

POV
PROJECT
OVERSTIJGENDE
VERKENNING
HWBP

waddenzeedijken
lijkt op de dijk

HWBP
voor sterke dijken

Onderzoek Asfaltbekleding Handreiking



Project
Onderzoek
Onderzoeksleider
Projectnummer
Datum
Versie

POV-Waddenzeedijken
Asfaltbekleding
Michel Schippers
januari 2020
Definitief

Inhoud

1	Inleiding en doel van het onderzoek	3
1.1	Doel van onderzoek	3
1.2	Projectgroep	3
2	Resultaten	4
2.1	Resultaten Fase B: Inventarisatie en analyse	4
2.2	Fase B2 Opstellen leidraad, ontwerpregels en testmethoden	5
2.2.1	Fase B3: Toetsen leidraad	7
2.3	Fase C: Pilot	8
2.3.1	Proefvakken	8
2.3.2	Selectie van marktpartijen en innovaties	9
2.3.3	Monitoringsprogramma	9
2.3.4	Innovaties	9
3	Conclusies en vervolg	10
3.1	Conclusie	10
3.2	Vervolg	10

1 Inleiding en doel van het onderzoek

Het onderzoek Asfaltbekleding is onderdeel van de Projectoverstijgende Verkenning Waddenzeedijken (POV-W). Van de totale 170 km dijk langs de Waddenzee is 140 km bekleed met asfalt. Over een lengte van 14 km is de asfaltbekleding op de Waddenzeedijken afgetoetst. Het doel van het onderzoeksvorstel Asfaltbekledingen is tweeledig. Enerzijds kan uit het onderzoek volgen dat een deel van de 14 km toch voldoet, omdat de huidige rekenmethoden te conservatief blijken te zijn. Anderzijds biedt het onderzoek inzicht in mogelijke oplossingsrichtingen voor asfaltbekledingen waarmee dijken goedkoper, sneller, doelmatiger en efficiënter kunnen worden aangelegd en versterkt.

Het Rijk en de alliantie van waterschappen sturen op innovaties voor het efficiënter toetsen, ontwerpen, versterken en beheren van waterkeringen. Veel innovaties ontstaan door initiatieven uit het bedrijfsleven en van kennisinstellingen. Met de huidige wijze van werken wordt te weinig gelegenheid gegeven aan het bedrijfsleven om innovatieve oplossingen aan te dragen. Dit onderzoek moet dusdanige resultaten opleveren dat er ruimte ontstaat voor innovatieve oplossingen en technieken. De technieken, mengsamenstelling en toegepaste aanlegmethoden op het gebied van asfaltbekleding op dijken (waterbouw-asfaltbeton) zijn de afgelopen decennia weinig veranderd. Dit komt onder andere door een verouderd kader (RAW-standaard), maar ook door het feit dat asfaltbekledingen op de dijken nog nooit maximaal belast zijn.

Het onderzoek Asfaltbekleding heeft drie fasen doorlopen: de startfase (A), de inventarisatie- en analysefase (B) en de pilotfase (C). De monitoringfase (D) is daarnaast gestart in 2019 en loopt tot eind 2023. Er zijn proefvakken aangelegd met innovaties op het gebied van asfaltbekleding die gedurende vijf jaar gemonitord worden.

1.1 Doel van onderzoek

Het onderzoek asfaltbekleding heeft de volgende doelstellingen:

- kennis over degeneratie van asfalt verbreden om de oorzaak van schade te achterhalen (fase B₁);
- functionele kaders vaststellen (in de vorm van een leidraad) waaraan verbeterde, innovatieve asfaltmengsels moeten voldoen (fase B₂);
- testmethoden ontwikkelen voor het toetsen van innovaties aan de functionele eisen (fase B₂);
- proefvakken aanleggen om innovaties te stimuleren op het vlak van (fase C):
 - het ontwikkelen van nieuwe/verbeterde/innovatieve asfaltmengsels en onderzoek naar/ontwikkeling van levensduur verlengende methoden voor bestaande asfaltconstructies;
 - de fundatie en onderlagen;
 - de wijze van aanbrengen van de asfaltconstructie;
- met behulp van de proefvakken toetsen of de functionele leidraad voldoende ruimte biedt voor innovatie.

1.2 Projectgroep

De werkzaamheden voor de POV-W Asfaltbekleding zijn uitgevoerd door een projectgroep waarin de volgende organisaties vertegenwoordigd zijn: Arcadis, TU Delft, Deltares en Kiwa KOAC. Daarnaast zijn er in fase C (aanleg proefvakken) ook diverse marktpartijen betrokken. Wetterskip Fryslân is de opdrachtgever.

2 Resultaten

Het doel van fase B (inventarisatie en analyse) was om:

- kennis over degeneratie van asfalt te verbreden om de oorzaak van schade te achterhalen;
- functionele kaders vast te stellen (in de vorm van een leidraad) waaraan verbeterde, innovatieve asfaltmengsels moeten voldoen;
- testmethoden te ontwikkelen voor het toetsen van oplossingen aan de functionele eisen;
- nieuwe/verbeterde/innovatieve asfaltmengsels te ontwikkelen en levensduur verlengende methoden voor bestaande asfaltconstructies te onderzoeken/ontwikkelen;
- kennis over het effect van de toepassing van fundatie- en onderlagen te verbreden.

Om bovenstaande doelen te bereiken is fase B opgedeeld in drie afzonderlijke fasen:

1. onderzoek naar degeneratie van asfalt (fase B1);
2. leidraad, ontwerpregels en testmethoden opstellen (fase B2);
3. leidraad toetsen (fase B3).

2.1 Resultaten Fase B: Inventarisatie en analyse

Er is in het verleden al veel onderzoek gedaan naar het functioneren van de huidige asfaltmengsels op dijken. Daardoor is het niet nodig nieuw (laboratorium)onderzoek uit te voeren naar de bestaande mengsels. De inventarisatie moest informatie opleveren om lering te trekken uit eerder gemaakte fouten ten behoeve van de in de toekomst aan te brengen asfaltconstructies en de wijze van onderhoud.

In het onderzoek zijn ook vakken betrokken die reeds zijn aangelegd en waar uitzonderlijk goede resultaten zijn behaald.

De beschikbare informatie van de voorbeelddijkvakken was niet altijd volledig. Deze vakken hebben namelijk vaak een lange historie, wat het moeilijk maakt om alle informatie compleet te hebben. Van de Pallandtdijk en Westkapelse zeedijk is de informatie het meest volledig. Uit deze selectie van dijkvakken konden succesfactoren worden afgeleid, en ook mogelijke oorzaken van voortijdige veroudering en schade.

Ter verbetering van de levensduurprognose van een dijkvak is het in de toekomst zeer gewenst om ook een nulmeting te doen van de mechanische eigenschappen van het asfalt. Een beheersysteem kan bijdragen aan een goede documentatie van alle aspecten van de instandhouding van een asfaltdijkbekleding (ontwerp, aanleg, opleveringscontrole, inspecties, onderhoud, wettelijke beoordeling op veiligheid, restlevensduurprognose).

De gevonden succesfactoren zijn:

- goede klankbodem (goed verdicht zand, of liever nog een goede onderlaag);
- vooronderzoek afstemmen op veldcondities (mengsel in relatie tot verdichting);
- aandacht voor verbeterd mengselontwerp;
- vooraf proefvak aanleggen;
- bedrijfscontrole tijdens aanleg afstemmen op vooronderzoek;

- opleveringscontrole afstemmen op vooronderzoek;
- molen dichtbij werk (< 50 km transport afstand);
- ervaring uit dammenbouw;
- asfalt goed afwerken;
- bij onderhoud eerst onregelmatigheden verwijderen.

De gevonden faalfactoren zijn:

- slecht te verdichten zandondergrond (ongunstige korrelverdeling);
- verstoring zandoppervlak door aanleg werkzaamheden;
- ongunstige asfalttemperaturen bij aanleg (te grote afkoeling);
- matige asfaltverdichting met veel spreiding in eigenschappen;
- geen goede aansluitingen, overgangen (geen duurzame hechting, zie Bijlage A);
- bepaald type oppervlaktebehandeling sluit vocht op (zie Bijlage A);
- materieel uit wegenbouw dat niet is aangepast (zie Bijlage A);
- mengsel niet van constante kwaliteit, bijvoorbeeld ontmenging tijdens transport;
- ontmengingsgevoelige samenstelling mengsel;
- het toegepaste zand is niet goed ontzilt, te hoog zoutgehalte in het zand, bijvoorbeeld bij wadzand;
- wadzand met slibfractie (houdt water vast);
- toepassen van een combinatie van steen en bitumen met een geringe affiniteit (slechte hechting);
- onbekende, mogelijk watergevoelige vulstof die in het natuurlijke zand aanwezig is;
- oplosmiddelen in oppervlaktebehandeling of asfaltkleefmiddel. Dit kan problemen geven bij onjuiste toepassing en/of uitvoering.

2.2 Fase B2 Opstellen leidraad, ontwerpregels en testmethoden

Leidraad voor de specificatie van de levensduur

Het doel van deze leidraad is de kaders te stellen waarbinnen mengsels van waterbouwasfaltbeton kunnen worden ontwikkeld om zo te komen tot asfaltbekledingen met een langere levensduur. In het verleden zijn vooral asfaltbekledingen aangelegd die in het algemeen een acceptabele en soms goede kwaliteit hebben, tegen de laagste prijs. Met de set eisen die in deze leidraad zijn gepresenteerd wordt enerzijds voorkomen dat bekledingen voortijdig moeten worden gereconstrueerd. Anderzijds geeft dit de mogelijkheid om extra kwaliteit te bieden.

Ontwerpregels

In fase B2 zijn er ontwerpregels opgesteld voor asfaltbekledingen met funderingslagen. Hieraan is veel behoefte, omdat fundering onder asfalt een sterke bijdrage kan leveren aan de sterkte van de bekleding.

Tot op heden is men er altijd van uitgegaan dat de asfaltbekleding direct op de ondergrond van zand of klei wordt aangelegd, zoals in de afgelopen zeventig jaar gebruikelijk is geweest bij de aanleg van dit type bekledingen. De wens is om nieuw te leggen asfaltdijkbekledingen te voorzien van een funderingslaag. Dit heeft een aantal voordelen:

- Een funderingslaag kan de constructie beschermen tegen erosie van het kernmateriaal bij schade aan de asfaltbekleding, zoals scheuren.
- Een funderingslaag is een vlakke werkvloer met een goed draagvermogen, waardoor de asfaltbekleding vlakker kan worden aangelegd en beter kan worden verdicht.
- Een funderingslaag is stabiel en zal minder snel migreren.

Doordat de draagkracht van de ondergrond verbetert bij het toepassen van een funderingslaag, kan de laagdikte van de asfaltbekleding veelal worden gereduceerd, waardoor de meerkosten van de fundering geheel of gedeeltelijk kunnen worden gecompenseerd.

Het doel van deze handreiking is om in één publicatie de kennis beschikbaar te maken die nodig is om een funderingslaag onder een asfaltdijkbekleding toe te passen en te ontwerpen. De nadruk ligt hierbij op de keuze voor de juiste materialen en de ontwerpmethoden, inclusief de hiervoor benodigde ontwerpparameters. De handreiking is vooral bedoeld voor dijkbeheerders, ontwerpers, aannemers en producenten van bouwstoffen.

Bij het opstellen van de ontwerpregels hebben zich de volgende problemen voorgedaan:

- Vooral bij golfbelastingen met een grote golfbreedte waren de resultaten van het aangepaste golfklapmodel te onveilig.
- De eindige-elementenberekeningen lieten vrij grote trekspanningen in de fundering zien, die zouden leiden tot het bezwijken van de fundering. Dit lijkt vooral een modelmatig probleem, maar kon niet worden genegeerd.

Het computermodel Golfklap berekent buigspanningen die optreden in een plaat ten gevolge van golfbelasting op basis van een relatief eenvoudig model: de constructie wordt gemodelleerd als een plaat op veren (het zogenaamde Winkler-model). Bij het toepassen van een fundering tussen de asfaltbekleding en het zand, zal de constructie als geheel stijver reageren dan bij een asfaltbekleding die direct op zand ligt. Dit leidt tot een reductie in de buigspanningen in het asfalt, waardoor ook de laagdikte kan worden gereduceerd. Om het effect van de fundering op het gedrag van de constructie in het model te verwerken, kunnen de veren onder de plaat wat stijver worden gemaakt. Hier zijn in het verleden theoretische oplossingen voor uitgewerkt. Op basis van deze theoretische oplossingen is geprobeerd een formule op te stellen die geschikt is voor onze situatie.

Om de oplossing te toetsen is het aangepaste golfklapmodel getoetst aan de resultaten van eindige-elementenberekeningen. Bij de analyse bleken de verschillen tussen het aangepaste golfklapmodel en de eindige-elementenberekeningen groter dan de gehanteerde uitgangspunten. Om deze reden moest de fundering dezelfde stijfheid bieden als het onderliggende zand.

Uiteindelijk is er een bruikbare methode voor het dimensioneren van een waterbouwasfaltbekleding op een ongebonden en zelfbindende granulaire funderingslaag gevonden. Deze berekeningsmethode maakt gebruik van het vigerende rekenmodel: BM Asfalt Golfklap. Om de simpele modellering die in het vigerende rekenmodel is geïmplementeerd te kunnen gebruiken voor het berekenen van de juiste rekken c.q. spanningen, wordt een samengestelde beddingconstante gehanteerd. Het betreft een zandbed onder de funderingslaag die niet verzadigd is, wat wil zeggen met een lage freatische lijn in de dijk. De WBI-toepassingsvoorwaarde voor het spoor AGK is dat de

freatische lijn onder de onderrand van de asfaltbekleding moet blijven. Om de samengestelde beddingconstante te berekenen is een waarde voor de stijfheid van het zand nodig. Het moet van tevoren bekend zijn in welke mate het zand zal worden verdicht, zodat de juiste zandstijfheid kan worden gekozen. Er zijn in het rapport ontwerpwaarden gegeven voor een goed en gemiddeld verdicht zandbed.

Testmethode

Daarnaast is in fase B2 een testmethode ontwikkeld door de TU Delft voor de bepaling van de duurzaamheid van de asfaltmengsels (levensduurproef).

Een testmethode voor duurzaamheid van asfalt moet geschikt zijn om zowel het effect van afwijkende materialen en modificaties te waarderen als het effect van hergebruikt materiaal in het mengsel zichtbaar te maken.

Op basis van het uitgevoerde onderzoek, zoals beschreven in de rapportage, zijn de volgende conclusies getrokken:

- De voorgestelde testmethoden zijn in staat om de verschillen tussen de verschillende mastiektypes en bitumen-aggregaatcombinaties te vangen. Daarom kunnen testprotocollen worden gebruikt als hulpmiddelen om de componentenmengsels te rangschikken.
- In het bijzonder kunnen de DSR-tests worden gebruikt voor het onderscheiden van verschillende soorten bitumen of mastiek. Niettemin zijn bitumineuze materialen gevoelig voor structurele veranderingen in relatie tot tijd en temperatuur. Daarom is de thermische geschiedenis van het monster van het grootste belang. De thermische behandeling moet strikt worden gedefinieerd en gecontroleerd tijdens de monstervoorbereidingsfase en de testprocedure.
- Om het adhesietestprotocol te verbeteren wordt voorgesteld om het aantal monsters te verhogen van drie naar vijf.
- Het wordt aanbevolen de voorgestelde verouderings- en vochtgevoelighedsprotocollen voor de mastiek en aggregaat-bitumen-systemen te allen tijde toe te passen, vooral voor nieuwe mixontwerpen. Dit geeft een beter inzicht in de prestaties van innovatieve materialen op de lange termijn.
- Het wordt ook voorgesteld om het verouderingsgedrag van een bitumen altijd te onderzoeken door middel van DSR-testen in verschillende verouderingsstaten: vers, RTFOT, PAV en 2PAV gerijpt om de verouderingsgevoeligheid van de verschillende bitumens te vergelijken. DSR-mastercurves worden geproduceerd en er zal een relatie met de penetratie bij 250C worden vastgesteld voor de penetratiebitumens.
- De voorgestelde testmethoden kunnen leiden tot een rangschikking van innovatieve asfaltmengsels voor dijk aanleg op basis van componentenonderzoek.

2.2.1 Fase B3: Toetsen leidraad

Initieel zou als onderdeel van fase B de opgestelde leidraad worden getoetst aan de zorgplicht en de door RWS WV en Deltares ontwikkelde kennis voor het WBI 2017. Echter, gedurende fase B is het

inzicht ontstaan dat de resultaten van fase C (het inrichten van proefvakken met innovatieve asfaltmengsels) ertoe kunnen leiden dat de functionele leidraad geactualiseerd moet worden. De eerste actualisatieslag van de functionele leidraad vindt plaats op basis van de monitoringsresultaten uit 2019. Na de monitoring van 2023 wordt de functionele leidraad opnieuw geactualiseerd. Om deze reden is besloten om de toetsing van de leidraad uit te voeren nadat de resultaten van de proefvakken (na monitoring) bekend zijn.

2.3 Fase C: Pilot

Fase C van het onderzoek bestaat uit het aanleggen van proefvakken met nieuwe asfaltbekledingen. Met de HWBP-programmadirectie is afgesproken dat de aanleg van de proefvakken via een separate aanvraag wordt beschikt.

Het doel van fase C, de aanleg van proefvakken, was om innovaties te stimuleren op het vlak van:

- het ontwikkelen van nieuwe/verbeterde/innovatieve asfaltmengsels en onderzoek naar/ontwikkeling van levensduur verlengende methoden voor bestaande asfaltconstructies;
- de fundatie en onderlagen;
- de wijze van aanbrengen van de asfaltconstructie.

Daarnaast is met behulp van de resultaten van de proefvakken getoetst of de functionele leidraad voldoende ruimte biedt voor innovatie. Aan de hand van de monitoring kan dit met zekerheid worden aangegeven.

2.3.1 Proefvakken

Om innovaties in de markt te stimuleren en de functionele leidraad in de praktijk te toetsen, zijn maximaal 9 proefvakken aan de markt beschikbaar gesteld om innovaties toe te passen op het gebied van asfaltmengsels, asfaltconstructies (tot maximaal 50 cm onder de asfalttoplaag) en de wijze van aanbrengen. Het maximumaantal van 9 proefvakken is gekozen omdat we innovaties verwachtten op de drie bovengenoemde onderdelen. Door 9 proefvakken beschikbaar te hebben, konden meerdere innovaties op elk van deze drie onderdelen worden gehonoreerd. Ten behoeve van een onafhankelijke vergelijking is ook een proefvak aangelegd met een standaard WAB-mengsel op zand.

Voor de realisatie van deze proefvakken is onderzocht of aangesloten kon worden bij bestaande projecten van Wetterskip Fryslân, te weten het project Lauwersmeerdijk en het project Koehool-Lauwersmeer. In het project Lauwersmeerdijk is het, gezien de combinatie van urgentie, krappe planning en de hoeveelheid raakvlakken (in aanbesteding en uitvoering) niet wenselijk om proefvakken aan te leggen. Het project Koehool-Lauwersmeer is gestart met een meerjarige verkenningfase. De proefvakken worden binnen dit projectgebied aangelegd, maar maken geen deel uit van de verkenning.

De nieuw ontwikkelde mengsels, constructies (inclusief fundering) en levensduur verlengende methoden worden na aanleg van de proefvakken beoordeeld met behulp van de test die in fase B2 is ontwikkeld.

Daarbij is het goed om op te merken dat de POV-W nadrukkelijk niet op zoek is naar de exacte samenstelling van bijvoorbeeld de asfaltmengsels, maar gericht is op de functionele eigenschappen. Het intellectueel eigendom blijft te allen tijde bij de ontwikkelaar.

2.3.2 Selectie van marktpartijen en innovaties

Om de markt voldoende mogelijkheden te bieden om innovaties in te brengen is gekozen voor een open en laagdrempelige selectieprocedure. De ontwikkelkosten voor innovaties zijn door de marktpartijen zelf betaald. De daadwerkelijke aanleg van de proefvakken is betaald door het onderzoek. Daarmee is er sprake van een-op-eengunning aan verschillende marktpartijen. Om tot een passende aanbestedingsstrategie te komen is overleg gevoerd met diverse partijen, waaronder Bouwend Nederland (afdeling bitumineuze werken), de Taskforce Deltatechnologie en Rijkswaterstaat.

Omdat de aanleg van de proefvakken te beschouwen zijn als relatief kleine werken mét een ontwerpcomponent, is gekozen voor UAV-GC als basisovereenkomst. Het voordeel van UAV-GC is dat deze de mogelijkheid biedt voor het aanbesteden van innovaties en dat deze overeenkomst zeer gebruikelijk is in de branche. Het aanbestedingsproces heeft in drie stappen plaatsgevonden: selectie, dialoog en inschrijving.

Na de aanleg van de proefvakken (augustus en september 2019) zijn de functionele eigenschappen van de innovaties geïnventariseerd. Dit betreft eigenschappen die van invloed zijn op de levensduur van de asfaltconstructies, zoals breuksterkte, vermoeiing, dynamische stijfheid en vochtgevoeligheid. In de functionele leidraad worden deze eisen, inclusief de meetmethode, nader beschreven.

2.3.3 Monitoringsprogramma

Om inzichtelijk te maken hoe de constructies zich over langere tijd houden, moet een langjarig monitoringsprogramma uitgevoerd worden. Hiervoor is in deze fase een monitoringsplan geschreven. In het monitoringsplan is opgenomen welke parameters relevant zijn, met welke frequentie de parameters gemeten moeten worden en hoe de monitoring plaats moet vinden. Het daadwerkelijk uitvoeren van de (langdurige) monitoring van de proefvakken behoort niet tot deze fase, maar zal vallen onder het project Koehool-Lauwersmeer. Hiervoor wordt een aparte beschikking aangevraagd.

2.3.4 Innovaties

De aanbesteding van de proefvakken heeft geleid tot zeven innovaties. Deze innovaties zijn door een jury van deskundigen beoordeeld op realisme, potentie en de mate van onderbouwing. Op basis hiervan zijn is één innovatie afgefallen (gepenetreeerde breuksteen). De zes innovaties die uiteindelijk een proefvak hebben aangelegd zijn:

- Ecofalt van de firma Abbink
- Gebruik van 70% PR van de firma Boskalis
- Overlaging met wapening (50%) van de firma Boskalis

- Stabilisatie met deklaag van de firma Boskalis
- Dubbele asfaltlaag van de firma Structon
- Deltaflex van de firma Heijmans

De proefvakken zijn in augustus en september 2019 aangelegd. De aannemers maken na de aanleg van de proefvakken een opleverdossier (op het moment van schrijven worden deze dossiers samengesteld). Parallel aan het maken van deze opleverdossiers worden de proeven uitgevoerd op de ingerichte proefvakken. De resultaten hiervan zijn begin 2020 beschikbaar en worden naar de aannemers gecommuniceerd.

3 Conclusies en vervolg

3.1 Conclusie

De resultaten uit fase B (Testmethode vochtgevoeligheid, Ontwerpregels en de Functionele leidraad) hebben in een laagdrempelige aanbesteding van de proefvakken in ieder geval al geleid tot zes innovaties. Daarmee is dit onderzoek in de basis al geslaagd, aangezien innovatie op het gebied van asfaltbekledingen is gestimuleerd. De toegepaste innovaties in de proefvakken worden momenteel beproefd en op basis daarvan is met zekerheid vast te stellen of de innovaties daadwerkelijk een langere levensduur hebben en goedkoper zijn in aanleg dan wel beheer en onderhoud. De voorlopige resultaten zijn veelbelovend. Het advies aan beheerders van waterkeringen met een asfaltbekleding is dan ook om serieus te overwegen om innovatie toe te passen in komende aanbestedingen.

3.2 Vervolg

Na de aanleg van de proefvakken in september 2019 zal tot eind 2023 gemonitord worden. De monitoring van 2019 is geregeld binnen het POV-W-programma. De periode 2020-2023 dient nog nader belegd en gefinancierd te worden in de Kennis- en Innovatieagenda of anderszins.

Op basis van de uitkomsten van de monitoringsfase wordt een advies gegeven voor eventuele toepassing en eventueel benodigd vervolgonderzoek.

Bijlagen:

1. Rapportage inventarisatie degeneratie
2. Leidraad voor de specificatie van de levensduur van dijkbekledingen van waterbouwasfaltbeton
3. Handreiking asfaltdijkbekledingen op funderingslagen
4. Development of test methods for assessing the durability of asphalt dike revetments



POV WADDENZEEDIJKEN

Waterbouw Asfalt Beton

Fase B1 Onderzoek degeneratie van asfalt

Werkstappen B1

- Al uitgevoerde onderzoeken / projecten - gereed
- Inventarisatie naar schadebeelden - gereed
- Inventarisatie op geselecteerde trajecten - gereed
- Rapportage van trends -gereed

Inhoudsopgave:

B1 - Reeds uitgevoerde onderzoeken

Ontwikkelingen / Onderzoek ontwerpen-leveren-verwerken-van waterbouw asfaltbeton:

Dit startdocument: een inventarisatie van ontwikkelingen in waterbouw asfaltbeton voor het leveren van dit bitumineus gebonden materiaal en de verwerking om een taludbekleding te realiseren.

Niet alleen landelijk, maar ook over de grens waar waterbouw asfalt wordt toegepast om water te keren op dijken, tevens dicht (waterbouw) asfaltbeton voor stuwdammen, bekkens en deponieën.

1. WAB mengsel-samenstelling		Pagina 3
2. Opbouw van de dijkbekleding		Pagina 4
3. Verwerken van WAB	Aanbrengen	Pagina 5
	Verdichten	Pagina 6
4. Afwerken van WAB		Pagina 7

B1 – Inventarisatie naar schadebeelden

Praktijk ervaringen met ontwikkelingen in de aanleg van taludbekledingen met waterbouw asfalt beton:

1. WAB mengsel-samenstelling		Pagina 8, 9
2. Opbouw van de dijkbekleding		Pagina 10
3. Verwerken van WAB	Aanbrengen	Pagina 11
	Verdichten	Pagina 12
4. Afwerken van WAB	4.1 Naden	Pagina 13 -16
	4.2 Oppervlak	Pagina 17

B1 – Inventarisatie op geselecteerde trajecten

- A – Onrustpolder 1985 (2008) Pagina 18
- B – WAB England, Fort Perch Rock Mersey Pagina 19-20

B1 – Rapportage van trends 5. Pagina 21

B1 – Referenties Handboeken Pagina 22

B1 – Conclusie Pagina 23

1. WAB mengsel-samenstelling

1.1

In Nederland wordt over het algemeen de voorschriften uit de RAW gevolgd voor de keuze van de minerale grondstoffen en het bitumen om de gradatie en de mengsamenstelling van waterbouw asfaltbeton te bepalen.

1.2

De RAW voorziet in de mogelijkheid om recycling van oud asfalt toe te voegen, als onderdeel van wab:

Allereerst werd het gebroken asfalt zonder droging / verwarming toegevoegd.

Tegenwoordig wordt het gebroken asfalt wel gedroogd en verwarmd.

1.3

Mengsels die niet voldoen aan de eisen van de RAW in percentage hergebruik en zeefkromme:

Steen asfalt: bestaande uit hergebruik van oud waterbouw asfalt beton, waaraan kalksteen grof werd toegevoegd.

Waterbouw asfalt beton: bestaande uit hergebruik en toevoeging van alleen vulstof en bitumen.

1.4

Mengsels samenstelling waarbij het totaal van de mineralen moet voldoen aan een geformuleerde zeefkromme. (Fuller kromme). Het mengsel ontwerp is gerelateerd aan het dicht (waterbouw) asfalt beton voor waterdichte constructies, waarbij een hoger percentage aan holle ruimte wordt gespecificeerd voor de dijk toepassing.

Samenvatting

WAB Standaard	Verse grondstoffen		Samenstelling op zeeffracties
WAB Met partiële recycling	Verse grondstoffen	Hergebruik	Samenstelling op zeeffracties
WAB Hergebruik		Toevoegen van grof Toevoegen van fijn	Samenstelling op percentage holle ruimte
WAB +			Samenstelling op zeefkromme

Handboeken:

NL -Publicaties.

D -Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau. (3, 4)

N -Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams (1)

UK -The Shell Bitumen Hydraulic Engineering handbook (6)

2. Opbouw van de dijkbekleding

2.1

Waterbouw asfaltbeton aangebracht in een laag op een geprofileerd talud. Het talud wordt verdicht, vaak met een onvoldoende resultaat, afhankelijk aan het kern materiaal van de dijk.

2.2

Waterbouw asfaltbeton aangebracht in twee lagen. Warm op warm heeft dan de voorkeur. Vooral bij warm op koud en een laag percentage aan holle ruimte in het verdichte waterbouw asfaltbeton is bij de verwerking onder slechte weersomstandigheden de vorming van blaasvorming niet uit te sluiten.

2.3

Waterbouw asfaltbeton aangebracht in een laag op een verbeterde talud afwerking met ongebonden materiaal. Deze laag kan beter worden verdicht dan alleen zand, en levert een klankbodem bij het verdichten van de wab.

2.4

Waterbouw asfaltbeton aangebracht in een laag op een grondverbetering van gebonden materiaal, een zandcement of een met bitumineuze emulsie gebonden laag. Of doorfrozen van de oude bekleding met het kernmateriaal van het dijklichaam

2.5

Waterbouw asfaltbeton in meerdere lagen waarvan op de verstevigde onderbouw allereerst een laag asfalt wordt aangebracht met een hoger percentage aan holle ruimte.

2. Notitie:

De gangbare aanleg van waterbouw asfaltbeton eindigt op het talud aan de gemiddelde hoogwaterlijn van een getij zonder verhoging. Indien lager op het talud tot in de getijzone wordt bekleed met wab, is een onderbouw van (gebonden) erosie bestendig materiaal een noodzaak.

Samenvatting:

WAB 1 laag			Bekleding tot de getij zone.
WAB Top laag	WAB Onder laag		Idem
WAB 1 laag		Ongebonden onderlaag	Idem
WAB 1 laag		Gebonden onderlaag	
WAB Top laag	Asfalt Onderlaag	Ongebonden onderlaag	Idem
WAB		Ongebonden, of gebonden onderlaag	Bekleding tot in de getijzone.

Handboeken: -NL publicaties. (Publicaties over de Duitse Noordzee en Waddenkust, 2)

3. Verwerken van WAB

3.1

Aanbrengen van waterbouw asfaltbeton

3.1.1

Met de bak van de kraan wab aanleveren en met schop/hark verspreiden. Dit komt alleen nog voor bij het aanbrengen van bekledingen op, voor machines, onbereikbare plaatsen. Onder of nabij kunstwerken. Op locaties die niet rijdend zijn te bereiken kan meestal wel een mini kraantje op het werk worden gehesen.

3.1.2

Met de bak van de kraan / shovel wab aanleveren en met de kraan profileren.

3.1.3

Spreidmachine (wegenbouw). De verdichtingsbalk moet worden aangepast bij wab met een gering percentage aan holle ruimte om drijven op het materiaal te voorkomen. Bij parallel aan de kruin op het talud, moet vaak de wormen worden aangepast om ontmenging van het wab te voorkomen.

3.1.4

Slipvorm spreidmachine. Hier wordt de laag gevormd en verdicht. De vormgeving kan verticaal of horizontaal plaatsvinden. Waarbij verticaal het gewicht van de voorraad aan materiaal al een voorverdichting aanbrengt.

3.1.5

Talud machine. Hiermee wordt langs de dijk de gehele bekleding van teen tot kruin aangebracht. Deze werkwijze kan ook gecombineerd worden met een slipvorm. Deze machines zijn speciaal voor het aanbrengen op talud geconstrueerd en worden opgebouwd om een talud met gelijk blijvende lengte te bekleden.

Samenvatting

Hand			Gehele oppervlak
Hydraulische kraan	Kruin: banen van teen naar boven	Talud: banen parallel aan de kruin	
Spreidmachine standaard	Banen van teen naar boven	Banen parallel aan de kruin	
Spreidmachine slipvorm	Banen van teen naar boven	Alleen bij een kleine hellingshoek van het talud	
Talud machine			Gehele talud parallel aan de kruin.

Handboeken

- NL -Weinig publicaties op speciale machines voor het bekleden van talud met asfalt
- CH -Bedrijfsinfo Walo Bertschinger, web
- D -Schriftreihe Strabag en Veröffentlichungen Teerbau (7, 8, 9)



3.2

Verdichten van waterbouw asfaltbeton:

3.2.1

Trilplaat / stamper voor een wals onbereikbare plaatsen.

3.2.2

Walsen van de wegenbouw, die bij steiler taluds voor de voortgang de trekkracht van een lier nodig hebben, of als compensatie van het gewicht op een talud als duo aan elkander zijn verbonden met een omloopdraad hoger op de dijk.

3.2.3

Walsen speciaal geconstrueerd om op een talud met steilere hellingen op eigen kracht kunnen voortbewegen.

3.2 Notitie

De inzet van verdichting met walsen die niet op talud toepasbaar zijn, leidt tot vervorming van en/of scheuren in het waterbouw asfaltbeton.

Scheuren tijdens het verdichten kunnen ook optreden als de temperatuurgradiënt tussen boven- en onderzijde van de laag te hoog is.



4. Afwerken van WAB

4.1.1

Het aanbrengen en uitvoeren van verbindingen tussen de opbouw in lagen, asfalt en of gebonden fundatie, verticaal.

4.1.2

Het aanbrengen van lassen tussen de verschillende werkgangen en werkdagen.

4.1.3

Het uitvoeren van aansluitingen op een ander type van bekleding en kunstwerken.

4.1.4

Herstellen van onvolkomenheden in lassen tijdens de uitvoering, of het vullen van scheuren. Scheuren gevormd tijdens de verdichting of als onderhoud.

4.2.1

Aanbrengen van een laag split met warme bitumen, of met koude bitumen emulsie.

4.2.2

Aanbrengen van een sealing met warme mastiek.

4.2.3

Aanbrengen van een sealing met (koude) bitumen emulsie producten.

1. WAB mengsel-samenstelling – schadebeelden

1.1

Mengsamenstelling volgens de RAW-vers:

Stripping: indringing van water die de aanhechting van bitumen tot de mineralen vermindert en /of totaal verbreekt. Vooral waargenomen bij mineralen met verminderde aanhechting tot bitumen, zoals grind / Nederlandse steenslag.

Schadebeeld: sterk verminderde sterkte over tijd en zelfs loskomen van steen.

In Nederland heb ik geen ervaring opgedaan met toevoegingen aan de bitumen om het effect stripping tegen te gaan / te verminderen.. Wel in Noorwegen, maar deze mengsels worden ontworpen met een holle ruimte percentage na verdichten lager dan 3%. Deze zijn wet-fix achtige toevoegingen met een geringe doelmatigheid in tijd bij hogere temperaturen en moeten na ongeveer 2dagen weer opnieuw worden toegevoegd aan de warme opslag van bitumen.

Verdichting: vaak wordt de mengsamenstelling van wab onder te ideale verdichting in het laboratorium ontworpen. Met het laboratorium onderzoek vergelijkbare verdichtingsenergie kan in de praktijk en op hellingen niet worden toegevoegd, met als een gevolg een veel hoger aandeel aan holle ruimte.

Schadebeeld: snellere veroudering en eerder voorkomen van scheuren.

Dit kan worden voorkomen om bij het vooronderzoek minder verdichting toe te voegen.

Afwijking mengsel: wab mengsels kunnen in warme toestand onderhevig zijn aan ontmenging. Verkeerd storten / overslaan / inzet van materieel. Het deel fijn is te dicht en tijdens walsen zijn eerder oppervlakte scheuren waar te nemen. Het deel grof is te open, met snellere veroudering en scheurvorming tot gevolg.

Schadebeeld: wals-scheuren en snellere veroudering en eerder voorkomen van scheuren.

Voorkomen om de methode van verwerken en materieel aan te passen aan de eigenschappen van wab.

1.2

Mengsamenstelling volgens de RAW-met pr (partiële recycling):

Hergebruik / recycling van onverwarmd gebroken asfalt als partiele toevoeging aan heet asfalt, direct in de menger kan afwijkende resultaten opleveren bij een te hoog vochtgehalte. Door stoomvorming in een dichtmengsel verliest het mengsel stabiliteit en wordt lager in viscositeit. (zeer dikke vloeistof) Bij de verwerking kunnen tijdens de verdichting scheuren vormen. Verlies aan volume van het aandeel ingesloten stoom.

Schadebeeld: scheuren tijdens de verwerking / verdichting.WAB afkeuren en verwijderen. (hierbij moet worden opgemerkt dat dit productie proces niet meer wordt toegepast)

Hergebruik / recycling met verwarmd asfaltgranulaat. De wab is vergelijkbaar met vers materiaal. Tegenwoordig wordt er vaak een bitumen met een hogere penetratie toegevoegd om het aandeel verouderde bitumen in het asfaltgranulaat te compenseren.

Schadebeeld: zie 1.1

1.3

Mengsamenstelling afwijkend van de RAW

In 1985 is de taludbekleding van de Onrustpolder, oud waterbouw asfaltbeton gebroken, verwarmd met toevoeging van kalksteen in een gradatie grof, resulterend in steenasfalt.

Een voor dit project ontwikkelde asfaltmolen heeft op zeer innovatieve wijze het asfalt geproduceerd. Dubbelwandige trommel, waarbij het asfalt tussen de twee trommels met overdracht van thermische olie werd verwarmd en gemengd. Het (steen)wab moest met een speciale slipvorm-paver worden verwerkt. De productie leverde hoge slijtage aan de schoepen tussen de trommels. Het ontwerp van de asfaltmolen is nog verbeterd op de tekentafel en als model, maar niet verder in gebruik gekomen.

Schadebeeld: heeft niet als oorzaak het mengsel, maar de verwerking (zie verwerken van wab)

In de jaren 80'ig van de vorige eeuw is er met een 100% recycling installatie in Denemarken en Noord-Duitsland wab opgewerkt door alleen vulstof en bitumen toe te voegen aan asfaltgranulaat van wab. Resultaten zijn bij de schrijver onbekend.

1.4

Mengsamenstelling met striktere eisen dan de RAW

Bij de bouw van stuwdammen, waterbekkens en vuilstortplaatsen wordt de wab aangeduid als dicht (waterbouw) asfaltbeton. Strengere eisen ten aanzien van percentage holle ruimte, stabiliteit op zeer steile hellingen en flexibiliteit bij zettingen. Het mengsel ontwerp is ook toegepast in de waterbouw voor kustbescherming, met zeer goede resultaten. Vergelijkbaar met de toepassing voor het bergen van water / afval. Hierbij moet wel worden opgemerkt dat bij de opbouw van een dichting een onderbouw aanwezig is een hoogwaardige oppervlakte behandeling.

De investering is anders onderbouwd: voor een bron van inkomsten is meer financiering vrij te maken, dan doelmatig beschermen tegen hoog water.

Samenvatting

WAB – mengsel-samenstelling Standaard RAW	Stripping	Aanhechting bitumen-steen verbeteren	Modificatie
	Verdichting	Te hoge HR na walsen	Vooronderzoek
	Ontmenging	Verwerking	Vooronderzoek
	Hergebruik / recycling	<25% koud <50% warm	Plan van aanpak Materieel aanpassen
WAB – mengsel-samenstelling Afwijkend RAW	Steenasfalt	Dmax steenfractie groter in afmeting	Uit gebruik Benadering van vers
	Dicht (waterbouw) asfaltbeton	Voorspelbaar resultaat levensduur	Materieel productie en aanleg aanpassen
			Met fundering / onderbouw Sandwich opbouw Investering hoog Onderhoud laag

2. Opbouw van de dijkbekleding in wab

2.1

Direct op het kernmateriaal van de dijk. In de dikte berekening van de laag waterbouw asfaltbeton, voldoende weerstand tegen golfklap wordt de karakteristiek van de onderbouw, beddingconstante, opgenomen. Deze eigenschappen zijn tevens van belang bij de aanleg, de mengsamenstelling van de wab. Maar dit is geen onderdeel van het vooronderzoek in de mengsamenstelling?

Schadebeeld: scheurvorming komt overeen met de verwachting bij een hoog percentage aan holle ruimte. De holle ruimte is hoger dan bepaald aan de hand van het vooronderzoek.

2.2

Twee lagen warm op warm, wordt over het algemeen machinaal aangebracht. Doorgroei van scheuren ter plaatse van de daglassen is minder bij de aanleg als liplassen.

Warm op koud heeft het voordeel dat de keuring van de onderlaag heeft plaatsgevonden voordat de bovenlaag, al dan niet in aangepaste samenstelling of werkmethode, wordt aangebracht.

Voorzichtigheid is geboden om bij wisselende weersomstandigheden geen vocht in te sluiten tussen twee dichte lagen.

Schadebeeld: blaasvorming door opgesloten vocht.

2.3

Waterbouwasfaltbeton op een onderlaag van omgebonden materiaal levert een goede klankbodem bij het verdichten en een verbeterde controle op de aangebrachte dikte. Een afname van de onderbouw moet vlak voor het aanbrengen van de wab plaatsvinden. Vooral op het talud kan regenval de eigenschappen in verdichting, korrelopbouw en profilering nadelig beïnvloeden.

Schadebeeld: variatie in de onderbouw

2.4

Waterbouw asfaltbeton op een gebonden onderlaag elimineert de nadelen van hierboven beschreven opbouw van de taludbekleding. De fundering kan met bitumen (warm / koud) of cement als bindmiddel worden aangebracht. En er is weinig bezwaar om aanleg in de getij zone door te zetten. Hier is dan uiteraard cement niet van toepassing om uitspoeling van het bindmiddel te voorkomen.

Samenvatting

WAB, enkele laag		Grote spreiding in de resultaten	Vooronderzoek koppelen aan de werkmethode
WAB, twee lagen	Warm-warm Warm op koud	Minder spreiding in de resultaten Extra toetsing	Maatregelen tegen blaasvorming. Aangepaste criteria laag onder / boven
WAB, enkele laag	Ongebonden onderbouw	Kleine spreiding in de resultaten	Meteen na keuring toplaag aanbrengen
WAB, enkele laag	Gebonden onderbouw	Zeer voorspelbaar resultaat	Aanleg tot in de nette (getij) zone.

3. Verwerken WAB

3.1

Aanbrengen van waterbouw asfaltbeton

3.1.1/2

Los gestort profileren met de bak van de kraan of bij kleine oppervlakken met handgereedschap. Met zorg aanbrengen om de mate van voorverdichting door eigen gewicht alleen verticaal en niet in secties naast elkaar. Zo snel mogelijk het oppervlak sluiten met losse rol of wals. Hiermee wordt een te grote temperatuurgradiënt over de dikte van de laag wab voorkomen.

Schadebeeld: golvend oppervlak, open en dichte structuur aan het oppervlak.

3.1.3

Spreidmachine, type wegebouw. De hydraulische hoogte ophanging van de balk kan wisselend reageren op wab met onvoldoende tegendruk. De automatische hoogte regeling uitschakelen en alleen met handbediening de dikte regelen.

Waterbouw asfaltbeton met een brede gradering kan ontmengen bij het transporteren met wormen zijdelings. Wormen aanpassen in draairichting en lengte bij parallel rijden aan de kruin en onafhankelijk van rijrichting de schroef aan de naad wisselen om minder grof materiaal aan te leveren in het naadbereik.

Schadebeeld: wisselende dikte van de laag wab en open naden tussen de banen onderling.

3.1.4

Spreidmachine, type slipvorm.

Horizontale slipvorm heeft minder voorverdichting, maar de laag wab is wel aangepast aan het profiel van de onderbouw.

Verticale slipvorm heeft meer voorverdichting, maar de laag wab is niet aangepast aan het profiel van de onderbouw.

Schadebeeld: scheuren als de type machine niet is aangepast aan het af te dekken oppervlak.

3.1.5

Taludmachine, alleen bekend bij de bekleding van standaard taludlengte. De doorgaande inbouw van asfalt over de gehele breedte heeft weinig lassen.

Samenvatting

WAB – handwerk / kraan		Variatie in voorverdichting en oppervlakte structuur	Plan van aanpak en tijdig dichtrollen
WAB – spreidmachine standaard	Handmatig dikte instellen	Transport van materiaal in de machine wijzigen	Materieel aanpassen aan wab en profiel
WAB – spreidmachine slipvorm	Verticaal Voorverdichting hoog Laagdikte vast	Horizontaal Voorverdichting Laagdikte variabel	Materieel aanpassen aan het type onderbouw
Taludmachine		Toepassing bij dammen en opslag	

3.2 Verdichten van waterbouw asfaltbeton

Bij waterbouw asfaltbeton hoeft over het algemeen weinig verdichtingsenergie te worden toegevoegd om het te verwachten aandeel aan holle ruimte te behalen. Indien het waterbouw asfaltbeton is ontworpen in het laboratorium met overeenkomstige verdichtingsgraad.

Tijd om het materiaal af te laten koelen is belangrijker dan het aantal gangen met de wals, omdat de samengeperste insluitingen met warme lucht weer expanderen.

Schadebeeld:

Oppervlakte scheuren bij verdichten met een grote temperatuurgradiënt over de dikte van de laag wab.

Open oppervlakte structuur: te laat of bij te lage temperatuur gestart met verdichten.

Diepte scheuren: te lang achterelkaar walsen en met te veel verdichtingsenergie.

3.2.1

Rol om het waterbouw asfaltbeton dicht te leggen bij het aanbrengen en profileren van los gestort materiaal.

Rol getrokken door lier over het talud, of vaste rol aan de arm van een hydraulische kraan.

3.2.2

Trilplaat, frequentie en voortgang aanpassen aan de verdichtingsgraad van de wab.

3.2.3

Walsen standaard, wegebouw.

Deze walsen hebben vaak ondersteuning nodig om verdichting aan te brengen op steile taluds.

3.2.4

Walsen aangepast, waterbouw.

Deze walsen zijn aangepast in breedte en aandrijving om verdichting aan te brengen op steile taluds

Samenvatting

WAB - verdichten	Losse of vaste rol	Oppervlakte (wals)scheuren Open oppervlakte structuur Diepe scheuren	Vooronderzoek wab afwegen op verdichtingsenergie. Plan van aanpak aantal gangen / hoeveelheid toe te voegen energie / tijd / temperatuur / weersomstandigheden
	Trilplaat		
	Walsen standaard		
	Walsen aangepast		

4. Afwerken van WAB – 4.1 Naden

4.1.1

Naden (verbinding) verticaal in waterbouw asfaltbeton bij de opbouw in lagen:

Direct op het dijklichaam of met een tussen laag als fundatie wordt normaliter geen hechtmiddel toegepast. (alleen op steile taluds van stuwdammen om de frictie met de onderbouw te verhogen en de stabiliteit tegen afschuiven te waarborgen)

Bij meerdere lagen van waterbouw asfaltbeton, warm op warm wordt naad verschoven aangebracht. De gehele taludbekleding in wab is een grote lip-las. Op het verticale gedeelte wordt geen extra hechtmiddel aangebracht in dagproducties, alleen bijeen productie stop over langere tijd. Het waterbouw asfaltbeton is normaliter dusdanig rijk aan bitumen dat er voldoende vrije bitumen aan het oppervlak aanwezig is om de twee afzonderlijke lagen duurzaam aan elkander te verbinden.

Bij meerdere lagen van waterbouw asfaltbeton, warm op koud (overlagen van nieuw over oud) wordt het oppervlak wel behandeld met hechtmiddel.

Maar niet direct. Om problemen met stabiliteit op talud te voorkomen, moeten oppervlakte behandeling en reparaties in asfaltmestiek / gietasfalt allereerst worden verwijderd. Door warmte overdracht van de vers aangebrachte, worden deze materialen lager in viscositeit en kruipt de nieuwe laag asfalt langs het talud naar beneden. Vaak niet meteen bij het profileren, omdat er eerst warmte overdracht moet plaatsvinden.

Schadebeeld: scheurvorming over de gehele dikte van de nieuwe laag waterbouw asfaltbeton.

Hechtmiddel is doorgaans emulsie van bitumen en soms primer. De heel dunne variant van primer maakt het oppervlak van de oude laag zelfs meer vers en compenseert de veroudering van de bitumen aan het oppervlak.

Schadebeeld: onthechting van de afzonderlijke lagen door indringing van water. Progressief door de hydraulische gradiënt bij indringen vanaf boven (naad bij de berm, kruin)

Samenvatting

WAB	Direct op het dijkmateriaal		Geen hechtmiddel
WAB op WAB Vers op vers	Warm op warm Warm op koud		Geen hechtmiddel Na stop van meerdere dagen.
WAB op WAB Vers op oud	Warm op koud	Oppervlakte behandeling Asfaltmestiek / gietasfalt Voor aanvang verwijderen	Bitumen emulsie als hechtmiddel. (soms primer)

4.1.2

Naden (verbinding) horizontaal in waterbouw asfaltbeton bij gefaseerde aanleg (daglassen):

De lassen worden verschillend uitgevoerd:

Vorm

Standaard rechte of schuine lip-las bij de aanleg in een enkele laag waterbouw asfaltbeton.

Bij meerdere lagen waterbouw asfaltbeton warm op warm of warm op koud als rechte las over de gehele hoogte van een enkele laag.

Uitvoering

Lip-Las:

De lip wordt aan het einde van de dag aangebracht.

De lip wordt aan het begin van de opvolgende gefreesd.

Rechte las:

De productie wordt beëindigd tegen een balk

De laag wordt warm (zelfde dag) of koud (volgende dag) terug gehakt

Verwerken:

Hechtmiddel, bitumen emulsie, aanbrengen en het verse materiaal uitharken en daarna verdichten.

Verwarmen van de naad met infrarood verwarming af open vlam en daarna hechtmiddel en asfalt aanbrengen.

Las behandelen met asfaltmastiek over de volle hoogte. Een rechte las wordt dan bij beëindiging van de productie schuin afgewerkt en in verdicht met tril(hamer).

Schadebeeld: de naad gaat openstaan of scheurt over de volle hoogte. Dit schadebeeld komt vaak voor ook bij lassen in de dagproductie, na een productie stop of in afwachting van gunstigere weersomstandigheden. De oorzaak is het vakmanschap of het aanleggen van de naad met een te groot verschil in temperatuur en ingesloten vocht. De techniek in het aanbrengen van naden is bij de aanleg van stuwdammen / bekkens is superieur aan de naden in wab op dijken. De naden moeten bij dammen en bekkens waterdicht worden opgeleverd. De techniek van de dammenbouw is op enkele kustprojecten overgenomen en met zeer goede resultaten. (zie ook B – WAB aan de Mersey).

Samenvatting

Lip-Las	Rechte lip Schuine lip Vorm met balken Vorm met frezen	<ul style="list-style-type: none"> • Alleen hechtmiddel • Asfalt uitharken • Voorverwarmen • Asfaltmastiek toevoegen 	Resultaat
Rechte naad	Vorm met balken Warm of koud terugsnijden		
			++
			+++
			++++

Vakmanschap is uiteraard een groot aandeel in het resultaat



4.1.3

Aansluitingen op een ander type bekleding en kunstwerken

Project afhankelijk:

Een verdikking in WAB aanbrengen

Verzwaren met andere bouwstoffen dan waterbouw asfaltbeton

Bij te verwachten verschil in zettingen, hier bij het ontwerp van de aansluiting rekening houden.

Bij moeilijk bereikbare locaties het materiaal aanpassen aan de mogelijkheden van profileren en verdichten.

Schadebeeld: Scheurvorming / sterkere veroudering. De oorzaak is meestal verschil in zetting en onvoldoende verdichting door bereikbaarheid.

4.1.4

Herstellen van onvolkomenheden bij de aanleg en onderhoud aan scheuren als levensduur verlengende maatregel:

Bij de aanleg kunnen tijdens het verdichten scheurtjes optreden of ruw oppervlak. Dit wordt in een later stadium afgedekt met een dichtings-laag. (of er wordt geen aandacht aan geschonken)

Schadebeeld: intreden van vocht en / of sterkere veroudering / stripping / vestiging vegetatie met wortels in de laag.

Beter is om deze locaties direct te verbeteren: invegen met zand plus bitumen emulsie, dicht zwabberen met bitumen slurry (bitumen emulsie met toegevoegd fijn mineraal / vezels, bijvoorbeeld: Bituproof of Rowiform) Hier kan de verbetering worden gecontroleerd en is onafhankelijk van de temperatuur.

Bij een warme dichtings-laag veranderd bij afkoeling de viscositeit van het bitumineuze materiaal snel en is indringing te gering.

Bij onderhoud moet de werkmethode worde aangepast aan de grote in oppervlak en in diepte.

Bij kleine scheuren: koude bitumen pasta aanbrengen en indien nodig nadrukken.

Bij iets bredere scheuren: is het reinigen en voorbehandelen van het grootste belang. Bij verouderd materiaal de scheur met vinger frees breder maken en voorbehandelen met primer. Altijd goed reinigen en drogen. Bij aangroei van algen of planten levert een directe vulling een matig resultaat en kan het voegmiddel eruit worden getrokken.

Bij brede scheuren of groot oppervlak: verwijderen: gedeeltelijk met frees of geheel met uitzagen. Rondom een lip-las aanbrengen.

Bij zeer grote oppervlakten: scheurvorming tot bros geheel of stripping over grote diepte. Vervangen!

Schadebeeld: materiaal als vulling van scheuren hecht niet en kan eenvoudig weer worden verwijderd.

Samenvatting

WAB - aanleg	Kleine (wals) scheuren Ruw oppervlak	<ul style="list-style-type: none"> • Dichtings-laag • Vullen met bitumen emulsie plus zand • Vullen met bitumen slurry 	Resultaat - + ++
WAB - onderhoud	Kleine scheurtjes Bredere scheuren Grote scheuren Oppervlak	Vullen met bitumen pasta <ul style="list-style-type: none"> • Vullen koud / warm • Los materiaal verwijderen • Reinigen/drogen • Voorbehandelen met hechtmiddel <ul style="list-style-type: none"> • Behandelen als brede scheur • Verwijderen en aanvullen met nieuw WAB plus goede naad 	Resultaat + - + ++ +++ + ++
WAB-vervangen	Uitgebreide scheurvorming en / of stripping	Taludbekleding vervangen	

Notitie: de hoge zijde van een reparatie verlangd extra aandacht op talud omdat de aansluiting / naad kan gaan openstaan. Vorm van de reparatie aanpassen en /of de bovenzijde naderhand behandelen als scheur.

4. Afwerken van WAB – 4.2 Oppervlak

4.2.1

Oppervlakte behandeling:

De huidige standaard is (warme) vloeit bitumen met split. De viscositeit is hoger dan bitumen emulsie en wordt vloeit langs het talud voorkomen.

Tegenwoordig zijn er ook meer stabiele bitumen emulsies, welke ook stabiel zijn op een talud. Het voordeel is dat de laag “waterdicht”, maar niet dampdicht is. Om broei tussen het dichte waterbouw-asfaltbeton en de oppervlakte behandeling te voorkomen.

Schadebeeld: onthechting door broei of te verouderd oppervlak. Broei kan stripping progressief beïnvloeden.

4.2.2

Warme asfaltmestiek:

Wordt in Nederland meestal toegepast als reparatie om oppervlakten met veel scheuren in zijn geheel af te dekken.

In het buitenland op stuwdammen en bekkens en in Duitsland ook in de kustwaterbouw. De laag kan machinaal of handmatig worden aangebracht. Het mengsel is dan vaak zonder zand, alleen (geoxideerde) bitumen en vulstof. Met zand afstrooien er in de warme fase. Een zeer duurzame behandeling van het oppervlak met een lange levensduur.

Schadebeeld: Het vormen van rimpels als door oneffenheden in de waterbouw asfaltbeton te dik wordt aangebracht. Bij te hete verwerking sterke oxidatie van de bitumen en verlies aan flexibiliteit en hechting aan het waterbouw asfaltbeton.

4.2.3

Bitumen (emulsie) slurry:

In het buitenland op stuwdammen en bekkens. De bitumen sealing kan met sproeien of met zwabbers worden aangebracht. Handmatig heeft het voordeel dat openstructuur van waterbouw asfaltbeton beter kan worden gevuld. Een voorbehandeling met primer is gewenst voor een goede hechting.

Schadebeeld: erosie door met golven meegevoerd zand. Verlies aan hechting, wanneer de primer te dun of te lang (onafgedekt) is blootgesteld aan oxidatie.

Samenvatting

Oppervlaktebehandeling	Warm	Waterdicht en dampdicht	Er kan broei ontstaan onder de afwerklaag
	Koud	Waterdicht maar niet dampdicht	
Sealing	Warm	Zeer lange levensduur	Zwart: geen afwerking met split
	Koud	Waterdicht maar niet dampdicht, goede vulling van oppervlakte structuur	Erosie door rollend mineraal. Ideaal om lokaal het oppervlak te dichten

A – Onrustpolder 1985 – (2008)

Innovatie in: -mengsamenstelling –bereiding van het asfalt-verwerken aanbrengen van het asfalt

Mengselsamenstelling van het WAB innovatie op de RAW: zie 1.3

Het percentage hergebruik van wab is hoog.

Bredere inzet van gradatie tot 40?mm om vers aangevoerde klaksteen mee te voeren aan het op te warmen asfaltgranulaat.

Bereiding van het WAB innovatie op batch en continue/drum mixers: zie 1.3

Het asfalt werd in een fase opgewarmd en gemengd.

Het asfalt werd verwarmd als een ring tussen twee trommels met thermische olie. Met olie van een constante temperatuur is het asfalt niet onderhevig aan te hoge temperatuur bij de verbranding van fossiel brandstoffen.

De gehele verblijftijd in de ring, om te verwarmen, werd het asfalt voortbewogen met schoepen. De mengtijd is heel lang en in plaats van husselen is de mengactie meer kneden.

Verwerken aanbrengen van het WAB innovatie doorontwikkeling van de slipvorm techniek

toegepast bij de aanleg van damkernen (3^{de} generatie spreidmachine voor asfalt kernen): zie 3.1.4

De slipvorm was een verticale trechter over de volle breedte van de aan te leggen baan asfalt.

Met deze staande methode werd maximaal gebruik gemaakt van de voorverdichting van het asfalt onder eigen gewicht. Eenmaal op dikte gebracht in de slipvorm, boog de laag naar het talud en werd nogmaals afgestreken en verdicht door een balk.

Zie 3.1.4

Deze methode werd toegepast direct op de zandkern van de dijk (Onrustpolder) zijde van de Oosterschelde kering.

Dit zand heeft een zeer enge korrelverdeling en is moeilijk te verdichten.

De spreidmachine op rupsen drukte sporen in het zand. Deze oneffenheid in het zand werd net voor de slipvorm trechter geëgaliseerd met een hark. Dit handwerk betrof geen verdichting.

Een verborgen gebrek in de opbouw van de taludbekleding was het resultaat. Verborgen want het ging onopgemerkt door de kwaliteitscontrole.

Werk was een succes. Alleen de bereiding resulteerde in veel onderhoud aan de mengschoepen.

Taludbekleding zeer vlak, hoge graad van verdichting, prima gesloten naden! Innovatie met een ster.

2008

Bij het aanbrengen van een nieuwe teenconstructie onder het einde van de wab bekleding in stortsteen en gietasfalt vonden er veel transporten plaats over de asfaltbekleding van 1985.

Onder de druk van de banden van de transport ontstonden scheuren in de wab ter plekke van de in 1985 gedrukte sporen van de rupsen van de slipvorm spreidmachine. Wel dicht geharkt, maar niet verdicht in 1985!



B - WAB England, Fort Perch Rock Mersey 1985

Innovatie in: -mengsamenstelling –opbouw bekleding-verwerken aanbrengen van het asfalt

Mengselsamenstelling van het WAB innovatie op de RAW: zie 1.4

Met de ervaring in de bekleding van een stuwdam werd de mengsamenstelling van het dicht (waterbouw) asfaltbeton overgenomen.

Gradering volgens de Fuller Curve: $P_i = (d_i / d_{max})^{0,5}$

Iets meer vulstof dan de ideale zeefkromme om het aandeel bitumen in volume te verhogen.

Iets afwijken van de ideale zeefkromme met natuurzand om de verwerkbaarheid te verbeteren en de verdichting met weinig energie te realiseren.

Verdichting bepalen met asfalttabletten verdicht met 2x 10, 20, 30, 40 en 50 slagen. De beoogde verdichting van 3% werd al tussen 2 x 20 en 2 x 30 klappen behaald.

Kalksteen als vulstof en toeslag mineralen >2mm, goede aanhechting tot bitumen.

Bitumen 100pen

Bereiding van het asfalt met een batch-mix installatie op het project.

Vooronderzoek en kwaliteitscontrole met een asfaltlaboratorium, ook op het project

Opbouw bekleding: zie 2.4

Er werd aangelegd, ook in de zone van springtij.

De onderbouw, fundatie bestaat uit (zandasfalt) gebitumineerd zand.

Verwerking aanbrengen van het asfalt: zie 2.2 warm op koud en 3.1.3 spreidmachine type wegebouw aangepast.

Dikte instelling handmatig en einde van de wormen omgewisseld om minder grof asfalt naar de naad (kant van de baan) zijdelings te transporteren.

Verdichten met een tandem (tril) wals van 2,5ton

Verdichting met weinig gangen en gefaseerd met de temperatuur aanbrengen.

Naden (lassen) aan de kopse einden van de banen uitvoeren in warme cut-back (terug snijden van de verdichte, maar nog warme asfalt).

2012

Verschillende tussentijdse visuele inspecties in eigen beheer doorgevoerd. De laatste in 2012:

Geen schades, zie foto 2012 op de volgende pagina met open steen asfalt. WAB 1985 en OSA 1984.

(bovenzijde van de open steenasfalt was gelijk met het putdeksel)

B - WAB England, Fort Perch Rock Mersey 1985
2012



5. Rapportage van trends

Waterbouw asfaltbeton

De levensduur van waterbouw asfaltbeton hoeft geen toevalstreffer te zijn. De zeer goede praktijk resultaten van wab met een lange levensduur kan worden vertaald naar een uitgebreider vooronderzoek.

Meer aandacht voor de onderbouw levert een belangrijk aandeel om wab kwalitatief hoogwaardig als taludbekleding van dijken aan te brengen. De investering op de fundatie kan een belangrijk aandeel leveren in een lage levensduur.

Reparatie van naden en lassen kan worden uitgesteld door aangepaste aanleg.

Onderhoud aan de oppervlakte behandeling moet zijn basis vinden in behoud van de goede eigenschappen van het waterbouw asfaltbeton en niet tijdstip en beschikbaar budget. Onvolkomenheden aan het oppervlak van het verdichte waterbouw asfaltbeton moeten worden gecorrigeerd voordat deze worden afgedekt.

Vooronderzoek:

Meer aandacht voor de samenstelling van graderingen.

Graad van verdichting van proefstukken in relatie tot het plan van aanpak bij de aanleg.

Aanhechting van bitumen < > steen toetsen

Recycling – Hergebruik:

De mogelijkheden vooral in Nederland zijn legio. De toepassing wordt door voorbehandeling meer en meer afgestemd op eindproduct dan het moeten / willen verbruiken van vrijkomende materialen.

Onderbouw:

Ontwerpen als klankbord voor de wab met eisen voor draagkracht en waterdoorlatendheid.

Aanleg:

De resultaat van de naden en lassen moet meer overeenkomen met de kwaliteit van de taludbekleding en geen zwakke schakel. Ontwikkelingen in de aanleg van stuwdammen en bekkens met een asfaltbekleding zijn al jaren op dit niveau.

Oppervlaktebehandeling:

Afwijking in het resultaat van de waterbouw asfaltbeton eerst corrigeren, levert een langere levensduur voor beide.

Niek Leguit – Hydraphalt v.o.f.

Referenties:

De in Nederland gepubliceerde handboeken zijn over het algemeen bekend. Hieronder interessante uitgaven met betrekking tot de mengsamenstelling, productie, verwerking en aanleg van waterbouw asfaltbeton:

1. Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams – Kaare Höeg 1993 – Statkraft / Veidekke /Norwegian Geotechnical Institute
2. Den Fluten Grenzen setzen, Schleswig-Holstein Küstenschutz Westküste und Elbe Band 1: Nordfriesland – Robert Stadelmann 2008 – Schleswig-Holsteinischen Heimatbund / Minister für Landwirtschaft, Umwelt und Räume des Landes Schleswig-Holstein
3. Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau, Ausgabe 1983
4. Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau, Ausgabe 2008 (web)
5. Performance of Asphaltic Revetments, Report SR 340 – D M Herbert 1993 – HR Wallingford
6. Shell Bitumen Hydraulic Engineering Handbook – Erich Schönian 1999 – Shell International Petroleum Company (In boekvorm en de volledige uitgave als CD-ROM)
7. Strabag Schriftenreihe 46, Entwicklungsgeschichte in den neuen Bundesländern 1992
8. Strabag Schriftenreihe 47, Verfahren zum Deponiebau 1992
9. Teerbau Veröffentlichen 44 / 20, Der Bau des Staudammes Hatta mit Asphaltinnendichtung – U. Balzereit / T. Quirin 1998 – Teerbau Essen

Notitie:

Boeken en cd-rom bij de opsteller van het rapport

5 van HR Wallingford is gevonden in ons UK bureau van Hesselberg Hydro (hard copy krijgt de schrijver in week 8)

Conclusie:

Regelgeving:

De huidige regelgeving voor bitumineus gebonden bouwstoffen, in Nederland, garanderen niet de aanleg van een bekleding met waterbouw asfaltbeton op een dijktaalud met een lange levensduur:

De oorzaak hiervoor kan worden gevonden in de samenstelling van waterbouw asfaltbeton op basis van prijs voor aanleg in plaats van investeren in levensduur:

In landen met asfalt voor het waterdicht bekleden van stuwdammen, dicht asfaltbeton, zijn de eisen stringenter. Dit is vaak ook (gedeeltelijk) overgenomen naar de kustwaterbouw.

- Lagere holle ruimte.
- Adhesie tussen bitumen en mineralen beproeven.
- Naden tussen de verschillende fasen van aanleg gelijke eisen.

Mengsamenstelling:

- Toets de aanhechting van steen en penetratie bitumen.
- Bij wab+ worden de graderingen van de mineralen gecombineerd tot een Fuller kromme.
- Extra vulstof is benodigd voor minimale holle ruimte, bij een lage verdichting.

(toets de optimale zand : vulstof verhouding)

- Een kleine afwijking tot de Fuller kromme tot 2mm is gewenst voor de verwerking.

(toevoegen van een-korrelig natuursand)

- Toets de holle ruimte bij een lage verdichtingsgraad

Recycling – hergebruik:

Verschillende productie methoden met toevoeging van asfaltgranulaat. Het aandeel in de geleverde wab is van 25% tot meer dan 80% gerealiseerd.

Er zijn twee volledig verschillende methoden toegepast:

- WAB produceren met toevoegen van asfaltgranulaat.
- Asfaltgranulaat met toevoegen van verse bestanddelen tot WAB.

Het toepassen van asfaltgranulaat mag geen inbreuk maken op de mengsamenstelling van hierboven.

Onderbouw – fundering:

De taludbekleding in waterbouw asfaltbeton is in dikte en homogeniteit vele malen beter aan te leggen dan op los kernmateriaal. Uiteraard kunnen aan de fundatie naast draagkracht (klankbord voor de verdichting) extra eisen worden toegevoegd.

- Wel of niet draineren, k-waarde, de waterdoorlatendheid
- Los of gebonden materiaal

Gebonden altijd toepassen als de bekleding in waterbouw asfaltbeton tot in de getijde zone wordt aangelegd. (Nog niet van toepassing in Nederland)

Aanleg:

Verschillende werkmethoden en type spreid- / verdichting- zijn toegepast. Van spreiden met asfaltwerkers tot hydraulische kranen, spreidmachines en slipformpavers. Het resultaat dat geldt en bij inzet van innovatie moet alle functies aanwezig zijn.

Als voorbeeld de slipformpaver van 1985, gebaseerd op technieken uit de aanleg van asfaltkernen voor het waterdicht opleveren van stuwdammen. Bij de bouw van kernen is er een fundatie aanwezig van de voorgaande laag. Bij verwerken direct op een losse onderbouw moet egaliseren en verdichten worden toegevoegd aan de functies van het materieel. Het resultaat van de bekleding in waterbouw asfaltbeton was dus sterk afhankelijk aan de karakteristieken van de onderbouw.

Naden werden behandeld volgens een standaard werkmethode. Het resultaat is dan zeer wisselend.

- Koude naden dient men voor te behandelen en wab buiten de specificatie moet worden verwijderd.
- Bij wisselende weersomstandigheden is het verstandig om bitumineuze hulpstoffen toe te passen.

Het naadbereik kan en moet voldoen aan de eisen van de gehele oppervlakte.

Voorbeelden van verschillende werkmethoden aangepast aan het klimaat zijn:

1) 1985 – Fort Perch Rock – Mersey (UK)

Mengsamenstelling van wab, zie voorgaande tekst.

Goede klankbodem – gebitumineerd zand en verdicht menggranulaat.

Aangebracht in twee lagen van 10cm elk.

Zomer, droge omstandigheden.

NADEN

- Alleen (cut-back) terug hakken van de daglas, direct na het verdichten.
- Alleen kleef de volgende morgen.

2) 1986-87 – Faroer Islanden – (3 stuwdammen 1:1,75)

Mengsamenstelling van wab, zie voorgaande tekst.

Goede klankbodem – gebitumineerde drainage laag

Aangebracht in twee lagen van 8cm elk.

Zeer slechte weersomstandigheden, hoge regenval en veel wind.

NADEN

- Direct na aanleg de naad onder 45° verdichten met mechanische stampers.
- Naad bereik afgieten met asfaltmestiek.
- Volgende morgen verwarmen met infra rood branders.

Afwerken:

Vaak wordt een (half) warme bitumineuze dichting-laag voorgeschreven.

Deze is onmogelijk goed aan te brengen als open structuur van de waterbouw asfaltbeton, verdichting tijdens regen of wals-scheuren, niet eerst wordt verholpen.

Koud verwerken van bitumineuze producten, water- maar niet dampdicht leveren een beter resultaat, zonder vermindering aan levensduur.

Onderhoud:

Meer afhankelijk aan de geleverde kwaliteit, dan levensduur. De mengsamenstelling en de verwerking kunnen de onderhoudsvrije periode na aanleg duidelijk verlengen.

Voorbeelden:

1) 1984 Porthcawl – (golfbreker voor verticale zeekering) – Wales (UK)



Geen uitstekende onderbouw – hogging (klei-grind mengsel)

Mengsamenstelling passend in de RAW

Aangebracht in een laag

Zeer zware golf aanval met rollend gravel – totale bekleding in de getijde zone – (zeer groot tijverschil)

Onderhoud van naden begon al in 1985.

Groot onderhoud – aansluiting op de gepenetreerde steen 2005

2) 1985 Fort Perch Rock – Mersey (UK)

Zie hierboven:

De bekleding heeft geen (niet meer) oppervlakte behandeling. Constructie onder golf aanval bij hoog tij.

Nog steeds vrij van onderhoud.

Niek Leguit – Hydraphalt



Kiwa KOAC B.V.
Esscheweg 105
5262 TV Vught

T 088 562 26 72

F 088 562 25 11

E info@kiwa-koac.com

www.kiwa-koac.com

e140416901-2

Leidraad voor de specificatie van de levensduur
van dijkbekledingen van waterbouwasfaltbeton

>





Projectnummer : e140416901-2
Offertenummer en datum : o180267/advv/adl/mzo d.d. 21 februari 2018
Titel rapport : Handreiking specificatie levensduur asfalt dijkbekledingen
Status rapport : definitief

Naam opdrachtgever : Projectenorganisatie POV-Wadden. p/a Wetterskip Fryslân
Adres : Fryslânplein 3
Plaats : Leeuwarden
Naam contactpersoon : De heer ir. J. Hateboer
Datum opdracht : 8 maart 2018
Kenmerk opdracht : inkoopordernummer 00112670

Contactpersoon Kiwa KOAC : Ing. A.K. de Looff
Auteur(s) rapport : Ing. A.K. de Looff

Rapportage

Naam: Ing. A.K. de Looff

Functie: Senior adviseur

Handtekening:

Datum: 11 februari 2019

Autorisatie

Naam: Ir. F. Tolman

Functie: Senior adviseur

Handtekening:

Datum: 11 februari 2019

Zonder schriftelijke toestemming van Kiwa KOAC mag het rapport niet anders dan in zijn geheel worden gereproduceerd.



Inhoudsopgave

1	Inleiding	5
1.1	Doel van de leidraad.....	5
1.2	Specificatie van de levensduur op hoofdlijnen	5
1.3	Totstandkoming van deze leidraad	5
1.4	Hoe deze leidraad te gebruiken.....	6
2	Levensduur van asfalt dijkbekledingen	7
2.1	Definitie.....	7
2.2	Processen die de levensduur beïnvloeden	7
2.2.1	Veroudering van het bindmiddel.....	7
2.2.2	Stripping van het mengsel	7
2.2.3	Vorst-dooi	7
2.3	Eisenboom.....	8
3	Prognose van de buigtreksterkte bij de gekozen levensduur	9
3.1	Doel van de testprocedure	9
3.2	Innovaties en het levensduurmodel.....	9
3.3	Beschrijving van de testprocedure	10
3.3.1	Stap 1: de toepassingsvoorwaarden	10
3.3.2	Stap 2: Hydraulische belastingen bepalen	11
3.3.3	Stap 3: Bepalen karakteristieke waarden materiaal- en constructie-eigenschappen .	11
3.3.4	Stap 4: Prognose van stijfheid en sterkte bij einde levensduur.....	12
3.3.5	Stap 5: Bepalen maximaal toelaatbare waarde van de minersom (M_{max})	13
3.3.6	Stap 6: Iteratief bepalen bij welke buigtreksterkte M_{max} wordt bereikt	14
3.3.7	Stap 7: Prognose: restlevensduur bepalen	14
4	Water- en vorstgevoeligheid van het mengsel	16
4.1	Doel van de testprocedure	16
4.2	Beschrijving van de testprocedure	16
4.2.1	Vervaardigen van de proefstukken.....	16
4.2.2	Conditioneren van de proefstukken.....	16
4.2.3	Bepaling van de watergevoelighedsindex	17
5	Watergevoeligheid van de componenten	18
5.1	Doel van de testprocedure	18
5.2	Beschrijving van de testprocedure	18
5.2.1	Reologische eigenschappen mastiek	18
5.2.2	Cohesieve sterkte mastiek	18
5.2.3	Adhesieve sterkte steen-bitumen	19
6	Eisen	20
6.1	Prognose van de buigtreksterkte bij de gekozen levensduur.....	20
6.2	Water- en vorstgevoeligheid van het mengsel	20
6.3	Watergevoeligheid van de componenten	20



7 **Referenties** 21



1 Inleiding

1.1 Doel van de leidraad

Doel van deze leidraad is het geven van de kaders waarbinnen mengsels van waterbouwasfaltbeton kunnen worden ontwikkeld om zo te komen tot asfaltbekledingen met een langere levensduur. In het verleden zijn vooral asfaltbekledingen aangelegd die in het algemeen een acceptabele en soms goede kwaliteit hebben, tegen de laagste prijs. Met de set eisen die in deze leidraad zijn gepresenteerd wordt enerzijds voorkomen dat bekledingen voortijdig moeten worden gereconstrueerd, anderzijds geeft dit de mogelijkheid om extra kwaliteit te bieden.

1.2 Specificatie van de levensduur op hoofdlijnen

Om een lange levensduur te realiseren van een dijkbekleding van waterbouwasfaltbeton, moet het materiaal voldoen aan verschillende eisen. In de eerste plaats moet een mengsel worden gerealiseerd dat voldoende sterkte heeft gedurende de levensduur. Met het levensduurmodel, zie hoofdstuk 3, wordt een prognose van het verloop van de sterkte in de tijd opgesteld. Vooral de holle ruimte beïnvloedt de teruggang van de sterkte in de tijd.

In de tweede plaats moet het mengsel voldoende bestand zijn tegen vochtindringing en tegen belasting door vorst-dooicycli. In hoofdstuk 4 is beschreven op welke wijze proefstukken moeten worden getest op deze belasting.

Tenslotte moeten de verschillende componenten waaruit het mengsel is opgebouwd, zorgvuldig worden geselecteerd en op elkaar worden afgestemd zodat een mengsel ontstaat met een lage vochtgevoeligheid en een hoge weerstand tegen stripping. In hoofdstuk 5 is beschreven welke testmethoden op componentniveau worden uitgevoerd om dit te realiseren.

1.3 Totstandkoming van deze leidraad

Binnen het project POV-Wadden wordt gewerkt aan het verbeteren van de kwaliteit van asfalt dijkbekledingen. Dit wordt gerealiseerd door het beschikbaar stellen van functionele eisen die aannemers de mogelijkheid geven om innovatieve mengsels op de markt te brengen.

In fase B hebben Deltares, Kiwa KOAC en Hydraphalt een studie verricht naar de oorzaken van degeneratie van waterbouwasfaltbeton. Daarnaast is door Kiwa KOAC in samenwerking met Deltares een handreiking opgesteld voor het ontwerpen van asfaltbekledingen op funderingslagen. Door de TU-Delft is een toetsprotocol ontwikkeld om asfaltmengsels op componentniveau te kunnen beoordelen op de weerstand tegen vocht gerelateerde schade. Door Kiwa KOAC tenslotte, is een Leidraad opgesteld voor het specificeren van de levensduur van asfalt dijkbekledingen, dit document.

De werkzaamheden in deze fase zijn uitgevoerd door de volgende personen:

- Ir. R. 't Hart (Deltares)
- Dr. B.G.H.M. Wichman (Deltares)
- Dr. A. Varveri (TU-Delft)



- Ing. N. Leguit (Hydraphalt)
- Ir. F. Tolman (Kiwa KOAC)
- Ing. A.K. de Looff (Kiwa KOAC)

De werkzaamheden zijn begeleid en kritisch gevolgd door een begeleidingscommissie die bestaat uit de volgende personen:

- Ing. M. Schippers (Arcadis), projectleider
- Ir. M.F.C. van de Ven
- Ing. C.C. Montauban
- R. Venema (Esha)
- A. Zijlstra (Wetterskip Fryslân)

1.4 Hoe deze leidraad te gebruiken

In de Handreiking Vraagspecificatie asfalt dijkbekledingen (De Looff, 2017) is beschreven hoe een vraagspecificatie kan worden opgesteld. Hiermee kunnen eisen worden geformuleerd voor aanleg van een asfalt dijkbekleding. Op het moment van opstellen van de handreiking ontbrak informatie om concreet invulling te geven aan het specificeren van de levensduur van asfalt dijkbekledingen. Met deze Leidraad specificatie levensduur van dijkbekledingen van waterbouwasfaltbeton is dit mogelijk geworden.



2 Levensduur van asfalt dijkbekledingen

2.1 Definitie

De levensduur van de bekleding is de periode dat de bekleding in staat is om zijn functie te vervullen. Hier wordt doorgaans vooral de primaire functie beschouwd; het beschermen van het dijklichaam tegen erosie.

2.2 Processen die de levensduur beïnvloeden

Bekledingen van waterbouwasfaltbeton worden boven gemiddeld hoogwater aangelegd. Hierdoor zijn deze in de bijzondere omstandigheid dat ze nagenoeg nooit worden belast door de golfbelastingen waarop ze zijn ontworpen. Schade aan de bekleding en een teruggang van sterkte in de tijd wordt dus veroorzaakt door andere fenomenen. In deze paragraaf is een beknopte beschrijving gegeven van de belangrijkste processen die de levensduur van asfalt dijkbekledingen beïnvloeden.

2.2.1 Veroudering van het bindmiddel

Onder invloed van temperatuur, zuurstof en UV-licht veranderen de eigenschappen van bitumen in de tijd. Hierdoor treedt oxidatie van de koolstof en zwavelmoleculen en polymerisatie in het bitumen op, wat leidt tot verharding van het bindmiddel. Hierdoor veranderen de meetbare eigenschappen; de penetratie neemt af en het verwekingspunt neemt toe. Daarnaast neemt de viscositeit toe en de rek bij breuk af. Deze processen worden veroudering van het bindmiddel genoemd. Voor asfaltmengsels betekent dit dat ze in de loop van de tijd minder goed in staat zijn om vervormingen te volgen en brosser gedrag gaan vertonen. Hierdoor wordt het materiaal gevoeliger voor scheurvorming en kunnen bij oudere bekledingen scheuren ten gevolge van temperatuurswisselingen ontstaan. De processen in een asfaltmengsel kunnen worden vertraagd door de holle ruimte te beperken. Daarnaast zijn polymeer gemodificeerde bitumina beter bestand tegen veroudering dan de conventionele bitumina.

2.2.2 Stripping van het mengsel

Asfalt wordt vaak lange tijd blootgesteld aan vocht. Door de inwerking van water in het asfalt kan het bitumen van het oppervlak van het mineraal aggregaat worden verdrongen. Hierdoor gaat de samenhang verloren. Dit wordt stripping genoemd. Vocht dringt het asfalt binnen via scheurtjes, holle ruimte of door diffusie. Stripping van het asfalt kan onder andere worden tegengegaan door het minimaliseren van de holle ruimte, het toepassen voldoende en het juiste type bitumen en selectie van de goede combinatie van bitumen en mineraal aggregaat.

2.2.3 Vorst-dooi

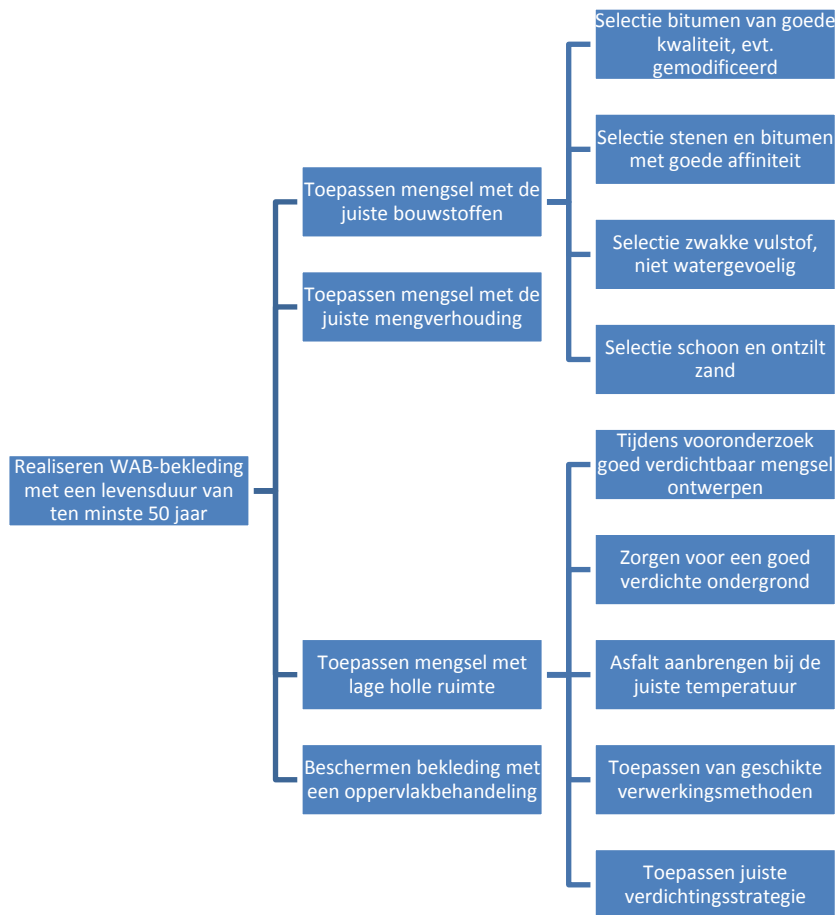
Als vocht zich in het asfalt bevindt, kan dit tijdens een vorstperiode leiden tot het versneld optreden van schade aan het asfalt. Het volume van water neemt toe als het bevroert en in ijs verandert, waardoor het asfalt lokaal kapot gedrukt wordt. Het volume van water is het grootst



rond het vriespunt. Extreem lage temperaturen hoeven dus niet tot extra schade te leiden. Vaak is een periode van afwisselende vorst-dooicycli schadelijker; tijdens vorst vriest het asfalt kapot, tijdens de daaropvolgende dooiperiode dringt het water dieper in het asfalt waarna het proces weer opnieuw kan beginnen. Door de aanwezigheid van zout in het water, kan dit ook gebeuren bij temperaturen onder het vriespunt.

2.3 Eisenboom

In de deze paragraaf is een eisenboom gepresenteerd waarin is aangegeven op welke onderdelen eisen moeten worden gesteld om te komen tot de realisatie van een bekleding met een lange levensduur. Hierin is beknopt weergegeven aan welke onderdelen van het product en proces aandacht moet worden geschonken om een bekleding met een lange levensduur te realiseren.



Figuur 3.1 Eisenboom voor de realisatie van een bekleding van waterbouwasfaltbeton met een levensduur van ten minste 50 jaar



3 Prognose van de buigtreksterkte bij de gekozen levensduur

3.1 Doel van de testprocedure

Doel van de testprocedure is het opstellen van een prognose van de sterkte van de asfaltbekleding aan het einde van de levensduur. De sterkte van de bekleding moet gedurende de levensduur hoog genoeg zijn om de spanningen die optreden door golfbelasting tijdens een maatgevende storm te weerstaan. Ten gevolge van veroudering, stripping en andere vocht gerelateerde mechanismen veranderen de eigenschappen van het asfalt in de tijd. De belangrijkste hiervan is de sterkte; de vermoeiingseigenschappen en de buigtreksterkte, ook wel breuksterkte genoemd. De sterkte neemt af in de tijd. Met behulp van het levensduurmodel (Telman, 2013) voor waterbouwasfaltbeton kan een prognose worden gemaakt van het verloop van de buigtreksterkte in de tijd. Als de informatie van dit levensduurmodel wordt gecombineerd met het golfklapmodel, kan worden nagegaan of de sterkte gedurende de beoogde levensduur voldoende zal zijn om de ontwerpbelastingen te weerstaan. Hiervoor wordt de procedure gevolgd van de gedetailleerde toets op golfklappen zoals beschreven in de Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 (Min. I&M, 2017). De praktische uitwerking hiervan is vastgelegd in de Schematiseringshandleiding asfaltbekleding (Min. I&M, 2016). Bij de gedetailleerde toets en dus ook bij de levensduurprognose, wordt gebruik gemaakt van het computermodel BM Asfalt Golfklap (Deltares, 2017).

Met de in dit hoofdstuk beschreven methode kan een geprognoseerde buigtreksterkte bij het einde van de levensduur worden bepaald. Deze moet altijd ruim hoger zijn dan de minimaal benodigde buigtreksterkte, dat wil zeggen: de buigtreksterkte die nodig om de optredende buigtrekspanningen ten gevolge van golfbelasting te weerstaan. De eisen die worden gesteld aan de geprognoseerde buigtreksterkte zijn opgenomen in paragraaf 6.1.

Een levensduurprognose kan voorafgaand aan de uitvoering van een werk worden uitgevoerd op basis van in het laboratorium bepaalde eigenschappen van het asfalt, aangevuld met veilige ontwerpwaarden en na uitvoering van het werk bij de opleveringscontrole. Bij de opleveringscontrole worden op basis van een gedetailleerde toets op golfklappen alle eigenschappen in het veld en in het laboratorium bepaald voor het opstellen van een levensduurprognose zoals beschreven in dit hoofdstuk.

Uitgangspunt bij de in dit hoofdstuk opgenomen procedure is dat de bekleding aan het einde van de levensduur nog moet voldoen.

3.2 Innovaties en het levensduurmodel

Het gebruikte levensduurmodel is ontwikkeld op basis van meetresultaten die afkomstig zijn van het huidige areaal van dijkbekledingen van waterbouwasfaltbeton in Nederland. Dit zijn asfaltmengsels die voldoen aan de eisen zoals geformuleerd in de Standaard RAW-bepalingen 2015 (CROW, 2014). Innovatieve mengsels zullen op onderdelen afwijken van de mengselsamenstelling. Deze afwijkingen kunnen niet met het levensduurmodel worden gekwantificeerd. In deze gevallen moet een levensduurprognose worden opgesteld zoals



beschreven in dit hoofdstuk. Aanvullend moeten de voor- en nadelen van de gekozen oplossing worden beschreven en waar mogelijk gekwantificeerd.

Soms kan het effect toch deels worden gekwantificeerd. Zo kan het asfaltmengsel door aanpassingen een hogere sterkte hebben maar is het moeilijker te verwerken en te verdichten waardoor een grotere spreiding in de stijfheid en de sterkte wordt verwacht. Hier kan in de levensduurprognose rekening mee worden gehouden.

Als een effect niet direct kan worden gekwantificeerd, bijvoorbeeld doordat een mengselaanpassing leidt tot een hogere weerstand tegen inwerking van vocht en/of verouderingsprocessen waardoor de teruggang van de sterkte in de tijd wordt vertraagd, moet hiervan een kwalitatieve beschrijving worden opgenomen. Deze beschrijving moet volledig zijn; zowel de positieve als de negatieve effecten op de levensduur moeten worden beschreven. Het effect op de levensduur moet worden geschat en zo veel mogelijk worden onderbouwd met onderzoeksresultaten.

3.3 Beschrijving van de testprocedure

3.3.1 Stap 1: de toepassingsvoorwaarden

Voor de levensduurprognose wordt gebruik gemaakt van de gedetailleerde toetsmethode. Hiervoor zijn toepassingsvoorwaarden opgesteld (Min. I&M, 2017). Deze zijn hier samengevat:

1. De bekleding bestaat uit waterbouwasfaltbeton (WAB)
2. $H_{m0} \leq 3$ m
3. Grondwaterstand (GRWS) < onderrand asfaltbekleding
4. Het betreft één van de volgende watersystemen: IJsselmeer, Markermeer, Waddenzee Oost, Waddenzee West, Hollandse Kust Noord, Hollandse Kust Midden, Hollands Kust Zuid of Westerschelde;
5. Type onderlaag of ondergrond is zand;
6. Laagdikte WAB > 0,1 m

Enkele opmerkingen bij de genoemde voorwaarden:

- Als niet wordt voldaan aan één of meerdere van de toepassingsvoorwaarden, moet dit worden beschreven maar kan gewoon worden vervolgd met de rest van de procedure.
- Het is op dit moment vaak niet bekend of de grondwaterstand lager ligt dan de onderrand van de asfaltbekleding, of het is mogelijk bekend dat de grondwaterstand hoger ligt dan de onderrand van de asfaltbekleding. In deze gevallen moet dit worden vermeld en kan worden vervolgd met de procedure. Bij het ontwerp van de constructie moet echter wel rekening worden gehouden met de verhoogde grondwaterstand. Er treedt dan mogelijk een ander faalmechanisme op.
- Voor nieuw te ontwerpen bekledingen van waterbouwasfaltbeton zal de onderlaag veelal bestaan uit een funderingslaag op zand. Hiervoor kan gewoon een levensduurprognose worden opgesteld. In de Handreiking funderingslagen (De Looft, Wichman, & 't Hart, 2018) is beschreven hoe een dergelijke constructie moet worden ontworpen. Hierbij is ook aandacht besteed aan de mogelijkheid van een verhoogde grondwaterstand.



3.3.2 Stap 2: Hydraulische belastingen bepalen

De hydraulische belastingen zijn invoergegevens voor de berekening in de basismodule BM - Asphalt Golfklap. Deze worden beschikbaar gesteld door de opdrachtgever of moeten worden berekend met de Hydra-modellen. Zie ook de documenten over hydraulische belastingen behorend bij het Ontwerpinstrumentarium (Smale, 2016).

De volgende gegevens zijn nodig:

- Waterstand bij de norm.
- Golfcondities: Significante golfhoogte en piekperiode bij verschillende hoogtes t.o.v. N.A.P.
- Gemiddelde getijamplitude. Dit betreft het langjarig gemiddelde zoals beschikbaar gesteld door Rijkswaterstaat (Rijkswaterstaat, 1985).

Daarnaast heeft BM Asphalt Golfklap enkele stuurparameters nodig. De defaultwaarden zijn:

Tabel 3.1: defaultwaarden stuurparameters BM Asphalt Golfklap

Parameter	Defaultwaarde
Aantal rekenpunten	50
Aantal SWL stappen [-]	100
Aantal inslagpunten [-]	50

3.3.3 Stap 3: Bepalen karakteristieke waarden materiaal- en constructie-eigenschappen

De karakteristieke waarden van de materiaal- en constructie-eigenschappen moeten worden bepaald. Voor enkele van deze eigenschappen moet rekening worden gehouden met een toename van de spreiding van de eigenschappen in de tijd. Daarnaast moet de afname van de sterkte in de tijd in rekening worden gebracht. Voor de benodigde parameters is aangegeven hoe deze moeten worden bepaald.

Beddingsconstante ondergrond en laagdikte constructie

Voor de laagdikte en de beddingsconstante, of veerconstante, van de ondergrond kan de 5% ondergrens op basis van metingen ten behoeve van de opleveringscontrole worden gebruikt. De veerconstante van de ondergrond wordt bepaald uit valgewicht-deflectiemetingen. De wijze waarop deze moet worden bepaald is beschreven in de Schematiseringshandleiding asfaltbekledingen (Min. I&M, 2016) en de Handreiking funderingslagen (De Looft, Wichman, & 't Hart, 2018). De laagdikte van de asfaltbekleding en, indien aanwezig de fundering, wordt bepaald met grondradarmetingen die worden geïjkt met enkele boorkernen. In de ontwerpfase worden veilige waarden gekozen voor de beddingsconstante en de laagdikte.

Buigtreksterkte en holle ruimte van de asfaltbekleding

Van de bekleding moet de buigtreksterkte in het laboratorium worden bepaald. Dit kan in de ontwerpfase op balken uit een plaat. Voor de holle ruimte moet een veilige (hoge) waarde worden aangehouden. De gemiddelde holle ruimte van de in het laboratorium vervaardigde proefstukken moet hoger of gelijk zijn aan de holle ruimte die bij oplevering door 95% van alle waarnemingen wordt overschreden.



Bij de oplevering worden kernen \varnothing 250 mm geboord waaruit balkjes worden gezaagd. De buigtreksterkte kan worden bepaald in een driepunts- of vierpunts-buigopstelling. De proef wordt uitgevoerd bij een temperatuur van 5 °C en een constante verplaatsingsnelheid van 0,35 mm/s (3PB) of 1,2 mm/s (4PB). Voor de driepunts-buigproef is een proefvoorschrift beschikbaar (Stowa, 2010). Voor de vierpunts-buigproef gelden de eisen aan de opstelling zoals gesteld in NEN-EN 12697-26 waarbij de proef wordt uitgevoerd onder de hier vermelde condities. Opgemerkt wordt dat het gebruik van de vierpunts-buigopstelling leidt tot iets lagere resultaten dan de driepunts-buigopstelling. Van elk proefstuk wordt eveneens de holle ruimte bepaald. De buigtreksterkte wordt ten minste in achtvoud bepaald. De ontwerpwaarde voor de buigtreksterkte wordt bepaald met het levensduurmodel, zie paragraaf 3.3.4.

Stijfheidsmodulus van de asfaltbekleding

In de ontwerpfase kan de stijfheidsmodulus worden bepaald op proefstukken in het laboratorium. Dit betreft de proefstukken waarvan ook de buigtreksterkte wordt bepaald. De stijfheidsmodulus kan worden bepaald in een driepunts- of vierpunts-buigopstelling. De proef wordt uitgevoerd bij een temperatuur van 5 °C en een frequentie van 10 Hz. Voor de driepunts-buigproef is een proefvoorschrift beschikbaar (Stowa, 2010). Voor de vierpunts-buigproef gelden de eisen zoals gesteld in NEN-EN 12697-26 waarbij de proef wordt uitgevoerd onder de hier vermelde condities. De stijfheidsmodulus wordt in het laboratorium ten minste in achtvoud bepaald.

> De stijfheidsmodulus van de asfaltbekleding wordt bij oplevering bepaald met valgewicht-deflectiemetingen. De uit de resultaten van het valgewicht teruggerekende stijfheden moeten worden gecorrigeerd voor temperatuur en frequentie, zie hiervoor de Schematiseringshandleiding asfaltbekledingen.

De stijfheidsmodulus verandert in de tijd; de gemiddelde waarde neemt af en de spreiding neemt toe. In paragraaf 3.3.4 is aangegeven hoe hiermee moet worden omgegaan.

Vermoeiingseigenschappen van de asfaltbekleding

In de ontwerpfase kunnen veilige waarden voor de vermoeiingseigenschappen worden gebruikt. Deze ontwerpwaarden zijn gebaseerd op proeven op verouderd waterbouwasfaltbeton. Ook de vermoeiingseigenschappen van waterbouwasfaltbeton veranderen in de tijd. Er zijn echter nog geen modellen beschikbaar om een prognose te maken van deze veranderingen. De ontwerpwaarden zijn als volgt:

- $v_{\alpha} = 0,5$
- $v_{\beta} = 4,8$

3.3.4 Stap 4: Prognose van stijfheid en sterkte bij einde levensduur

Buigtreksterkte van het asfalt

Met het levensduurmodel kan een prognose worden gemaakt van de verandering van de buigtreksterkte in de tijd, afhankelijk van de holle ruimte. In de Schematiseringshandleiding asfaltbekledingen, paragraaf 5.3.7, is aangegeven hoe gemeten buigtreksterktes kunnen worden geëxtrapoleerd naar een later tijdstip. De werkwijze is als volgt:

- Van elk proefstuk zijn de buigtreksterkte en de holle ruimte bekend. Daarnaast is een minimale levensduur geëist of gekozen. De maximum waarde voor de leeftijd aan het einde van de levensduur die ingevoerd mag worden is 70 jaar. Meer gebruikelijk is 50



jaar. Met de onderstaande formule wordt per proefstuk een prognose gemaakt van de buigtreksterkte aan het einde van de levensduur.

$$\sigma_{b,e} = \sigma_{b,m} - 1,195 \cdot 10^{-6} \cdot Lft_e^2 \cdot HR^3$$

Hierin is:

- $\sigma_{b,e}$ = Buigtreksterkte bij de gekozen levensduur (MPa)
- $\sigma_{b,m}$ = Buigtreksterkte op het moment van meten (MPa)
- Lft_e = Leeftijd aan het einde van de levensduur (jaren)
- HR = holle ruimte (%)

- Bepaal de gemiddelde waarde van de buigtreksterkte aan het einde van de levensduur.
- Bepaal de karakteristieke ondergrens voor de buigtreksterkte aan het einde van de levensduur ($\sigma_{b,e,5\%}$) door uit te gaan van een variatiecoëfficiënt van 0,35 en een lognormale verdeling. De variatiecoëfficiënt is de standaardafwijking gedeeld door de gemiddelde waarde, dus met de gegeven waarde voor de variatiecoëfficiënt en de berekende gemiddelde waarde kan de standaardafwijking worden berekend. Met de gemiddelde waarde en de standaardafwijking kan de 5%-ondergrens van de buigtreksterkte worden berekend. Zie ook bijlage D uit de Schematisteringshandleiding asfaltbekledingen.

Stijfheidsmodulus van het asfalt

Bij ontwerp wordt gerekend met de karakteristieke bovengrens van de stijfheidsmodulus. De stijfheidsmodulus verandert in de tijd; de gemiddelde waarde neemt af en de spreiding neemt toe. Deze veranderingen worden als volgt in rekening gebracht:

- Bereken de gemiddelde waarde van de stijfheidsmodulus uit de resultaten van de metingen.
- Vermenigvuldig de gemiddelde waarde met 0,7 om de afname van de gemiddelde stijfheid in de tijd te verdisconteren.
- Bepaal de standaardafwijking door uit te gaan van een lognormale verdeling en een variatiecoëfficiënt van 0,35 bij einde levensduur. Met de gemiddelde waarde en de standaardafwijking kan de 95%-bovengrens van de stijfheidsmodulus worden berekend. Zie ook bijlage D uit de Schematisteringshandleiding asfaltbekledingen.

3.3.5 Stap 5: Bepalen maximaal toelaatbare waarde van de minersom (M_{max})

De maximaal toelaatbare waarde van de Minersom ten gevolge van golfklappen, M_{max} , moet worden bepaald. Deze is afhankelijk van de modelfactor en de veiligheidsfactor, zie ook de Regeling veiligheid waterkeringen (Min. I&M, 2017). De berekening van de maximaal toelaatbare Minersom is gebaseerd op de formule:

$$M_{max} = \frac{10^{-Y_s}}{\gamma_m}$$

Waarin:

- M_{max} de minersom: maximaal toelaatbare waarde voor de vermoeiingsschade in de bekleding ten gevolge van golfklappen;



- γ_s veiligheidsfactor. Deze is afhankelijk van het watersysteem, de variatiecoëfficiënt van de buigtreksterkte en faalkanseisen;
- γ_m modelfactor voor het toetspoot 'Golfklappen op asfaltbekleding', deze is 1,77 conform (Min. I&M, 2017).

3.3.6 Stap 6: Iteratief bepalen bij welke buigtreksterkte M_{max} wordt bereikt

Als alle invoergegevens bekend zijn, kan in de software BM - Asfalt Golfklap door middel van een iteratief proces de buigtreksterkte bepaald worden waarbij de minersom M_{max} (bepaald in stap 5) wordt bereikt. Dit iteratieve proces vraagt verschillende berekeningen waarin alleen de buigtreksterkte wordt gevarieerd. Zoals aangegeven in de Schematiseringshandleiding asfaltbekledingen wordt bij gebruik van het levensduurmodel de gevonden minimaal vereiste buigtreksterkte verhoogd met een veiligheidsfactor van 1,2.

3.3.7 Stap 7: Prognose: restlevensduur bepalen

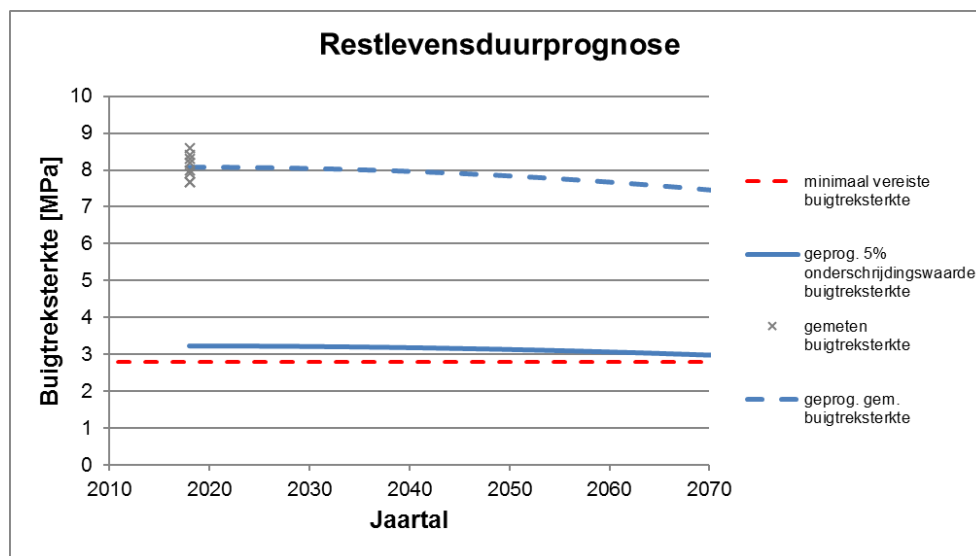
De restlevensduur kan nu worden bepaald door twee waarden met elkaar te vergelijken:

- de 5% onderschrijdingswaarde van de geprognosticeerde buigtreksterkte;
- de minimaal vereiste buigtreksterkte.

Als deze waarden gelijk zijn dan wordt dat moment gedefinieerd als het einde van de levensduur van de asfaltdijkbekleding. De volgende waarden worden gerapporteerd:

- Levensduur (het jaar waarbij de ondergrens van de geprognosticeerde buigtreksterkte gelijk is aan de minimaal vereiste buigtreksterkte, of de gekozen levensduur)
- Minimaal vereiste buigtreksterkte (MPa)
- Geprognosticeerde ondergrens van de buigtreksterkte bij de levensduur (MPa)

De resultaten worden grafisch weergegeven zoals in de grafiek in figuur 3.1.



Figuur 3.1 Voorbeeld van een grafische weergave van een restlevensduurprognose

De 5% ondergrens van de geprognosticeerde buigtreksterkte is in de figuur gedurende de hele levensduur bepaald op basis van een variatiecoëfficiënt van 0,35. In werkelijkheid zal de variatie



in eigenschappen in de eerst gering zijn en constant blijven en vervolgens in de loop van de jaren toenemen.



4 Water- en vorstgevoeligheid van het mengsel

4.1 Doel van de testprocedure

Dijkbekledingen van waterbouwasfaltbeton moeten hun functie gedurende een zeer lange periode blijven vervullen. Vaak wordt een levensduur van ten minste 50 jaar geëist. Gedurende de levensduur zijn belasting door vocht en vorst-dooicycli de belangrijkste oorzaken van een teruggang van de sterkte in de tijd. Om voldoende weerstand te bieden tegen deze mechanismen, moet een dicht mengsel zijn ontworpen met een voldoende hoog bitumenpercentage, een goede affiniteit tussen steen en bitumen etc. Om na te gaan of het mengsel voldoende weerstand biedt tegen deze mechanismen, wordt de watergevoeligheidsindex of retained index bepaald. Deze retained index geeft de verhouding aan tussen de sterkte van een ongeconditioneerd proefstuk en de sterkte van een proefstuk dat voor testen is blootgesteld aan belasting door water en vorst-dooicycli. Aan deze retained index worden eisen gesteld, zie hoofdstuk 6.

De proef wordt voor uitvoering van het werk uitgevoerd om de water -en vorstgevoeligheid te kunnen beoordelen en na uitvoering van het werk bij de opleveringscontrole.

4.2 Beschrijving van de testprocedure

In deze paragraaf is de procedure beschreven voor het bepalen van de water- en vorstgevoeligheid van een mengsel van waterbouwasfaltbeton.

4.2.1 Vervaardigen van de proefstukken

De proeven worden uitgevoerd op cilindrische proefstukken Ø 100 of Ø 150 mm, afkomstig van boorkernen uit het werk of uit in het laboratorium vervaardigde platen, of van in het laboratorium vervaardigde gyratorproefstukken.

Bij in het laboratorium vervaardigde proefstukken geldt het volgende:

- Alle gebruikte componenten van het asfaltmengsel moeten hetzelfde zijn als de componenten van het asfaltmengsel dat op de waterkering wordt verwerkt.
- De gemiddelde holle ruimte van de in het laboratorium vervaardigde proefstukken moet hoger of gelijk zijn aan de holle ruimte die bij oplevering door 95% van alle waarnemingen wordt overschreden.
- De hoogte van de proefstukken bedraagt 60 mm +/- 5 mm.
- Er worden ten minste 6 proefstukken getest waarvan 3 geconditioneerd en 3 ongeconditioneerd.

4.2.2 Conditioneren van de proefstukken

De helft van de te testen proefstukken wordt geconditioneerd, de andere helft wordt opgeslagen bij 5 °C tot het moment van beproeven. Van elk proefstuk wordt de dichtheid proefstuk bepaald door middel van onder en boven water wegen. De proefstukken worden zodanig verdeeld in twee sets dat de gemiddelde dichtheid proefstuk ongeveer gelijk is. Het verschil tussen de gemiddelde dichtheid proefstuk van de sets mag ten hoogste 15 kg/m³ bedragen. De helft van de proefstukken wordt geconditioneerd met de volgende procedure:



- Stap 1: Waterbad. De proefstukken worden gedurende 3 weken geheel ondergedompeld in een waterbad van 30 °C +/- 1 °C. Let op! Voorafgaand aan het onderdompelen wordt geen vacuüm op de proefstukken toegepast.
- Stap 2: vorst-dooi. De proefstukken worden gedurende 48 uur als volgt blootgesteld aan twee vorst-dooicycli: Direct na het waterbad worden de proefstukken licht drooggedept met een handdoek en gedurende 16 uur opgeslagen in een klimaatkamer bij -18 °C +/- 1 °C. Hierna worden de proefstukken gedurende 8 uur geheel ondergedompeld in een waterbad van 30 °C +/- 1 °C. Deze procedure wordt eenmaal in zijn geheel herhaald.
- Ter voorbereiding op de testen worden de proefstukken gedroogd met een handdoek en gedurende ten minste 8 uur opgeslagen bij 5 °C +/- 1 °C.

4.2.3 *Bepaling van de watergevoelighedsindex*

De proefstukken worden getest met een indirecte trekproef conform NEN-EN 12697-23. Hierbij wordt het volgende in acht genomen:

- Voorafgaand aan de bepaling van de indirecte treksterkte wordt de dynamische stijfheidsmodulus bepaald volgens NEN-EN 12697-26, annex F. Er wordt een frequency sweep uitgevoerd met frequenties van 0,1 tot 20 Hz. Bij een temperatuur van 5 °C.
- Optioneel kan de dynamische stijfheidsmodulus ook worden bepaald tijdens het conditioneren van het proefstuk na stap 1 (waterbad) en voor stap 2 (vorst-dooicycli).
- Na bepaling van de dynamische stijfheidsmodulus wordt de indirecte treksterkte (ITS) bepaald conform NEN-EN-12697-23.
- De retained index (watergevoelighedsindex) wordt bepaald zoals beschreven in NEN-12697-12, paragraaf 8.2. Zowel de retained strength als de retained stiffness worden gerapporteerd. De watergevoelighedsindex op basis van de stijfheidsmodulus wordt gerapporteerd voor een frequentie van 10 Hz.



5 Watergevoeligheid van de componenten

5.1 Doel van de testprocedure

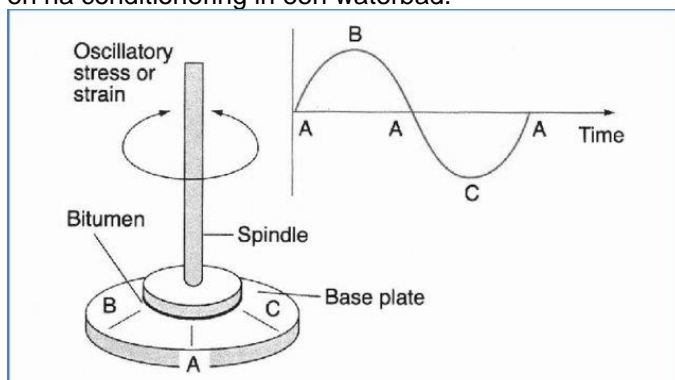
Doel van de testprocedure is het geven van inzicht in het gedrag van zowel het toegepaste bitumen/ mastiekmengsel in het waterbouwafalftbeton alsook inzicht in de interactie tussen bitumen/mastiek en mineraalaggregaat. Een zorgvuldige selectie van de juiste componenten zorgt ervoor dat een asfaltmengsel wordt verkregen met een hoge weerstand tegen de inwerking van vocht. Hierbij is zowel de verwekingsgevoeligheid van de mastiek van belang alsook de hechting tussen stenen en bitumen.

5.2 Beschrijving van de testprocedure

Het testprotocol wordt uitgevoerd door de TU-Delft. Het resultaat van het onderzoek laat de relatieve prestaties per mengsel zien; er zal een ranglijst worden opgesteld op basis van de resultaten van de verschillende testmethoden. De testmethoden zijn hier beknopt beschreven. Voor meer informatie wordt verwezen naar de rapportage van de TU-Delft (Varveri, 2018).

5.2.1 Reologische eigenschappen mastiek

Met behulp van een dynamic shear rheometer (DSR) worden de glijdingsmodulus en fasehoek bij verschillende temperaturen en frequenties bepaald. De helft van de proefstukken wordt kunstmatig verouderd, de andere helft niet. De eigenschappen worden bepaald in droge toestand en na conditionering in een waterbad.



Figuur 5.1 Schematische weergave DSR-test

5.2.2 Cohesieve sterkte mastiek

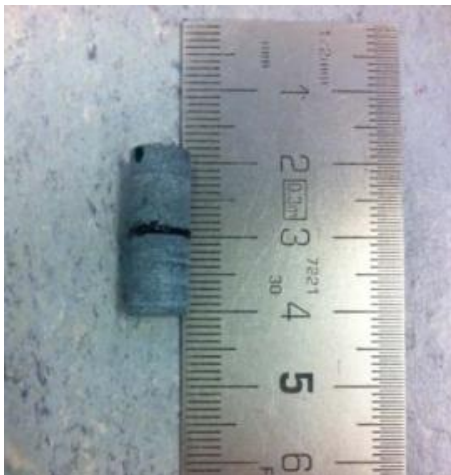
Van kleine kernen mastiek wordt in een uniaxiale trekopstelling de treksterkte bepaald. De helft van de proefstukken wordt kunstmatig verouderd, de andere helft niet. De eigenschappen worden bepaald in droge toestand en na conditionering in een waterbad.



Figuur 5.2 Resultaat uniaxiale trekproef om de cohesieve sterkte van de mastiek te bepalen

5.2.3 Adhesieve sterkte steen-bitumen

De hechting tussen stenen en bitumen wordt getest in een uniaxiale trekopstelling. De proef wordt uitgevoerd op monsters die bestaan uit twee kleine kernen van de toe te passen steen waartussen een dunne laag bitumen is aangebracht. Bij de trekproef wordt de treksterkte bepaald en wordt nagegaan of breuk optreedt in het hechtvlak of door de mastiek. De helft van de proefstukken wordt kunstmatig verouderd, de andere helft niet. De eigenschappen worden bepaald in droge toestand en na conditionering in een waterbad.



Figuur 5.3 Monster ter bepaling van de adhesieve sterkte tussen steen en bitumen



6 Eisen

6.1 Prognose van de buigtreksterkte bij de gekozen levensduur

In hoofdstuk 3 is beschreven hoe een prognose van de levensduur kan worden opgesteld. Aan de resultaten worden de volgende eisen gesteld:

- Geprognoseerde 5%-waarde van de buigtreksterkte moet groter zijn dan de buigtreksterkte waarbij de maximale Minersom wordt bereikt. De geprognoseerde 5%-waarde van de buigtreksterkte moet daarnaast groter zijn dan $\geq 2,4$ MPa. Dit is de ontwerpwaarde voor de buigtreksterkte van waterbouwasfaltbeton met een leeftijd van 50 jaar volgens (Rijkswaterstaat, 2015).
- De levensduur is vrij te kiezen door de opdrachtgever. Gebruikelijk is een levensduur ≥ 50 jaar.

6.2 Water- en vorstgevoeligheid van het mengsel

In hoofdstuk 4 is beschreven hoe zowel stijfheidsmodulus en indirecte treksterkte van de geconditioneerde en ongeconditioneerde proefstukken zijn bepaald. De retained index of watergevoelighedsindex is bepaald op basis van de sterkte en de stijfheidsmodulus. Aan de resultaten worden de volgende eisen gesteld:

- ITSR $\geq 80\%$
- ITS, geconditioneerd $\geq 1,5$ MPa

Aan de watergevoelighedsindex op basis van de stijfheidsmodulus worden op dit moment geen eisen gesteld.

6.3 Watergevoeligheid van de componenten

Er worden geen eisen gesteld aan de resultaten van de testen. De resultaten kunnen helpen bij het selecteren van de juiste componenten die in het mengsel worden toegepast. Daarnaast worden de resultaten gebruikt om de geteste mengsels te ranken op watergevoeligheid.



7 Referenties

- CROW. (2014). *Standaard RAW-bepalingen 2015*. Ede: CROW.
- De Looff, A., & Tolman, F. (2017). *Handreiking vraagspecificatie asfalt dijkbekledingen*. Amersfoort: Stowa.
- De Looff, A., Wichman, B., & 't Hart, R. (2018). *Handreiking asfalt dijkbekledingen op funderingslagen*. Kiwa KOAC.
- Deltares. (2017). *Basis modules Asfalt-Golfklap, Stand alone tool voor Asfaltbekleding Golfklap, Gebruikershandleiding, versie 1.2, revisie: 49566*. Delft: Deltares.
- Min. I&M. (2016). *Schematiseringshandleiding asfaltbekleding, WBI 2017*. Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- Min. I&M. (2017). *Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage II Voorschriften bepaling hydraulische belasting primaire waterkeringen*. Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- Min. I&M. (2017). *Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en Veiligheid*. Ministerie van Infrastructuur en Milieu.
- Rijkswaterstaat. (1985). *Referentiewaarden waterstanden*. Opgehaald van https://staticresources.rijkswaterstaat.nl/binaries/Referentiewaarden%20waterstanden_tcm174-326696_tcm21-24223.pdf
- Rijkswaterstaat. (2015). *Handreiking dijkbekledingen, deel 3: Asfaltbekledingen*. Delft: Deltares.
- Smale, A. (2016). *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden, aanvulling OI2014, versie 4*. Delft: Deltares.
- Stowa. (2010). *State of the art asfaltdijkbekledingen, bijlage C: Proefvoorschriften waterbouwasfaltbeton*. Amersfoort: Stowa.
- Telman, J. (2013). *Voorspellingsmodel voor de breuksterkte, afhankelijk van leeftijd en holle ruimte*. Q-Consult.
- Varveri, A. (2018). *POV-Waddenzeedijken Asfaltbekleding fase B2: Development of test methods for assessing the durability of asphalt dike revetments*. Delft: TU-Delft.



Kiwa KOAC B.V.
Esscheweg 105
5262 TV Vught

T 088 562 26 72

F 088 562 25 11

E info@kiwa-koac.com

www.kiwa-koac.com

e140416901-3

Handreiking asfalt dijkbekledingen op
funderingslagen

>





Projectnummer : e140416901-3
Offertenummer en datum : o180267 d.d. 21 februari 2018
Titel rapport : Handreiking asfalt dijkbekledingen op funderingslagen
Status rapport : concept

Naam opdrachtgever : Projectorganisatie POV- Wadden
Adres : p/a Fryslânplein 3
Plaats : Leeuwarden
Naam contactpersoon : de heer ing. M. Schippers
Datum opdracht : 8 maart 2018
Kenmerk opdracht : Inkoopordernummer 00112670

Contactpersoon Kiwa KOAC : Ing. A.K. de Looff
Auteur(s) rapport : Ing. A.K. de Looff
Dr. B.G.H.M. Wichman (Deltares)
Ir. R. 't Hart (Deltares)

Rapportage

Naam: Ing. A.K. de Looff

Functie: Senior adviseur

Handtekening:

Datum: 13 februari 2019

Autorisatie

Naam: Ir. F. Tolman

Functie: Senior adviseur

Handtekening:

Datum: 13 februari 2018

Zonder schriftelijke toestemming van Kiwa KOAC mag het rapport niet anders dan in zijn geheel worden gereproduceerd.



Inhoudsopgave

1	Inleiding	5
1.1	Doel van deze handreiking	5
1.2	Definitie van fundering	5
1.3	Hoe deze handreiking te gebruiken.....	5
2	Materialen	7
2.1	Ongebonden, zelfbindende en gebonden materialen	7
2.1.1	Ongebonden funderingen	7
2.1.2	Zelfbinbindende funderingen	8
2.1.3	Gebonden funderingen	8
2.2	Meest voor de hand liggende materialen in de dijkenbouw	9
2.2.1	Eerste selectie van materialen	9
2.2.2	Metselwerkgranulaat	9
2.2.3	Betonggranulaat	10
2.2.4	Menggranulaat.....	10
2.2.5	Hydraulisch menggranulaat.....	11
2.2.6	Ongebonden asfaltgranulaat	11
3	Functies en functionele eisen	13
3.1	Functies	13
3.1.1	Beschermen van het dijklichaam tegen erosie	13
3.1.2	Last dragen en spreiden.....	13
3.1.3	Reguleren van de waterhuishouding	13
4	Eigenschappen	14
4.1	Beschrijving belangrijkste eigenschappen	14
4.1.1	Inleiding	14
4.1.2	Dichtheid.....	14
4.1.3	Stijfheid	14
4.1.4	Laagdikte	16
4.1.5	Waterdoorlatendheid	16
4.1.6	Volumebestendigheid	17
4.1.7	Homogeniteit.....	17
4.2	Bepaling van eigenschappen	18
4.2.1	Laboratoriumproeven	18
4.2.2	Veldproeven.....	19
5	Faalmechanismen	21
5.1	Inleiding	21
5.2	Veroudering materiaal bekledingslaag	21
5.3	Bezwijken ten gevolge van belastingen	22
5.3.1	Overschrijden van de vermoeiingssterkte door golfklappen	22
5.3.2	Bezwijken op dwarskracht door golfklappen	23



5.3.3	Bezwijken van de ondergrond door golfbelastingen.....	24
5.4	Bezwijken ten gevolge van wateroverdrukken	26
5.5	Materiaaltransport van onder de bekleding	27
5.6	Erosie bekledingsoppervlak.....	28
5.7	Resterende sterkte	28
5.8	Overzicht van het faaltraject door bezwijken van de asfaltbekleding.....	29
5.8.1	Inleiding	29
5.8.3	Gebeurtenissen tot dijkkvalen ten gevolge van opdrukken door wateroverdruk.	31
5.9	Bevindingen uit Deltagootproeven op asfalt uit Lauwersmeerdijk.....	32
6	Ontwerp	34
6.1	Inleiding	34
6.2	Dimensioneren op golfklappen	34
6.2.1	Berekening laagdikte asfalt bij aanwezigheid funderingslaag.....	34
6.2.2	Berekening dikte funderingslaag bij aanwezigheid hoge freatische lijn	35
6.3	Dimensioneren op wateroverdrukken.....	36
6.4	Detailering van aansluitingen en overgangen	37
7	Referenties	39

Bijlagen

Bijlage 1: Memo: Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB) ('t Hart, 2018)



1 Inleiding

1.1 Doel van deze handreiking

In de Handreiking Dijkbekledingen, deel 3 Asfaltbekledingen (Rijkswaterstaat, 2015) is beschreven hoe een asfalt dijkbekleding wordt gedimensioneerd op de mechanismen die kunnen optreden tijdens de levensduur. Hierbij is er van uitgegaan dat de bekleding direct op de ondergrond van zand of klei wordt aangelegd, zoals dit de afgelopen 70 jaar gebruikelijk is geweest bij de aanleg van dit type bekledingen. De wens is om nieuw te leggen asfalt dijkbekledingen te voorzien van een funderingslaag. Dit heeft een aantal voordelen:

- Een funderingslaag kan de constructie beschermen tegen erosie van het kernmateriaal bij schade aan de asfaltbekleding zoals scheuren .
- Een funderingslaag is een vlakke werkvloer met een goed draagvermogen waardoor de asfaltbekleding vlakker kan worden aangelegd en beter kan worden verdicht.
- Een funderingslaag is stabiel en zal minder snel migreren.

Doordat de draagkracht van de ondergrond verbetert bij het toepassen van een funderingslaag, kan veelal de laagdikte van de asfaltbekleding worden gereduceerd waardoor de meerkosten van de fundering geheel of gedeeltelijk kunnen worden gecompenseerd.

Doel van deze handreiking is om de kennis die nodig is om een funderingslaag onder een asfalt dijkbekleding toe te passen en te ontwerpen beschikbaar te maken in één publicatie. De nadruk ligt hierbij op de keuze van de juiste materialen en de ontwerpmethoden inclusief de hiervoor benodigde ontwerpparameters. De handreiking is vooral bedoeld voor dijkbeheerders, ontwerpers, aannemers en producenten van bouwstoffen.

1.2 Definitie van fundering

Een funderingslaag is een laag van granulair materiaal in de bekledingsconstructie tussen de topklaag en de ondergrond, die ervoor zorgt dat de krachten die werken op de constructie verder worden verdeeld naar de onderliggende grond.

1.3 Hoe deze handreiking te gebruiken

Deze handreiking is bruikbaar bij het ontwerpen en toepassen van een funderingslaag onder een dijkbekleding van asfalt. Dit document kan worden gezien als een aanvulling op de bestaande ontwerpinstrumenten zoals de Handreiking dijkbekledingen, deel 3 Asfaltbekledingen (Rijkswaterstaat, 2015) en het vigerende ontwerpinstrumentarium (Rijkswaterstaat, 2017). Dit is op het moment van schrijven OI2014 versie 4.

Daarnaast heeft het CROW een compleet handboek opgesteld dat is gericht op de wegenbouw (CROW, 2014-2). In dit Handboek funderingsmaterialen in de wegenbouw is veel informatie opgenomen over het toepassen van funderingsmaterialen. Hierin is uitgebreide informatie te vinden over materialen, eigenschappen, uitvoeringsaspecten enz. In deze handreiking is



hierover slechts beknopte informatie opgenomen; de informatie die specifiek betrekking heeft op het toepassen van funderingsmaterialen in dijklichamen. Voor meer achtergrondinformatie wordt daarom verwezen naar het handboek van het CROW.

In de praktijk is het lastig gebleken om bij het ontwerp van asfalt dijkbekledingen te komen tot de juiste ontwerpparameters. Om hierin een handreiking te bieden, is een memo opgesteld waarin is beschreven hoe alle benodigde ontwerpparameters moeten worden bepaald ('t Hart, 2018). Deze memo is integraal als bijlage aan deze handreiking toegevoegd.



2 Materialen

2.1 Ongebonden, zelfbindende en gebonden materialen

Bij funderingsmaterialen wordt vaak onderscheid gemaakt tussen ongebonden, zelfbindende en gebonden materialen. Op deze wijze worden funderingsmaterialen onderverdeeld in drie groepen die elk hun eigen gedrag en bezwijkmechanismen hebben. Zelfbindende funderingen worden ook wel lichtgebonden funderingen genoemd. In de Standaard RAW-bepalingen 2015 (CROW, 2014) wordt overigens onderscheid gemaakt tussen twee groepen: Verhardingslagen van steenmengsel en gebonden funderingen. Hier zijn de ongebonden funderingen en de zelfbindende funderingen samengevoegd.

Veel van de producten die als funderingsmateriaal worden gebruikt, worden onder certificaat geleverd. Producteisen voor recyclinggranulaten die in ongebonden en zelfbindende funderingen worden toegepast zijn opgenomen in BRL 2506. In BRL-2506-1 (Stichting beheer BRL 2506, 2017) zijn de civieltechnische eisen vermeld, In BRL 2506-2 (Stichting beheer BRL 2506, 2016) de milieuhygiënische eisen. BRL 9322 (SGS Intron, 2016) beschrijft de eisen voor cementgebonden minerale reststoffen, waar veel cementgebonden funderingen onder vallen.

In deze paragraaf worden de materialen per soort verder toegelicht.

2.1.1 Ongebonden funderingen

Een ongebonden fundering bestaat uit een ongebonden steenmengsel. Dit type funderingen is opgebouwd uit niet-cohesieve materialen waarvan het draagvermogen wordt gerealiseerd door de haakweerstand tussen de korrels. De haakweerstand tussen de korrels zorgt ervoor dat het materiaal in staat is om schuifspanningen op te nemen. De mate waarin schuifspanningen kunnen worden opgenomen, is afhankelijk van de normaalkrachten die op het materiaal werken. De weerstand tegen schuifspanningen neemt dus toe naarmate de bovenbelasting groter wordt. Hetzelfde geldt voor de stijfheidsmodulus van het materiaal. Het gedrag van dit type materialen is dus sterk spanningsafhankelijk.

De stijfheidsmodulus van ongebonden funderingen is nauwelijks hoger dan die van een goed verdicht zand. De constructieve bijdrage van het materiaal is dus beperkt. Wel kan het materiaal, in vergelijking met zand, een hogere weerstand tegen erosie hebben.

De waterdoorlatendheid van een toe te passen fundering is van groot belang in verband met de verschillende optredende faalmechanismen, zie hoofdstuk 5. In het algemeen zal onder een asfalt dijkbekleding worden gekozen voor een fundering met een beperkte waterdoorlatendheid, zeker onder dichte bekledingen als waterbouwasfaltbeton en vol en zat gepenetreerde breuksteen. Om een beperkte waterdoorlatendheid te verkrijgen moet er een fijne fractie (fractie van 0 tot 2 mm) in een ongebonden funderingsmateriaal aanwezig zijn. In deze gevallen is slechts een beperkt aantal ongebonden funderingen, zoals metselwerkgranulaat, toepasbaar.

Voorbeelden van ongebonden funderingsmaterialen zijn metselwerkgranulaat, mijnsteen, steenslag en ongebonden asfaltgranulaat.



2.1.2 Zelfbinbindende funderingen

Een zelfbindende fundering bestaat uit steenachtig materiaal met een licht hydraulische binding zonder dat er een bindmiddel zoals bitumen of cement is toegevoegd. Door de hydraulische binding worden de korrels in een geleidelijk proces onderling aaneen gekit waardoor de stijfheid toeneemt in de tijd. Het kan vele maanden duren voordat de eindstijfheid is bereikt.

In het verleden werd ook wel gesproken over lichtgebonden funderingen. Dit is een enigszins verwarrend begrip omdat er bij sommige zelfbindende funderingen een sterke verkitting kan optreden die leidt tot hoge stijfheden.

Materialen die zorgen voor binding in deze mengsels zijn calciumhydroxide en restcement dat aanwezig is in betongranulaat en LD-staalslakken, ELO-staalslakken en gegraneerd hoogovenslak. Deze laatste drie materialen worden bijgemengd bij steenmengsels om een zelfbindende funderingslaag te verkrijgen.

Het zelfbindend effect is sterk afhankelijk van het aantal contactpunten binnen het mengsel omdat hier de verkitting moet optreden. Deze funderingen bevatten dus altijd een substantiële hoeveelheid fijne fractie (< 2 mm) waardoor ook de waterdoorlatendheid van deze mengsels beperkt is.

Voorbeelden van zelfbindende funderingsmaterialen zijn betongranulaat, menggranulaat, hoogovenslakkenmengsel en LD-staalslakkenmengsel.

Sommige van de zelfbindende materialen ontwikkelen hoge stijfheden en zijn scheurgevoelig. Scheurgevoelige materialen zijn niet gewenst als fundering onder een dijkbekleding omdat hiermee niet meer aan een van de hoofdfuncties wordt voldaan; beschermen van het dijklichaam tegen erosie.

De steenachtige materialen die afkomstig zijn uit de staalindustrie (LD- en ELO-staalslakken) kunnen kalkpitten bevatten die reageren met water waardoor volumevergroting optreedt en de binding lokaal verloren gaat. Dit is niet gewenst onder een asfalt dijkbekleding. Daarom wordt geadviseerd deze materialen niet toe te passen onder asfalt dijkbekledingen. Een uitzondering hierop is de toevoeging van slakkenzand aan menggranulaat waardoor hydraulisch menggranulaat ontstaat. Het slakkenzand wordt goed gemengd met het menggranulaat en de ervaring leert dat hierdoor wel de stijfheid wordt verhoogd maar geen scheurgevoelig funderingsmateriaal ontstaat.

2.1.3 Gebonden funderingen

Gebonden funderingen bestaan uit een steenmengsel waaraan een bindmiddel is toegevoegd om de korrels te verkitten. De toegepaste stenen in het mengsel kunnen van natuurlijke oorsprong zijn maar vaak is dit niet het geval. Als bindmiddel wordt kalk, cement en bitumen gebruikt. Er worden ook combinaties van de genoemde bindmiddelen gebruikt, bijvoorbeeld cement en bitumen. Door het verkitten van de korrels wordt een materiaal verkregen met een



hogere stijfheid waardoor dit beter in staat is om de belastingen te spreiden naar de ondergrond.

Gebonden funderingsmaterialen vertonen, afhankelijk van de toegepaste bindmiddelen, meer bros of taai bezwijkgedrag. Brosse materialen zijn doorgaans scheurgevoeliger dan taaie materialen. Toepassing van cement als bindmiddel resulteert in bros gedrag terwijl bitumen als bindmiddel zorgt voor taai gedrag. Als indicator voor de brosheid of taaigheid kan de breukrek worden gebruikt; in het algemeen is de breukrek bij taaie materialen veel hoger dan bij brosse materialen. Scheurgevoelige materialen zijn niet gewenst omdat hierdoor erosie van het dijklichaam kan plaatsvinden.

Om de prestaties te verbeteren worden bij cement- en kalkgebonden materialen ook wel additieven toegevoegd, bijvoorbeeld om de breukrek te verhogen of om de cementhydratatie te verbeteren.

Voorbeelden van gebonden funderingen zijn gebonden asfaltgranulaat, zandasfalt, zandcement en schuimbitumenstabilisatie.

2.2 Meest voor de hand liggende materialen in de dijkenbouw

2.2.1 Eerste selectie van materialen

In deze paragraaf is informatie opgenomen over de materialen die het meest voor de hand liggen bij toepassing als funderingsmateriaal onder asfalt dijkbekledingen. Dat wil niet zeggen dat andere materialen niet kunnen worden toegepast. Er kan echter wel op basis van een aantal eigenschappen een voorselectie worden gemaakt. Deze zijn hieronder samengevat:

- De waterdoorlatendheid van het toe te passen funderingsmateriaal moet beperkt zijn zodat dynamische waterdrukken ten gevolge van golfaanval worden voorkomen.
- Het toe te passen funderingsmateriaal moet niet scheurgevoelig zijn. In het algemeen wordt gesteld dat zelfbindende en gebonden funderingsmaterialen bij stijfheden hoger dan 2.500 MPa gevoelig zijn voor scheuren en spatten, met uitzondering van materialen waar enkel bitumen als bindmiddel zijn gebruikt zoals schuimbitumenstabilisaat.
- Het toe te passen materiaal moet volumebestendig zijn, dat wil zeggen dat er geen volumevergroting van delen van het materiaal mag plaatsvinden onder invloed van bijvoorbeeld vocht of zuurstof. Zie ook paragraaf 4.1.6.

2.2.2 Metselwerkgranulaat

Metselwerkgranulaat is een funderingsmateriaal dat wordt verkregen uit de sloop van gebouwen of constructies van metselwerk. De grote brokken metselwerkpuin worden in een brekerinstallatie gebroken en vervolgens gezeefd. Metselwerk moet voor ten minste 85% uit metselwerkpuin bestaan en ten hoogste 15% uit overige steenachtige materialen. Ook zijn er eisen ten aanzien van niet-steenachtige nevenbestanddelen. De meest gebruikte graderingen zijn 0/16 en 0/31,5 mm. Metselwerk wordt gerekend tot de ongebonden funderingen. De draagkracht is niet veel beter dan dat van een goed verdicht zand. Wel heeft het enige



samenhang waardoor het materiaal niet of slechts in geringe mate zal uitspoelen door scheuren in de bovenliggende bekleding. In de wegenbouw wordt metselwerkgranulaat alleen als funderingsmateriaal toegepast onder licht belaste wegen. Daarnaast is het één van de bouwstoffen voor menggranulaat.

Metselwerkgranulaat is verbrijzelingsgevoelig en heeft de neiging om onder natte omstandigheden in de bouwfase te verpappen waardoor de draagkracht afneemt. Dit maakt het materiaal minder geschikt voor toepassingen op locaties met regelmatig natte omstandigheden, zoals de tijzone.

In tabel 2.1 zijn de belangrijkste eigenschappen van metselwerkgranulaat samengevat.

Tabel 2.1 Belangrijkste eigenschappen metselwerkgranulaat (CROW, 2014-2)

Eigenschap	Eenheid	waarde
Dichtheid	Kg/m ³	1.500-1.700
Oppervlaktemodulus (na 1 week)	MPa	70
Stijfheidsmodulus (na 26 weken)	MPa	150-250
Waterdoorlatendheid	m/s	5·10 ⁻⁶ - 1·10 ⁻⁷

2.2.3 Betongranulaat

Betongranulaat is een funderingsmateriaal dat wordt verkregen uit de sloop van gebouwen of constructies van beton. Betongranulaat bevat ten minste 80% betonpuin en kan daarnaast tot 10% metselwerkpuin en 10% overige steenachtige materialen bevatten. Ook zijn er eisen ten aanzien van niet-steenachtige nevenbestanddelen. De meest gebruikte graderingen zijn 0/16 en 0/31,5 mm.

De stijfheid van betongranulaat neemt toe in de tijd. Dit komt door de aanwezigheid van calciumhydroxide en restcement in het mengsel dat beschikbaar is gekomen door het breekproces.

In de wegenbouw wordt betongranulaat gebruikt onder redelijk tot zwaar belaste wegen. Daarnaast is het één van de bouwstoffen voor menggranulaat.

In tabel 2.2 zijn de belangrijkste eigenschappen van betongranulaat samengevat.

Tabel 2.2 Belangrijkste eigenschappen betongranulaat (CROW, 2014-2)

Eigenschap	Eenheid	waarde
Dichtheid	Kg/m ³	1.750-2.100
Oppervlaktemodulus (na 1 week)	MPa	80-100
Stijfheidsmodulus (na 26 weken)	MPa	200-2.000
Waterdoorlatendheid	m/s	2·10 ⁻⁵ - 3·10 ⁻⁷

2.2.4 Menggranulaat

Menggranulaat is een funderingsmateriaal dat wordt verkregen door menging van metselwerkgranulaat en betongranulaat. Het bestaat voor ten minste 50% uit betongranulaat.



De meest toegepaste graderingen zijn 0/16 en 0/31,5 mm. Vanwege de aanwezigheid van betongranulaat is het een zelfbindende fundering. Menggranulaat is een veel gebruikt product dat onder alle wegtypen inclusief snelwegen wordt toegepast.

In tabel 2.3 zijn de belangrijkste eigenschappen van menggranulaat samengevat.

Tabel 2.3 Belangrijkste eigenschappen menggranulaat (CROW, 2014-2)

Eigenschap	Eenheid	waarde
Dichtheid	Kg/m ³	1.700-1.900
Oppervlaktemodulus (na 1 week)	MPa	80-100
Stijfheidsmodulus (na 26 weken)	MPa	200-1.100
Waterdoorlatendheid	m/s	2·10 ⁻⁶ - 2·10 ⁻⁷

2.2.5 Hydraulisch menggranulaat

Hydraulisch menggranulaat is een menggranulaat waaraan 5 tot 20 procent hydraulische slakken zijn toegevoegd om het zelfbindend vermogen te verbeteren. Dit resulteert in een hogere stijfheid ten opzichte van een menggranulaat. De hydraulische slakken kunnen bestaan uit gegranuleerde hoogovenslak, ELO-staalslak, LD-staalslak of een mengsel ervan. Hydraulische menggranulaat wordt in de wegebouw onder alle wegtypen toegepast.

In tabel 2.4 zijn de belangrijkste eigenschappen van hydraulisch menggranulaat samengevat.

Tabel 2.4 Belangrijkste eigenschappen hydraulisch menggranulaat (CROW, 2014-2)

Eigenschap	Eenheid	waarde
Dichtheid	Kg/m ³	1.700-1.850
Oppervlaktemodulus (na 1 week)	MPa	80-100
Stijfheidsmodulus (na 26 weken)	MPa	200-1.600
Waterdoorlatendheid	m/s	Circa 1·10 ⁻⁶

2.2.6 Ongebonden asfaltgranulaat

Asfaltgranulaat ontstaat door het frezen van een asfaltconstructie of door het breken van grotere schollen asfaltpuin. Ongebonden asfaltgranulaat wordt in de wegebouw niet als funderingslaag toegepast omdat de permanente vervormingen onder verkeersbelasting te groot worden. In gebonden funderingen wordt asfaltgranulaat wel toegepast in de wegebouw. Het materiaal wordt dan gebonden door cement (BRAC, AGRAC) of cement en bitumenemulsie (AGREC). Dit resulteert in funderingen met vrij hoge stijfheden die scheurgevoelig zijn en daarom minder geschikt voor toepassing onder een dijkbekleding.

Ongebonden asfaltgranulaat kan wel worden toegepast onder asfalt dijkbekledingen. Om de stabiliteit en verdichtbaarheid te verbeteren, en de waterdoorlatendheid te verlagen, moet het asfaltgranulaat dan worden doorgemengd met 20 tot 25 procent zand. Bijkomend voordeel is dat dit in situ kan worden gerealiseerd waardoor de transportkosten voor afvoer van het granulaat kunnen worden gereduceerd. Op deze wijze is langs de Waddenzeekust eerder een



fundering onder een bekleding van waterbouwasfaltbeton gerealiseerd (KOAC-NPC, 2005). Van deze fundering zijn geen meetwaarden bekend.

Om de samenhang te vergroten, kan het mengsel van asfaltgranulaat en zand worden gebonden met bitumenemulsie of schuimbitumen. Bitumen kan als bindmiddel worden gebruikt zonder dat dit leidt tot scheurgevoelige mengsels.



3 Functies en functionele eisen

3.1 Functies

3.1.1 *Beschermen van het dijklichaam tegen erosie*

Hoofdfunctie van de bekledingsconstructie is het beschermen van het dijklichaam tegen erosie. Een bekleding van waterbouwasfaltbeton biedt zelf direct bescherming tegen erosie. Als waterbouwasfaltbeton ouder wordt, of bij extreme belastingen, kan het materiaal gaan scheuren. In dat geval levert een onderliggende funderingslaag een directe bijdrage aan het vervullen van de hoofdfunctie.

Open steenasfalt is van zichzelf niet gronddicht. Hier moet altijd een filter tussen het asfalt en de ondergrond worden geplaatst om erosie te voorkomen. Dit kan een geotextiel zijn of een fundering van zandasfalt of een ander materiaal.

3.1.2 *Last dragen en spreiden*

In de bouwfase heeft de fundering vaak een functie als bouwweg en moeten transportvoertuigen worden gedragen zonder dat de ondergrond grote vervormingen gaat vertonen. Dit is vaak de fase waarin voor de funderingslaag de zwaarste belastingen optreden. Als de asfaltbekleding bestaat uit waterbouwasfaltbeton en dus moet worden verdicht, dient de fundering als een goede werkvloer. In de eerste plaats is een fundering een veel vlakker werkvloer dan een ondergrond van zand waardoor de bekleding in een constantere dikte kan worden aangebracht. Ten tweede is de fundering een goede klankbodem tijdens het verdichtingsproces en kan er op een fundering een betere verdichting worden gerealiseerd dan op een zandondergrond.

In de gebruiksfase is de fundering een dragende laag voor de bovenliggende asfaltbekleding. Door de aanwezigheid van de fundering worden de vervormingen in het asfalt ten gevolge van belastingen beperkt. Daarnaast fungeert de fundering als lastspreidende laag voor de ondergrond. De fundering reduceert zowel de contactdruk bovenin de zandondergrond als de waterspanningen in het zand tijdens golfaanval waardoor vervormingen in het zand worden beperkt.

3.1.3 *Reguleren van de waterhuishouding*

De fundering moet in staat zijn om water dat via scheuren, openstaande naden of de overgangsconstructies door of langs de bekleding sijpelt, af te voeren naar diepere lagen. De waterdoorlatendheid van de funderingslaag moet echter beperkt blijven omdat deze optredende waterdrukken tegen de onderzijde van de asfaltbekleding niet mag vergroten, zie ook paragraaf 4.1.5.



4 Eigenschappen

4.1 Beschrijving belangrijkste eigenschappen

4.1.1 Inleiding

In de navolgende sub-paragrafen is informatie opgenomen over de belangrijkste eigenschappen van funderingslagen. Dit kunnen zowel materiaaleigenschappen als constructie-eigenschappen betreffen.

Er wordt vooral ingegaan op de eigenschappen van ongebonden en zelfbindende materialen omdat dit de meest voor de hand liggende materialen zijn om toe te passen. Zie ook paragraaf 2.2.1 voor een toelichting waarom gebonden funderingsmaterialen niet voor de hand liggen. In het handboek funderingsmaterialen in de wegenbouw van het CROW (CROW, 2014-2) is een uitgebreid overzicht van mogelijk relevante eigenschappen gegeven.

4.1.2 Dichtheid

De dichtheid van een funderingslaag is van groot belang voor de kwaliteit van een funderingslaag, omdat zowel de mechanische eigenschappen, zoals de stijfheid, als ook de waterdoorlatendheid sterk afhankelijk zijn van de dichtheid. De mechanische eigenschappen en de waterdoorlatendheid zijn bepalend bij het ontwerp van de bekledingsconstructie.

Er zijn veel factoren die de dichtheid beïnvloeden zoals de samenstelling, korrelverdeling, korrelvorm en vochtgehalte. De dichtheid van een gegeven mengsel wordt bepaald door het proces van verdichting tijdens de aanleg. Hierbij is vooral de verdichtingsgraad belangrijk, de verhouding tussen de gerealiseerde dichtheid en de maximum proctordichtheid. De waterdoorlatendheid wordt hierbij beïnvloed (verkleind) doordat de holle ruimte tijdens de verdichting wordt gereduceerd. De stijfheid wordt verhoogd doordat het aantal contactpunten wordt vergroot evenals het contactoppervlak tussen de korrels.

Bij het verdichten is het vochtgehalte van groot belang; water fungeert als een smeermiddel in het mengsel. Zowel een te hoog als een te laag vochtgehalte heeft een negatieve invloed op de verdichtingsgraad. Bij zand is sprake van een optimum vochtgehalte; een vochtgehalte waarbij het te verdichten materiaal de hoogste dichtheid kan bereiken. Bij de grofkorrelige steenachtige funderingsmaterialen wordt geen optimum vochtgehalte gevonden maar moet het vochtgehalte zich binnen een bandbreedte bevinden.

4.1.3 Stijfheid

De stijfheid van de fundering is een belangrijke eigenschap van de constructie die mede de doorbuiging en optredende spanningen in de bovenliggende bekleding bepaalt. Hoe hoger de stijfheidsmodulus van de fundering, des te meer weerstand biedt de constructie tegen doorbuiging onder belastingen



Een hoge stijfheidsmodulus kan ook een indicatie zijn voor de scheurgevoeligheid van materialen. Cementgebonden en met slakken gebonden materialen kunnen stijfheden bereiken tot in de orde van 5.000 MPa. Als algemene vuistregel wordt gehanteerd dat funderingen met stijfheden hoger dan 2.500 MPa scheurgevoelig zijn, met uitzondering van materialen die alleen met bitumen gebonden zijn. Scheurvorming in een fundering onder een asfalt dijkbekleding is ongewenst.

Voor de meest gebruikte funderingsmaterialen heeft Rijkswaterstaat in het document Specificaties Ontwerp Asfaltverhardingen (SOA) (Rijkswaterstaat, 2016) ontwerpwaarden gegeven die bij het rijkswegennet moeten worden toegepast. Deze zijn ter informatie overgenomen in tabel 4.1. Omdat het verdichten op een talud lastiger is dan verdichting op een vlak terrein, en omdat voor een waterkering wordt gerekend met veiligere karakteristieke waarden dan in de wegenbouw, zijn ontwerpwaarden vastgesteld waarbij de stijfheid enigszins is afgewaardeerd ten opzichte van de ontwerpwaarden uit de SOA, zie tabel 4.1.

Tabel 4.1 Ontwerpwaarden voor de stijfheidsmodulus van funderingsmaterialen

Type fundering	Materiaal	Karakteristieke stijfheidsmodulus SOA [MPa]	Karakteristieke stijfheidsmodulus waterkeringen [MPa]
Ongebonden	Metselwerkgranulaat	150	100
	Ongebonden asfaltgranulaat	-	100
zelfbindend	Betonggranulaat	600	500
	Menggranulaat	400	300
	Hydraulisch menggranulaat	600	500

Bij zowel ontwerp als beoordeling wordt gewerkt met veilige karakteristieke grenzen. In het geval van de stijfheidsmodulus van de fundering betreft dit de 5%-ondergrens, ofwel de waarde die door 5% van alle waarnemingen wordt onderschreden.

Als de kwaliteit van het geleverde product voldoende is en als dit op de juiste wijze wordt verwerkt, zijn de in tabel 4.1 genoemde ontwerpwaarden goed realiseerbaar. Afwijkingen blijven echter altijd mogelijk. Daarom moet na aanleg veelal worden aangetoond dat de ontwerpwaarden zijn gerealiseerd. Bij ongebonden funderingsmaterialen kan de stijfheid direct na aanleg worden bepaald, bij zelfbindende materialen enkele maanden na aanleg.

Voor ongebonden en zelfbindende funderingen geldt dat de stijfheid ook wordt beïnvloed door de spanningscondities waarin deze zich bevinden. Als de meting direct op de fundering wordt uitgevoerd, zal dus een lagere stijfheid worden gemeten dan wanneer een meting wordt uitgevoerd nadat de bekleding op de fundering is aangebracht.

Bij zelfbindende funderingen kan het vele maanden duren voordat de eindstijfheid is bereikt. Kort na aanleg zal de stijfheid van dit type funderingen ongeveer gelijk zijn met die van ongebonden funderingen. Grote vervormingen in de bouwfase ten gevolge van bouwverkeer kunnen het bindingsproces verstoren en daardoor een negatief effect hebben op de



stijfheidsontwikkeling en de eindstijfheid. Dit kan worden voorkomen door in de bouwfase voldoende dikte aan te brengen.

4.1.4 Laagdikte

De laagdikte van een funderingslaag moet altijd ten minste 200 mm bedragen. Als een fundering wordt toegepast met een dikte groter dan 300 mm, moet bij het ontwerp alleen aan de bovenste 300 mm van de laag een stijfheidsmodulus zoals gegeven in tabel 4.1 worden toegekend. Voor de resterende laagdikte moet een stijfheidsmodulus van 100 MPa worden aangehouden.

Bij zowel ontwerp als beoordeling wordt gewerkt met veilige karakteristieke grenzen. In het geval van de laagdikte van de fundering betreft dit de 5%-ondergrens, ofwel de waarde die door 5% van alle waarnemingen wordt onderschreden.

4.1.5 Waterdoorlatendheid

De waterdoorlatendheid wordt gedefinieerd als de snelheid waarmee water door volledig verzadigde grond stroomt. De waterdoorlatendheid is een belangrijke eigenschap van zowel de fundering als de ondergrond omdat deze het gedrag onder maatgevende omstandigheden mede bepaalt. De waterdoorlatendheid is zowel van invloed bij golfbelasting op de bekleding als bij wateroverdrukken onder de bekleding. Van de waterdoorlatendheid van fundering en ondergrond zijn weinig meetgegevens beschikbaar. Daarom is het raadzaam om de waterdoorlatendheid van de fundering en eventueel het onderliggende zand altijd voorafgaand aan de uitvoering van een werk te bepalen.

Bij de situatie van een fundering die als filter fungeert onder een open bekleding op zand, geldt het volgende: Het is in dit geval gewenst dat het filter een waterdoorlatendheid heeft die ten minste gelijk is aan de waterdoorlatendheid van het onderliggende materiaal. Bij een geringere waterdoorlatendheid kunnen er waterdrukken onder het filter ontstaan. Dit moet worden voorkomen.

Het is niet gewenst dat de waterdoorlatendheid van een funderingslaag onder een gesloten bekleding meer dan $1 \cdot 10^{-4}$ m/s bedraagt. Bij beoordeling van de waterdoorlatendheid moet worden nagegaan dat ten minste 95% van de bepaalde doorlatendheden kleiner is dan de genoemde waarde. Is de waterdoorlatendheid groter dan $1 \cdot 10^{-4}$ m/s, dan dient de maximale overdruk onder de bekleding te worden bepaald met een niet-stationair grondwaterstromingsprogramma. Hierbij moet tevens worden nagegaan of de kortdurende waterstandsverschillen ten gevolge van golven en deining relevante belastingen zijn op de bekleding. Bij dit laatste moet aandacht worden geschonken aan het criterium t.a.v. de maximaal toelaatbare hoogte van de freatische lijn onder golfbelasting, zie (Deltares, 2018). Bij een constructie van asfalt op zand is vastgesteld dat, de bekleding zeer snel bezwijkt als niet aan dit criterium wordt voldaan. Het is de verwachting dat een funderingslaag onder de asfaltbekleding de weerstand van de constructie tegen dit mechanisme vergroot. Er zijn op dit moment echter nog geen rekenregels hiervoor beschikbaar.



Als de funderingslaag voldoende waterdoorlatend is, dan treedt de wateroverdruk op tegen de onderzijde van de fundering en mag de fundering worden meegerekend met de laagdikte die weerstand biedt tegen wateroverdrukken. Met behulp van niet-stationaire grondwaterstromingsberekeningen moet worden vastgesteld of de waterdoorlatendheid van de fundering zo laag is dat er geen wateroverdrukken meer optreden tegen de onderzijde van de asfaltbekleding die zo groot zijn dat de bekleding kan worden opgedrukt. Een waterdoorlatendheid van $1 \cdot 10^{-6}$ m/s kan een goede startwaarde voor deze berekening zijn. In de ontwerpberekening moet rekening worden gehouden met het feit dat de dichtheid van de bekleding en de funderingslaag verschilt.

Als de toegepaste materialen niet voldoen aan de algemene ontwerpregels in deze paragraaf, kunnen niet-stationaire grondwaterstromingsberekeningen worden uitgevoerd om aan te tonen dat de gekozen oplossing onder maatgevende omstandigheden niet zal leiden tot ontoelaatbare wateroverdrukken waardoor de constructie kan bezwijken.

4.1.6 Volumebestendigheid

Een volumebestendig materiaal is een materiaal waarvan het volume niet toeneemt onder invloed van vocht. De materialen die in funderingen worden toegepast, betreffen voor een groot deel recyclingmaterialen en restproducten van industriële processen. Hier kunnen materialen tussen zitten die reageren met bijvoorbeeld water, koolzuurgas of zuurstof. Deze zwelgevoelige materialen kunnen zowel de grove korrels betreffen alsook de fijnere fractie in het mengsel. Voorbeelden van zwelgevoelige materialen die in secundaire materialen kunnen zitten zijn:

- Metalen en metaaloxiden zoals calciumoxide en magnesiumoxide. Calciumoxide komt voor als zogenaamde kalkpitten in staalslakkenmengsels. Metalen en metaaloxiden kunnen onder andere voorkomen in AEC-bodemas en ontijzerd industrieel puin (OIP).
- Sommige kleisoorten zijn zwelgevoelig en kunnen in funderingsmaterialen terecht komen.

Door de volumevergroting ontstaat vaak schade aan het bovenliggende asfalt. Daarnaast leidt de volumevergroting tot lokale desintegratie en verlies aan draagkracht. Voor meer informatie wordt verwezen naar (CROW, 2014-2) en (Van den Berg & Roskam, 2018).

4.1.7 Homogeniteit

Veel van de steenmengsels die als funderingsmateriaal worden toegepast, vertonen een grote variatie in eigenschappen. Het zijn veelal nevenproducten die afkomstig zijn uit industriële processen. Bij deze processen is de aandacht voor kwaliteit in de eerste plaats gericht op het primaire product. Deze mengsels bevatten de nodige variatie in mengverhouding, bindcapaciteit, gradering enz. Daarnaast kan tijdens de uitvoering extra variatie ontstaan ten gevolge van ontmenging, verschillen in vochtgehalte, verdichtingsgraad en dergelijke. Dit heeft tot gevolg dat er veel variatie kan ontstaan in de belangrijke eigenschappen van een funderingsmateriaal zoals de stijfheidsmodulus en de waterdoorlatendheid. Daarnaast ontstaat ontmenging door transport en overslag en opslag van de materialen. De fijnere delen hebben de neiging naar beneden te zakken zodat de buitenste schil van een berg funderingsmateriaal meer grove delen bevat en er binnenin meer fijn materiaal wordt gevonden.



Variatie in eigenschappen is zowel mogelijk binnen een werk als tussen verschillende werken. Het is van belang dat de variatie in eigenschappen zo veel mogelijk wordt beperkt. Een goede menging bij aanleg bevordert de homogeniteit. Als dit niet gebeurt, heeft dit negatieve gevolgen voor het resultaat van de veiligheidsbeoordeling omdat daar wordt gerekend met karakteristieke boven- en ondergrenzen van de betreffende eigenschappen.

4.2 Bepaling van eigenschappen

4.2.1 Laboratoriumproeven

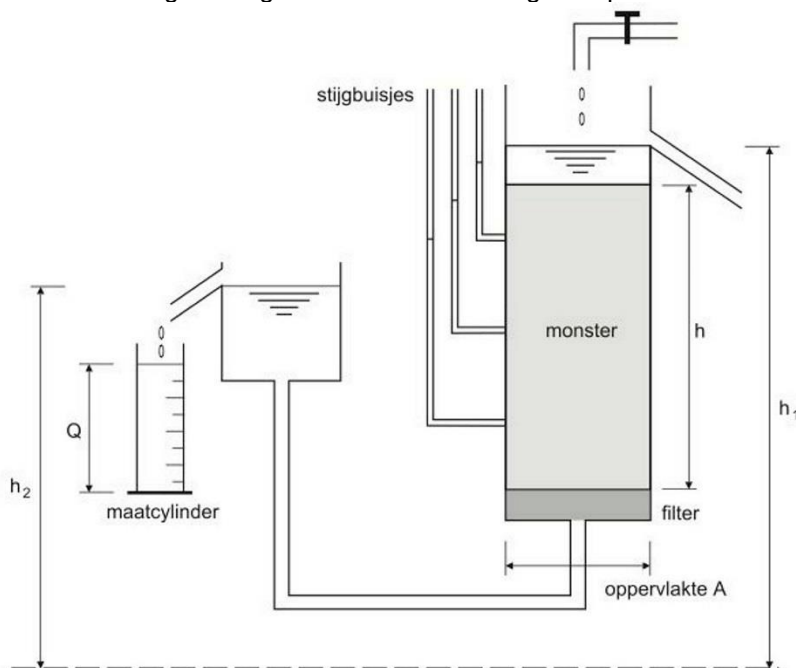
Dichtheid

De dichtheid van ongebonden en lichtgebonden funderingsmaterialen wordt in het veld bepaald. Om hieruit de verdichtingsgraad te kunnen berekenen, wordt in het laboratorium de maximum proctordichtheid bepaald. Omdat grofkorrelige steenachtige funderingsmaterialen geen duidelijk optimum vochtgehalte kennen, zie paragraaf 4.1.2, wordt de maximum proctordichtheid bepaald met de eenpunts-proctorproef. Deze is beschreven in de Standaard RAW-bepalingen (CROW, 2014), proef 10.

Waterdoorlatendheid

Om een representatief beeld te krijgen van de waterdoorlatendheid, moet deze worden uitgevoerd op monsters met een dichtheid die vergelijkbaar is met de dichtheid in het veld. Daarnaast moeten de samenstelling en korrelverdeling representatief zijn.

De waterdoorlatendheid van monsters funderingsmateriaal wordt meestal bepaald met een zogenaamde constant head-proef, zie figuur 4.1. Bij slecht doorlatende materialen zoals klei wordt meestal gebruik gemaakt van een falling headproef.



Figuur 4.1: Constant headproef (CROW, 2004)



Er zijn verschillende normen waarin waterdoorlatendheidsproeven worden beschreven. Proef 13 van de Standaard RAW-bepalingen (CROW, 2014) is een van de proeven die hiervoor kan worden gebruikt.

Volumebestendigheid

Als aan de volumebestendigheid van een materiaal op basis van herkomst wordt getwijfeld, kan deze worden beoordeeld met proeven in het laboratorium. De volumebestendigheid van staalslakken kunnen worden beoordeeld met de stoomproef. Deze is beschreven in NEN-EN 1744-1 artikel 19.3. In deze proef wordt een proefstuk in een mal met een geperforeerde bodem geplaatst waarna deze gedurende 1 week met stoom wordt doorblazen. De heffing op het midden van het proefstuk wordt gemeten. Eisen zijn ook opgenomen in artikel 80.86.10 van de Standaard RAW-bepalingen (CROW, 2014).

Door bijmenging van lokaal aanwezige klei kunnen zwelgevoelige fijne deeltjes in een funderingsmateriaal terecht komen. Met de methyleenblauwproef kan worden nagegaan of er zwelgevoelige kleideeltjes in het materiaal aanwezig zijn. Dit kan worden voorkomen door toepassen van een scheidingsdoek tussen het funderingsmateriaal en de aanwezige klei.

4.2.2 *Veldproeven*

Dichtheid

De dichtheid van een grofkorrelig steenachtig funderingsmateriaal kan in het veld worden bepaald met de grindvervangingsmethode, proef 7 van de Standaard RAW bepalingen (CROW, 2014). Hierbij wordt een gat gegraven in de aangelegde fundering waarna het volume van het gat wordt bepaald door dit op te vullen met grind. In het laboratorium worden de droge en natte massa van het uitgegraven materiaal bepaald waarna de droge en natte dichtheid kunnen worden bepaald. Nadeel van deze methode is dat het arbeidsintensief is.

De dichtheid kan ook worden bepaald met een nucleaire dichtheidsmeter. Hierbij wordt een nucleaire stralingsbron via een stalbuis in de fundering gedrukt. Vervolgens wordt door middel van gammastraling de natte dichtheid bepaald. Daarnaast kan een nucleaire dichtheidsmeter ook een indicatie geven van het vochtgehalte. Deze meting van het vochtgehalte is echter onvoldoende betrouwbaar. Daarom is het noodzakelijk dat het vochtgehalte en de droge dichtheid in het laboratorium wordt bepaald.

Stijfheid

De stijfheidsmodulus van een fundering kan in het veld worden bepaald met een valgewicht-deflectiemeting of met een (dynamische) plaatbelastingsproef. Als direct op de fundering wordt gemeten, wordt de dynamische plaatbelastingsproef of de Light Weight Deflectometer (LWD) gebruikt. Hiermee wordt een oppervlaktemodulus bepaald; een equivalente stijfheidsmodulus van alle onder de voetplaat aanwezige lagen. Omdat de invloedsdiepte van een LWD beperkt is, wordt de oppervlaktemodulus vooral bepaald door de stijfheid van de funderingslaag.

Na aanleg van de asfaltbekleding kan de stijfheid van alle aanwezige lagen worden vastgesteld met een valgewicht-deflectiemeter. De stijfheidsmodulus van de fundering zal dan hoger zijn dan de oppervlaktemodulus die direct op de fundering is gemeten. Dit wordt veroorzaakt door het proces van zelfbinding dat traag verloopt en doordat de spanningscondities zijn veranderd door het plaatsen van de asfaltbekleding op de fundering, zie ook paragraaf 4.1.2.



Laagdikte

De laagdikte van asfalt en fundering kunnen worden bepaald aan de hand van boorkernen of grondradarmetingen. Een boorkern levert een nauwkeurige puntmeting op. Met een grondradarmeting kan de laagdikte over een meetraai of een oppervlak in kaart worden gebracht. Om de radar-metingen te ijken is het nodig dat enkele kernen worden geboord.



5 Faalmechanismen

5.1 Inleiding

De asfaltdijkbekleding heeft als primaire taak het dijklichaam te beschermen tegen erosie. Het asfalt is meestal gelegen op een zandlichaam, soms op een onderlaag van klei, keileem, zandasfalt of breed gegradeerd granulair materiaal. Een asfaltbekleding is altijd aangelegd in combinatie met andere bekledingstypen zoals dikwijls een steenzetting lager op het talud en een grasbekleding hoger op het talud. Overgangsconstructies, naar bijvoorbeeld een ondergelegen steenbekleding, vormen een potentieel risico, vooral ten aanzien van het uitspoelen van het onderliggende materiaal als er openingen aanwezig zijn of in de loop van de tijd kunnen ontstaan.

Bezwijkmechanismen van asfaltbekledingen zijn fysische verschijnselen waarbij de bekleding onder stormcondities een ontoelaatbare vervorming ondergaat zodat de samenhang van de bekleding verloren gaat. Dit kan ertoe leiden dat de asfaltbekleding geen bescherming meer biedt tegen erosie van het dijklichaam.

Twee belastingsituaties tijdens storm zijn het belangrijkste. In de eerste plaats is er de belasting gevormd door de telkens op het talud brekende golven. Deze herhaalde stootbelasting geeft aanleiding tot herhaalde deformatie, waardoor vermoeiingsverschijnselen optreden en het asfalt uiteindelijk kan bezwijken. De tweede belangrijke belastingsituatie kan optreden na een hoge waterstand. Als de asfaltbekleding (of de eventuele onderlaag) ondoorlatend is, kan de bekleding bij een dalende buitenwaterstand worden opgedrukt als gevolg van een hoge freatische lijn in de dijk.

De kwaliteit van de constructie is onderhevig aan veroudering en dit heeft invloed op de parameters die de sterkte van de bekleding bepalen. Het gaat daarbij zowel om veranderingen van de materiaaleigenschappen van het asfalt als om uitspoeling van de onderlaag, doordat er door veroudering openingen in de bekleding ontstaan. De navolgende paragrafen beschrijven achtereenvolgens de aan veroudering gerelateerde mechanismen, de mechanismen waarvoor de sterkte normaliter wordt gecontroleerd en de resterende sterkte.

5.2 Veroudering materiaal bekledingslaag

Het materiaal asfalt is gevoelig voor veroudering. In de loop van de tijd wordt onder invloed van zonlicht en zuurstof het bitumen harder. Daardoor wordt het asfalt brosser en daardoor scheurgevoeliger. Thermische spanningen door temperatuurverschillen kunnen leiden tot scheuren en openstaande naden in de bekleding. Een grotere laagdikte verkleint de kans op doorgaande scheuren.

Aantasting van het materiaal kan ook optreden door bepaalde soorten begroeiing (zoals riet of houtvormende gewassen) die het materiaal opdrukken danwel doorwortelen. Vooral voor waterbouwasfaltbeton (WAB) is doorworteling ongunstig. Bij open steenasfalt (OSA) is een bepaald type begroeiing dikwijls juist de bedoeling maar ook daar dient de integriteit van de bekleding wel bewaakt te worden, dat wil zeggen er moet op gelet worden dat er geen begroeiing optreedt die houtvormend is danwel die sterke wortelstokken (Riet) vormt.

Verder kan asfalt (WAB en OSA) aangetast raken door stripping. Daarbij gaat in de loop van de tijd de hechting tussen het bitumen en de stenen in het asfaltmengsel verloren. Indringend



vocht verbreekt de hechting zodat individuele stenen losraken. Dit reduceert de sterkte van het asfalt en leidt op den duur tot aantasting van het oppervlak, er verdwijnen stenen uit het oppervlak. Soms ontstaan er ook kuilen in het asfaltoppervlak ten gevolge van het uiteenvallen van lokaal slecht asfalt over een deel van de dikte.

Voor de sterkte van WAB is een verouderingsformule ontwikkeld die de sterkteafname –die optreedt ten gevolge van de indringing van water– als functie van de tijd beschrijft met de holle ruimte als parameter (Q-Consult, 2013). Aantasting van het oppervlak kan uiteindelijk leiden tot het eroderen (dus verdwijnen) van het bovenste deel van de asfaltlaag. Het dunnere restant zal minder sterkte hebben. Een teruglopende sterkte zal zich bij open steenasfalt (OSA) veelal openbaren door erosie van het bekledingsoppervlak, zie paragraaf 6.6.

De stijfheid van de asfaltbekleding verandert ook ten gevolge van veroudering. Na verloop van tijd gaat deze ruimtelijk veel meer spreiding vertonen, met een hogere stijfheid voor goed maar hard geworden asfalt en een lagere stijfheid voor aangetast asfalt.

Bij vol en zat gepenetreerde breuksteen is de mortel dusdanig bitumenrijk en dicht dat verouderingsprocessen geen noemenswaardige rol spelen. Het mengsel is verder zodanig plastisch dat zettingsverschillen in de ondergrond zonder scheurvorming kunnen worden opgevangen.

5.3 Bezijken ten gevolge van belastingen

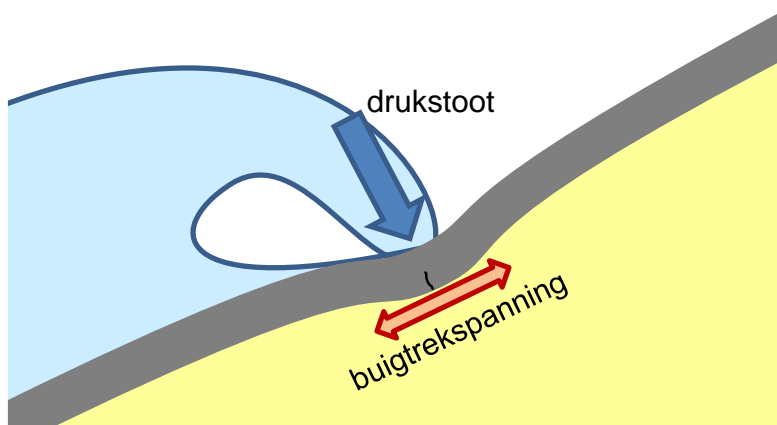
> Een asfaltbekleding moet een aaneengesloten geheel blijven vormen om weerstand te bieden aan de optredende hydraulische belastingen, teneinde erosie van de ondergrond te voorkomen. Een golf die het talud treft, veroorzaakt een drukstoot op de bekleding. De bekleding moet hiertegen voldoende weerstand bieden en mag niet bezijken onder de (herhaalde) golfbelasting. In de volgende sub-paragrafen worden de volgende bezwijk-mechanismen behandeld:

- Bezijken op buiging, door overschrijden van de vermoeiingssterkte door golfklappen.
- Bezijken op dwarskracht door golfklappen.
- Bezijken van de ondergrond door golfbelastingen.

5.3.1 Overschrijden van de vermoeiingssterkte door golfklappen

Bij een maatgevende storm wordt het asfalt gedurende enige tijd (enkele uren tot een dag) belast door herhaalde golfklappen (brekende golven). Deze geven aanleiding tot herhaalde deformatie en dientengevolge trekspanningen aan de onderzijde van de bekleding, zie figuur 5.1. Deze herhaalde trekspanningen leiden bij een te zwakke bekleding tot vermoeiing van het asfalt, zodat er trekscheuren aan de onderzijde van het asfalt ontstaan: de bekleding bezwijkt.

Volgens het gangbare rekenmodel wordt het moment waarop de scheuren vanaf de onderzijde door de bekleding gaan groeien aangemerkt als falen van de bekleding.



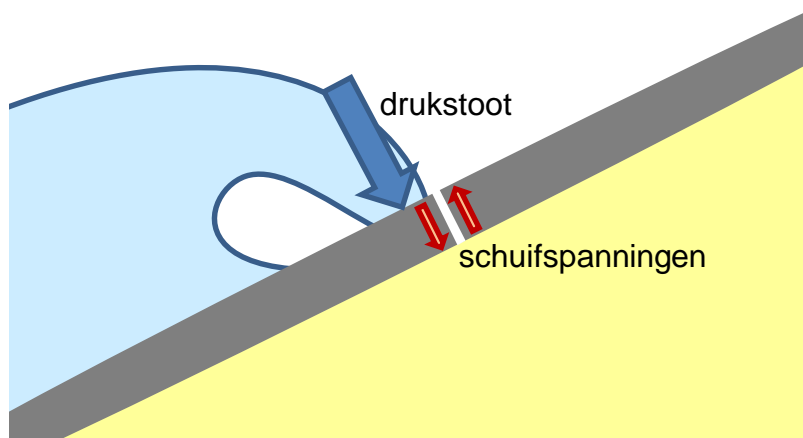
Figuur 5.1 Mechanisme overschrijden van de buigtreksterkte door golfklappen

Bij aanhoudende belasting kan het asfalt zodanig deformeren dat deze scheuren doorgroeien naar de bovenzijde van het asfalt. Het laatste stuk van de asfaltdoorsnede, de trekzone, zal waarschijnlijk doorscheuren als gevolg van dwarskracht. Er ontstaat een doorgaande scheur die als gevolg van een beperkte afschuiving of simpelweg temperatuursvervormingen open kan gaan staan. Hierdoor komt het zandlichaam (of de onderlaag indien aanwezig) gedeeltelijk bloot te liggen. Er treedt dan uitspoeling op, waarbij in het geval van een zandonderlaag het asfalt snel wordt ondermijnd. Als gevolg van deze ondermijning zal het asfalt instorten, waardoor er grotere gaten in de bekleding ontstaan en het asfalt nauwelijks meer bescherming biedt tegen erosie door de golven. Het zandlichaam zal bij een normale (smalle) dijk snel (d.w.z. binnen één winterstorm) eroderen.

In het geval van een onderlaag (klei, keileem, zandasfalt, breed gegradeerd granulair materiaal) kan de resterende sterkte aanzienlijk zijn. De uitspoeling door een scheur of gat zal aanzienlijk trager verlopen; het ontstaan van een bres vraagt een aanzienlijk langere belastingduur.

5.3.2 *Bezwijken op dwarskracht door golfklappen*

Als een (geconcentreerde) belasting op een asfaltbekleding wordt uitgeoefend, zullen direct naast de belasting schuifspanningen in de bekleding ontstaan ten gevolge van de optredende dwarskrachten, zie figuur 5.2. Deze schuifspanningen mogen de kritische schuifsterkte van de bekleding niet overschrijden.



Figuur 5.2 Mechanisme afschuiving door golfklappen

Als een asfaltbekleding met een geringe laagdikte wordt aangelegd ($d < 10$ cm), kan dit mechanisme optreden. In de Nederlandse praktijk van de primaire waterkeringen is dit mechanisme bij belasting door golven nooit maatgevend omdat een asfaltbekleding op zand altijd met een laagdikte van ten minste 15 cm wordt aangelegd. Als er echter ook zware onderhoudsvoertuigen op de dijk kunnen komen, dan zal de wiellast al snel de maatgevende dwarskracht opleveren. Een goed verdichte funderingslaag onder het asfalt kan er voor zorgen dat dit mechanisme minder snel optreedt.

5.3.3 Bezwijken van de ondergrond door golfbelastingen

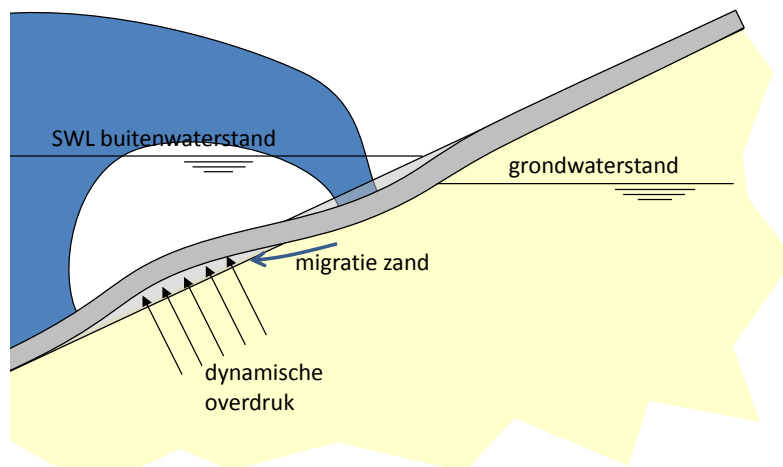
Over bezwijken van de ondergrond door golfbelastingen is relatief weinig bekend. Dit mechanisme zou kunnen optreden bij extreem zware golfaanval, d.w.z. bij significante golfhoogte van ongeveer 3 meter of meer, of in geval van een hoge grondwaterstand onder de bekleding. Als het draagvermogen van de ondergrond tekort schiet treden grote vervormingen van de ondergrond op waarbij ook de asfaltbekleding bezwijkt. Mechanismen die mogelijk kunnen optreden zijn:

- Verweken van de ondergrond door golfaanval. Verweking van de ondergrond ontstaat als een (plotselinge) belastingverhoging op een verzadigde grond leidt tot een situatie waarbij het korreelskelet de optredende spanningen niet meer kan dragen. Daardoor vervormt deze en neemt een dichtere pakking aan. Hierdoor wordt de belasting volledig gedragen door het poriënwater en levert de ondergrond geen schuifweerstand meer. Daardoor treden er grote vervormingen in de ondergrond op die kunnen leiden tot het bezwijken van de bekleding. Voorwaarde voor het ontstaan van verweking is dat de ondergrond met water is verzadigd. Daarnaast neemt de kans op verweking toe naarmate de verdichtingsgraad van het zand lager is en naarmate de golfbelasting hoger is. In geval van een funderingslaag onder het asfalt moet deze niet verwekingsgevoelig zijn. Dit stelt eisen aan de bestanddelen van deze laag.
- Afschuiven van de bekleding. Golfaanval op de bekleding in combinatie met waterdruk onder de bekleding kan er toe leiden dat de asfaltbekleding onder zijn eigen gewicht wegschuift richting de teen van de dijk. Als de bekleding aan de onderzijde ondersteund wordt door een voldoende sterke teenconstructie of lager op het talud gelegen



steen-zetting die niet afschuift of faalt, dan is er geen afschuiven van de asfaltbekleding langs het talud mogelijk. De rekenregel voor de beoordeling op wateroverdrukken (paragraaf 4.4) gaat ervan uit dat een afschuiving van de toplaag langs het talud niet mogelijk is. Als er een funderingslaag onder het asfalt aanwezig is kan deze de stabiliteit vergroten, mits de waterdruk niet in deze laag doordringt.

- Vorming van een S-profiel. Door langdurige golfaanval in dezelfde zone kan er vervorming van de ondergrond optreden die leidt tot een S-profiel. Doordat de bekleding niet alleen inveert onder golfaanval maar ook enigszins opbolt hoger en lager op het talud, kan afstromend grondwater gronddeeltjes onder de bekleding verplaatsen. Als dit proces zich maar lang genoeg herhaalt, zal een S-profiel ontstaan, zie figuur 5.3. Te grote vervorming leidt tot bezwijken van de bekleding. In geval van een enigszins gebonden funderingslaag onder het asfalt, kan worden nagegaan of de korrels in dit materiaal minder gevoelig zijn voor dit mechanisme.
- Bezwijken van de ondergrond. Als de spanningen die een golfbelasting veroorzaakt te hoog zijn, kan dit leiden tot bezwijken van de ondergrond. Overschrijding van de kritische schuifspanning leidt dan dus tot plastische (blijvende) deformatie in de ondergrond. Tot op zekere hoogte kan een asfaltbekleding vervormingen volgen, maar te grote vervorming leidt tot bezwijken van de bekleding. De aanwezigheid van een stijve fundering kan de vervorming beperken.



Figuur 5.3 Vorming S-profiel door combinatie van ontlasten door golfterugtrekking en belasten door golfklap

Specifiek voor gebonden funderingslagen moet ervoor worden gewaakt dat de scheuren die hierin zouden kunnen ontstaan niet doorgroeien in de bovengelegen asfaltbekleding.

De mechanismen genoemd in deze sub-paragraaf zijn uitgesloten door de toepassingsvoorwaarden voor het rekenmodel voor golfklappen. Wanneer significante golfhoogten van meer dan 3 m kunnen optreden, of bij een grondwaterstand achter de asfaltbekleding, dient aandacht aan deze mechanismen te worden besteed.

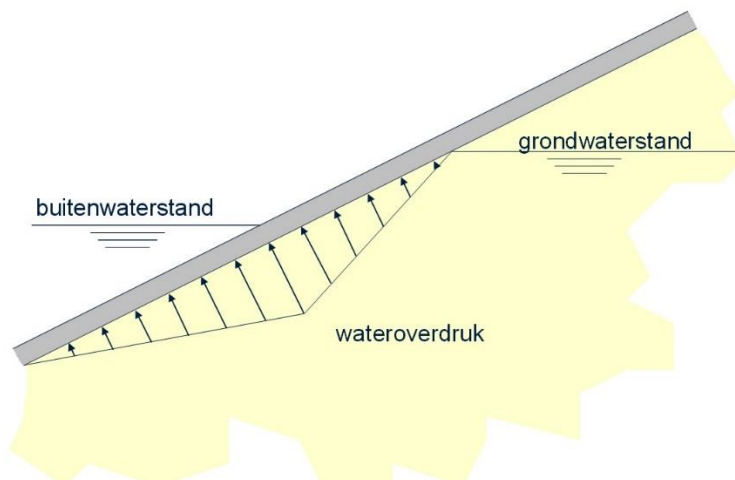


5.4 Bezijken ten gevolge van wateroverdrukken

Bij niet-doorlatende dijkbekledingen kunnen wateroverdrukken onder de bekleding ontstaan. Bij niet-doorlatende asfaltbekledingen gaat het vooral om waterbouwasfaltbeton en vol en zat gepenetreerde breuksteenbekledingen.

Een bekleding van open steenasfalt is altijd zodanig doorlatend dat statische overdrukken onder deze asfaltlaag nooit een probleem mogen opleveren. Echter als de open steenasfaltbekleding op een onderlaag van klei is aangelegd, dan is het denkbaar dat door de geringe doorlatendheid van de kleilaag de combinatie van toplaag en onderlaag ook kan opdrijven. Voor een dergelijke constructie zal echter al vrij snel blijken dat het totale pakket voldoende massa heeft.

Bij het optreden van een hoge buitenwaterstand zal de freatische lijn in het dijklichaam stijgen door het grote stijghoogteverschil tussen de buitenwaterstand en de grondwaterstand in het dijklichaam. Een extreme waterstand kan worden gevolgd door een snelle val van de buitenwaterstand. De grondwaterstand volgt vertraagd, waardoor de bekleding wordt belast door een opwaartse wateroverdruk, zie figuur 5.4. Het gaat bij dit mechanisme dus om de statische wateroverdruk die wordt veroorzaakt door het niveauverschil tussen de grondwaterstand onder de bekleding en de stilwaterlijn die de belasting levert op de bekleding.



Figuur 5.4 Mechanisme wateroverdruk onder de bekleding

Wanneer de opwaartse druk van het water groter is dan de component loodrecht op het talud van het eigen gewicht van de bekleding per m², zal de bekleding plaatselijk worden opgelicht. In de ruimte die tussen de bekleding en de ondergrond ontstaat, zal zich vervolgens materiaal ophopen dat wordt verplaatst door het grondwater dat onder de bekleding naar beneden wegstroomt. Hierdoor kan de bekleding niet meer naar zijn oorspronkelijke positie terugkeren. Aangezien de maximale wateroverdruk optreedt om en nabij de buitenwaterstand, zal het oplichten plaatsvinden in de zone waar ook golfklappen inslaan. Alhoewel dit proces nooit is gemodelleerd, mag worden verwacht dat de deformaties die optreden als gevolg van de golfbelasting op de opgelichte asfaltbekleding veel groter zijn dan wanneer de bekleding nog door een zandbed wordt ondersteund.



Evenals bij falen als gevolg van golfklappen kan bij doorgaande belasting het asfalt zodanig deformeren dat zich scheuren ontwikkelen over de gehele dikte van de asfaltbekleding. Hierdoor komt het zandlichaam (of de onderlaag indien aanwezig) gedeeltelijk bloot te liggen. Indien de waterstand daarna weer hoger wordt, kan er uitspoeling optreden, waarbij in het geval van een zandonderlaag het asfalt snel wordt ondermijnd. Als gevolg van deze ondermijning zal het asfalt instorten, waardoor er grotere gaten in de bekleding ontstaan en het asfalt nauwelijks meer bescherming biedt tegen erosie door de golven. Het zandlichaam zal bij een normale (smalle) dijk snel (d.w.z. binnen één winterstorm) eroderen. In het geval van een onderlaag (klei, keileem, zandasfalt, breed gegradeerd granulair materiaal) is er nog sprake van meer resterende sterkte.

Mits de onderlaag ondoorlatend genoeg is kan deze extra gewicht geven, zodat het geheel van asfalt (WAB) met onderlaag minder snel wordt opgelicht. Naar verwachting is een doorlatendheid kleiner dan $1 \cdot 10^{-6}$ m/s klein genoeg. Aanbevolen wordt om met een tijdsafhankelijke grondwaterstromingsberekening te controleren hoe het water indringt in deze onderlaag.

5.5 Materiaaltransport van onder de bekleding

De asfaltbekleding moet voorkomen dat materiaal uit het dijklichaam kan uitspoelen. Tijdens de gebruiksfase van een asfaltbekleding kunnen door verschillende oorzaken schades optreden die kunnen leiden tot materiaaltransport vanuit de ondergrond. De oorzaken kunnen zijn:

- Veroudering van het materiaal zoals in paragraaf 4.2 is behandeld in combinatie met temperatuurspanningen/-vervormingen.
- Bijzondere belastingen die scheuren of gaten in de bekleding veroorzaken, zoals scheepsaanvaringen, kruierend ijs en te zwaar onderhoudsmaterieel op de dijk.
- Het open gaan staan van overgangs- of aansluitingsconstructies ten gevolge van constructiefouten, door zetting van het dijklichaam of door grondmechanische instabiliteit.

Materiaaltransport treedt op als de schade aan de bekleding (scheuren, gaten) zo groot is dat er ondergrondmateriaal door heen kan worden getransporteerd en als er een mechanisme aanwezig is dat zorgt voor transport van het materiaal. Dit betekent dat een scheur of een openstaande naad over de volledige bekledingsdikte doorgaand moet zijn en enige scheurwijdte moet hebben.

Als er een enigszins gebonden funderingslaag onder het asfalt aanwezig is, kan het zijn dat het materiaaltransport door schades in het asfalt minder is.

Ook zonder golfaanval kan er onder dagelijkse omstandigheden soms al sprake zijn van enig materiaaltransport. Als er een hoge grondwaterstand in het dijklichaam aanwezig is, kan het uitstromende grondwater het ondergrondmateriaal transporteren. Ook bodembewoners (mieren, muizen en mollen) kunnen voor materiaaltransport onder dagelijkse omstandigheden zorgen.

De genoemde schades treden op tijdens de gebruiksfase onder reguliere omstandigheden. Dit betekent dat een beheerder doorgaans voldoende tijd heeft om optredende schade te herstellen.



Daarnaast zijn er twee mechanismen specifiek van toepassing voor een vooroeverbescherming. Dit betreft het opdrukken van de vooroeverbescherming door golfbeweging en ontgronding van de deels beschermde vooroever. Deze twee mechanismen kunnen invloed hebben op de stabiliteit van het bovengelegen talud met bekleding en staan beschreven in de Handreiking Dijkbekledingen, Deel 3 Asfaltbekledingen: hoofdstuk 12 'Faalmechanismen asfaltbekledingen' (Rijkswaterstaat, 2015).

5.6 Erosie bekledingsoppervlak

Het mechanisme 'erosie bekledingsoppervlak' is vooral van toepassing op open steenasfalt (OSA). Waterbouw-asfaltbeton en vol en zat gepenetreerde breuksteen zijn duurzamer en vertonen door het dichte mengsel veel meer samenhang.

Individuele stenen kunnen uit een bekleding van open steenasfalt losraken doordat deze worden belast door bijvoorbeeld drijvend vuil, rollende stenen uit een ondergelegen steenbestorting of doordat achtergebleven water bij opvriezen stenen uit de bekleding drukt. Deze erosie kan beginnen voordat er sprake is van de maatgevende omstandigheden. Als de laagdikte door erosie te ver is afgenomen, zal de bekleding onvoldoende sterkte bezitten om de maatgevende golfbelastingen, zie paragraaf 4.3, te weerstaan.

De sterkte van de asfaltmastiek, die de stenen bij open steenasfalt omhult en aan elkaar hecht, bepaalt de weerstand tegen erosie. Een grotere dikte van de omhulling verhoogt de weerstand tegen erosie.

De weerstand van open steenasfalt tegen erosie vermindert door de inwerking van zuurstof en water. Door oxidatie wordt het bitumen brosser. Hierdoor neemt weliswaar de sterkte toe, maar de weerstand tegen vervormen neemt af en bij belasting zullen er eerder individuele stenen uit de bekleding verdwijnen.

Water kan op de lange termijn de hechting tussen het bitumen en de steen aantasten waardoor de sterkte vermindert (stripping). Daarom is het van belang dat er een combinatie van steen en bitumen wordt gekozen die een goede affiniteit met elkaar hebben om een optimale, duurzame hechting tussen steen en bitumen te realiseren.

Of er sprake is van steenverlies door stripping of door veroudering kan worden bepaald aan de hand van het aangetaste oppervlak. In het eerste geval toont het oppervlak de afdruk van de verdwenen steen, in het tweede geval is sprake van breuk van de mortel.

Erosie van open steenasfalt treedt bij bekledingen gelegen in de getijzone op tijdens de gebruiksfase. Dit betekent dat een beheerder in die gevallen doorgaans voldoende tijd heeft om optredende schade te herstellen.

5.7 Resterende sterkte

Als de asfaltbekleding door golfklappen begint te scheuren, beschermt de bekleding de ondergrond nog steeds tegen erosie: de bekleding bezwijkt, maar faalt nog niet werkelijk. Voordat van falen van de asfaltbekleding sprake is, moeten nog enige processen worden doorlopen. De scheur die onderin de bekleding ontstaat, moet doorscheuren naar het oppervlak en zal open moeten gaan staan alvorens er sprake kan zijn van enig zandverlies.

Als zich eenmaal een geopende scheur in de bekleding bevindt en de schadeplek wordt belast door golven en de bekleding ligt direct op de zandkern, dan zal de bekleding binnen een uur



waarschijnlijk dusdanig worden ondermijnd dat de bekleding instort. Er ontstaat dan een aanzienlijk gat waardoor het zandlichaam feitelijk niet meer (afdoende) wordt beschermd tegen erosie: de bekleding faalt.

Vervolgens gaat grootschalige erosie van het dijklichaam optreden. Bedacht moet worden dat tijdens de fase waarin de erosie van het dijklichaam optreedt, het dijklichaam deels ook niet beschermd is tegen infiltratie. Daardoor kan de freatische lijn in de dijk sneller stijgen dan wanneer er nog geen sprake is van infiltratie via de beschadigde taludgedeeltes. Hierdoor kunnen ook andere vervolgmechanismen (bijvoorbeeld een afschuiving binnenwaarts) het resterende dijklichaam verder aantasten.

Als er een erosiebestendige funderingslaag onder het asfalt aanwezig is, kan het zijn dat het uitspoelen van materiaal door de scheuren in het asfalt vertraagd verloopt. Dit kan mogelijk genoeg zijn om verdere erosie binnen de duur van de storm te voorkomen.

Behalve door bezwijken van de bekleding zelf kan een asfaltbekleding op het buitentalud ook beschadigd worden door andere mechanismen: buitenwaartse macro-instabiliteit, golfafslag voorland, afschuiven voorland en/of een zettingsvloeiing. Als er een grootschalige afschuiving of vloeiing optreedt waarbij ook een deel van het buitentalud wordt beschadigd, dan zal de bekleding en de eventuele onderlaag zodanig beschadigd raken dat de bekleding niet meer in staat is het dijklichaam effectief te beschermen tegen erosie. Een dergelijk mechanisme beschadigt de bekleding dan meteen zodanig dat de bekleding faalt.

5.8 Overzicht van het faaltraject door bezwijken van de asfaltbekleding

5.8.1 Inleiding

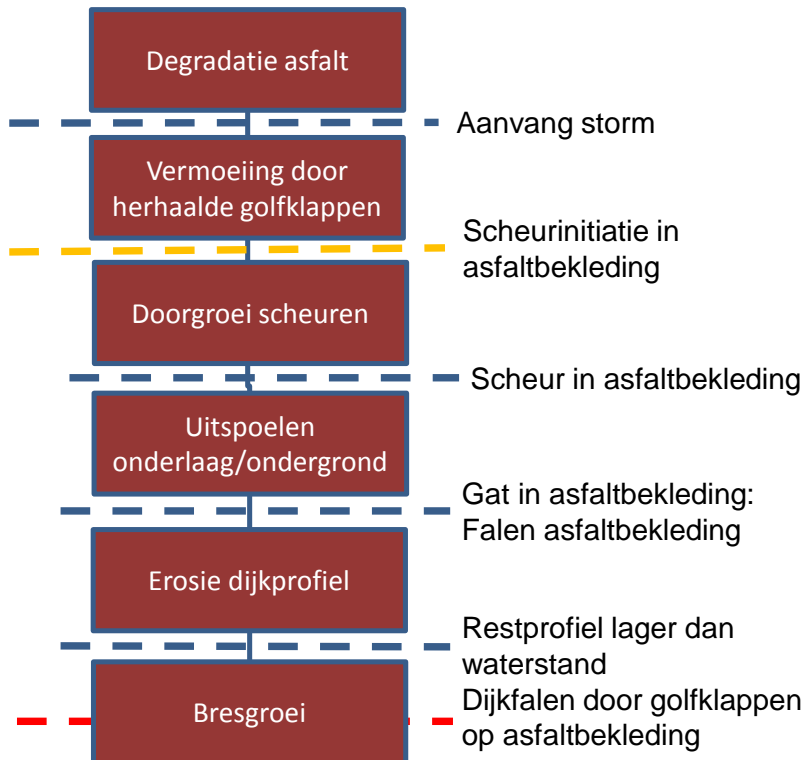
In de volgende twee sub-paragrafen zijn de processen leidend tot falen van de waterkering als gevolg van het bezwijken van de asfaltbekleding in een schema gevat. Het gaat daarbij om de processen waarmee in een beoordeling rekening kan worden gehouden.

Bijzondere belastingen zoals schade door begroeiing, aanvaring en ijsgang zijn niet opgenomen, omdat die belastinggevallen niet per se hoogwater-gerelateerd zijn. Dit betekent dat een beheerder bij schade door die belastingen doorgaans voldoende tijd heeft om de schade te herstellen.

Om het schema niet te overladen, zijn de faalmechanismen bezwijken ten gevolge van golfklappen en bezwijken ten gevolge van wateroverdruk, apart behandeld. Onderin de schema's tonen zij vergelijkbare stadia en processen.



5.8.2 Traject van initiatie tot falen ten gevolge van golfklappen



Figuur 5.5 Traject leidend tot falen van de dijk ten gevolge van golfklappen

De belasting op de bekleding bestaat uit de golfhogte, golfperiode, stormduur en waterstandsverloop. De weerstand tegen golfklappen wordt bepaald door de laagdikte, breuksterkte en vermoeiingseigenschappen, stijfheid van de bekleding en beddingsconstante van de ondergrond. De invloeden van de relevante parameters op het bezwijkmechanisme zijn de volgende:

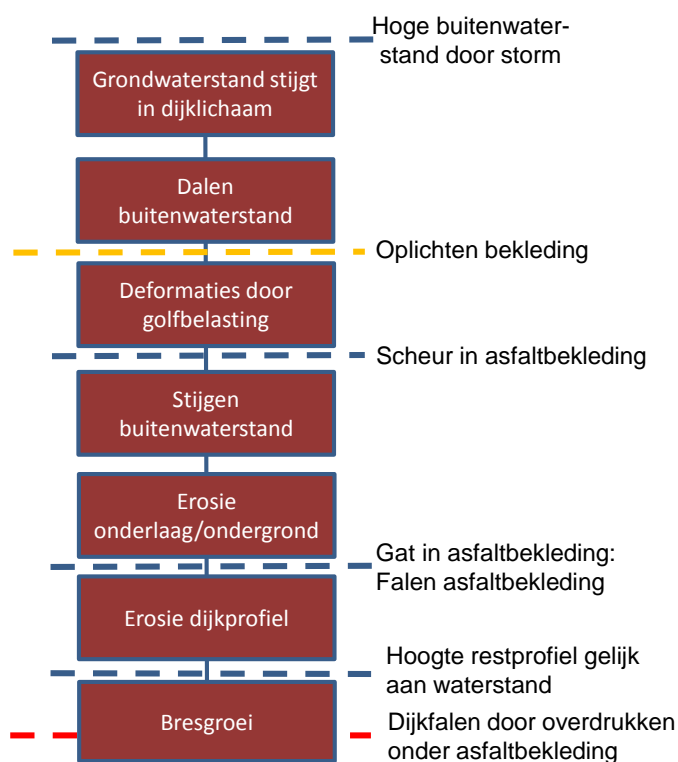
Golfhoogte. De significante golfhogte bepaalt de grootte van de drukstoot die op de bekleding wordt uitgeoefend. Hogere golven leiden tot grotere drukstoten.

- **Golfperiode.** Een kortere gemiddelde golfperiode leidt tot meer golfklappen tijdens een storm en leidt per belastingduur dus tot een iets hogere vermoeiingsschade aan het asfalt.
- **Stormduur.** Een langere stormduur leidt tot meer golfklappen tijdens een storm en levert dus een grotere vermoeiingsschade aan het asfalt.
- **Waterstandsverloop.** Het waterstandsverloop bepaalt de mate waarin de belasting over verschillende zones van de bekleding worden gespreid. Een grotere spreiding resulteert in een wat lagere vermoeiingsschade.
- **Laagdikte.** Een grotere laagdikte zorgt voor lagere buigspanningen in het asfalt en dus voor een grotere weerstand tegen golfklappen.
- **Breuksterkte.** Een hogere breuksterkte betekent dat de maximaal toelaatbare spanningen in het asfalt hoger zijn en leidt dus tot een grotere weerstand tegen golfklappen.



- Stijfheid. Een hogere stijfheid van de bekleding zorgt voor hogere spanningen in het asfalt en leidt tot een kleinere weerstand tegen golfklappen.
- Beddingsconstante. Een hogere beddingsconstante van de ondergrond zorgt voor een geringere doorbuiging van de asfaltbekleding en dus lagere spanningen in het asfalt.
- vermoeiingsparameters. Deze parameters beschrijven de vermoeiingssterkte van het asfalt. Dit zijn empirische fit-parameters die niet meteen een fysische betekenis hebben.

5.8.3 Gebeurtenissen tot dijkfalen ten gevolge van opdrukken door wateroverdruk.



Figuur 5.6 Traject leidend tot falen van de dijk ten gevolge van opdrukken

De belasting voor de situatie die bij het rekenkundig falen wordt beoordeeld, bestaat uit het verschil tussen de grondwaterstand en de buitenwaterstand. Dit verschil wordt beïnvloed door de maximale buitenwaterstand, de snelheid waarmee de buitenwaterstand daalt na optreden van het hoogwater en de doorlatendheid van de ondergrond. Ook de afstroommogelijkheden naar het achterland, de openheid van de teenconstructie en de ligging van de onderzijde van de gesloten bekleding beïnvloeden de maximaal optredende wateroverdruk onder de bekleding. De weerstand tegen de optredende wateroverdruk wordt geleverd door de laagdikte en de dichtheid van de bekleding.

De invloeden van de relevante parameters op het mechanisme zijn de volgende:



- Maximale buitenwaterstand. Een hogere maximale buitenwaterstand leidt tot een groter stijghoogteverschil tussen buitenwaterstand en grondwaterstand waardoor het grondlichaam zich sneller en tot hoger zal vullen met water.
- Val van de buitenwaterstand. Een snellere val van de buitenwaterstand zorgt voor een groter verschil tussen de grondwaterstand en de buitenwaterstand en dus voor een hogere wateroverdruk onder de bekleding.
- Doorlatendheid ondergrond. Bij een kortdurende maatgevende periode zoals een storm op zee leidt een lagere doorlatendheid van de ondergrond tot een geringere wateroverdruk onder de bekleding omdat de freatische lijn in het grondlichaam minder hoog zal komen. Bij een langer durende maatgevende periode zoals een hoogwatergolf in het rivierengebied kan deze situatie anders zijn. Omdat hier nauwelijks tot geen gesloten bekledingen op zand voorkomen, wordt hier niet nader op ingegaan.
- Niveau onderrand van gesloten bekleding. Een laag niveau van de onderrand van de gesloten bekleding maakt dat de wateroverdruk bij een vallende buitenwaterstand hoog oploopt, gegeven een hoog opgelopen grondwaterstand.
- Laagdikte. Een grotere laagdikte vergroot het gewicht van de bekleding en biedt dus een grotere weerstand tegen de optredende wateroverdruk.
- Dichtheid bekleding. Een hogere dichtheid van de bekleding vergroot het gewicht van de bekleding en biedt dus een grotere weerstand tegen de optredende wateroverdruk.
- Taludhelling. De taludhelling heeft een beperkte invloed op de weerstand tegen de optredende wateroverdruk: hoe steiler de helling, hoe minder weerstand.

De relevante belastingen in het resterende sterkte-deel van het faaltraject zijn het waterstandsverloop en de golven. Die bepalen of en hoe lang het door opdrukken beschadigde taluddeel wordt belast.

5.9 Bevindingen uit Deltagootproeven op asfalt uit Lauwersmeerdijk

Een funderingslaag kan de stabiliteit van de ondergrond verbeteren, zoals in voorgaande beschreven. De positie van de grondwaterstand ten opzichte van de buitenwaterstand speelt hierbij een belangrijke rol, zowel bij het deformeren van de asfaltlaag onder golfaanval als bij opdrukken van het asfalt bij dalende buitenwaterstand. In Deltagootproeven op asfalt uit de Lauwersmeerdijk (Deltares, 2018) is onder meer onderzocht hoe stabiel de ondergrond van zand blijft gedurende een flinke golfbelasting van orde 6 uren, een belastingduur die vaak voorkomt.

Het blijkt dat bij een lage freatische lijn, d.w.z. onder de onderrand van de asfaltbekleding, bij een slecht verdicht zand, de deformatie van het asfalt klein blijft en niet leidt tot falen van het asfalt. Als het zand redelijk tot matig is verdicht treedt er zeer weinig of geen permanente vervorming op onder een dergelijke golfbelasting. De ondergrond blijft in beide gevallen stabiel, ook bij golfhoogten van maximaal 4 meter.

Echter, als de freatische lijn gelijk de buitenwaterstand is treedt er onder vergelijkbare golfbelasting zeer snel bezwijken op, ook als het zand redelijk tot matig is verdicht. Als de freatische lijn meters lager ligt dan de buitenwaterstand treedt er wel enige vervorming van het asfalt op, maar dit heeft niet tot bezwijken geleid.



Er is een criterium afgeleid voor de maximaal toelaatbare positie van de freatische lijn, gegeven een bepaalde golfbelasting, waarbij het kritieke moment optreedt bij maximale golfterugtrekking (Deltares, 2018).

Het faalmechanisme bij verhoogde freatische lijn is al eerder weergegeven in Figuur 4.3. Deze figuur suggereert dat er een dun laagje zand migreert naar dat deel van de asfaltbekleding wat wordt opgelicht ten gevolge van een te groot drukverschil (volgens genoemd criterium). Hierbij speelt de toestroming van water naar dat deel van het zand een belangrijke rol. De doorlatendheid van het zand in de Deltagootproeven was ongeveer $2 \cdot 10^{-4}$ m/s.

De relatie tussen de doorlatendheid van de onderlaag (zand of fundatie) en de snelheid en mate van oplichten van de asfaltlaag door golfterugtrekking kan als volgt worden verduidelijkt:

Verondersteld wordt dat een aantal millimeters dikke laag zand onder het asfalt tijdens de golfterugtrekking door het opdrukken van het asfalt gedurende enkele seconden met een snelheid 1 mm/s alle vervormingen opneemt. De laag wordt dus 1 mm/s dikker. Dat betekent dat $1 \cdot 10^{-3}$ m³/s/m² aan water moet worden aangevoerd vanuit de ondergrond (waarbij de druk niet zodanig mag terugvallen dat ook de bekleding weer terug zakt). Zelfs bij een verhang van orde 1 en een voor zand gebruikelijke doorlatendheid van 10^{-4} m/s is dat niet mogelijk. De vervorming(ssnelheid) moet een orde 10 kleiner zijn. Daarmee wordt de ruimte die ontstaat tijdens het oplichten gedurende een enkele golf ook zeer beperkt, maar in ieder geval wel in de orde van grootte waarbij een zandkorrel kan bewegen.

Migratie van zand door oplichten als gevolg van overdrukken bij golfterugtrekking is echter in de Deltagootproeven wel waargenomen, maar als cumulatief proces, en het leidde tot ontoelaatbare vervormingen van het asfalt.

Dit alles betekent dat als de doorlatendheid van de ondergrond te groot is, en de freatische lijn te hoog, er in korte tijd falen van de asfaltbekleding optreedt.

Een funderingslaag met voldoende lage doorlatendheid kan hier een oplossing bieden, waarbij gedacht wordt aan een doorlatendheid die zeker kleiner dan 10^{-6} m/s. In de praktijk blijkt het moeilijk te zijn dergelijke lage waarden bij aanleg te bereiken.

Tevens is het van belang na te gaan of de korrels gemakkelijk kunnen migreren. De fundering kan zo worden opgebouwd, dat dit moeilijker gaat dan in zand. Verder mag de fundering niet te vochtgevoelig zijn. In het Handboek funderingsmaterialen in de wegenbouw (CROW, 2014-2), is in Bijlage III stapsgewijs beschreven hoe veel functie-eisen en eigenschappen van de funderingslaag, zoals stijfheidsmodulus, vochtgevoeligheid en doorlatendheid te herleiden zijn tot eisen aan de componenten, zoals korreldichtheid, korrelverdeling, korrelvorm en -textuur etc. Tevens zijn in Bijlage IV een aantal standaard civieltechnische proeven vermeld, waarmee deze zaken desgewenst kunnen worden getest.



6 Ontwerp

6.1 Inleiding

De richtlijnen voor het ontwerpen van een asfaltbekleding zijn beschreven in de Handreiking dijkbekledingen, deel 3 Asfaltbekledingen (Rijkswaterstaat, 2015). Hierin staan de richtlijnen beschreven voor het ontwerpen op golfklappen, wateroverdrukken en een aantal minder vaak voorkomende belastingtypen. Voor golfklappen zijn ontwerpgrafieken gegeven voor bekledingen van waterbouw-asfaltbeton en open steenasfalt op zand en klei. Daarnaast is het Ontwerpinstrumentarium 2014 beschikbaar (Rijkswaterstaat, 2017). De werkwijze hiervoor is beschreven in paragraaf 6.2.

Ook bij het dimensioneren op wateroverdrukken heeft de aanwezigheid van een fundering invloed op de benodigde laagdikte van de asfaltbekleding. In paragraaf 6.3 wordt hier op ingegaan.

In paragraaf 0 is aangegeven hoe aansluitingen en overgangen moeten worden gedetailleerd.

6.2 Dimensioneren op golfklappen

De dikte van de asfaltbekleding moet worden gedimensioneerd zoals beschreven in paragraaf 6.2.1. Als tijdens een maatgevende storm een hoge freatische lijn in het dijklichaam kan optreden, moet de dikte van de gehele bekleding -dus de asfaltbekleding inclusief mogelijk ook de fundering, ook worden bepaald. Voorwaarde is dat de funderingslaag ondoorlatend genoeg is zodat het geheel van bekleding en fundering weerstand biedt tegen waterdruk onder de bekleding tijdens golfaanval. Zie hiervoor paragraaf 6.2.2.

6.2.1 Berekening laagdikte asfalt bij aanwezigheid funderingslaag

Voor het bepalen van de laagdikte bij het dimensioneren op golfklappen, is het Ontwerpinstrumentarium 2014 beschikbaar (Rijkswaterstaat, 2017). Voor asfaltbekledingen wordt hier aangegeven hoe moet worden ontworpen op golfklappen, rekening houdend met de overstromingskans. Hierbij wordt gebruik gemaakt van het rekenmodel BM Asfalt Golfklap (Deltares, 2017) en niet van standaard ontwerpgrafieken, zoals in de Handreiking bekledingen. Voordeel hiervan is dat ook met afwijkende waarden voor de asfalteigenschappen en ondergrondstijfheid kan worden gerekend en tevens kan met de nieuwe normeringseisen, incl. veiligheidsfactoren worden gewerkt.

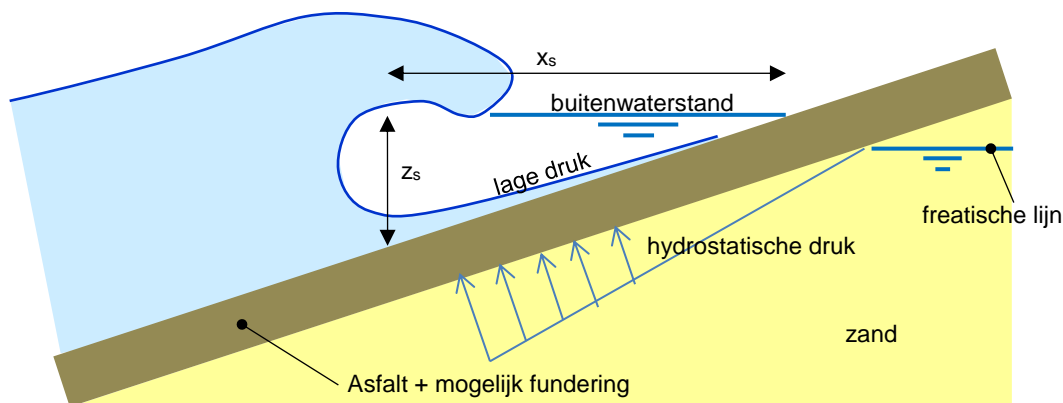
De laagdikte van een asfaltbekleding met funderingslaag op golfklappen wordt bepaald met de Basismodule Asfalt Golfklap (Deltares, 2017). Bij het bepalen van de spanningen in de asfaltplaat wordt gebruik gemaakt van een plaat op veren model. De ondergrond wordt gemodelleerd met een veerconstante. Er is op dit moment nog geen uitgewerkte methodiek beschikbaar om de bijdrage van de funderingslaag aan de draagkracht van de constructie mee te wegen. Daarom wordt bij het toepassen van een funderingslaag de veerconstante van de



ondergrond onder de funderingslaag gebruikt. De veerconstante wordt bepaald zoals beschreven in bijlage 1, paragraaf 2.8.

6.2.2 Berekening dikte funderingslaag bij aanwezigheid hoge freatische lijn

De gepresenteerde methodiek in deze paragraaf is gebaseerd op de analyse van de resultaten van in 2017 uitgevoerd Deltagootonderzoek op asfaltbalken die afkomstig zijn uit de Lauwersmeerdijk (Deltares, 2018). Bij een hoge freatische lijn in het zand zal er een opwaartse kracht op het asfalt worden uitgeoefend tijdens golfneerloop. Er is dan nog wel een behoorlijke druk onder het asfalt en de fundering (hydrostatische druk door de hoge freatische lijn), maar de druk aan de bovenzijde van het asfalt is tijdelijk tijdens de golfneerloop weggevallen, zie figuur 6.1. In deze figuur is x_s de horizontale afstand van de waterlijn tot het punt waar de stijghoogte op het talud minimaal is en z_s is de overeenkomstige diepte van het taludoppervlak op deze locatie.



Figuur 6.1 Hydrostatische druk tegen onderzijde van het asfalt tijdens proeven met hoge freatische lijn

De minimale dikte van de asfaltbekleding en de funderingslaag kan als volgt worden berekend:

$$\Delta_a d_a \cos \alpha + \Delta_f d_f \cos \alpha > \phi_{frea} - \phi_{min 10\%}$$

Hierin is:

- Δ_a $(\rho_a - \rho_w)/\rho_w$ = relatieve soortelijke massa van het asfalt (-)
- d_a dikte van asfalt (m)
- ρ_a soortelijke massa van het asfalt (kg/m^3)
- Δ_f $(\rho_f - \rho_w)/\rho_w$ = relatieve soortelijke massa van het funderingsmateriaal (-)
- d_f dikte van de fundering (m)
- ρ_f soortelijke massa van het funderingsmateriaal (kg/m^3)
- $\phi_{min 10\%}$ minimale stijghoogte aan de voet van het stijghoogtefront (altijd een negatieve waarde) tijdens het optreden van het golftefront met 10% onderschrijdingsfrequentie (m)



ϕ_{frea} niveau van de freatische lijn ten opzichte van de buitenwaterstand (negatief als de freatische lijn lager is dan de buitenwaterstand) (m)

De maatgevende waarde van de minimale stijghoogte op het talud kan berekend worden met de volgende formule:

$$\frac{\phi_{\text{min}10\%}}{H_{m0}} = \max \left\{ -0,14 \left(\frac{\xi_{op}}{\sqrt{\tan \alpha}} \right)^{1,25} ; \frac{-2,1}{1+0,9/\sqrt{\xi_{op}}} \right\} \quad (0.1)$$

Met:

H_{m0} significante golfhoogte (m)

ξ_{op} $\tan \alpha / \sqrt{s_{op}}$ = brekerparameter op basis van T_p (-)

s_{op} $gH_{m0}/(2\pi T_p^2)$ = golfsteilheid op basis van de piekperiode (-)

T_p golfperiode bij de piek van het spectrum (s)

α taludhelling ($^\circ$)

Om het gewicht van de fundering mee te mogen rekenen bij het optreden van dit mechanisme, moet het funderingsmateriaal voldoende waterdoorlatend zijn. Hiervoor moet de waterdoorlatendheid klein genoeg zijn zodat de poriewaterdrukken niet volledig in de funderingslaag kunnen indringen waardoor dit leidt tot waterdruk tegen de onderzijde van de asfaltbekleding. Met behulp van niet-stationaire grondwaterstromingsberekeningen moet worden vastgesteld of de waterdoorlatendheid van de fundering zo laag is dat er geen wateroverdrukken meer optreden tegen de onderzijde van de asfaltbekleding die zo groot zijn dat de bekleding kan worden opgedrukt. Een waterdoorlatendheid van $1 \cdot 10^{-6}$ m/s kan een goede startwaarde voor deze berekening zijn.

De ligging van de freatische lijn tijdens een maatgevende storm kan worden geschat met behulp van (TAW, 2004). De in dit rapport gepresenteerde methode leidt tot een conservatieve (hoge) schatting van de ligging van de freatische lijn. Aan verbetering van deze methode wordt gewerkt. Als er voldoende informatie beschikbaar is over de opbouw van het dijklichaam en de ondergrond en over de waterdoorlatendheid van de aanwezige lagen, kan de ligging van de freatische lijn gedetailleerder worden bepaald met een niet-stationair grondwaterstromingsprogramma.

6.3 Dimensioneren op wateroverdrukken

In de Handreiking dijkbekledingen (Rijkswaterstaat, 2015) is beschreven hoe een gesloten dijkbekleding moet worden gedimensioneerd op wateroverdrukken. De opbouw van het dijkprofiel en de waterdoorlatendheid van de aanwezige materialen zijn van groot belang bij het dimensioneren van een gesloten bekleding op wateroverdrukken. In paragraaf 4.1.5 is aangegeven welke invloed de waterdoorlatendheid van een funderingslaag heeft op de laagdikte van de asfaltbekleding.

Als de waterdoorlatendheid van de funderingslaag laag genoeg is, mag de dikte van de funderingslaag worden meegerekend bij de lagen die weerstand bieden tegen de wateroverdruk



onder de bekleding. Met behulp van niet-stationaire grondwaterstromingsberekeningen moet worden vastgesteld of de waterdoorlatendheid van de fundering zo laag is dat er geen wateroverdrukken meer optreden tegen de onderzijde van de asfaltbekleding die zo groot zijn dat de bekleding kan worden opgedrukt. Een waterdoorlatendheid van $1 \cdot 10^{-6}$ m/s kan een goede startwaarde voor deze berekening zijn.

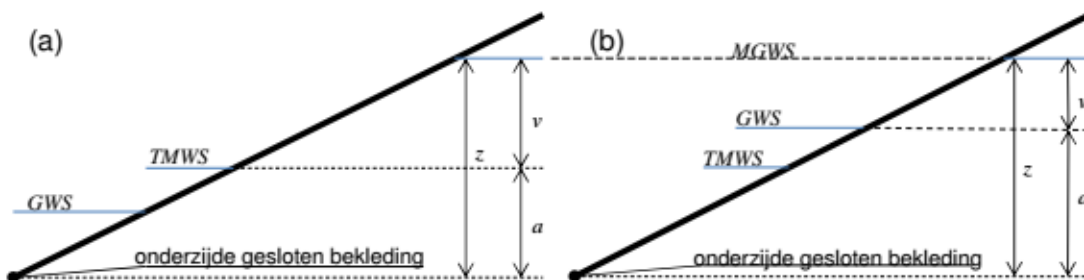
Er moet dan wel rekening worden gehouden met het feit dat de dichtheid van de funderingslaag anders is dan die van de asfaltlaag. Dit kan als volgt:

$$d_a + \frac{\rho_f}{\rho_a} \cdot d_f > 0,21 \cdot Q_n \cdot z \cdot \frac{\rho_w}{(\rho_a - \rho_w)}$$

Waarin:

- d_a Laagdikte asfaltlaag (m)
- d_f Laagdikte funderingslaag (m)
- ρ_a Soortelijke massa asfalt (kg/m^3)
- ρ_f Soortelijke massa funderingsmateriaal (kg/m^3)
- ρ_w Soortelijke massa water (kg/m^3)
- Q_n Factor voor de taludhelling
- z hoogteverschil tussen de maatgevende grondwaterstand (MGWS) en onderrand gesloten bekleding

Voor bepaling van de benodigde parameters wordt verwezen naar de Handreiking dijkbekledingen (Rijkswaterstaat, 2015).



Figuur 10-3 Definitie van a , v en z voor een relatief lage (a) en voor een relatief hoge (b) gemiddelde buitenwaterstand (GWS); MGWS = maatgevende grondwaterstand; TMWS = theoretisch maatgevende buitenwaterstand.

6.4 Detaillering van aansluitingen en overgangen

Bij het ontwerpen van een aansluitings- en een overgangsconstructie moet zo veel mogelijk rekening worden gehouden met de volgende algemene uitgangspunten.

- Verticale naden van het zand naar het oppervlak moeten worden voorkomen. Dit betekent dat de funderingslaag in principe verder langs het talud doorloopt (ten minste 0,5 m) dan de bovenliggende asfaltlaag. Doortrekken van het geotextiel dat in de



steenbekleding wordt toegepast tot onder de asfaltbekleding met een breedte van ten minste 0,75 m wordt aanbevolen.

- Abrupte overgangen en grote stijfheidsverschillen ter plaatse van de overgangen moeten zoveel mogelijk worden vermeden.
- Een overgangs- of aansluitingsconstructie moet zodanig worden ontworpen dat deze ten minste even sterk is als de aansluitende bekledingen.
- Er mag geen hoogteverschil zijn tussen de twee bekledingen ter plaatse van de overgangs- of aansluitingsconstructie, zodat deze geen aangrijpingspunt vormt voor kruierend ijs of bijvoorbeeld drijfvuil.



7 Referenties

- CROW. (2004). *Handboek Zandboek*. Ede: CROW.
- CROW. (2014). *Standaard RAW Bepalingen 2015*. Ede: CROW.
- CROW. (2014-2). *Handboek funderingsmaterialen in de wegenbouw*. Ede: CROW.
- Deltares. (2017). *Basis modules Asfalt-Golfklap, Stand alone tool voor Asfaltbekleding Golfklap, Gebruikershandleiding, versie 1.2, revisie: 49566*. Delft: Deltares.
- Deltares. (2018). *Stabiliteit van oud asfalt tijdens golfaanval; Analyse van de resultaten van het Deltagootonderzoek met asfalt van de Lauwersmeerdijk, kenmerk 11200296-012-HYE-0004*. Delft: Deltares.
- KOAC-NPC. (2005). *Bepaling laagdikte asfaltglooiing Westhoek - Zwarte Haan, rapport nr e0501547-2*. Nieuwegein: KOAC-NPC.
- Q-Consult. (2013). *Voorspellingsmodel voor breuksterkte, afhankelijk van leeftijd en holle ruimte, J. Telman*. Q-Consult.
- Rijkswaterstaat. (2015). *Handreiking dijkbekledingen, deel 3: Asfaltbekledingen*.
- Rijkswaterstaat. (2016). *Specificaties Ontwerp Asfaltverhardingen*. Rijkswaterstaat dienst Grote Projecten en Onderhoud.
- Rijkswaterstaat. (2017). *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen*. Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving.
- SGS Intron. (2016). *Nationale beoordelingsrichtlijn voor het NL BSB-productcertificaat voor mengsels van cementgebonden minerale bouwstoffen*. Culemborg: SGS Intron Certificatie B.V.
- Stichting beheer BRL 2506. (2016). *Nationale beoordelingsrichtlijn voor recyclinggranulaten, deel 2: Het NL BSB productcertificaat*. metren: Stichting beheer BRL 2506.
- Stichting beheer BRL 2506. (2017). *Beoordelingsrichtlijn voor recyclinggranulaten, deel 1: Het KOMO productcertificaat*. Meteren: Stichting beheer BRL 2506.
- 't Hart, i. R. (2018). *Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)*. Delft: Deltares.
- TAW. (2004). *Technisch rapport waterspanningen bij dijken*. Delft: RWS-DWW, ISBN-90-369-5565-3.
- Tolman, F. (2018). *Verende en elastische lagensystemen*. Apeldoorn: Kiwa KOAC.
- Van den Berg, N., & Roskam, G. (2018). *Volumestabiliteit van bouwstoffen in de (wegen)bouw*. Opgehaald van <http://www.bouwstofadvies-bergen.nl/zwel>



Bijlage 1

Memo: Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)
(t Hart, 2018)

(18 pagina's, exclusief voorblad)



Memo

Datum

7 december 2018

Aantal pagina's

18

Contactpersoon

Robert 't Hart

Doorkiesnummer

+31(0)88 335 7256

E-mail

Robert.tHart@deltares.nl

Onderwerp

Parameters voor ontwerp van waterbouwasfaltbeton (WAB)

Voorwoord bij versie 0.1

Deze memo is opgesteld in opdracht van RWS-WVL om te komen tot een eenduidige richtlijn voor ontwerpers van dijkbekledingen van waterbouwasfalt. Bij het verzamelen van de gegevens hiervoor en specifiek de vergelijking hiervan met de richtlijnen voor de beoordeling, zijn er een aantal ongewenste discrepanties tussen ontwerp- en beoordeling-waarden aangetroffen. Voor zover mogelijk, heeft Deltares adviezen opgesteld hoe hiermee kan worden omgegaan. De dilemma's en adviezen zijn in cursieve tekstblokken weergegeven. Nadere uitwerking van enkele van de gesignaleerde problemen is echter noodzakelijk voordat er een complete richtlijn kan worden uitgebracht.

De beheerder heeft bij het maken van een ontwerp meer keuzevrijheid dan bij een beoordeling. Deze memo, versie 0.1, geeft een advies voor de hanteren parameters, waarbij soms sprake is van voorlopige aanbevelingen. Alhoewel deze memo dus nog geen eenduidige richtlijn betreft, is het geboden overzicht wel zeer nuttig voor de doelgroep, de ontwerpers van asfaltdijkbekledingen. Aanbevolen wordt ervaring met deze versie op te doen.

Deze versie is echter nog niet geaccordeerd door ENW en DGWB en ook nog niet een onderdeel van het Ontwerpinstrumentarium.



Inhoudsopgave

1	Introductie	3
2	Behandeling parameters en aspecten.....	4
2.1	Holle ruimte percentage.....	4
2.2	Levensduur	5
2.3	Buigtreksterkte	6
2.4	Stijfheidsmodulus	7
2.5	Dwarscontractiecoëfficiënt.....	9
2.6	Vermoeiingsparameters.....	9
2.7	Ondergrens laagdikte asfalttoplaag	10
2.8	Beddingsconstante van de ondergrond (zand, klei).....	11
2.9	Hoogteligging onder- en bovenrand van de asfaltbekleding	12
2.10	Hoogteligging onder- en bovenrand van de dichte bekleding	12
2.11	Dichtheid	12
2.12	Doorlatendheid van de ondergrond	13
3	Veiligheidsbeschouwing	14
	Literatuur	18

1 Introductie

Deze memo is geschreven om te voorzien in een overzicht van de parameters van waterbouw-asfaltbeton (WAB) die nodig zijn om een ontwerp van een asfaltdijkbekleding te maken. Deze memo behandelt alleen waterbouw-asfaltbeton, omdat voor andere bekledingen, zoals OSA het beeld veel minder compleet is.

De focus ligt op het dimensioneren op de faalmechanismen *Golfklappen op asfaltbekleding* en *Wateroverdruk bij asfaltbekleding*. Dit zijn de mechanismen die vanuit de hoogwaterbescherming het meest relevant zijn. Een ontwerp van een bekleding omvat echter meer. Altijd moet worden beoordeeld in hoeverre voor die specifieke locatie ook nog andere belastinggevallen relevant zijn. Gedacht kan worden aan wielbelastingen als de bekleding ook een verkeersfunctie heeft (weg en/of trailerhelling), maar ook andere bijzondere belastingen (belasting door onderhoudsvoertuigen, ijs, etc.) kunnen relevant zijn. Die zullen, afhankelijk van het belastinggeval, nog andere parameters kunnen vereisen.

Voor meer informatie over (het ontwerpproces van) asfaltdijkbekledingen wordt verwezen naar de Handreiking dijkbekledingen deel 3 [MinI&M 2015]. Dit document wordt in deze memo verder aangeduid als “de handreiking”. In de handreiking wordt overigens nog geen aandacht besteed aan hoe met een hoge freatische lijn moet worden omgegaan in geval van belasting door golfklappen.

Voor het bepalen van de parameters voor de Wettelijke beoordeling (WBI 2017) is de Schematiseringshandleiding asfaltbekleding [MinI&M 2016] leidend. (Dit document wordt in deze memo verder aangeduid als “de schematiseringshandleiding”.) Toch wordt in deze memo ook kort ingegaan op waarden zoals die voor de beoordeling moeten worden bepaald. Door de gegevens t.a.v. ontwerp respectievelijk beoordeling in deze memo naast elkaar te presenteren wordt duidelijk hoe de systematiek van ontwerpen en beoordelen uitpakt.

Voor het ontwerp benodigde parameters en relevante kwantitatieve criteria die in deze memo worden behandeld, zijn de volgende:

- holle ruimte percentage
- levensduur
- breuksterkte
- dynamische stijfheidsmodulus
- dwarscontractiecoëfficiënt
- vermoeiingsparameters v_α en v_β
- ondergrens laagdikte toplaag
- beddingsconstante van de ondergrond (zand, klei)
- hoogteligging onder- en bovenbegrenzing van de bekleding
- hoogteligging onder- en bovenrand van de dichte bekleding
- dichtheid
- doorlatendheid van de ondergrond
- toelaatbare faalkans (hoewel dit berekend wordt door de BM-Golfklap is gebleken dat een handberekening gewenst is om een en ander te kunnen controleren)



Bij de uitvoering van een werk is er sprake van onnauwkeurigheden. Het zandbed waarop het asfalt wordt aangebracht, is niet perfect glad. Mede daardoor zal de dikte van de aangebrachte asfaltlaag van plaats tot plaats variëren. Dit leidt tot een verwachtingswaarde en spreiding van de sterkte van de gerealiseerde bekleding. De werkwijze die de aannemer bij de uitvoering van het werk hanteert, bepaalt de ligging van de verwachtingswaarde en de spreiding. Bijvoorbeeld: de aanleg van een asfaltbekleding met een asfaltspreidmachine op een funderingslaag zal leiden tot een veel geringere spreiding in de asfaltdikte dan bij verwerking van het asfaltmengsel op een zandbed, gespreid met een hydraulische kraan. Verder zal de wijze van verrekening van het werk van invloed zijn op de ligging van de gemiddelde dikte. Afhankelijk van het type bestek en de uitvoeringswijze moet er voor verschillende parameters, bijvoorbeeld HR% en laagdikte, een verschil zijn tussen de ontwerpwaarde en de volgens het bestek danwel bij de opleveringscontrole vereiste waarde. Een ontwerpwaarde is immers de grenswaarde voor de gerealiseerde constructie.

Afbakening:

- Alleen de parameters voor dimensioneren op mechanismen AGK en AWO worden behandeld.
- Hoe te komen van ontwerp-waarden tot bestekswaarden, of waarden te hanteren bij de opleveringscontrole, wordt niet beschreven.
- Mengselontwerp en geschiktheidsonderzoek (het aantonen dat het mengsel de juiste eigenschappen heeft) vallen buiten de scope van deze memo.

2 Behandeling parameters en aspecten

2.1 Holle ruimte percentage.

Het percentage holle ruimte van een WAB-asfaltmengsel is de fractie lucht in het asfaltmengsel, uitgedrukt als percentage van het totale volume van het mengsel. Het holle ruimte percentage wordt meestal aangeduid met het symbool HR [%]. In de praktijk gemeten waarden lopen uiteen van 2% (erg goed) tot 15% (erg slecht).

De holle ruimte is afhankelijk van de mate van verdichting. Voor een asfaltbekleding die, zoals gebruikelijk, als één laag is aangelegd op een ondergrond van zand leidt dat tot een verloop van het holle ruimte percentage over de dikte van de bekleding. Ongeveer halverwege de asfaltlaag is de verdichting normaliter het beste, onderin de asfaltlaag is deze het minst, terwijl nabij het oppervlak de mate van verdichting ligt tussen die van de voornoemde zones. Omdat bij de dimensionering van asfaltbekledingen verondersteld wordt dat de buigtrekspanningen onderin de asfaltbekledingen tot scheuren gaan leiden, zijn de materiaaleigenschappen onderin de asfaltlaag bepalend. De eis die vanuit het ontwerp aan het holle ruimte-percentage wordt gesteld, betreft danook de waarde onderin de asfaltlaag.

Het holle ruimte percentage is een belangrijke indicator van de asfaltkwaliteit, het bepaalt mede de levensduur van het asfaltmengsel. Meer specifiek, een hoge holle ruimte maakt dat verouderingsprocessen zoals stripping van het asfaltmengsel en verharding van het bitumen sneller verlopen. Via de holle ruimte in het asfaltmengsel, zeker als er sprake is van een stelsel van samenhangende poriën, kunnen weersinvloeden makkelijker en tot dieper in de asfaltlaag

inwerken. Langdurige inwerking van vocht op asfalt leidt tot stripping: het verbreken van de verbinding tussen het aggregaat (steenfractie) en het bindmiddel (bitumen). Naarmate het holle ruimtepercentage in een mengsel hoger is, is het toegankelijker voor vocht en kan het mengsel ook meer en dus ook langer vocht vasthouden. Het asfalt wordt bij een hoog holle ruimtepercentage dus sneller aangetast en heeft dus een kortere levensduur.

De rekenwaarde voor het holle ruimte percentage is voor het ontwerp een te kiezen waarde. Bedacht moet worden dat de gekozen, of een lagere, waarde voor het percentage bij de aanleg wel gerealiseerd moet kunnen worden, omdat anders de gewenste levensduur van de constructie waarschijnlijk niet wordt gehaald. Een realistische rekenwaarde die beslist haalbaar moet zijn bij een goed mengselontwerp en zonder al te bijzondere eisen aan de uitvoering te stellen is 6%.

Voor de beoordeling moet het holle ruimte percentage worden bepaald aan de hand van de gerealiseerde asfalttoplaag. Dat zal in eerste instantie gebeuren op basis van de gegevens van een opleveringscontrole. Als er sterkte-parameters worden bepaald aan de hand van monsters, wordt per monster waarvan de buigtreksterkte wordt bepaald het holle-ruimte percentage bepaald. Voor verdere details betreffende de parameterbepaling voor de wettelijke beoordeling, zie Schematiseringshandleiding asfaltbekleding. De waarde van het holle ruimte-percentage die voor het ontwerp wordt gehanteerd is een bovengrenswaarde voor de uitvoering.

In de beoordeling wordt rekening gehouden met de spreiding in het holle ruimtepercentage: uitgaande van de holle ruimte van de verschillende onderzochte asfaltmonsters wordt er per monster een buigtreksterkte op de peildatum geprognostiseerd. Met de aldus verkregen set buigtreksterktes wordt de 5%-ondergrenswaarde voor de buigtreksterkte bepaald. De spreiding in het holle ruimtepercentage levert aldus een bijdrage aan de spreiding van de buigtreksterkte en vermindert de in rekening te brengen buigtreksterkte. Bij de vertaling van de ontwerp-waarde naar een waarde die bij de uitvoering wordt vereist, moet rekening worden gehouden met de onzekerheid ten aanzien van de realisatie en de variatie die in een gereed gekomen constructie mag worden verwacht.

2.2 Levensduur

De levensduur van de asfaltbekleding is het aantal jaren na aanleg gedurende welke de bekleding de functie(s) die bij het ontwerp zijn toegekend, veilig kan vervullen.

Waterbouwasfalt is een materiaal dat in de loop der tijd in kwaliteit achteruit gaat. In een ontwerp wordt daarmee rekening gehouden door te rekenen met een buigtreksterkte die het materiaal nog moet hebben aan het einde van de levensduur. Voor het bepalen van die buigtreksterkte is een regressiemodel opgesteld, het zogenaamd levensduurmodel. Dat model is gebaseerd op de resultaten van een groot aantal materiaalproeven [Telman 2013]. Dat levensduurmodel geeft de verwachte breuksterkte van WAB als functie van de leeftijd van de bekleding en het holle ruimte percentage van het asfaltmengsel. De betreffende regressievergelijking is te vinden in paragraaf 5.3.1 van de schematiseringshandleiding [MinI&M 2016].

Veelal volgt bij het ontwerp de levensduur van de constructie uit een door de opdrachtgever gestelde eis. Voor constructies en ook voor asfaltbekledingen wordt veelal 50 jaar als levensduur geëist. De eis geeft de rekenwaarde voor de levensduur.



Voor de beoordeling speelt de leeftijd van de bekleding op de peildatum (L_f [jaar]) eenzelfde rol als de levensduur in het ontwerp. Bij de beoordeling wordt de leeftijd op de peildatum gebruikt om de breuksterkte aan het einde van de beoordelingsperiode te bepalen.

2.3 Buigtreksterkte

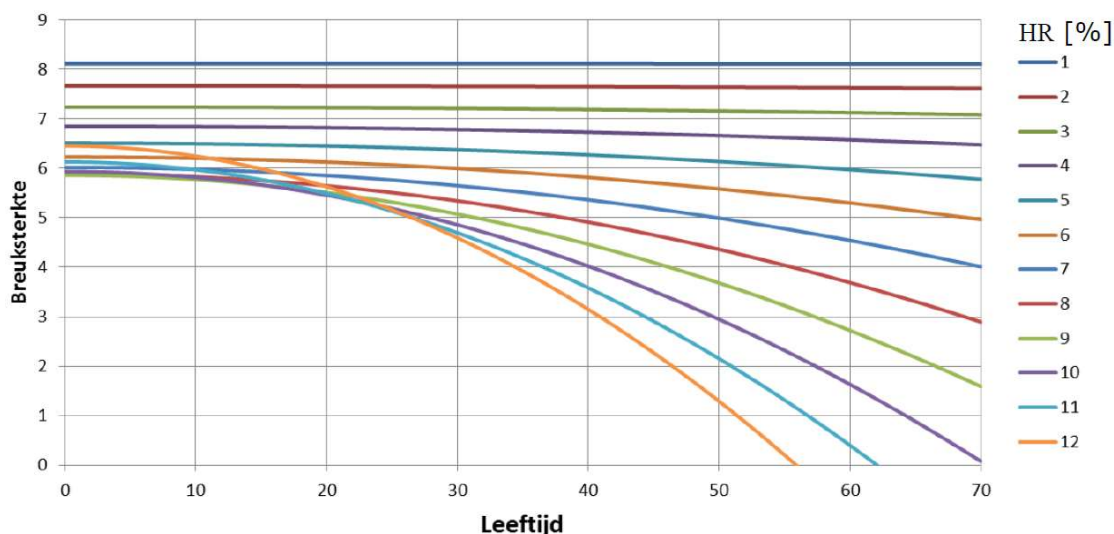
De buigtreksterkte van asfalt is de spanning waarbij een op buiging belast proefstuk breekt. [STOWA 2011] geeft de achtergronden voor het prepareren en beproeven van de proefstukken.

De buigtreksterkte wordt meestal aangeduid met het symbool σ_b [MPa]. In de praktijk gemeten waarden lopen uiteen van 0 tot 10 MPa. Hoe hoger de waarde van de buigtreksterkte, des te meer weerstand de constructie biedt tegen golfaanval. Een lage rekenwaarde voor de buigtreksterkte leidt dus tot een conservatieve berekening.

Omdat verondersteld wordt dat de asfalttoplaag scheurt vanaf de onderzijde van de laag, is de buigtreksterkte onderin de asfaltlaag bepalend.

Asfaltbekledingen worden onder maatgevende omstandigheden belast door veel golfklappen. Dat betekent dat asfaltbekledingen zullen bezwijken als gevolg van vermoeiing. De sterkte tegen vermoeiing wordt voor asfaltdekbekledingen beschreven door een regressieverband op basis van drie parameters: de breuksterkte en de vermoeiingsparameters v_α en v_β .

De breuksterkte voor het ontwerp volgt uit het levensduurmodel, het holle ruimte percentage en de ontwerp levensduur, zie Figuur 2.1. Zie verder ook paragraaf 2.2 van deze rapportage en paragraaf 5.3.1 van de schematiseringshandleiding [Minl&M 2016].



Figuur 2.1 Breuksterkte afhankelijk van leeftijd en holle ruimte percentage.

Voor de beoordeling wordt de buigtreksterkte voor oudere bekledingen in principe bepaald door beproeving van monsters verkregen uit de bekleding, waarbij het levensduurmodel wordt gebruikt om de resultaten te extrapoleren naar de peildatum. Voor de rekenwaarde moet bij de beoordeling rekening worden gehouden met de spreiding in de proefresultaten.

Eenzijds is de rekenwaarde voor de buigtreksterkte de 5% ondergrenswaarde op de peildatum. Anderzijds is de veiligheidscoëfficiënt mede gebaseerd op de spreiding in de breuksterktes.

De spreiding in de breuksterktes wordt dus tweemaal in rekening gebracht, wat de vraag kan oproepen of dat niet erg conservatief is.

Omdat dezelfde aanpak bij de kalibratie van de veiligheidscoëfficiënten is gevolgd, is dat niet zo. Tweemaal rekening houden met de spreiding in de breuksterktes is de enig juiste werkwijze.

Bij het opstellen van de ontwerpgrafiek in de handreiking [MinI&M2015] is rekening gehouden met de onzekerheid in het levensduurmodel. De ontwerpgrafiek is gebaseerd op de 5%-waarde van de buigtreksterkte bij 6%HR [Davidse 2010]. Dus daar is enige veiligheid ingebouwd om rekening te houden met deze modelonzekerheid.

De onzekerheid die samenhangt met het gebruik van het levensduurmodel om de breuksterkte na 50 jaar (of andere ontwerplevensduur) te prognosticeren maakt geen deel uit van de kalibratie zoals die voor WBI 2017 is uitgevoerd. Dat betekent dat die onzekerheid op een andere wijze moet worden ingebracht.

Kijkend naar figuur 2-1 uit [Davidse 2010], liggen de 5%-waarde en 95%-waarde voor de eerste 50 jaar ca. 2,9 MPa onder dan wel boven de verwachtingswaarde. Een nadere beschouwing van het werk van Davidse door Telman [2018] heeft geleerd dat deze marge 2,4 MPa moet zijn voor het vigerende regressiemodel. Als quick-en-dirty-oplossing kan worden aangenomen dat deze offset voor alle trendlijnen (HR%) dezelfde is.

Zolang er geen betere methodiek is die rekening houdt met de onzekerheid in de breuksterktevoorspelling, wordt geadviseerd om de onzekerheid te verrekenen door de uit het levensduur verkregen verwachtingswaarde van de buigtreksterkte te verminderen (5%-waarde) dan wel vermeerderen (95%-waarde) met 2,4 MPa.

2.4 Stijfheidsmodulus

De stijfheidsmodulus van het asfalt is de evenredigheid tussen de spanning in het asfalt en de rek in het asfalt, de evenredigheid volgens de wet van Hooke. De stijfheidsmodulus van het asfalt wordt meestal aangeduid met het symbool E_a [MPa].

Aangezien asfalt een viskeus materiaal is, is de benadering met de wet van Hooke slechts geldig voor een bepaalde belastingsnelheid en temperatuur. De asfaltstijfheid is dus een dynamische stijfheid bij een bepaalde belastingfrequentie en temperatuur. Voor de belasting door golfklappen wordt verondersteld dat de stijfheidsmodulus bij 10 Hz en 5 °C bepalend is. Als de waarde van de asfaltstijfheid hoger is, dan draagt de toplaag de lokale belasting door een golfklap over naar een grotere breedte van het zandbed. Deze grotere belastingspreiding leidt tot hogere trekspanningen in de toplaag en daarmee eerder tot scheurvorming. Een hoge asfaltstijfheid leidt dus tot een conservatieve berekening.



Voor de ontwerpberekeningen van asfaltbekledingen vermeldt de handreiking [MinI&M 2015] een standaardwaarde voor waterbouwasfaltbeton: $E_a = 4260$ MPa. Deze waarde is gebaseerd op de correlatie tussen stijfheid en buigtreksterkte [van Gurp 2008]. Bij het afleiden van de stijfheidswaarde is indertijd echter uitgegaan van een specifieke waarde voor de buigtreksterkte voor het einde van de levensduur uitgaande van $HR\% = 6$. Aangezien nu de buigtreksterkte volgt uit een bij het ontwerp gekozen holle ruimte percentage kan de stijfheidswaarde uit de handreiking niet als algemeen geldend worden gehanteerd. Hieronder wordt een methode gepresenteerd die voorlopig kan worden gehanteerd.

De geadviseerde methode voor het bepalen van de stijfheidsmodulus is gebaseerd op de observatie dat voor een oudere bekleding de stijfheidsmodulus, zoals teruggerekend uit valgewichtdeflectiemetingen, een indicator is voor de teruggang in de sterkte van het asfalt: degradatie van het asfalt leidt tot een lagere constructie-stijfheid.

Van Gurp e.a. [van Gurp 2008] heeft een regressieverband tussen buigtreksterkte en asfaltstijfheid bepaald:

$$\log(\sigma_{br}) = -4,4796 + 1,3386 \log(E_a) \quad (1)$$

Omgewerkt is dit regressieverband:

$$\log(E_a) = +3,346 + 0,747 \log(\sigma_{br}) \quad (2)$$

Met dit regressiemodel kan, uitgaande van een 95%-waarde van de buigtreksterkte, zie §2.3, voor het ontwerp een rekenwaarde voor de asfaltstijfheid worden bepaald. Voor de stijfheid moet namelijk de 95%-waarde als rekenwaarde worden gehanteerd omdat bij de kalibratie van de veiligheidscoëfficiënten [Klerk 2014] ook die waarde is gehanteerd.

Mogelijk probleem bij de hiervoor gesuggereerde methode is dat de correlatie als beschreven door van Gurp betrekking heeft op stijfheidsmetingen aan proefstukken. Indertijd is ook de correlatie tussen de breuksterkte en de stijfheid uit VGD-metingen onderzocht, maar dat heeft geen bruikbaar verband opgeleverd. Dat betekent dat gebruik maken van dit regressieverband mogelijk te weinig rekening wordt gehouden met de spreiding in stijfheidsmodulus die er volgens VGD-metingen is. Daarom wordt aanbevolen aan RWS om, voordat deze methode wordt opgenomen in een definitieve richtlijn, deze methode toe te passen op een of meer cases waarvoor ook VGD-stijfheidsmetingen beschikbaar zijn. Daarmee kan een indruk worden verkregen of de gesuggereerde methode aansluit bij de voor het WBI 2017 voorgeschreven methode.

In de fase van het mengselontwerp kan met behulp van nomogrammen een asfaltstijfheid worden afgeleid. Die asfaltstijfheid dient kleiner of gelijk te zijn aan de ontwerpwaarde.

Bij de beoordeling wordt de asfaltstijfheid voor oudere bekledingen bepaald door meting aan de constructie zoals die er op dat moment bij ligt. Met behulp van valgewicht-deflectie apparatuur wordt het gedrag van de constructie op een flink aantal punten gemeten en uit die metingen wordt de stijfheid van asfalt en ondergrond teruggerekend. Uit de aldus verkregen

set asfaltstijfheden wordt de 95%-waarde (5% overschrijding) bepaald: de representatieve waarde voor de wettelijke beoordeling. Zie voor meer informatie de schematiseringshandleiding [MinI&M 2016].

De standaardwaarde voor de beoordeling voor relatief nieuwe constructies bedraagt $E_a = 9000$ MPa. De beoordeling hanteert dus een veel conservatiever defaultwaarde dan het ontwerp. Maar als met die conservatieve defaultwaarde niet wordt goedgekeurd, kunnen aan de hand van proeven altijd realistischere waarden worden vastgesteld.

2.5 Dwarscontractiecoëfficiënt

De dwarscontractiecoëfficiënt is een maat voor de vervorming in de richtingen loodrecht op de richting waarin de grootste spanning werkt. De dwarscontractiecoëfficiënt van het asfalt wordt meestal aangeduid met het symbool ν [-]. Samen met de stijfheidsmodulus bepaalt de dwarscontractiecoëfficiënt het (gelineariseerde) elastische gedrag van het asfalt. Voor zowel het ontwerp als de beoordeling (zie de schematiseringshandleiding [MinI&M 2016] paragraaf 5.3.9) wordt voor de dwarscontractiecoëfficiënt altijd de defaultwaarde $\nu = 0,35$ gehanteerd.

2.6 Vermoeiingsparameters

De sterkte van asfalt belast door golfklappen wordt beschreven door een vermoeiingslijn die wordt gekarakteriseerd door een drietal parameters:

1. de buigtreksterkte σ_b [MPa], zie paragraaf 2.3
2. vermoeiingsparameter v_α [-]
3. vermoeiingsparameter v_β [-]

In de literatuur genoemde waarden voor de twee vermoeiingsparameters zijn:

$$\begin{aligned} v_\alpha &= 0,5 \text{ de handreiking [MinI\&M 2015]} \\ &0,43 \text{ of } 0,47 \text{ onderzoeksresultaten [F. Tolman 2015]} \\ v_\beta &= 5,4 \text{ de handreiking [MinI\&M 2015]} \\ &4,90 \text{ of } 5,13 \text{ onderzoeksresultaten [F. Tolman 2015]} \end{aligned}$$

Voor de wettelijke beoordeling van niet al te oude bekledingen kunnen de volgende standaardwaarden worden gehanteerd (de sterkte mag worden gebaseerd op het levensduurmodel):

$$\begin{aligned} v_\alpha &= 0,5 \\ v_\beta &= 4,8 \end{aligned}$$



*Er is nog geen goed onderbouwde aanbeveling voor de in het ontwerp te hanteren vermoeiingsparameters. Op grond van een eerste beschouwing van een flinke set vermoeiingslijnen die op praktijkmetingen aan oude bekledingen zijn gebaseerd, wordt geadviseerd om ook voor het ontwerp vooralsnog uit te gaan van de waarden die voor de wettelijke beoordeling worden voorgeschreven voor bekledingen die het leeftijds criterium nog niet hebben overschreden: $v_\alpha = 0,5$; $v_\beta = 4,8$.
Om te komen tot een beter onderbouwde aanbeveling voor de default vermoeiingsparameters voor het ontwerp wordt RWS geadviseerd om alle vermoeiingsgegevens uit de toetsing/beoordeling grondiger te laten analyseren, daarbij de consequenties voor de Minersom daarbij mee te wegen.*

Voor de beoordeling van bekledingen die het leeftijds criterium hebben overschreden moeten de sterkteparameters (σ_{br} , v_α , v_β) met behulp van vermoeiingsproeven worden vastgesteld, zie de schematiseringshandleiding [MinI&M 2016]. De vermoeiingsparameters volgen uit de fit door de resultaten van die vermoeiingsproeven. Als dat nodig is volgens de criteria in de schematiseringshandleiding wordt, als de vermoeiingsparameters voor die specifieke bekleding al eens zijn vastgesteld, de breuksterkte opnieuw vastgesteld met buigtreksterkteproeven.

2.7 Ondergrens laagdikte asfalttoplaag

De ondergrens van de laagdikte van de asfalttoplaag wordt in het ontwerp voor de verschillende faalmechanismen bepaald. De laagste waarde voor de verschillende faalmechanismen levert uiteindelijk de ondergrens voor de laagdikte op. De asfalttoplaagdikte wordt meestal aangeduid met het symbool d [m]. Waarden die in de praktijk bij primaire waterkeringen kunnen voorkomen lopen uiteen van 0,1 m tot ca. 0,35 m.

Naast de ondergrens voor de asfalttoplaagdikte die volgt uit berekeningen voor de faalmechanismen *Golfklappen op asfaltbekleding* en *Wateroverdruk bij asfaltbekleding* is er een minimaal benodigde laagdikte die is voorgeschreven om rekening te houden met mechanismen waaraan niet wordt gerekend. Daarbij kan o.a. worden gedacht aan belasting door lichte onderhoudsvoertuigen en lichte beschadigingen door drijfvuil.

De handreiking [MinI&M 2015] vermeldt voor de minimale laagdikte d_0 voor de verschillende typen ondergrond, zie Tabel 4-2:

- voor ondergrond is zand: $d_0 = 0,1$ [m].
- voor ondergrond is klei: $d_0 = 0,15$ [m].

Daarnaast wordt aanbevolen uit te gaan van de ondergrens uit de ontwerpgrafiek uit het *TR Asfalt voor Waterkeren* [TAW 2002]. Die ondergrens geldt ongeacht de ondergrond. Beide combineren leidt tot de volgende aanbeveling voor de minimale laagdikte.

- voor ondergrond is zand: $d_0 = 0,1 \times (1 + H_s/6)$ [m].
- voor ondergrond is klei: $d_0 = \text{maximum } [0,15 ; 0,1 \times (1 + H_s/6)]$ [m].

Nb. het geldigheidsgebied, voor het rekenen aan golfbelastingen, zoals dat door WBI 2017 is gegeven, is begrensd door $H_s = 3$ m. In het criterium voor een ondergrond van klei is het golfhoogte-afhankelijkheid deel daardoor vooralsnog slechts pro-forma.

De ondergrens voor de toplaagdikte die uit het ontwerp volgt, moet voor de uitvoering worden vertaald naar richtwaarden voor de uitvoering (bijvoorbeeld de bestekswaarden). Daarbij is van belang rekening te houden met de uitvoeringsnauwkeurigheid, het maatgevende mechanisme, de wijze van aanbesteden en eventuele daarin geldende bonus/malusregeling. Het maatgevende mechanisme is relevant omdat voor het mechanisme *Wateroverdruk bij asfaltbekleding* de over meerdere vierkante meters gemiddelde toplaagdikte relevant is, terwijl voor *Golfklappen op asfaltbekleding* de lokale dikte relevant is. De mate waarin rekening moet worden gehouden met uitvoeringsnauwkeurigheden is dus afhankelijk van het maatgevende faalmechanisme.

Voor de beoordeling wordt de representatieve waarde van de laagdikte gebaseerd op metingen aan de gerealiseerde asfaltbekleding. Voor de beoordeling op golfklappen is de representatieve waarde de 5% ondergrenswaarde, voor de beoordeling op wateroverdrukken mag worden uitgegaan van het gemiddelde van de gemeten laagdikten.

2.8 Beddingsconstante van de ondergrond (zand, klei)

De beddingsconstante van de ondergrond is de parameter waarmee de stijfheid van de ondergrond in het rekenmodel BM Asfalt Golfklap in rekening wordt gebracht. De beddingsconstante van de ondergrond wordt meestal aangeduid met het symbool c [MPa/m].

Als de ondergrond relatief slap is, is de belastingspreiding die door de asfalttoplaag wordt verzorgd relatief groot. De trekspanningen in het asfalt zijn dan dus relatief groot. Oftewel een lage rekenwaarde voor de beddingsconstante levert een conservatieve berekening op.

De standaard waarden die bij ontwerp voor de beddingsconstante van de ondergrond voor verschillende typen ondergrond in rekening worden gebracht zijn:

- voor ondergrond is zand: $c = 64$ MPa/m
- voor ondergrond is klei: $c = 30$ MPa/m

In het kader van de Project-overstijgende verkenning Waddenzee wordt gewerkt aan een ontwerpmethodologie voor waterbouw-asfalt op een funderingslaag. Op afzienbare termijn kan er dus mogelijk een beddingsconstante voor een asfalttoplaag op een funderingslaag worden toegevoegd aan bovenstaand lijstje.

Deze waarden zijn toepasbaar als er sprake is van een goede verdichting van de ondergrond. Aan de uitvoering moeten bij gebruik van bovengenoemde defaultwaarden daarom verdichtingseisen worden gesteld.

Voor de beoordeling wordt de representatieve waarde van de beddingsconstante gebaseerd op metingen aan de gerealiseerde asfaltbekleding. Met behulp van valgewicht-deflectie apparatuur wordt het gedrag van de constructie op een flink aantal punten gemeten en uit die metingen wordt de stijfheid (E-modulus) van asfalt en ondergrond teruggerekend. Uit de aldus verkregen set E-moduli voor de ondergrond wordt de 5% onderschrijdingswaarde bepaald. De representatieve waarde voor de beddingsconstante die voor de wettelijke beoordeling wordt gebruikt wordt uit genoemde 5% onderschrijdingswaarde met een vuistregel (3) bepaald. Zie voor meer informatie de schematiseringshandleiding [MinI&M 2016].



$$c = \frac{E}{2a(1-\nu^2)} \quad (3)$$

Waarin:

- c Beddingsconstante [MPa/m].
- E Elasticiteitsmodulus van de ondergrond [MPa].
- a Straal van de belaste zone (= straal van voetplaat VGD + toplaagdikte) [m].
- ν Dwarscontractiecoëfficiënt = 0,35 voor zand [-].

2.9 Hoogteligging onder- en bovenrand van de asfaltbekleding

De hoogteligging van de onder- en de bovenrand van de asfaltbekleding is het niveau op het buitentalud ten opzichte van NAP van de onderste en de bovenste overgangsconstructie die de waterbouwasfaltbekleding scheidt van de daaronder en daarboven gelegen bekledingen. De onder- en de bovenrand van de asfaltbekleding meestal aangeduid met de symbolen h_{min} en h_{max} [m+NAP].

De begrenzingen van de asfaltbekleding spelen een rol bij het bepalen van het gedeelte van het talud waarvoor de asfaltbekleding moet worden berekend op golfklappen en wateroverdrukken.

2.10 Hoogteligging onder- en bovenrand van de dichte bekleding

Voor het faalmechanisme *Wateroverdruk bij asfaltbekleding* is het van belang of een bekleding al of niet doorlatend is. Bekledingen van waterbouwasfaltbeton zijn altijd ondoorlatend en moeten dus worden berekend op wateroverdrukken, voor zover zij in de belaste zone liggen. Naast de onder- en bovenrand van de bekleding moet ook rekening worden gehouden met het al of niet doorlatend zijn van de aangrenzende bekleding(en) en de overgangsconstructies en een eventueel aangrenzend ondoorlatend voorland.

De hoogteligging van de onder- en de bovenrand van de dichte bekleding is het niveau op het buitentalud ten opzichte van NAP van de onderste en de bovenste overgangsconstructie die de aan elkaar grenzende dichte bekledingen scheidt van de daaronder en daarboven gelegen open bekledingen. De onder- en de bovenrand van de dichte bekleding wordt meestal aangeduid met de symbolen $h_{min,db}$ en $h_{max,db}$ [m+NAP].

In het ontwerp zal uit de keuze van de typen bekledingen op het talud en/of voorland, en waar de overgangsconstructies worden gelegd, de hoogteligging van onder- en bovenrand van de dichte bekleding volgen.

2.11 Dichtheid

De dichtheid van het asfalt is het gewicht van 1 m³ asfalt. De dichtheid van het asfaltmengsel wordt meestal aangeduid met het symbool ρ_a [kg/m³].

De dichtheid is onderdeel van de sterkte voor het faalmechanisme *Wateroverdruk bij asfaltbekleding*. Het gewicht van de toplaag, wat evenredig is met de dichtheid, bepaalt namelijk, samen met de gemiddelde laagdikte, de weerstand tegen oplichten van de toplaag door de statische wateroverdruk vanuit de ondergrond. Als de dichtheid relatief gering is, is de weerstand tegen wateroverdruk dus ook relatief gering.

Voor het ontwerp van waterbouwasfaltbeton op wateroverdruk wordt uitgegaan van een veilige gemiddelde waarde van $\rho_a = 2300 \text{ kg/m}^3$ [MinI&M 2015].

Voor de beoordeling kan worden uitgegaan van gegevens uit de opleveringscontrole, van een lage conservatieve waarde ($\rho_a = 2200 \text{ kg/m}^3$) of van aan de hand van monsters bepaalde waarden. Als er sprake is van meerdere waarnemingen, dan is de representatieve waarde het gemiddelde van de waarnemingen [MinI&M 2016].

Opmerkelijk is dat de defaultwaarde van het WBI (2200 kg/m^3) lager is dan de ontwerpwaarde (2300 kg/m^3) genoemd in de handreiking [MinI&M 2015]. Maar op zich is dat ook weer niet al te onlogisch omdat oude mengsels nog een veel hoger holle ruimte percentage kunnen hebben dan wat nu bij een ontwerp moet worden verondersteld. Als bij de beoordeling de default 2200 kg/m^3 niet tot een positief oordeel leidt, zal normaliter de werkelijke waarde voor de betreffende bekleding worden bepaald. Dus dan kan alsnog met een realistische waarde worden beoordeeld.

2.12 Doorlatendheid van de ondergrond

De doorlatendheid is de evenredigheidsparameter in de wet van Darcy tussen het verhang en het debiet. De doorlatendheid van de ondergrond wordt meestal aangeduid met het symbool K [m^3/s].

De doorlatendheid van de ondergrond kan op verschillende manieren een rol spelen in het ontwerp van een asfaltbekleding op wateroverdrukken.

De rekenregels voor het ontwerp gegeven in paragraaf 4.3 van deel 3 van de Handreiking dijkbekledingen [MinI&M 2015] kennen toepassingsvoorwaarden ten aanzien van de opbouw van de ondergrond en de doorlatendheid daarvan. Voor het beoordelen of aan die voorwaarden wordt voldaan, is classificering van de grondsoort(en) normaliter afdoende om de doorlatendheden in te schatten.

Enkele bijzondere situaties betreffen:

- Als de asfalttoplaag ligt op een kleikern, dan is ontwerpen op wateroverdrukken niet nodig. De classificering van de grondsoort van de dijkkern is afdoende.
- Als de asfalttoplaag ligt op een ondoorlatende onderlaag van klei en de ondergrond voldoet verder aan de toepassingsvoorwaarden, dan mag naast het gewicht van de toplaag ook het gewicht van de onderliggende kleilaag tot de sterkte worden gerekend. De classificering van de grondsoort is ook in dit geval afdoende.

Als niet aan de toepassingsvoorwaarden wordt voldaan, dan zal de gelaagdheid in de ondergrond en de bij de verschillende lagen behorende doorlatendheid moeten worden vastgesteld om vervolgens met een grondwaterstromingsmodel de wateroverdrukken te berekenen. Ook is er informatie nodig over doorlatendheden van aangrenzende bekledingen, teenconstructie, ondergrond onder de dijk en eventueel het voorland.

De rekenregels voor het faalmechanisme *Golfklappen op asfaltbekleding* die voor zowel het ontwerp als de beoordeling worden gebruikt, kennen als toepassingsvoorwaarde de eis dat de grondwaterstand in extreme situaties niet tot direct onder de asfaltbekleding mag oplopen. Zo nodig moet met een grondwaterstromingsberekening worden aangetoond dat wordt voldaan aan deze toepassingsvoorwaarde. Voor een dergelijke berekening zullen gelaagdheid van de ondergrond en bijbehorende doorlatendheden nodig zijn.



3 Veiligheidsbeschouwing

De gehanteerde veiligheidsbeschouwing is voor ontwerp en beoordeling (WBI 2017) analoog. Maar het verschil tussen ontwerp en beoordeling is dat waar in de beoordeling sommige parameters afhankelijk zijn van de constructie zoals die er op de peildatum bij ligt, dat in het ontwerp aannamen moeten worden gedaan voor de betreffende parameterwaarden op het einde van de levensduur. Dit hoofdstuk gaat in op de geadviseerde aanpak.

Voor het faalmechanisme *Wateroverdruk bij asfaltbekleding* kent de beoordeling alleen een eenvoudige toets, waarbij constructies die voldoen aan de toepassingsvoorwaarden en het gestelde criterium slechts een verwaarloosbare faalkans hebben. Een ontwerp kan op dezelfde wijze worden beoordeeld.

Voor het faalmechanisme *Golfklappen op asfaltbekleding* wordt voor het ontwerp verondersteld dat aan het einde van de levensduur de betreffende bekleding volgens de gedetailleerde toets per vak op de rand van afkeuren zit. Als norm wordt uitgegaan van de ondergrens.

In hoeverre een ontwerp ten aanzien van het faalmechanisme *Golfklappen op asfaltbekleding* voldoet, wordt beoordeeld met het volgende criterium:

$$\log(\gamma_m \cdot M_{max}) < -\gamma_s \quad (4)$$

Waarin:

- γ_m De modelfactor voor het faalmechanisme *Golfklappen op asfaltbekleding* (1,77) [-].
- M_{max} De hoogste berekende waarde voor de vermoeiingsschade (Minersom) in de bekleding ten gevolge van de golfklappen [-].
- γ_s De veiligheidsfactor [-].

Specifiek voor het ontwerp van waterbouwasfalt dijkbekledingen heeft nooit een kalibratie van de veiligheidsfactoren plaatsgevonden. Maar voor het ontwerp van dit soort bekledingen mag gebruik worden gemaakt van dezelfde veiligheidsfactoren als voor de beoordeling. De veiligheidsfactor zoals die voor de beoordeling wordt gehanteerd, is afhankelijk van het watersysteem waartegen de bekleding bescherming biedt en de variabiliteit in de buigtreksterkte van het waterbouwasfaltbeton. Voor het ontwerp wordt verondersteld dat aan het einde van de levensduur de variabiliteit als gevolg van de veroudering van de bekleding de maximale waarde heeft waarvoor nog veiligheidsfactoren zijn gekalibreerd: de variabiliteit in de buigtreksterkte $V_{ob} = 0,35$. De veiligheidsfactoren voor het ontwerp voor de verschillende watersystemen worden daarmee gegeven in de onderstaande tabel.

Tabel Veiligheidsfactoren ontwerp afhankelijk van watersysteem en faalkanseisen.

Watersysteem	Veiligheidsfactor ontwerp
11. Hollandse Kust Noord, 12. Hollandse Kust Midden, 13. Hollandse Kust Zuid en 15. Westerschelde	$\gamma_s = 0,61(\beta_{eis;dsn} - 1,99) - 0,34\beta_{norm}$
9. Waddenzee Oost en 10. Waddenzee West	$\gamma_s = 0,68(\beta_{eis;dsn} - 2,47) - 0,26\beta_{norm}$
7. IJsselmeer en 8. Markermeer	$\gamma_s = 0,82(\beta_{eis;dsn} - 1,37) - 0,68\beta_{norm}$

Waarin:

- $\beta_{norm} = -\Phi^{-1}(P_{eis})$ Betrouwbaarheidsindex van het dijktraject [-].
- $\beta_{eis;dsn} = -\Phi^{-1}(P_{eis;dsn})$ Betrouwbaarheidsindex van het representatieve dwarsprofiel per vak [-].
- $\Phi(x)$ Verdelingsfunctie voor de standaardnormale verdeling [-].
- P_{eis} Norm van het dijktraject [1/jaar].
- $P_{eis;dsn}$ Faalkanseis per doorsnede [1/jaar].

In de Waterwet zijn er twee normen (P_{eis}) voor elk dijktraject gegeven, de *signaleringswaarde* en de *ondergrens*. Voor het ontwerp schrijft de *Handreiking ontwerpen met overstromingskans* [RWS 2017] voor dat de *ondergrens* moet worden gehanteerd.

De faalkanseis per doorsnede kan uit de norm worden bepaald met:

$$P_{eis;dsn} = \frac{\omega P_{eis}}{N_{dsn}} \quad (5)$$

Waarin:

- ω De faalkansruimte voor de asfaltbekleding belast door golfklappen [-].
- N_{dsn} De lengte-effectfactor voor een doorsnede [-].

De gedetailleerde toets per vak hanteert voor de WAB-bekleding een faalkansruimte van 5% van de norm ($\omega = 0,05$). De aanvankelijk voorgestelde verdeling van de faalkansruimte over de verschillende in de doorsnede aanwezige bekledingstypen en de ruimte gereserveerd voor andere mechanismen dan Golfklappen op asfaltbekleding is terzijde geschoven, omdat er veelal toch maar één van de aanwezige bekledingstypen voor een enkel mechanisme tekort zal schieten.

De *Handreiking ontwerpen met overstromingskans* [RWS 2017] schrijft voor het ontwerp van een WAB-bekleding een faalkansruimte van 1% van de norm voor ($\omega = 0,01$). Daarbij is nog wel rekening gehouden met het feit dat er verschillende faalmechanismen voor de aanwezige bekledingstypen aanwezig zijn.



Er wordt in [RWS 2017] verwezen naar een oude versie van de schematiserings-handleiding die door het verschijnen van WBI 2017-Bijlage III achterhaald is. Een w -waarde van 0,01 is geïmplementeerd in de BMAfaltGolfklap versie 17.1.1.4942. De software levert voor de beoordeling dus geen exact, maar een licht conservatief resultaat.

Toelichting: w staat in deze memo voor de faalkansruimte voor het beschouwde faalmechanisme. De faalkansruimte voor falen als gevolg van erosie van het buitentalud (bekledingen) is 0,1 (Gedetailleerde toets WBI 2017). Om te komen tot de genoemde waarden 0,05 of 0,01 vindt een verdere herverdeling van de faalkansruimte plaats over de verschillende bekledingen die in een dwarsdoorsnede aanwezig kunnen zijn en eventueel verschillende faalmechanismen waardoor deze bekledingen kunnen falen. Zo reserveert WBI 2017 een waarde 0,05 voor Gras Erosie Buitentalud en resteert er dus 0,05 voor de overige bekledingen op het buitentalud. De waarde 0,01 resulteert na een herverdeling over de verschillende bekledingen en faalmechanismen, zoals beschreven in paragraaf 4.3 van het kalibratierapport [Klerk 2014].

Voor wat betreft de waarde van w wordt voor het ontwerp geadviseerd om te blijven uitgaan van $w=0,01$, omdat er in het ontwerp rekening moet worden gehouden met meerdere faalmechanismen.

Omdat de veiligheid van een doorsnede wordt beoordeeld, moet er rekening worden gehouden met het lengte-effect. De gedetailleerde toets per vak hanteert voor die lengte-effectfactor voor asfaltbekledingen de volgende formule:

$$N_{dsn} = \frac{L_{traject}}{\Delta L} \quad (6)$$

Waarin:

$L_{traject}$ Totale lengte van het dijktraject [m].

ΔL Lengte van onafhankelijke dijkstrekkings voor dit faalmechanisme (=1000) [m].

De *Handreiking ontwerpen met overstromingskans* [RWS 2017] adviseert voor het ontwerp van een WAB-bekleding:

$$N_{dsn} = 1 + \frac{aL_{traject}}{b} \quad (7)$$

Waarin:

a Fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme (-).

b Lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het faalmechanisme (=1000 m).

$L_{traject}$ Lengte van het dijktraject zoals vastgelegd in de Waterwet (m).

Vergelijken we de lengte-effectfactor voor het ontwerp met die van de beoordeling, dan moge duidelijk zijn dat $b = \Delta L$. De factor a en de constante 1 die in de ontwerpformule aanwezig zijn, ontbreken in de formule voorgeschreven voor de beoordeling. De constante 1 heeft geen

andere rol dan voorkomen dat voor kleine waarden van a de lengte-effectfactor kleiner wordt dan 1.

Als $a = 1$ dan geeft vergelijking (7): $N = 1 + L_{\text{traject}}/1000$ i.p.v. (5): $L_{\text{traject}}/1000$. Dan wordt er in het ontwerp dus een (marginaal) zwaardere eis aan de asfaltbekleding gesteld als gevolg van de constante 1.

Als $a \ll 1$ dan $N_{\text{dsn}} = 1$ i.p.v. $L_{\text{traject}}/1000$. Dan wordt er in het ontwerp dus een minder zware eis aan de asfaltbekleding gesteld.

De formule die [RWS 2017] geeft, is feitelijk bedoeld voor andere faalmechanismen, bijvoorbeeld Piping, die een bepaalde faalkansruimte hebben toegewezen gekregen. Uitsluitend voor die gedeelten van het dijktraject waar het betreffende faalmechanisme kan optreden, kan de beschikbare faalkansruimte worden aangewend. Een dijktraject is echter voor de volle honderd procent voorzien van een dijkbekleding. Als op een klein gedeelte van het dijktraject een asfaltbekleding ligt, wordt door vergelijking (7) een substantieel deel van de faalkansruimte voor bekledingen op het volledige dijktraject geclaimd. Daardoor is er voor de bekledingen die de overige strekkingen van het betreffende dijktraject moeten beschermen, dan dus minder faalkansruimte beschikbaar.

Rijkswaterstaat wordt geadviseerd om de formule voor de lengte-effectfactor in het Ontwerpinstrumentarium in overeenstemming te brengen met die van het WBI 2017 (Vgl 9.2). Tot nader order is de Handreiking ontwerpen met overstromingskans [RWS 2017] vigerend.



Literatuur

Davidse 2010. *Opstellen nieuwe ontwerp- en toetsgrafieken*. M.P. Davidse. KOAC•NPC rapport e1000057-5, Utrecht, juni 2010.

van Gurp 2008. *Relatie tussen sterkte en stijfheid in de context van de inspectiemethode meerjarig onderzoek asfaltdekkingsbekledingen*. C.A.P.M. van Gurp, G.E. Westera, ing. A.K. de Looff. KOAC•NPC rapport e0700170-2, Utrecht, februari 2008.

Hart 2018. *Fenomenologische beschrijving, Faalmechanismen WBI*. R. 't Hart, Deltares, rapport nr. 11200574-007-GEO-0005, Delft, mei 2018.

Klerk 2014. *Calibration of Safety Factors for wave impact on Hydraulic Asphalt Concrete Revetments*. W.J. Klerk, W. Kanning. Deltares report 1209431-01 0-ZWS-0002, Delft, December 2014.

MinI&M 2015. *Handreiking dijkbekledingen, Deel 3: Asfaltbekledingen*. Ministerie van Infrastructuur en Milieu, januari 2015.

MinI&M 2016. *Schematiseringshandleiding asfaltbekleding, WBI 2017, Versienummer 2.0*. Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 1 december 2016.

MinI&M 2017. *Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017.

RWS 2017. *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen. Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansen-normen, OI2014v4*. Rijkswaterstaat, februari 2017

STOWA 2011. *Beproevingmethoden voor waterbouwasfaltbeton - Deel 2: Bepaling van de buigtreksterkte van waterbouwasfaltbeton; Deel 4: zagen van proefstukken uit een waterbouwasfaltbeton boorkern; Deel 5: Boren van kernen uit een waterbouwasfaltbetonbekleding*. Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer, STOWA, Bijlage C bij *State of the art asfaltdekkingsbekledingen*. Rapport 2010-W06, Amersfoort, januari 2011.

TAW 2002, *Technisch Rapport Asfalt voor Waterkeren*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, ISBN 90-369-5519-X, Delft, november 2002

Telman 2013. *Voorspellingsmodel voor breuksterkte, afhankelijk van leeftijd en holle ruimte*. J. Telman, Q-Consult, Arnhem, december 2013.

Telman 2018. *Regressiemodel breuksterkte in Excel: PredInt RDA.xls*. J. Telman, Q-Consult, Waardenburg, 4 december 2018.

Tolman 2015. *Relatie vermoeiingseigenschappen en sterkte van WAB*. F. Tolman. Project nr. 1404269-01, Notitie versie 1.3 d.d. 4 september 2015

POV-Waddenzeedijken Asfaltbekleding: Development of test methods for assessing the durability of asphalt dike revetments

Report title: Test methods and results for assessing durability of asphalt mixture components

Reference number: 00112651

Date: 14 February 2019

Contact person: Dr. Aikaterini Varveri
Pavement Engineering
Civil Engineering and Geosciences
Stevinweg 1, 2628CN, Delft
T: +31(0)15 27 84665
E: a.varveri@tudelft.nl



All rights reserved.

No part of this publication may be reproduced and/or published by print, photoprint, microfilm or any other means without the previous written consent of Delft University of Technology. Submitting the report for inspection to parties who have a direct interest is permitted.

© 2019 TU Delft

Contents

1.	Introduction.....	3
2.	Background.....	3
3.	Test methods.....	3
3.1	Mechanical response of asphalt mastics.....	4
3.1.1	DSR – Dynamic Shear Rheometer measurements.....	4
3.1.2	Direct tension tests.....	5
3.1.3	Adhesive strength tests.....	6
3.2	Sample preparation and conditioning protocols.....	7
3.2.1	Mastic samples preparation.....	7
3.2.2	Aggregate-bitumen sample preparation.....	9
3.3	Moisture and ageing protocols.....	11
3.3.1	Ageing protocol.....	11
3.3.2	Moisture conditioning protocol.....	12
4.	Testing reference materials.....	13
4.1	Materials.....	13
4.2	Testing matrix.....	14
4.3	Results and discussion.....	14
4.3.1	DSR tests (stiffness).....	14
4.3.2	Direct Tension Tests.....	19
4.3.3	Adhesion Strength Tests.....	22
4.3.4	Fourier Transform Infrared Spectrometer (FTIR).....	23
4.4	Conclusions and recommendations.....	27
4.5	References.....	28
	Appendix I.....	29

1. Introduction

The aim of Phase B2 and B3 of the POV-Waddenzeedijken Asphaltbekleding project is to draft guidelines for mixture and foundations design and develop test methods for the determination of the durability of asphalt dike revetments in order to develop Guidelines for the testing of asphalt revetments.

TU Delft will contribute to this effort by carrying out the experimental programme as described in the project proposal entitled POV-Waddenzeedijken Asphaltbekleding fase B2: Development of test methods for assessing the durability of asphalt dike revetments (Reference: POV-Waddenzeedijken_2018_02_19). The research focuses on the ageing and moisture effects on the performance of the components: namely bitumen, filler, stone/sand and additives. The aim is to provide a methodology for quality ranking of component combinations with regards to these aspects. The current report provides a detailed description of the testing methodology and the results of the mechanical tests.

2. Background

Loss of durability in asphalt mixtures can be considered as a multiscale phenomenon. Moisture and ageing causes a reduction in strength and an increase in stiffness of the constituents of asphalt mixtures (material level). This leads to the overall degradation of the composite material (mixture level) compromising the durability of asphalt structures (structure level). At the material level, damage due to moisture or ageing can express itself through either a cohesive (within the binder) or an adhesive (within the binder-aggregate bond) type of failure.

A key parameter in enhancing durability of asphalt mixtures is the careful selection of the individual mixture components. Moreover, for asphalt pavement applications the use of non-traditional mixtures that incorporate materials like recycled asphalt granules and bitumen, rubber, fibres, polyurethane resins, epoxy, and other additives either as a supplement or replacement for conventional materials has gained a lot of interest. Similar innovations are expected to be used for application in dike revetments. The use of these materials aims to improve the mechanical performance and service life of asphalt mixtures on dike revetments. Nevertheless, the introduction of new materials necessitates a better understanding of their mechanical properties in time, so that the desirable characteristics are attained without compromising the durability of asphalt dike revetments.

The proposed testing methodology includes tests at asphalt mixture component level, namely mechanical tests performed on asphalt mastic (i.e. bitumen plus filler) and on bitumen-aggregate samples. This methodology aims to serve as a screening tool for the selection of aggregates, asphalt bitumens, mineral fillers as well as additives with inherent resistivity against moisture and ageing so as to enable the development of mixture designs with improved durability. In the following, a detailed description of the proposed tests and the test results of three reference material combinations are given.

3. Test methods

The stiffness and cohesive strength of asphalt mastics is evaluated by means of Dynamic Shear Rheometer (DSR) and Uniaxial Tension (UT) tests. The strength of the bitumen-aggregate bond is

determined via Uniaxial Tension tests, referred to as Adhesion Strength (AS) tests. To assess the durability of asphalt mastics two conditioning protocols are proposed, namely an ageing and a moisture protocol. Moreover, the procedure for the preparation of the samples for each test methods is described.

3.1 Mechanical response of asphalt mastics

3.1.1 DSR – Dynamic Shear Rheometer measurements

The Dynamic Shear Rheometer (DSR), which is a form of dynamic mechanical analysis, is used to measure the rheological properties of time dependent materials, such as asphalt binders and mastics. The complex shear modulus (G^*) and the phase angle (δ) are measured in the linear visco-elastic range and can be determined at different temperatures and frequencies. Complex shear modulus, G^* , is a measure of the total resistance of a material to deformation when repeatedly sheared. It consists of two parts, a part that is elastic (recoverable) and a part that is viscous (non-recoverable) and is the ratio of the amplitude of shear stress and shear strain. Delta, δ , is an indicator of the relative amounts of recoverable and non-recoverable deformation. The relationship between the complex shear modulus, the in-phase and the out-of-phase components, and the phase angle is illustrated in Figure 1.

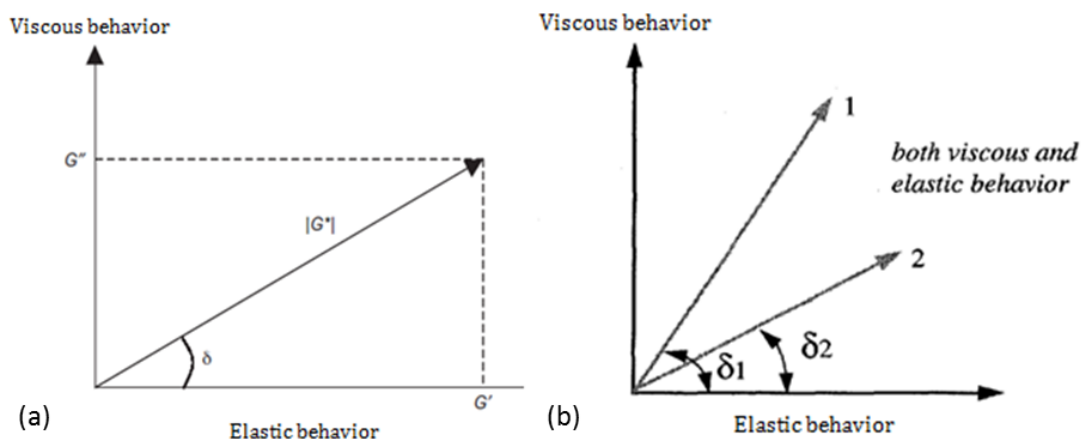


Figure 1 (a) The Cartesian representation of the principal viscoelastic parameters and (b) viscous and elastic behavior of asphalt mastics.

For the DSR tests, mastic column samples are prepared according to the procedure described in section 3.2.1. The mastic columns are attached to the DSR by means of a tailor-made clamping system, as shown in Figure 2.

Frequency sweep tests were carried out from 0.01 to 10 Hz over a temperature range of 0°C to 30°C with an increment of 10°C. Before the frequency sweep tests, strain amplitude sweep tests were conducted to identify the linear viscoelastic (LVE) range of different mastics and thus to ensure the frequency sweep tests were undertaken within the mastic's LVE region of response. The LVE limit was defined as the point where complex modulus has decreased to 95% of its initial value. Based on the LVE limits, all the measurements were carried out at a strain level of 0.01% in strain-controlled mode.

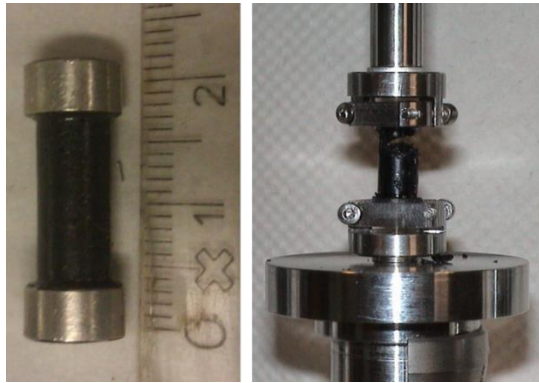


Figure 2 (a) Mastick column sample with steel rings, (b) Sample fixed in the DSR device.

The values of the complex shear modulus and phase angles are used to construct master curves. The use of master curves is an effective tool to understand and analyse the rheological response (stiffness and phase angle) of viscoelastic materials. Master curves allow the estimation of properties at a wider range of temperature and frequencies. Typical results of DSR tests on standard Pen 70/100 and SBS-modified bitumens are shown in Figure 3.

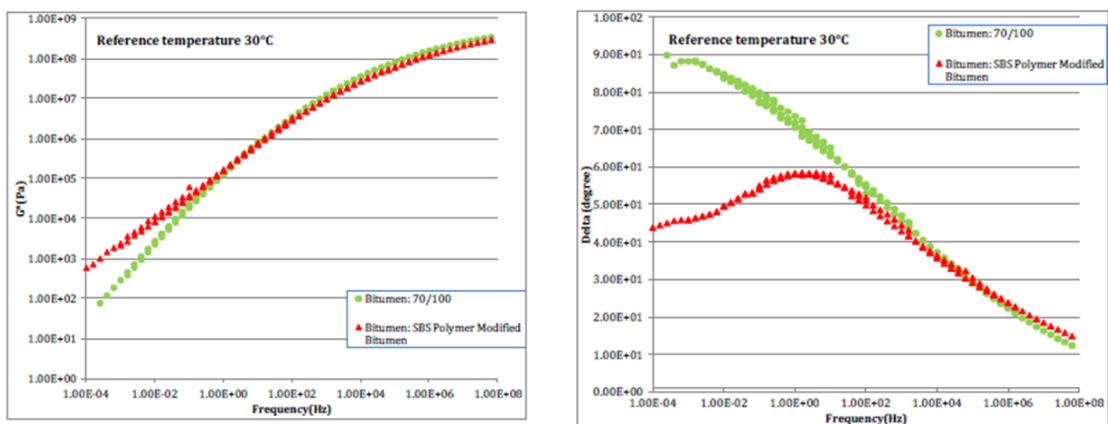


Figure 3 Master curve and phase angle diagram for two different bitumen types.

3.1.2 Direct tension tests

The mechanical strength of the mastics will be evaluated on the basis of Uniaxial Tension (UT) tests. The tests can be performed by means of a Dynamic Shear Rheometer (DSR) or a Universal Testing Machine (UTM) with a sensitive load cell. The testing set-up requires a special clamping system and is performed in a temperature-controlled cabinet. Figure 4 illustrates the sample geometry and the sample in the setup after testing. The direct tension tests are performed at a strain rate of 0.1%/sec and a temperature of 5 °C. The testing temperature was selected to be similar to the temperature used for tests that have been already performed on asphalt mixtures for dike application [1].

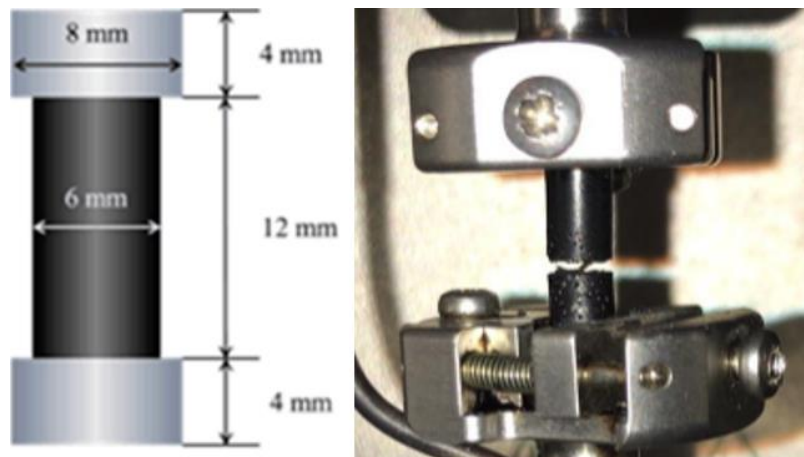


Figure 4 Geometry of the sample for the cohesive strength test and sample after testing.

3.1.3 Adhesive strength tests

The mechanical strength of the bond between the aggregate and the bitumen is determined by means of uniaxial tension tests. For the adhesion tests, aggregate-bitumen samples are prepared according to the procedure described in section 3.2.2. The samples are clamped with custom-made holders into the Dynamic Shear Rheometer (DSR) or the Universal Testing Machine (UTM) and tested with a 500 N load cell. The testing set-up consists of a top holder that clamps the stone sample once inserted and screwed tight. On the bottom, the sample is glued to a flat plate, as shown in Figure 5. The tests are performed at a strain rate of 10%/sec and a temperature of 5 °C.

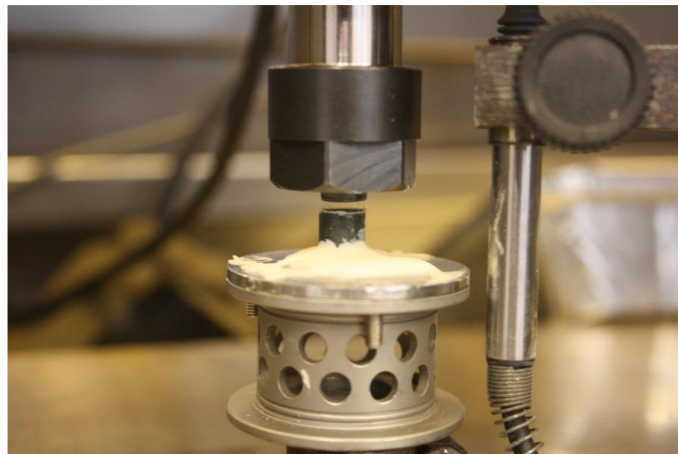


Figure 5 Bitumen-aggregate sample after the completion of the tensile adhesion test.

Three modes of failure can occur: (i) adhesive failure at the bitumen-aggregate interface as shown in Figure 6 , (ii) cohesive failure within the bitumen as shown in Figure 6 and (iii) mixed-mode failure.

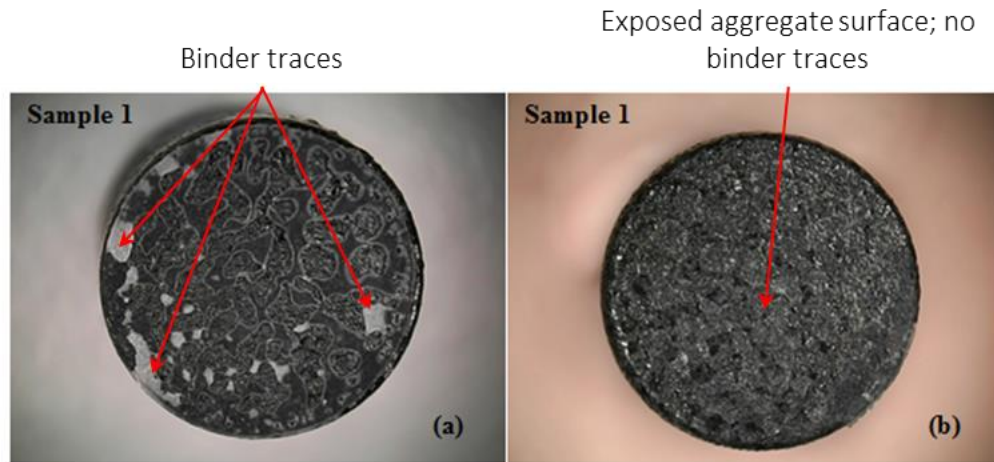


Figure 6 Adhesive mode of failure: (a) Top half of the sample with the binder completely adhered to the surface (b) Bottom half of the same sample with no traces of binder on it.

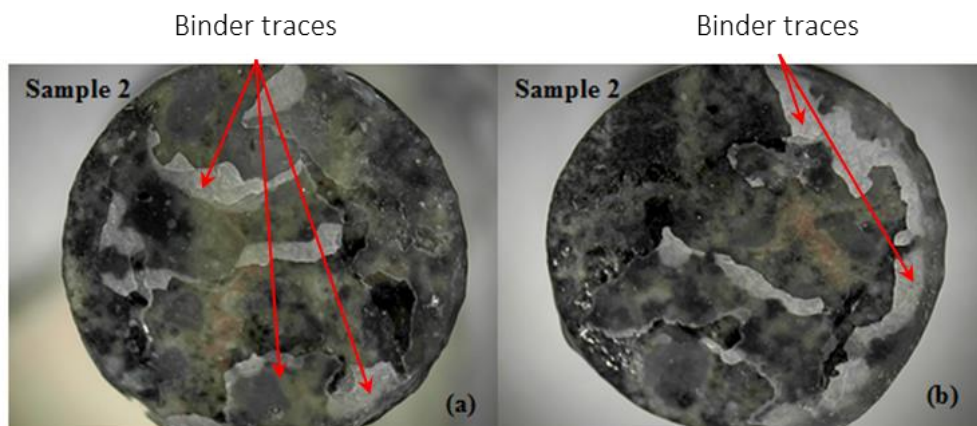


Figure 7 Cohesive mode of failure: (a) Top half of the sample with the binder adhered to the surface (b) Bottom half of the same sample with the binder adhered to the surface.

From the results report the mode of failure is reported and the bond strength is determined using the formula,

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

, where σ is the bond strength in N/mm^2 , F is the load at failure in N and A is the surface area of the cylindrical sample in mm^2 .

3.2 Sample preparation and conditioning protocols

3.2.1 Mastic samples preparation

Figure 8 shows the geometry of the mastic samples used for the stiffness and strength tests [2]. The samples have a height of 20 mm and a diameter of 6 mm. Two steel rings are placed at both

ends in order to make it possible to clamp the samples in the testing equipment. Hence, the effective height of the sample is 12 mm.

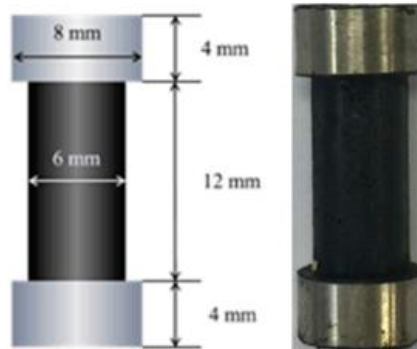


Figure 8 Geometry of mastic samples.

In the following, the steps for the preparation of mastic samples are given. Figure 9 shows pictures of the sample preparation procedure.

1. Preheat the oven at the desired temperature (in this study a temperature of 150°C was used) . According to the EN 12594-2014, for samples up to 1 litre, a temperature of 80°C to 90°C above the expected softening point is recommended for unmodified and polymer modified binders (unless any other suggestion is given by the supplier). For low-temperature mixes, where the production temperature is around 110°C, the temperature should be adjusted based on the recommendations of the warm-mix additive manufacturer.
2. Place the bitumen in the oven and heat for one hour.
3. Weigh the filler, and place it in the oven for at least one hour.
4. Pour the needed amount of bitumen in a clean can.
5. Add the filler, stir thoroughly. When it is difficult to stir due to the cooling down of the mix, place the can for 5 minutes in the oven. When heated up sufficiently it can be stirred more easily. The heating time should be consistent when preparing different batches of samples.
6. Place the mix in the oven (at the desired temperature, see step 1) for 30 minutes.
7. Prepare the mold with the steel rings and place the mold in the oven for at least 15 minutes.
8. Place the mold on a clean horizontal surface.
9. Take the mix out of the oven, stir again and pour the mix into the mold. If the mix already becomes too stiff, place it back in the oven for 5 minutes. Take care all the molds are filled sufficiently, i.e. with a small bulge on top.
10. Place the mold in the oven for 10 min. This will remove possible air bubble that were formed during stirring and pouring of the mastic into the mold.
11. Take the mold, and place it on a horizontal surface.
12. Let the samples cool down to room temperature for 4 hours.
13. Place the mold in the fridge at -10°C for at least 2 hours. Again the mold should be placed on a horizontal surface.
14. Remove the mold from the freezer and let the samples adjust to the room temperature for 5 minutes, otherwise the chance on brittle failure increases.

15. Keep the samples in the fridge (with a maximum of 7°C) until needed for the actual testing. Before testing, clean the outside of the steel rings to achieve a better grip in the device.



Figure 9 Preparation of mastic columns. Left picture: Silicon moulds used for sample preparation; right picture: samples resting in a sand bed during storage.

The sample preparation procedure can be used for samples made by fresh, laboratory-aged and recovered bitumen. In the case that a mastic mixture is already available then steps 1-5 can be omitted.

3.2.2 Aggregate-bitumen sample preparation

For the adhesive strength tests, cylindrical aggregate-bitumen samples were prepared following the preparation protocol used for earlier studies [2]. The samples have a diameter of 7.8 mm and a total height of 20.015 mm, Figure 10. Each sample consists of two aggregate cores, with a height of approx. 10 mm, glued together by the binder. The thickness of the bitumen film is 15 µm. To ensure that a thickness of 15 µm is achieved, samples are prepared using a Dynamic Shear Rheometer; in this way, the film thickness can be controlled with high accuracy. The detailed procedure for the sample preparation is given below.

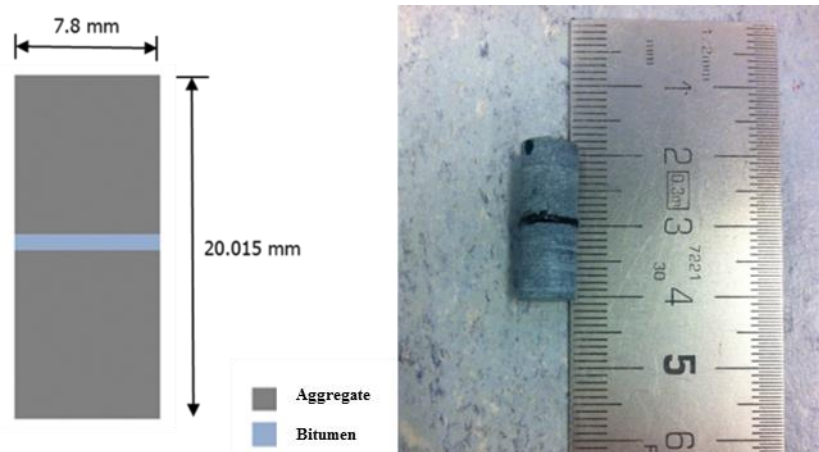


Figure 10 Geometry of the aggregate-bitumen sample.

Aggregate cores preparation

Aggregate slabs of height 11 – 15 mm are used to obtain the aggregate cores. The slabs were supplied by quarries. Each slab has one side polished and the other sandblasted. Sandblasting is done to increase the surface roughness of the aggregate, leading thus to a larger surface area per unit mass, resulting in stronger adhesive bonding between the bitumen and the aggregate. Moreover, mechanical gripping of bitumen into the asperities of the aggregate surface (at the microscale) is achieved [3,4]. To make a cylindrical core with a diameter of 7.8 mm, the slabs are cored using a custom made drill of 8mm diameter (outer). Once the cores are obtained, they are polished (on the already polished side) to obtain a uniform height of 10 mm and to make sure that the samples are straight.

Assembling the stone columns

The aggregate cores are cleaned using demineralised water to get rid of the impurities on the surface of the aggregate and heated in the oven at 175°C for 30 minutes to remove any remaining moisture.

Sample preparation is made by means of a Dynamic Shear Rheometer in order to be able to accurately control the bitumen thickness. The aggregate cores are first mounted on the holders available with the setup. The bottom holder is fixed, whereas the top holder is free to move up and down in the setup. Once the aggregate cores are set in place, the zero gap is determined using the software. In this way, it is then ensured that the aggregate cores are straight and centred. The gap is then increased to 25 mm so as to place a small drop of bitumen on the bottom stone, and the required binder thickness is reached gradually in a number of steps (1mm - 50 µm - 25 µm - 15 µm). This ensures that the thickness of the bitumen is precise and that there is not much stress (normal force should be zero after the final step) on the binder during sample preparation (normal forces are recorded at any step by the DSR). After having achieved the required thickness, the excess bitumen is trimmed off, using a heated knife. Figure 11 shows the clamping of aggregate cores and their final positioning and Figure 12 shows the resulting sample.

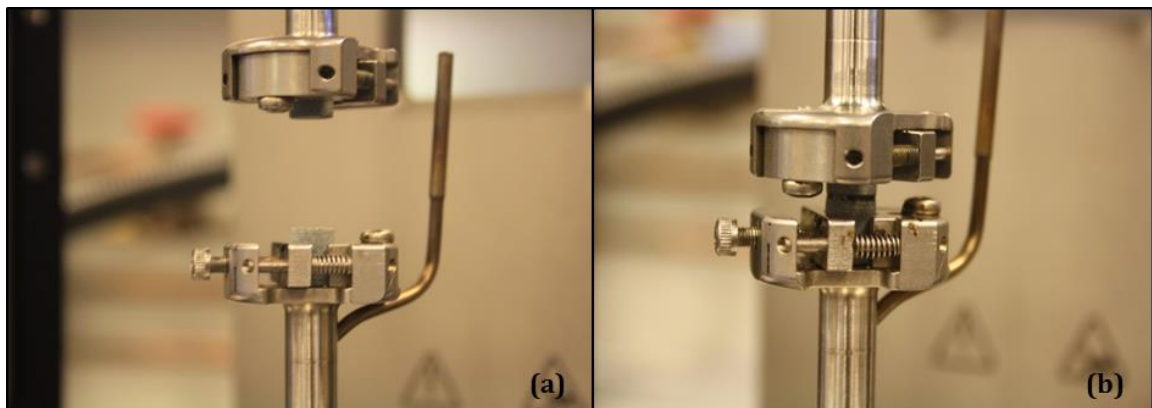


Figure 11 (a) Aggregates parts clamped in their holders before placing binder; (b) Aggregate positioned to final thickness.



Figure 12 Aggregate-bitumen sample.

3.3 Moisture and ageing protocols

3.3.1 Ageing protocol

As an organic material, bitumen undergoes changes in its mechanical characteristics and chemical composition due to environmental effects over its service lifetime. Besides moisture, ageing of bitumen has a crucial effect on the durability of asphalt mixtures, since stiffer and more brittle binders make an asphalt pavement more prone to cracking.

Bitumen ageing can be split up into *short-term* and *long-term ageing*. In the case of hot mix asphalt, *short-term ageing* occurs during plant mixing, production, and construction of asphalt mixtures, all of which happens within hours; it is characterised by fairly high temperatures (>130°C) and thus, high oxidation rates. *Long-term ageing* occurs in asphalt mixtures in the field as a result of climatic conditions; it is a slow oxidation process that occurs mostly at the top few millimetres of the surface course.

The most widely used artificial ageing methods are the Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT) and the Pressure Aging Vessel (PAV) test, Figure 13. *Short-term ageing* is performed using the RTFOT at 163 °C for 75 minutes in accordance with the EN 12607-1 test standard. *Long-term ageing* is performed at 100 °C and 2.1 MPa (20 atm) for 20 hours, according to EN 14769 standard ageing protocol. The combination of the RTFOT and PAV protocols is considered to simulate age hardening of bitumen during the first 7-10 years of asphalt pavement service life.

In this project, it is proposed that fresh bitumen is first aged using the RTFOT ageing protocol. For materials that have already undergone the production process and therefore are already short-term aged, only PAV will be used to simulate long-term ageing in the field. Moreover, it is suggested that in all cases two PAV ageing cycles (2PAV) are performed, leading to a total ageing time of 40 hours, as the bitumen used in asphalt dikes has an expected service life of more than 50 years.

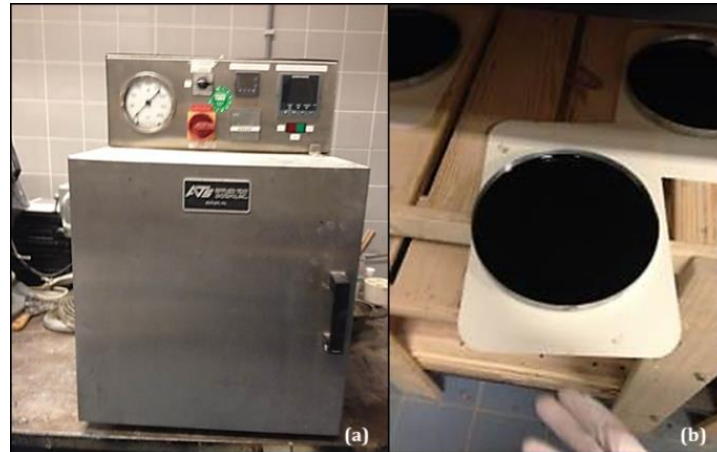


Figure 13 (a) Pressure Ageing Vessel (PAV); (b) Bitumen in the pan

3.3.2 Moisture conditioning protocol

The samples are placed in a temperature-controlled water bath for moisture conditioning at a temperature equal to 30°C. The conditioning temperature is set lower than the temperature of 40°C, which is used for the determination of water sensitivity of asphalt mixtures, as specified in the NEN-EN 12697-12:2008 (and adopted in RAW 2015). The reason for reducing this temperature was the high deformation of the mastic samples observed during conditioning at 40 °C.

The conditioning of the mastic samples differs from the conditioning of the aggregate-bitumen samples. During conditioning the mastic samples are submerged into water, while the aggregate-bitumen samples are conditioned as shown in Figure 14. This is done to avoid the occurrence of a mixed weakening of both the bitumen and the aggregate-bitumen interface, only the bottom half of the samples is placed into water (the water level is about 0.5 cm) so as moisture can reach the aggregate-bitumen interface only via the aggregate [4, 5].

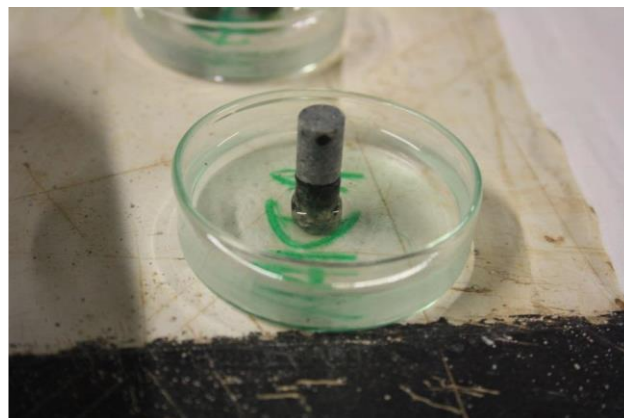


Figure 14 Moisture conditioning of the mastic-aggregate sample.

4. Testing reference materials

The proposed tests were performed on mastic and bitumen-aggregate samples that were prepared using bitumen recovered from Waterbouw Asphalt Beton (WAB) mixtures. Specifically, bitumen was recovered from WAB cores collected from the Brouwersdam dike. The Brouwersdam mixture has an age of about 50 years (cores were taken from the oldest part of the dike constructed in 1965) and has demonstrated “good” long-term performance in the field. Moreover, bitumen was recovered from a loose WAB mixture directly after production from the asphalt plant (Ooms plant in Schagen). The bitumen recovered from the plant-produced WAB mixture was tested right after recovery (therefore it was only short-term aged during mixing and production) and after subjected to two cycles of PAV (2PAV). The test results will provide insights in order to establish boundaries of material properties, which can serve as reference points for further evaluation and ranking of new mix designs.

4.1 Materials

Overall, two bitumens were recovered and tested: bitumen recovered from the dike and bitumen recovered from the plant loose-mixture; the bitumen recovered from the plant was tested also after the application of the 2PAV ageing protocol. Bitumen extraction was performed by KIWA-KOAC. The recovery of the bitumen was performed following the NEN-EN 12697-1 B.1.3: *Gehalte aan bitumen van warm bereid asfalt, Soxhletextractie (inclusief correctieve asrest)*. Specifically, the following materials were used for extraction:

- a) Dike material: 9 cores \varnothing 100 mm from the Brouwersdam. The cores consisted of two layers: a top layer of 50 mm AC-surf and a bottom layer of 200 mm hydraulic asphalt concrete (WAB), Figure 15. The cores were sawn into two pieces and the WAB specimens were cleaned using an air blower before delivery.
- b) Plant material: 15 kg of loose material was collected from Ooms plant in Schagen. This material was sorted out in smaller batches and send for bitumen extraction.

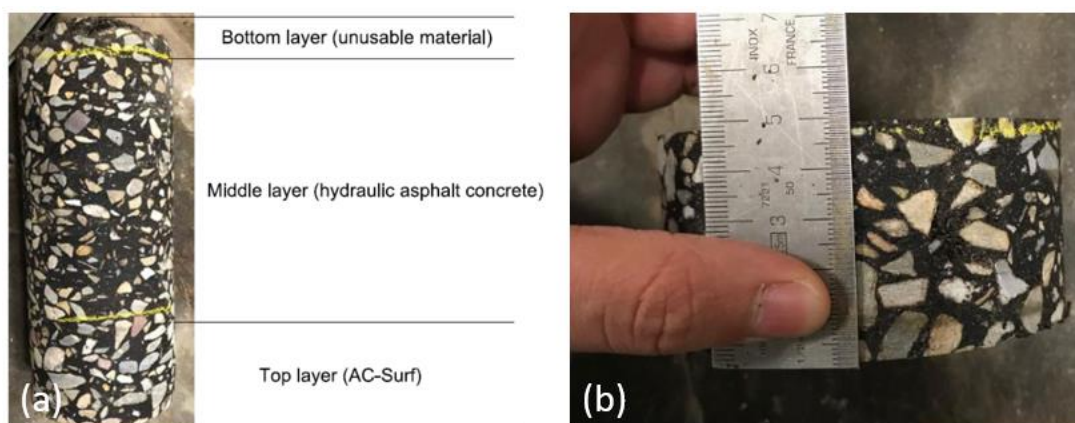


Figure 15 Dike material: (a) sample of the cores (b) 50mm specimen cut.

For sample preparation of the mastic samples, the bitumen-filler ratio was 1:1 per weight. The mass ratio was selected based on the mixture composition of typical asphalt mixtures used for road applications in the Netherlands [6], but also because of the mixture composition of the WAB mixture according to the records of the Brouwersdam mixture and the Plant mixture (refer

to Appendix I). For the preparation of the 2PAV samples, the filler was added after the bitumen was aged in the PAV.

For the bitumen-aggregate samples, it was not possible to obtain the same aggregate and mineral filler that were used for the dike samples. Instead, two different aggregate types were used, namely Norwegian Bestone and Scottish Granite. The mineral filler was Wigro 30. The selection of the minerals was made based on two considerations:

- a) The Norwegian Bestone and Scottish Granite aggregates has been known to have a ‘good’ and ‘poor’ performance with respect to moisture damage in pavement mixtures. Hence, they could provide extreme cases for the moisture susceptibility of the adhesion tests.
- b) The specific types of aggregates and mineral filler were used for the production of the plant-produced WAB mixture.

4.2 Testing matrix

The mastic and bitumen-aggregate samples were tested after subjected to moisture conditioning in order to study the effect of moisture on their stiffness and strength. The samples were conditioned in a temperature-controlled water bath at 30 °C for a period of 5 and 10 days. After conditioning the samples were surface dried and stored at a temperature of 7 °C. Table 1 gives an overview of the number of tests performed for all various material combinations and moisture conditions.

Table 1 Testing matrix

Test	Sample type	Test repetitions	Moisture intervals	Bitumen type (ageing state)	Aggregate type	Filler type	Number of tests
DSR tests (stiffness)	Mastic	2	3	3	-	1	18
DTT tests (cohesive strength)	Mastic	3	3	3	-	1	27
Adhesive strength tests (bond strength)	Bitumen–aggregate	3	3	3	2	-	54

*Mastic denotes a mix of bitumen and filler

4.3 Results and discussion

4.3.1 DSR tests (stiffness)

Frequency Sweep Tests were performed for the three mastics prepared with Wigro 30 filler and bitumen recovered from the dike mixture (denoted as ‘Dike’) and the plant-produced mixture before (denoted as ‘Plant’) and after extended (40 hrs) PAV ageing (denoted as ‘2PAV’).

Figure 16 shows the master curves of the complex shear modulus G^* (dynamic stiffness) and the phase angle δ for the mastic samples at dry conditions. Please note that two replicate samples were tested per mastic type. The tests of the replicate samples give reasonably similar results. A slight deviation of the phase angle values can be observed at low frequencies (high temperatures), which can be explained by the presence of filler material in the sample. Theoretically, the phase angle of composite materials (matrix and rigid inclusions) such as mastics (bitumen and stiffer filler particles), is equal to that of the matrix material (bitumen),

provided that there is not significant interaction between the two material phases. It can be hypothesized that at high temperatures, the bitumen softens and the interaction with the filler particles become substantial; hence a difference in the distribution of the filler particles in the mastic column can result to differences in the phase angle values. In the following, the test results will represent the average values of the two replicate samples.

The results, shown in Figure 16, reveal that there is a significant difference between the rheological characteristics of the three mastic samples. As expected the 2PAV mastic has higher stiffness and lower phase angle values in comparison to the Plant mastic. However, it is interesting to note that the Dike mastic prepared with bitumen extracted from the dike mixtures (which is already aged for 50 years in the field) is the softer and more viscous as indicated by the G^* and δ values. This unexpected result may be due to the following reasons: (a) Pen 80/100 bitumen was used for the dike construction that may have had different rheological properties since it was coming from a different supplier and thus different crude oil source, (b) the dike WAB mixture was a very dense mixture that, in addition, was covered by an overlay asphalt layer (AC-surf) for the last 25-30 years, and therefore only the top part (first few millimetres) was aged in the field only for the first 15-20 years, and (c) the bitumen was recovered from full-depth field WAB cores and probably the ageing effect (at the top part) was diluted.

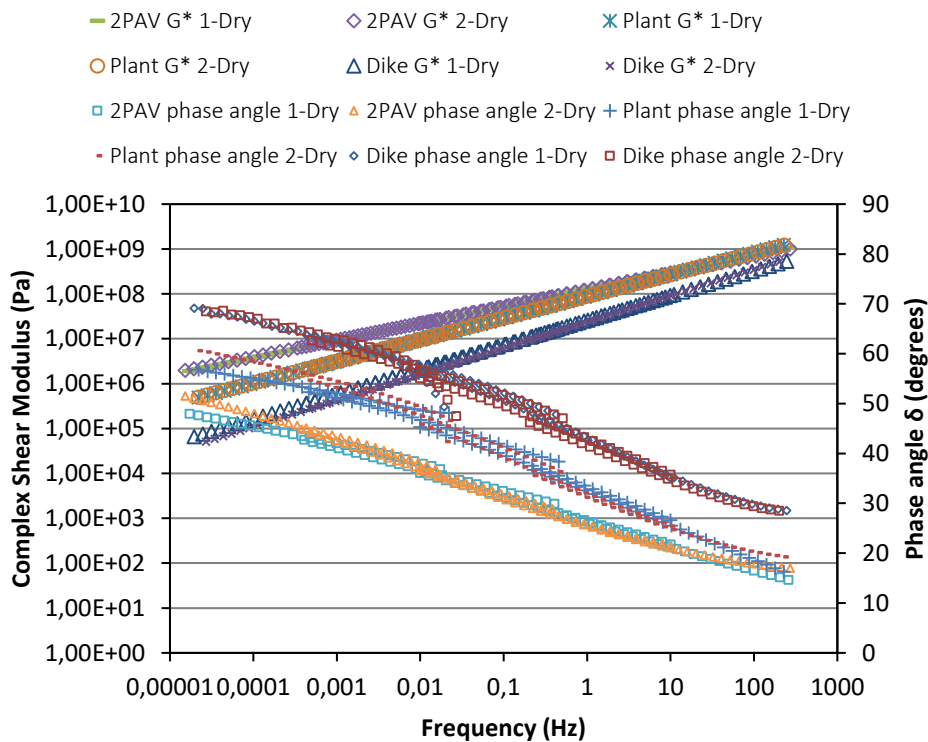


Figure 16 Mastercurves at reference temperature of 10°C of the Dike, Plant and 2PAV samples at dry condition.

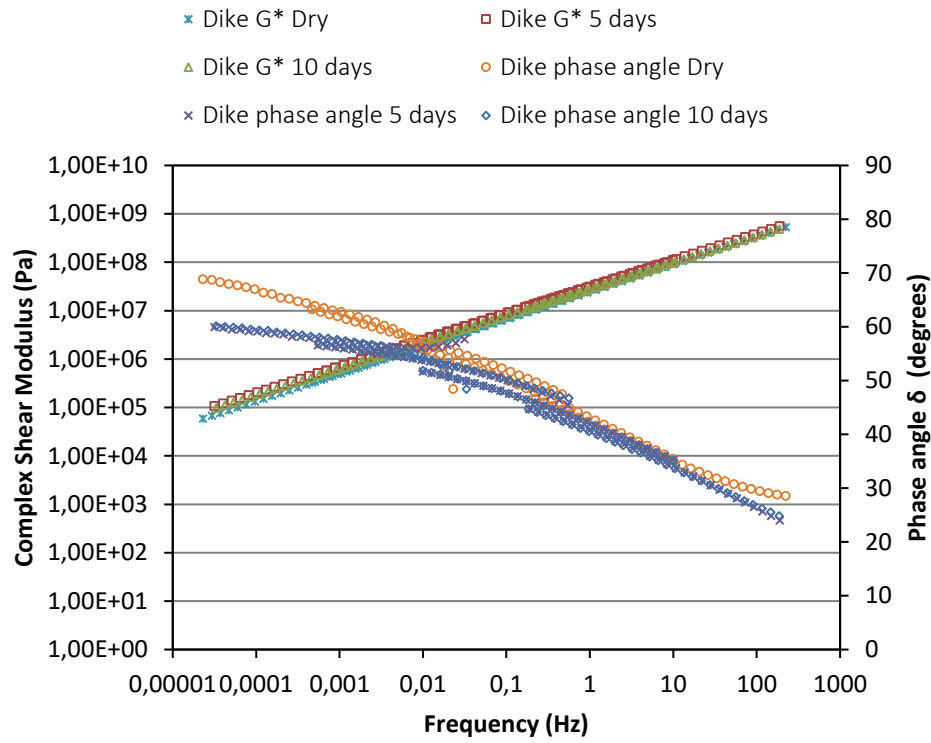


Figure 17 Mastercurves at reference temperature of 10°C of Dike samples before and after moisture conditioning.

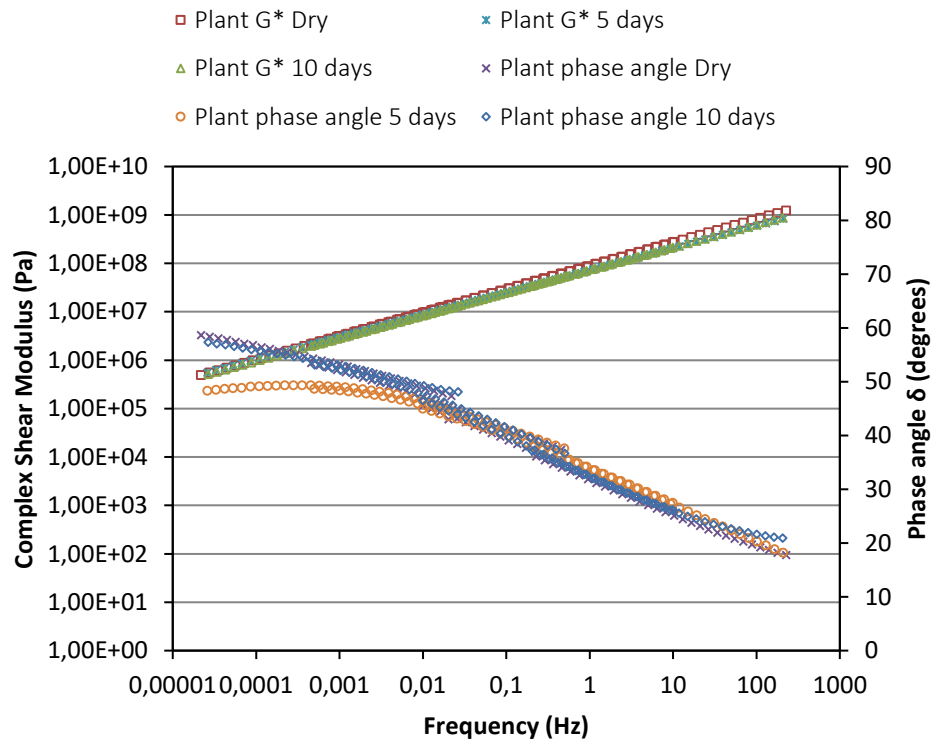


Figure 18 Mastercurves at reference temperature of 10°C of mastic Plant samples before and after moisture conditioning.

In the following, the effect of moisture conditioning on the rheological properties of the mastics is discussed. From Figure 17, it can be observed that after 5 days of conditioning the phase angle of the Dike mastic decreases, while there is an increase of complex modulus at low frequencies (high temperatures). The effect of moisture resulted to positive effects on the rheological behaviour at high temperatures, as the mastic became stiffer and more elastic in nature. The results at 10 days of moisture conditioning are similar, indicating that the additional five days of conditioning did not result to any rheological changes.

Figure 18 shows the results of the Plant mastic samples. After 5 days of conditioning the phase angle decreases and the complex modulus remains the same at low frequencies demonstrating a more elastic response. At high frequencies, the complex shear modulus increases with moisture, indicating embrittlement of the mastic. After 10 days in the water bath the mastic shows identical rheological properties with the dry material.

The results obtained for the 2PAV mastic samples, Figure 19, show similarities to the results of the Plant mastics with respect to the varying behaviour of phase angle at low and high frequencies.

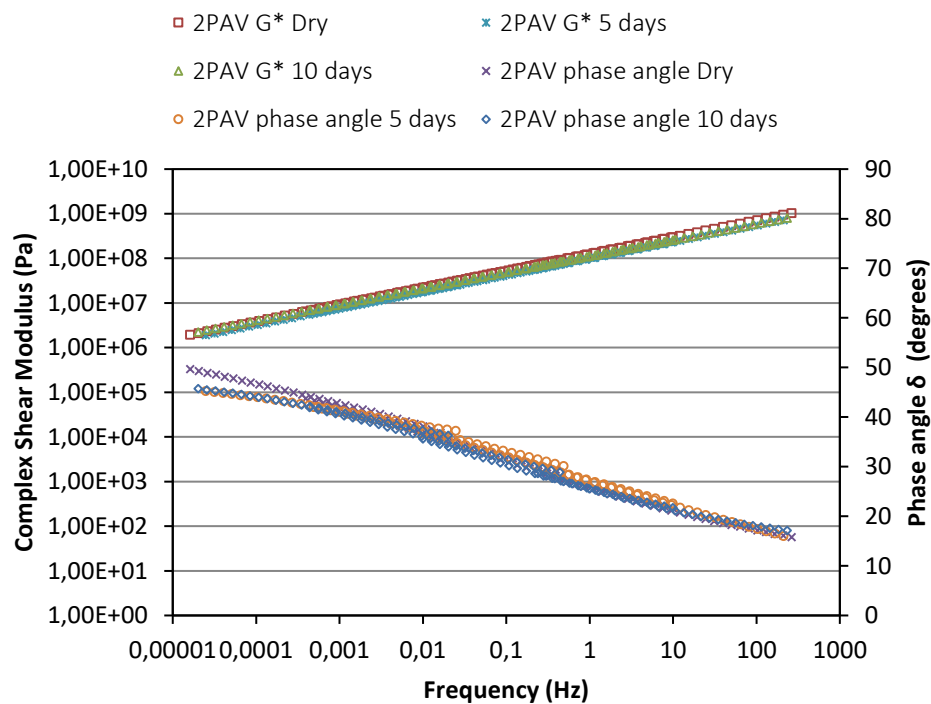


Figure 19 Mastercurves at reference temperature of 10°C of PAV material before and after moisture conditioning.

Table 2 shows the complex shear modulus G^* and phase angle δ values at 0°C temperature and frequency of 10Hz, which represent performance at low temperatures.

Table 2 Complex shear modulus and phase angles at low-temperature regime (0°C, 10Hz).

Mastic type	Dry conditions		After 5 days conditioning		After 10 days conditioning	
	G^* [Pa]	δ [degrees]	G^* [Pa]	δ [degrees]	G^* [Pa]	δ [degrees]
Dike	2.02E+08	27.34	2.22E+08	26.55	2.00E+08	26.61
Plant	4.39E+08	18.72	3.53E+08	20.06	3.56E+08	19.99
2PAV	4.79E+08	16.36	3.75E+08	17.39	4.25E+08	16.95

These values were used to calculate the retained stiffness ratio for the mastics after moisture conditioning and ageing, according to the Equation 1.

$$\text{Retained stiffness ratio} = \frac{G_{wet}^*}{G_{dry}^*} \quad (1)$$

The retained stiffness ratio for all mastics is shown in Figure 20. It can be observed that at the low-temperature regime the Dike mastics become stiffer after moisture conditioning, as indicated by the retained stiffness ratio values being higher than 100%, while water appears to act as plasticizer for the Plant and 2PAV material causing softening as indicated by the decrease in complex modulus. Overall, the material response across the frequency (or temperature) range is not substantially affected by moisture within the conditioning parameters defined in this research (water bath conditioning at 30°C for 5 and 10 days).

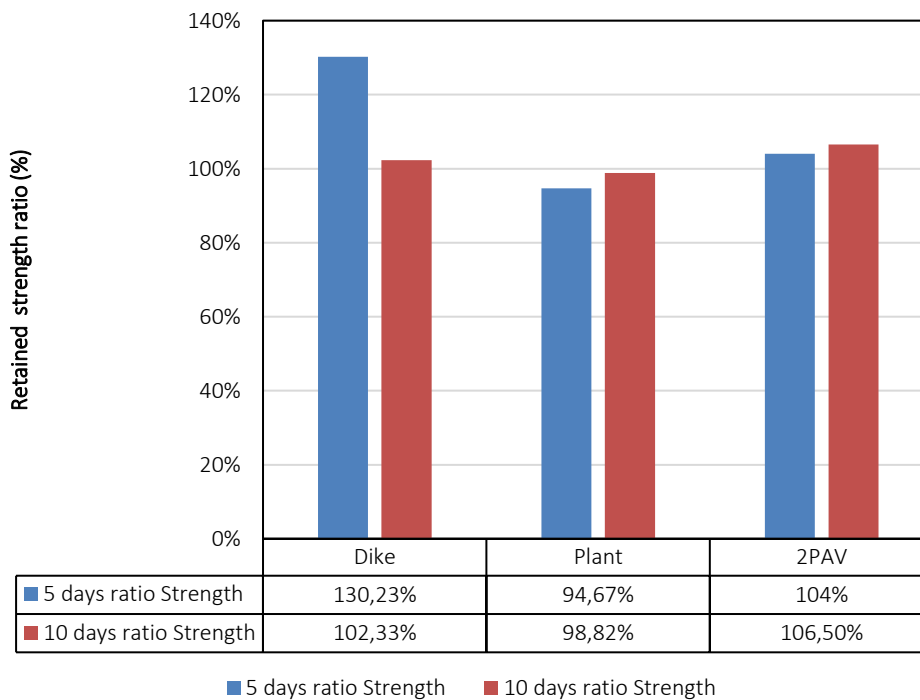


Figure 20 Retained stiffness ratio @ 0°C, 10Hz after moisture conditioning.

4.3.2 Direct Tension Tests

Direct displacement-controlled tension tests were performed at strain rate of 0.1%/s, and at 5°C temperature.

Figure 21 demonstrates the distinct differences between the failure modes and Figure 22 shows typical results for the three mastic types. The Dike mastics exhibited very large deformation (necking) and they did not break. The test stopped because the elongation of the samples reached the maximum stroke of the device. The length of the samples after testing was two times their original length. On the other hand, for the Plant and 2PAV mastics, no necking was observed and a clear fracture plane at the centre of the sample occurred. These differences in the failure mode were anticipated since the DSR results, Figure 15, showed that the Dike mastics were more viscous than the other mastics.

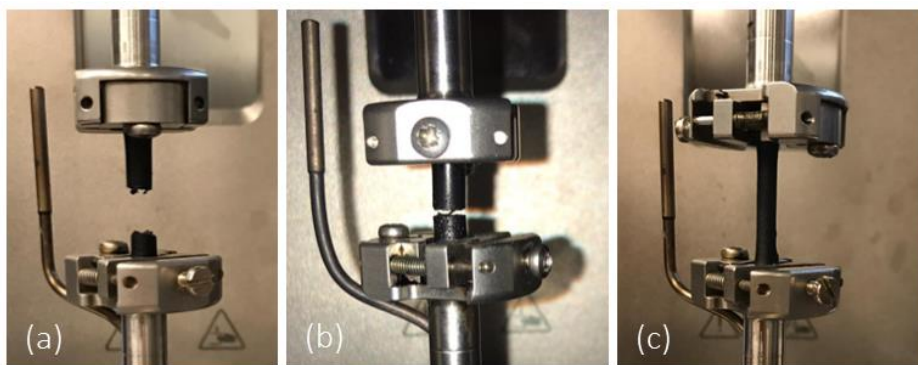


Figure 21 Failure mode for the (a) Plant, (b) 2PAV and (c) Dike mastics.

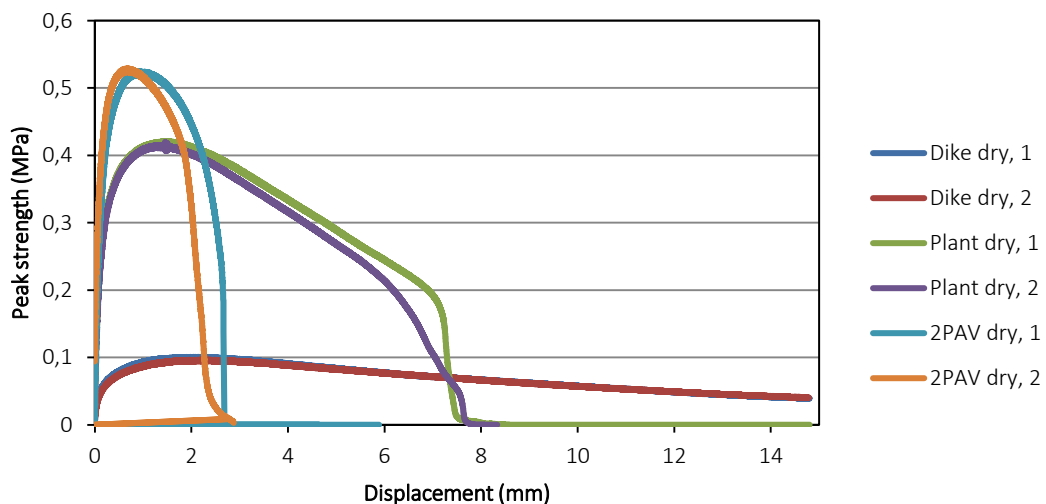


Figure 22 Peak strength with displacement for the three mastics at dry condition.

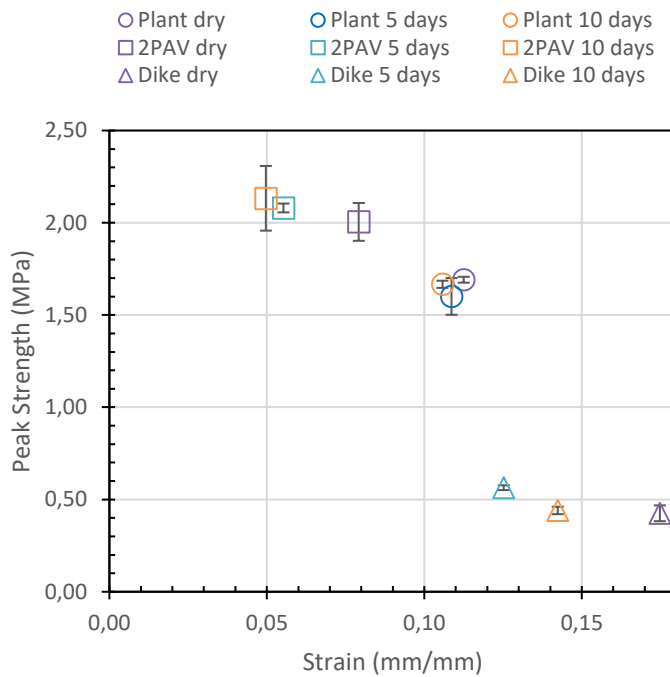


Figure 23 shows the peak strength and strain at failure for all mastics. The 2PAV aged mastic has the higher strength and the lowest strain, while on the other extreme it is the Dike mastic with a very low strength and a high elongation until failure. It can be observed that the Plant mastic is not affected by moisture, since the strength and strain values does not change after moisture conditioning. On the other hand, the Dike and Plant mastics become more brittle as indicated by the increase in strength and the decrease in strain at the two moisture intervals.

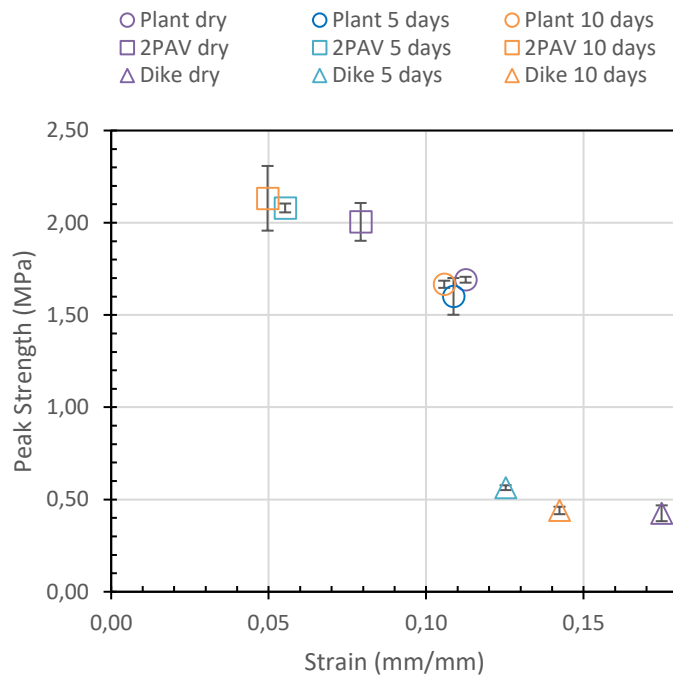


Figure 23 Peak strength and strain at failure for all mastics at various conditions.

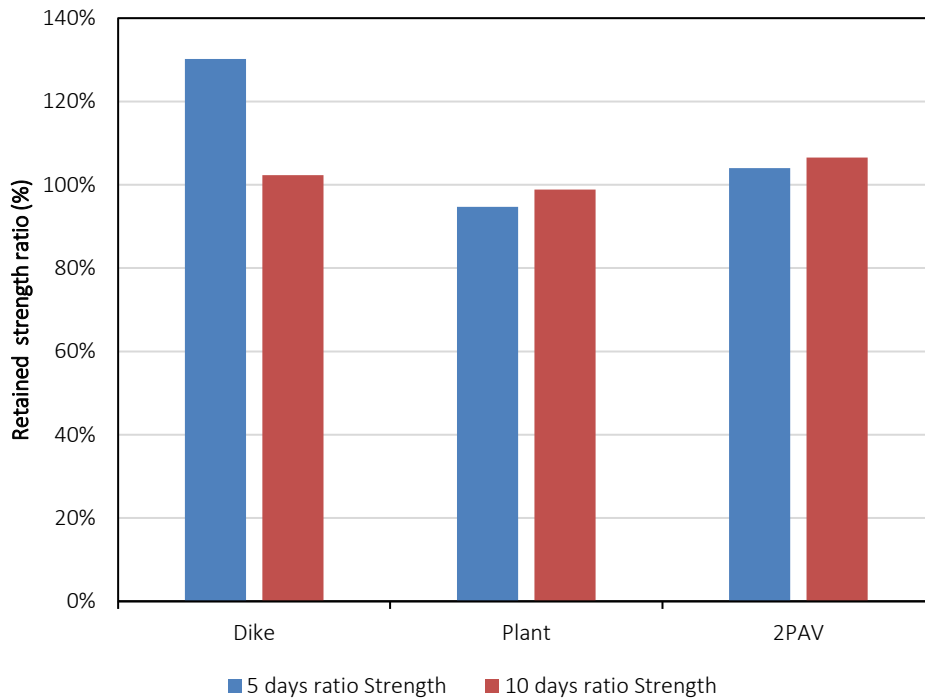


Figure 24 Retained strength ratio after moisture conditioning for all mastic types.

The retained strength ratio is shown in Figure 24. Again, the mastics prepared with aged bitumen (either in the field- or laboratory-aged) appears to gain strength compared to the dry

mastic as indicated by the values >100% obtained for the strength ratio. In contrast, the strength of the Plant mastic decreases though at a very low percentage.

4.3.3 Adhesion Strength Tests

Displacement-controlled tension tests were performed at a strain rate of 10%/sec and at 5°C temperature. Figure 25 and Figure 26 demonstrate the distinct differences between the failure modes for both aggregates. Overall, all three failure modes occurred for the various samples.



Figure 25 Failure mode for Bestone aggregates: (a) adhesive (b) cohesive (c) mixed mode.



Figure 26 Failure mode for Granite aggregate: (a) adhesive (b) cohesive (c) mixed mode.

Figure 27 shows the peak strength at failure for the six bitumen-aggregate combinations. The error bars represent the standard deviation of the measurements for three replicate samples. Overall, it can be observed that the bitumen-aggregate samples prepared with Bestone aggregate exhibit higher bond strength than with Granite at dry conditions, irrespective of the bitumen used. Furthermore, the better adhesion properties of all bitumens (namely Dike, Plan and 2PAV) with the Bestone aggregate is indicated by the differences in the failure mode. The Bestone combinations failed mostly in a cohesive or mixed mode, whereas for the Granite samples the occurrence of adhesive failure is higher; this signifies weaker bond formation with all three bitumen types.

The Dike and Plant bitumen shows higher bond strength with the Bestone aggregate than the 2PAV-aged bitumen. On the other hand, the 2PAV-aged bitumen appears to have better adhesion with the granite aggregate in comparison to the Dike and Plant bitumen; nevertheless, it appears that the differences among the three bitumen-aggregate combinations with Granite are not statistically significant as indicated by the error bars.

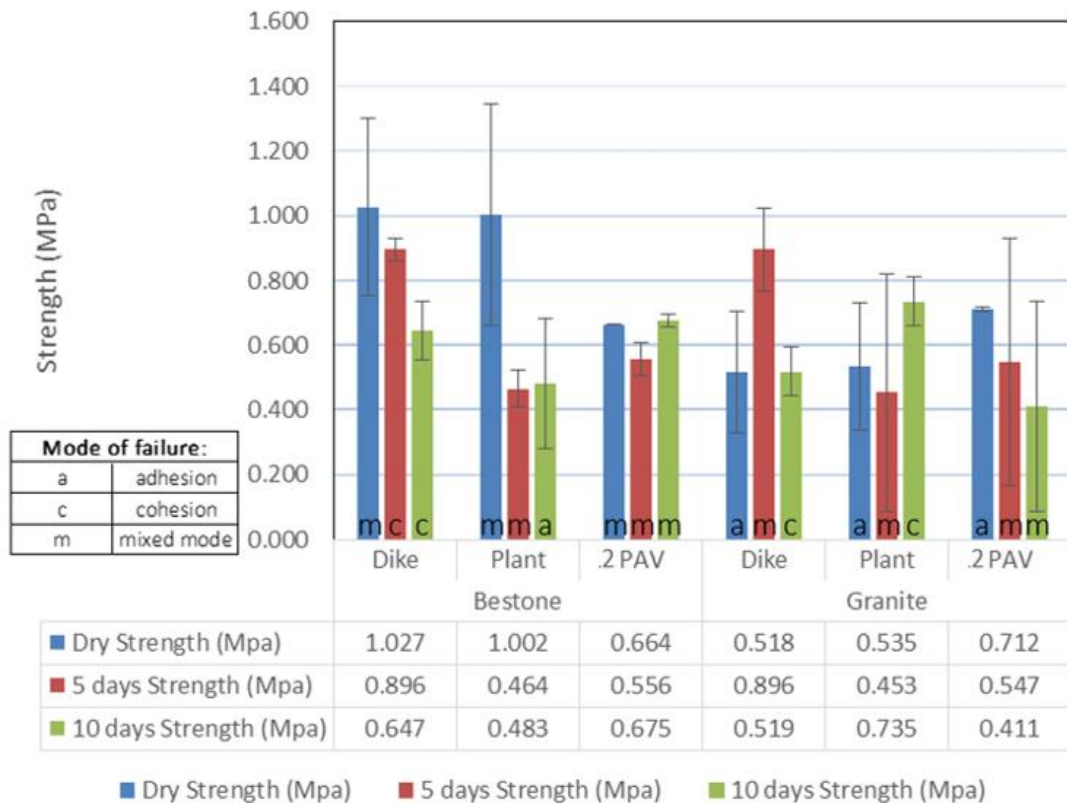


Figure 27 Failure mode and peak strength of mastics at dry conditions and after moisture conditioning.

Moisture has a substantial effect on the Bestone-Dike samples, as shown by the strength drop with conditioning time. However, it is interesting that the failure mode changes from a mixed mode to cohesive failure, which indicates that the adhesive bond strength of the Dike samples is higher than the cohesion strength. Therefore, in a mixture the weak part of this combination is expected to be the bitumen and not the adhesive bond. The Bestone-Plant samples show a change in failure mode with conditioning time; after 10 days in the water bath the mode changes from mixed to adhesive which shows that moisture reduces the adhesive bond strength of this combination. The Bestone-2PAV samples do not show any change in failure mode, but the samples strength did not change significantly after 10 days in water.

The results of the Granite-bitumen samples show a higher variation than those with the Bestone aggregate, therefore the results are not conclusive. This was probably due to the difficulties during sample preparation procedure, as granite is harder to handle and therefore the process of cutting and polishing was not as successful as with the Bestone cores. Nevertheless, testing additional replicate samples can improve the statistical reliability of the results.

4.3.4 Fourier Transform Infrared Spectrometer (FTIR)

Because of the unexpected results of the Dike mastic, which was found to be softer than the Plant mastic, it was decided to make a further analysis in the chemical composition of the three recovered bitumen types. With the use of the FTIR test two specific chemical functional groups, namely the carbonyls and sulfoxides, that are indicators of oxidative ageing, can be determined. Figure 28 shows the FTIR spectra for all bitumen types and the location of the carbonyl (at

wavenumbers between 1753 cm^{-1} and 1660 cm^{-1}) and sulfoxide (at wavenumbers between 1047 cm^{-1} and 995 cm^{-1}) functional groups in the bitumen FTIR spectrum. The FTIR spectra can be used to calculate the carbonyl and sulfoxide ageing indices; the higher the index the higher the ageing level of the material.

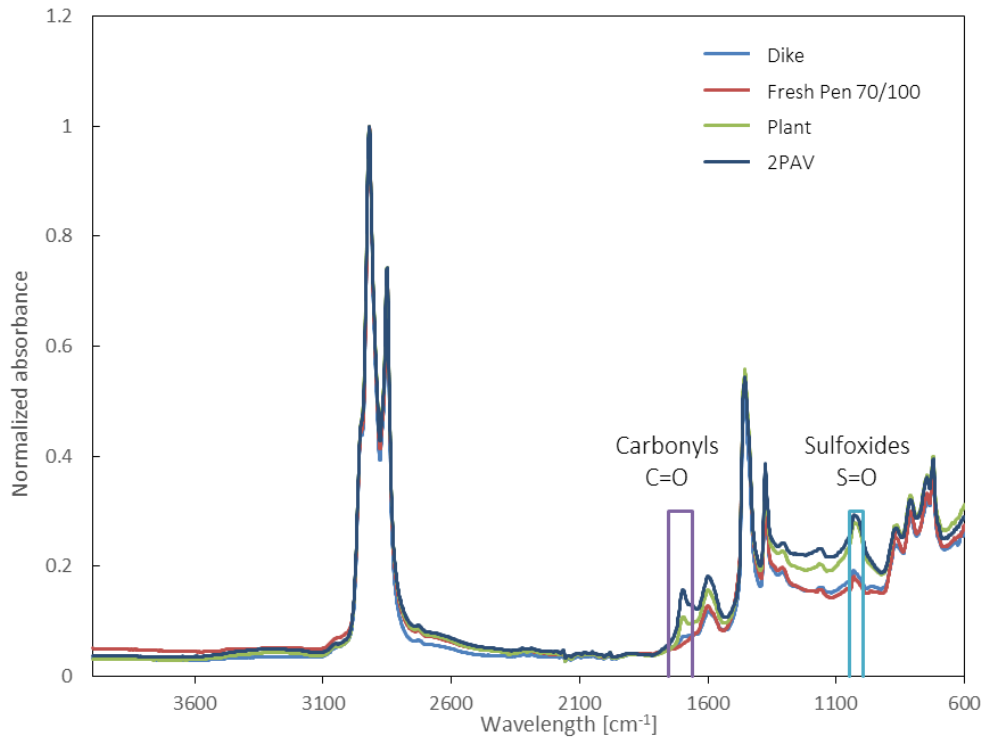


Figure 28 FTIR spectra for all bitumen types.

In this study, the effects of ageing were analyzed considering specific bands of wavenumber as defined by Lamontagne et al. [7] and the corresponding area under those bands, Figure 29.

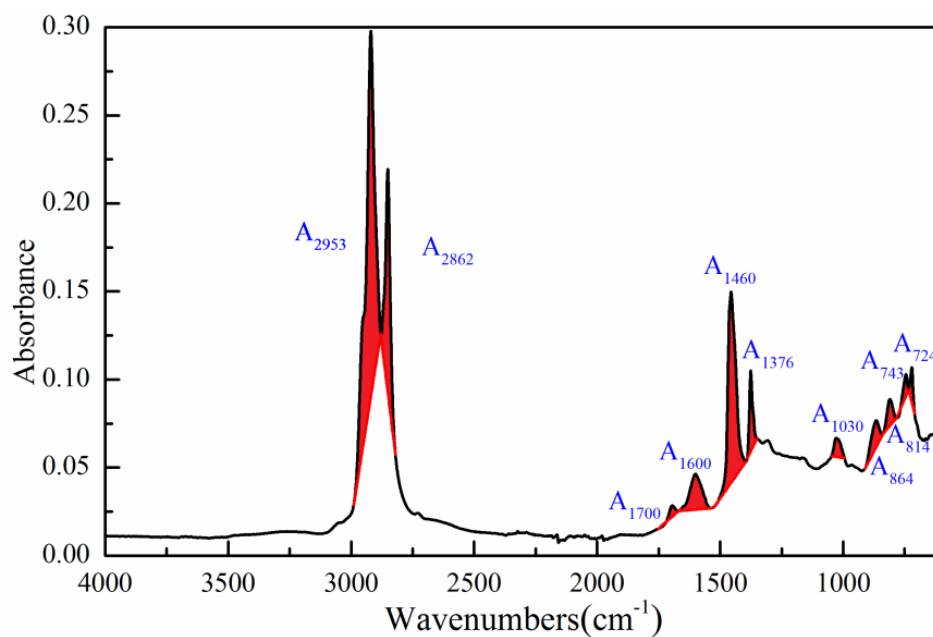


Figure 29 Schematic of bitumen infrared spectrum.

The peak areas were evaluated using quantitative analysis and then the carbonyl and the sulfoxide indices were determined by dividing the area under a specific location of the spectrum by the sum of specific areas, Equation (2) to (3). The vertical limit bands with the corresponding functional groups are present in Table 3.

$$\text{Carbonyl index} = \frac{A_{1700}}{\sum A} \quad (2)$$

$$\text{Sulfoxide index} = \frac{A_{1030}}{\sum A} \quad (3)$$

$$\text{, where } \sum A = A_{(2953,2862)} + A_{1700} + A_{1600} + A_{1460} + A_{1376} + A_{1030} + A_{864} + A_{814} + A_{743} + A_{724} \quad (4)$$

Table 3 Vertical limit bands with the corresponding functional groups.

Area	Vertical Band Limit (cm ⁻¹)	Functional Groups
A ₇₂₄	734-710	Long chains
A ₇₄₃	783-734	Out of plane adjacent
A ₈₁₄	838-783	Out of plane adjacent
A ₈₆₄	912-838	Out of plane singlet
A ₁₀₃₀	1047-995	Oxygenated functions - sulfoxide
A ₁₃₇₆	1390-1350	Branched aliphatic structures
A ₁₄₆₀	1525-1395	Aliphatic structures
A ₁₆₀₀	1670-1535	Aromatic structures
A ₁₇₀₀	1753-1660	Oxygenated functions - carbonyl
A ₂₈₆₂	2880-2820	Stretching symmetric
A ₂₉₅₃	2990-2880	Stretching aromatic

Three replicate samples of each bitumen were tested, including the fresh 70/100 bitumen provided by the asphalt plant (Ooms plant in Schagen). The latter will serve as a reference point for the evolution of ageing for the specific bitumen type, since we have tested in FTIR the same bitumen after plant production (denoted as Plant) and after subjected to extended PAV ageing (denoted as 2PAV).

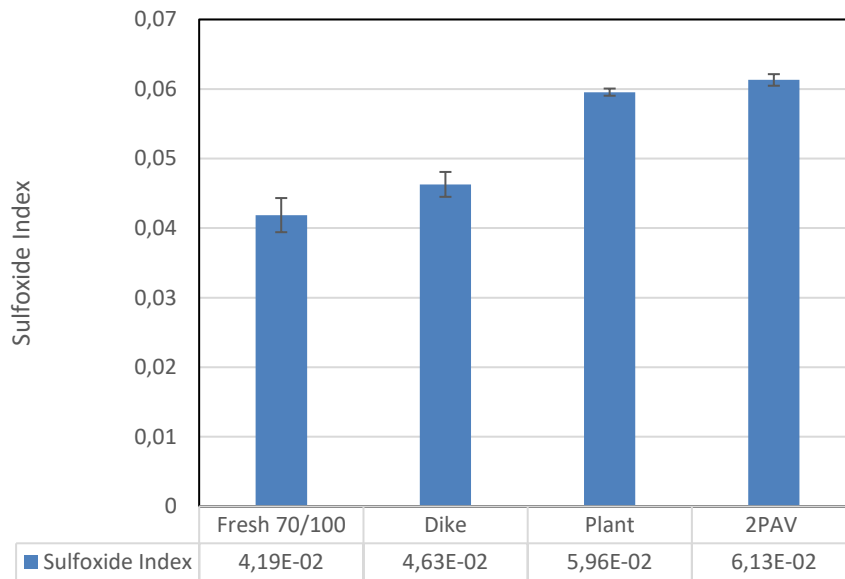


Figure 30 Sulfoxide index.

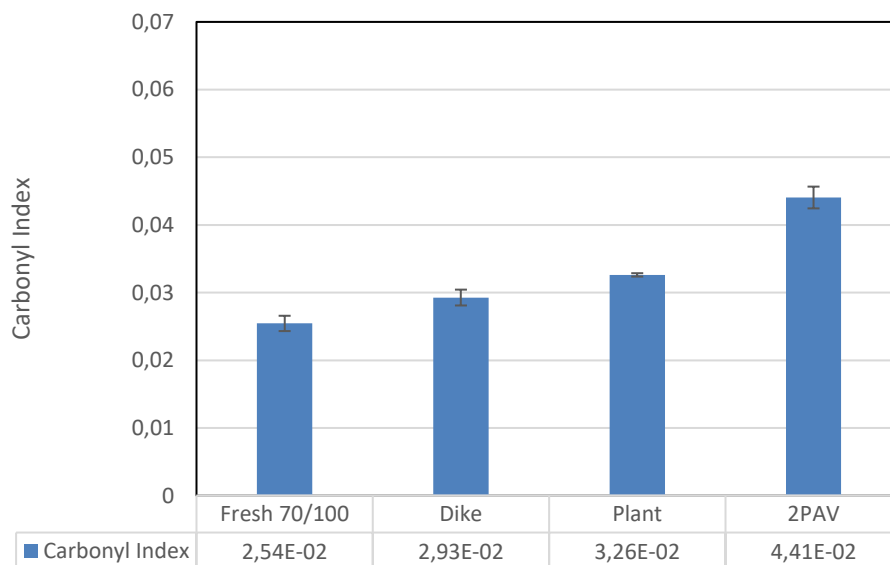


Figure 31 Carbonyl index.

It is interesting to note that in the fresh Pen 70/100 bitumen carbonyls were found, which should not be the case (or they should be very low) for a fresh material that has not undergone ageing. However, bitumen can also age while subjected to thermal treatment during sample preparation. Indeed, the samples were placed in the oven at 120°C for 15 minutes during preparation and probably this effect is the one that was captured by the test. In any case, it is the relative change in the indices that reveal the ageing susceptibility of the different bitumen types. Figure 29 and Figure 30 clearly show that the fresh Pen 70/100 bitumen had the lowest carbonyl and sulfoxide indices. On the other hand, the Plant and the 2PAV bitumens represent different ageing stages of the Pen 70/100 bitumen. The Plant bitumen was subjected to short-

term ageing due to mixing and production in the asphalt plant, and the 2PAV-aged bitumen was subjected to long-term ageing (40 hrs of PAV, so 2PAV) in the laboratory. As expected the Plant bitumen had higher ageing indices than the fresh Pen 70/100 bitumen, but lower ageing indices than the 2PAV bitumen.

The unexpected behaviour of the Dike bitumen was also confirmed by the FTIR results. The ageing indices of the Dike bitumen were lower than the Plant and 2PAV bitumen, which indicates less ageing. As discussed earlier, this result may be due to two reasons: (a) the bitumen used in the dike was a Pen 80/100 bitumen which may have had a different rheological properties since it was coming from a different supplier and thus different crude oil source, and (b) the dike WAB mixture was not used as the top layer (an AC-surf layer was laid on top of the WAB layer) and therefore it was not subjected to severe field ageing. The rheological and chemical profile of the Dike bitumen show a material with low ageing levels even though it is placed in the field for the last 50 years.

4.4 Conclusions and recommendations

Based on the findings and analysis presented in this report, the following conclusions can be made:

- a) The proposed testing methodologies are sensitive and able to capture the differences among the various mastic types and bitumen-aggregate combinations. Therefore, testing protocols can be used as tools to rank the components mixtures.
- b) Specifically, the DSR tests can be used for discriminating between different bitumen or mastic types. Nevertheless, bituminous materials are prone to structural changes in relation to time and temperature, and therefore the thermal history of the sample is of paramount importance. The thermal treatment should be strictly defined and controlled during the sample preparation phase and the testing procedure.
- c) To improve the adhesion testing protocol, it is suggested to increase the number of replicate samples from three to five.
- d) After 50 years of service the material extracted from Brouwersdam does not show the expected levels of ageing, as indicated by the ageing indices determined using the FTIR results. This is also confirmed by the results from the DSR tests (stiffness), and the results from the Direct Tension Tests (strength), as the material showed the lowest stiffness (G^*), the highest phase angle (δ) and the lowest strength and higher strain at failure. It is therefore concluded that the results of the Dike mastic cannot be used as reference for comparison with new innovative materials. At the moment, only the Plant bitumen obtained right after asphalt production could serve as a basis for comparison. Other field samples will be tested during the Phase 3 of the project to serve as reference materials.
- e) It is recommended that the proposed ageing and moisture susceptibility protocols for the mastic and aggregate-bitumen systems are applied at all times, especially for new mix designs. This will provide a better insight on the long-term performance of innovative materials.
- f) It is also proposed to always investigate the ageing behaviour of a bitumen via DSR testing at various ageing states: fresh, RTFOT, PAV and 2PAV aged to compare the different bitumens for ranking with regards to their ageing sensitivity. DSR mastercurves

will be produced and a relation with the penetration at 25°C will be established for the penetration bitumens (without any modification).

- g) The proposed testing methodologies can lead to ranking of innovative asphalt mixtures for dikes application on the basis of components testing. These methodologies can be used to evaluate the field trials that are planned in Phase 3 of the project.

4.5 References

- [1] Davidse M.P., 't Hart R., de Loeff A.K., Montauban C.C., van de Ven M.F.C., Wichman B.G.H.M. (2010). *State of the art asfaltdijkbekledingen*. STOWA rapportnummer 2010-W06, Amersfoort, the Netherlands.
- [2] Khedoe R. and Moraal J. (2008). *Lifetime Optimisation Tool, additional laboratory testing for validation purposes*. Report 7-07-170-6, Laboratory of Road and Railway engineering, Delft University of technology, Delft, the Netherlands.
- [3] Mo L. (2010). *Damage development in the adhesive zone and mortar of porous asphalt concrete*. PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands.
- [4] Nageswaran P.D.C. , Varveri A., Scarpas A., and Mohan S. (2019). Effect of moisture on the adhesion of aggregate–binder systems. Accepted at the 7th International Conference on Bituminous Mixtures and Pavements (7th ICONFBMP), Thessaloniki, Greece.
- [5] Kringos N. and Scarpas A. (2008). Determination of Moisture Susceptibility of Mastic-Stone Bond Strength and Comparison to Thermodynamical Properties. *Journal Association of Asphalt Paving Technologists*, 77(1):435-478.
- [6] Jing R., Liu X., Varveri A., Scarpas A., and Erkens S. (2018). The Effect of Ageing on Chemical and Mechanical Properties of Asphalt Mortar. *Applied Sciences*, 8: 2231.
- [7] Lamontagne J., Dumas P., Mouillet V., and Kister J. (2001). Comparison by Fourier Transform Infrared (FTIR) Spectroscopy of Different Ageing Techniques: Application to Road Bitumen. *Fuel*, 80(4): 483-488.

Appendix I

Mix composition for the Plant WAB mixture (Ooms/Schagen)

Productieprotocol asfalt		Site Solutions for Automation & Planning								
Recept										
Installatie:	Ooms B.V. - Asfalt 1	Product:	Asfalt							
Kemmerk:	170	Naam:	170_wab22							
Aanrijfplaats:		Aanrijfplaats:	Manual							
Levertijdschema met protocol:		Levertijdschema met protocol:	Nee							
Receptwaarden										
Menging:	Maximale charge: 3.50 t	Basis mengtijd:	28 s							
	Charges kornegheid: - t	duur droge menging:	0.00 s							
Diversen:	duur openen stoomklep: 0 s	Mengseltemperatuur:	°C							
Receptcomponenten										
Type	Kemmerk	Naam	Aandeel	Fase	Toevoeging tijdstep	Toevoeging op bouwplaats				
BI	AB02	70/100	61.0 kg/t	1	4 s	Nee				
FU	AF01	1EIGVULS	10 kg/t	1	1 s	Nee				
FU	10	Wigro30	65 kg/t	1	1 s	Nee				
ZL	AM01	D-3 ZAND	394 kg/t	1	0 s	Nee				
ZL	AM03	48	470 kg/t	1	0 s	Nee				
ZL	AM02	3/6	0 kg/t	1	0 s	Nee				
ZL	AM05	11/16	0 kg/t	1	0 s	Nee				
Productieprotocol										
Productieprotocol	28.07.18	Prod. Hoerselheid:	3.06 t	Mengf.:	Ammann	Productie:	1015447			
Productiedatum:	AM01 0.3 ZAND	AM02 3/6	AM03 48	AM05 11/16	Total Materiaal	AM01 70/100	AM02 70/100	AM03 48	AM05 11/16	Total Productie
Charge 1	1182kg	2592kg	1410kg	200kg	199kg	199kg	183.1kg	183.0kg	183.0kg	3.000kg
Charge 2	1210kg	2677kg	1410kg	200kg	199kg	199kg	183.1kg	183.0kg	183.0kg	3.059kg
Norm waarde:	1182kg	2592kg	1410kg	200kg	199kg	199kg	183.1kg	183.0kg	183.0kg	3.000kg
Actuele waarde:	1210kg	2677kg	1410kg	200kg	199kg	199kg	183.1kg	183.0kg	183.0kg	3.059kg
Temp.:	98°C	98°C	98°C	98°C	98°C	98°C	98°C	98°C	98°C	98°C

* = Tolantiefout geaccepteerd * = Hand ingreep Δ = Automatische norm waarde correctie ** = bemontering ! = recept veranderd

Mix composition for the Dike WAB mixture (Brouwersdam)

DED. 754
Damvak Middelpaar.
n=77

1. Overzicht Asfaltbeton 1965 (aug-dec)

2.1. Besteksmengsel

materiaal		gewichtsgrenzen	
door zeef N-480-d	op zeef N-480-d	gewenst	grenzen
16	2,4	48 %	43 - 53 %
2,4	0,075	45 %	40 - 50 %
0,075	-	7 %	6 - 8 %

Asfaltbitumen 80/100 op 7,3%

2.2. Standaard damprofiel
zie bijlage 1

2.3. Verwerkte tonnen asfaltbeton per helling

Op buitenberm, kruin en smalle bermen	15.963 ton (48 %)
Op talud 1 : 6	13.537 ton (40,8%)
Op talud 1 : 4 (dijkskoppen)	400 ton (1,2%)
Op talud 1 : 3	3.328 ton (10 %)

3.1. Verwerkingsmethoden

De asfaltbeton werd na aanmaak per auto vervoerd naar het werk. Op het werk de lading gestort op een stalen plaat c.q. een stalen autobak. Vervolgens werd de asfaltbeton d.m.v. een dragline met knijpbak verdeeld op het werk, waar het dan door afmakers d.m.v. harken en grepen onder profiel werd gebracht. Hierna begon het walsen.

3.2. Verdichtingsmethoden

Zodra de asfaltbeton onder profiel gebracht was werd met walsen begonnen.

Het walsen blijft zolang doorgaan tot geen walssporen meer te zien zijn.

De tijdsduur van de totale walstijd is moeilijk aan te geven daar dit afhankelijk is van:

- aanmaakte temperatuur
- buitentemperatuur
- wind
- eventuele regenbui,

- Gemiddeld -