://www.korodur.de/cms/content/view/20/44/lang,de/>

Plakabeton: Dilatec-Titan

<http://www.tradibau.pt/archivos/sistemas/Titan.pdf>

SafeEnvironments: slip resistance test methods

<http://www.safeenvironments.com.au/slip-resistance-test-methods>

Liste des figures

Figure 1.1	Goujons pour une dalle en béton non armé	6
Figure 1.2	Dalle en béton armé	6
Figure 1.3	Béton avec fibres d'acier	6
Figure 1.4	Revêtement en béton armé continu	7
Figure 1.5	Revêtement en béton sec compacté	7
Figure 1.6	Structure stratifiée d'un revêtement extérieur	8
Figure 1.7	Fondation comme support plan de revêtement après mise en place des joints de dilatation	12
Figure 1.8	Dalles de béton goujonnées sur couche bitumineuse intermédiaire	12
Figure 2.1	Charges linéaires de madriers de bois sur lesquels sont posés des plaques métalliques	16
Figure 2.2	Elévateur à fourche	16
Figure 2.3	Straddle carrier	16
Figure 2.4	Reach stacker	16
Figure 2.5	Équipement portuaire pour la manutention de marchandises	16
Figure 2.6	Accès de parking pour voitures particulières	17
Figure 2.7	Quai de déchargement pour camions	17
Figure 2.8	Terminal à conteneurs	17
Figure 2.9	Manutention de marchandises lourdes	17
Figure 3.1	Joints de retrait/flexion transversaux et longitudinaux	32
Figure 3.2	Joint de dilatation/isolation	32
Figure 3.3	Gorge sciée pour poser un joint de dilatation	32
Figure 3.4	Principe du transfert des charges	33
Figure 3.5	Fixation de berceaux dans la fondation pour la pose de goujons dans un joint de retrait transversal	34
Figure 3.6	Système de joint comme joint de dilatation	35
Figure 3.7	Système de joint préfabriqué (profil droit)	35
Figure 3.8	Produit de scellement coulé à chaud	36
Figure 3.9	Produit de scellement à un composant coulé à froid	36
Figure 3.10	Profilé préformé	36
Figure 3.11	Traits de scie au niveau de points singuliers	37
Figure 3.12	Schéma d'implantation des joints	37
Figure 3.13	Combinaison de treillis d'armature et de goujons	39
Figure 3.14	Béton renforcé de fibres d'acier dans une dalle de béton goujonnée	39
Figure 3.15	Mise en œuvre de béton bicouche au moyen d'une machine à coffrage glissant	40
Figure 3.16	Mise en œuvre entre coffrage fixe avec compactage aux aiguilles vibrantes et à la poutre vibrante	41
Figure 3.17	Pose de béton entre coffrage fixe sans compactage complémentaire	41
Figure 3.18	Texture obtenue par brossage transversal	42
Figure 3.19	Finition hélicoptère à la talocheuse	42
Figure 3.20	Finition hélicoptère à la talocheuse portée	42
Figure 3.21	Texture polie (place de l'Atomium, Bruxelles)	43
Figure 3.22	Texture obtenue par striage transversal	43
Figure 3.23	Texture finement dénudée	43
Figure 3.24	Windbarsten	44
Figure 3.25	Épandage manuel du produit de cure	45
Figure 3.26	Protection du béton à l'aide d'une membrane plastique	45
Figure 3.27	Ajout d'une combinaison de fibres d'acier et de fibres synthétiques dans le béton frais	45
Figure 3.28	Pose d'une plaque isolante sur le béton	46

Figure 3.29	Caniveau en béton polymère	48
Figure 3.30	Caniveau à fente	48
Figure 4.1	Couche d'usure posée frais sur frais	53
Figure 4.2	Rails encastrés dans le béton	54
Figure 4.3	Revêtement étanche	54
Figure 4.4	Béton coloré lavé	55
Figure 5.1	Essai sur béton frais sur chantier	57
Figure 5.2	Mesures des irrégularités à la règle de 3 m	59
Figure 5.3	Mesure de la rugosité au moyen de l'odoliographe	59
Figure 5.4	Mesure de la rugosité au moyen du pendule SRT	60
Figure 6.1	Fissure due à un mauvais schéma d'implantation des joints	65
Figure 6.2	Joint scié trop tardivement	65
Figure 6.3	Fissure due à un angle aigu	65
Figure 6.4	Fissures de sympathie	66
Figure 6.5	Fissures dues au vent	66
Figure 6.6	Joints pas sciés suffisamment en profondeur	66
Figure 6.7	Effritement des lèvres des joints	66
Figure 6.8	Ecaillage superficiel dû aux sels de déverglaçage	67
Figure 6.9	Dégradations causées par des gouttes de pluie	68
Figure 6.10	Forage de trous d'injection	69
Figure 6.11	Injection d'un coulis de ciment	70
Figure 6.12	Scellement de fissures	70
Figure 6.13	Réparation d'un bord de dalle avec du mortier	71
Figure 6.14	Recouvrement des réparations par des plaques isolantes pour un durcissement plus rapide	72
Figure 6.15	Meulage à l'aide de disques diamantés	73
Figure 6.16	Polissage à l'aide de disques diamantés	74
Figure 6.17	Pose d'une couche anti-usure frais sur frais	75
Figure 7.1	Centrale mobile de concassage et de criblage pour le recyclage en granulats du béton d'une route existante	77

Liste des tableaux

Tableau 1.1	Valeurs moyennes du module de réaction (Westergaard) et du module de déformation pour différents types de sols (basées sur VENCON 2.0)	9
Tableau 1.2	Indice de gel et profondeur de pénétration du gel Z en différents lieux	10
Tableau 1.3	Facteur de correction pour l'épaisseur de la fondation	11
Tableau 1.4	Valeurs de référence pour la teneur en ciment et les caractéristiques mécaniques	11
Tableau 2.1	Classe de sollicitation 4 – jusqu'à 100 véhicules lourds par jour	19
Tableau 2.1	Classe de sollicitation 4 – jusqu'à 100 véhicules lourds par jour (suite)	20
Tableau 2.2	Classe de sollicitation 3 – jusqu'à 300 véhicules lourds par jour	21
Tableau 3.1	Classification des granulats sur base du calibre	24
Tableau 3.2	Catégories de granulats par propriété	25
Tableau 3.3	Propriétés en fonction de la roche-mère	25
Tableau 3.4	Distance recommandée entre les joints en fonction de l'épaisseur de dalle pour les revêtements en béton non armé	31
Tableau 3.5	Classe de sollicitation 4	49
Tableau 3.6	Classe de sollicitation 3	50
Tableau 3.7	Classe de sollicitation 2	50
Tableau 3.8	Classe de sollicitation 1	50
Tableau 5.1	Tolérances sur la pente transversale	58
Tableau 5.2	Exigences en matière de planéité	59
Tableau 5.3	Évaluation de résultats de mesures au pendule SRT	60
Tableau 5.4	Classes de résistance à l'usure	60
Tableau 6.1	Composition d'un béton à durcissement rapide en fonction de la température	73

Code de bonne pratique pour les revêtements industriels extérieurs en béton / Centre de recherches routières.

- Bruxelles: CRR, 2011.
- 85 p.
- (Recommandation; 82).

Le présent code de bonne pratique traite des revêtements industriels extérieurs en béton à distinguer clairement des sols industriels intérieurs, principalement en raison des influences météorologiques. De nombreuses publications, directives et recommandations existent déjà pour les sols industriels intérieurs. Le présent ouvrage vise à combler la lacune dans le domaine des revêtements industriels extérieurs.

Le premier chapitre traite du domaine d'application et de la terminologie relatifs aux revêtements extérieurs en béton, tandis que le deuxième aborde le dimensionnement et les facteurs qui l'influencent. Le troisième chapitre se penche en détail sur la conception et l'exécution proprement dite, notamment la composition du béton, les armatures, les joints, les méthodes de mise en œuvre, la finition de surface et la cure du béton frais. Il prête aussi attention aux conditions météorologiques à la mise en œuvre.

Le chapitre 4 est consacré à quelques applications particulières comme les grandes dalles en béton armé, les toppings, le béton à faible retrait, etc.

Le chapitre 5 donne des informations sur le contrôle et l'évaluation, tandis que le chapitre 6 aborde les dégradations, l'entretien et les réparations.

Le document se termine sur quelques aspects de construction durable.

Classification ITRD

20 – Conception et aménagement des infrastructures de transport; 32 – Béton

Mots-clés ITRD

0177 – Recommandation; 0178 – Conformité aux spécifications; 0332 – Industrie; 2998 – Joint; 3471 – Armature; 3635 – Réparation; 3655 – Construction (exécution); 3847 – Entretien; 4555 – Matériau; 4577 – Granulat; 4736 – Adjuvant; 4755 – Béton hydraulique; 4758 – Ciment; 5255 – Altération (gén); 9011 – Dimensionnement; 9101 – Contrôle; 4795 – Recouvrement (armature); 1032 – Plateforme de fret; 1030 – Terminal de conteneurs; 9058 – Extérieur

Terme additionnel

Revêtement (sol)

Commande

Réf.: R82/11

Prix: 17.00 € (excl. 6 % TVA)

Fax: +32 2 766 17 80
e-mail: publication@brrc.be



C e n t r e d e r e c h e r c h e s r o u t i è r e s

Etablissement reconnu par application de l'Arrêté-loi du 30 janvier 1947

boulevard de la Woluwe 42

1200 Bruxelles

Tél. : 02 775 82 20 - fax : 02 772 33 74

www.crr.be