

Integraalviaducten met voegloze overgangen in de A73-zuid

ir. J.M.J.F. Thijs, Rijkswaterstaat Bouwdienst

Duurzaam bouwen, doordacht bouwen. Een betonnen viaduct dat vakkundig is ontworpen en zorgvuldig is gebouwd, heeft tijdens zijn functionele levensduur weinig onderhoud. Vanuit de lifecycle cost benadering is er steeds meer aandacht voor integraalbruggen, waarbij het dek en de landhoofden zonder opleggingen en dilatatievoegen met elkaar zijn verbonden. Indien hierbij ook nog voegloze overgangen naar de weg worden toegepast, ontstaat een onderhoudsarm kunstwerk. Bijkomende voordelen zijn: meer rijcomfort voor de weggebruiker en minder verkeerslawaai voor de omgeving. Integraalconstructies met voegloze overgangen vormen dan ook een uitdaging voor ontwerper en constructeur.

In het nieuwe tracé van Rijksweg A73-zuid in midden Limburg worden veertig viaducten, onderdoorgangen en ecoducten gebouwd. Hiervan zijn twintig viaducten en vijf ecoducten ontworpen volgens de vormgeving behorende bij het integraal wegontwerp A73-zuid [1]. Vanuit het streven van Rijkswaterstaat naar innovatie en duurzaam bouwen, worden deze kunstwerken waar mogelijk uitgevoerd als integraalviaducten met voegloze overgangen op de aansluitende wegverharding. De kunstwerken in de rijksweg zijn 'éénvelders' met een dek-lengte tussen 18 en 22 m, de kunstwerken over de rijksweg zijn 'tweevelders' met een dek-lengte tussen de 40 en 60 m. Viaducten langer dan 60 m of met een kruisingshoek kleiner dan 60° worden

met opleggingen en voegconstructies uitgevoerd.

Engineering & Construct

De kunstwerken maken onderdeel uit van E&C-contracten voor de aanleg van gehele wegvakken. De basis voor deze contracten is de UAV '89, waarbij de omvang van het werk is verruimd met het completeren en het technische uitwerken van het ontwerp. Rijkswaterstaat heeft zelf de keuze voor integraalviaducten gemaakt en heeft dit vastgelegd in de basisontwerpen behorende bij de contracten. De aannemer wordt verantwoordelijk voor de uitwerking van het basisontwerp tot definitief ontwerp, de detail-engineering en de realisatie van de kunstwerken. Binnen de randvoorwaarden van het contract krijgt de aannemer ruimte om te optimalise-

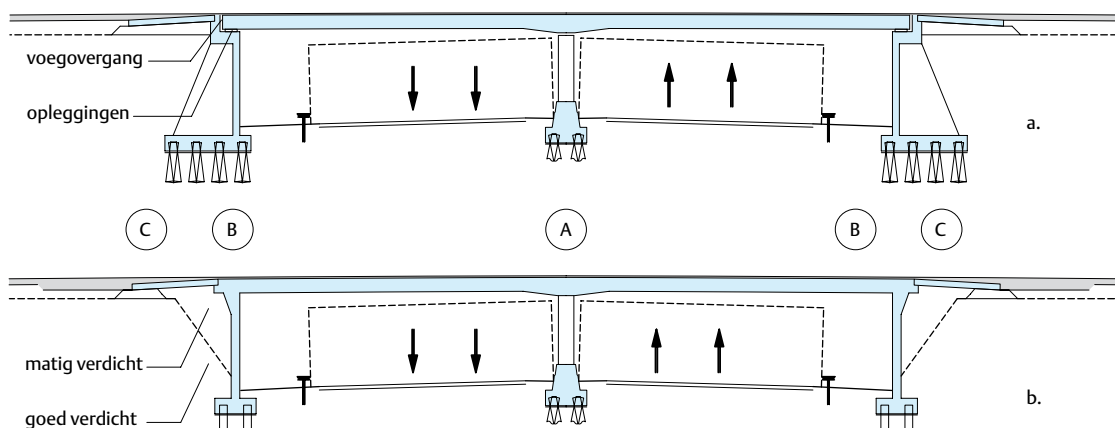
ren ten aanzien van afmetingen en uitvoeringsmethoden.

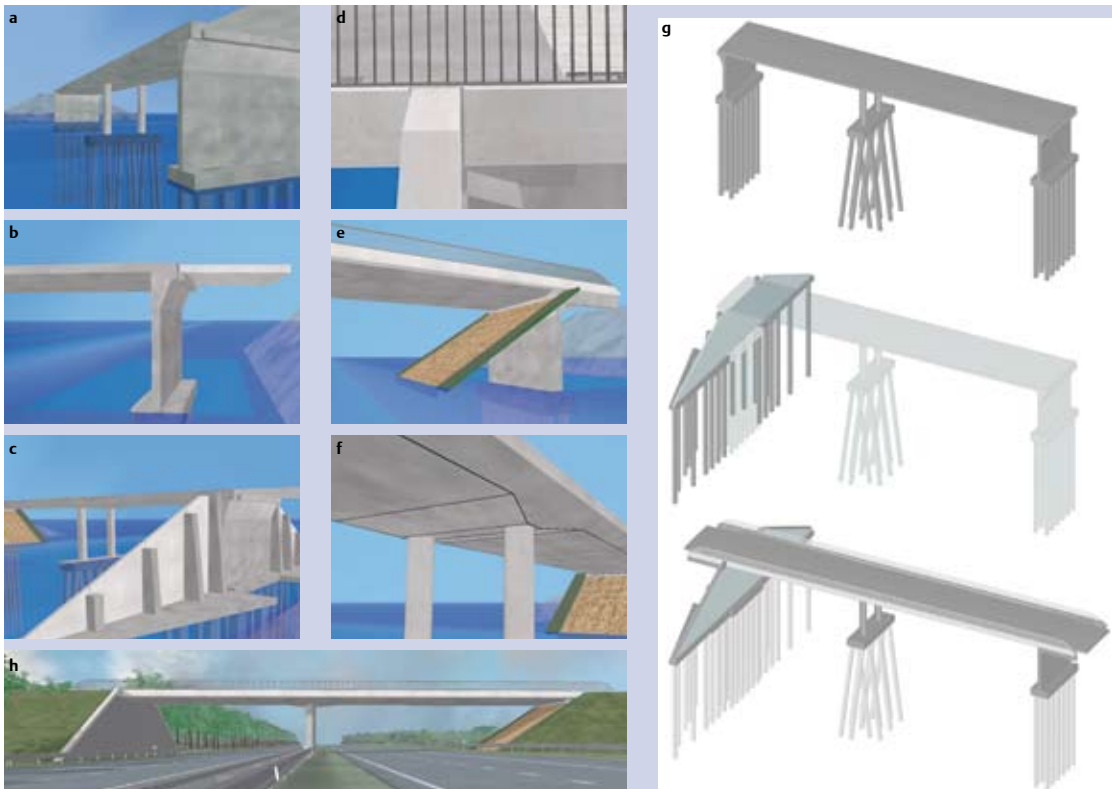
In dit artikel wordt het concept van de integraalviaducten met voegloze overgangen besproken dat ten grondslag heeft gelegen aan het basisontwerp van de integraalviaducten in de A73-zuid.

Traditioneel versus integraal

In figuur 1 is duidelijk zichtbaar dat de landhoofden van een integraal viaduct eenvoudiger van vorm zijn dan bij de traditionele opzet, met minder onderdelen en minder arbeidsgangen. Door het ontbreken van de dilatatie tussen dek en landhoofden zijn geen horizontale vlakken met opstorten voor de opleggingen nodig en kunnen de frontwanden voor de bevestiging van de voegconstructies achterwege blijven. Hierdoor ontbreekt de spleet waarin zich de afwerking bevindt van de afspanvlakken van de voerspanwapening in het dek. Deze spleet is slecht toegankelijk voor inspectie en onderhoud, terwijl juist hier bij lekkage van de voegconstructie het beton het meest wordt aangetast door regenwater, verontreinigd met dooizouten en vuil. Voorts kan bij de integraalviaducten de fundering lichter worden uitgevoerd, doordat het dek

7 | Traditioneel viaduct met voegen (a) en integraal viaduct zonder voegen (b)





2 | Voegloos viaduct

- a. integrale constructie
- b. buigslappe wanden
- c. losstaande keerwanden
- d. verticale dilatatie tussen keerwand en viaduct
- e. taludafwerking met eco-zuilen
- f. route boven de kolommen
- g. opbouw integrale constructie
- h. inpassing in het landschap en constructief ontwerp op elkaar afgestemd

Architectonische vormgeving

Een van de wezenlijke elementen in het integraal wegontwerp voor de Rijksweg A73-zuid is de bomenrij die aan één zijde de snelweg begeleidt. Het asymmetrische wegbeeld dat hierdoor ontstaat, komt terug in de vorm van de viaducten. Aan de zijde van de bomen wordt voor de beëindiging van de grondlichamen een verticale wand toegepast, aan de andere zijde een talud. Ranke kolommen zonder oplegbalken moeten voldoende doorzicht door de middenondersteuning bieden. De randen van het dek zijn afgeschuind, zodat het dek in aanzicht slanker

oogt. De grondkerende wand wordt opgebouwd uit geprefabriceerde betonnen panelen en afdeklijsten. Voor de ter plaatse gestorte hoofd draagconstructie wordt een voorzetwand geplaatst. Het talud wordt afgewerkt met betonnen 'eco'-zuilen. De stalen leuning heeft geen opvallende hoofdstijlen en neigt iets naar binnen onder dezelfde hoek als de afschuining van de randelementen van het dek. Veel aandacht is besteed aan een zorgvuldige detaillering voor een goede onderhoudbaarheid en een lange levensduur.

als stempel tussen beide landhoofden fungeert.

Constructief ontwerp

De integraalviaducten met voegloze overgangen volgens figuur 1b bestaan uit de volgende onderdelen:

- een betonnen portaalconstructie, waarbij het dek en de onderbouw monoliet zijn verbonden (A);
- aan beide zijden een horizontaal gekoppelde stootvloer als overbrugging tussen dek en weglichaam (B);
- aan beide zijden een glasvezelgewapende flexibele voegloze overgangsconstructie van asfaltbeton (C).

De laaggefundeerde landhoofden en het middensteunpunt zijn gefundeerd op palen. De kopwanden zijn relatief dun en daardoor buigslap, waardoor de vervormingen van het rijdek slechts beperkt worden doorgegeven aan de fundering. In het midden is het dek verdikt met een route voor de lastinleiding in de kolommen en voor meer constructiehoogte ter plaatse van het steunpuntsmoment. Het dek wordt ter plaatse gestort en na voldoende verharding voorgespannen. De grondkerende wanden naast het viaduct staan los van de hoofd draagconstructie

van het viaduct om verschillen in horizontale vervorming mogelijk te maken.

Ondergrond

De bodemgesteldheid over het gehele tracé van rijksweg A73-zuid is te karakteriseren als weinig zettingsgevoelig. Op 12 à 18 m onder maaiveld is een zeer draagkrachtige laag van grof grind aanwezig, de grondlagen daarboven bestaan uit zand met afwisselend zandige klei, silt of leemlagen. Slappe lagen met enige dikte van betekenis komen nauwelijks voor. Bij het grondmechanisch onderzoek voor de

Tabel 1 | Vervormingen voorgespannen dek van figuur 1

krimp door verharding van het beton:	- 0,10 x 10 ⁻³
krimp door uitdroging van het beton:	- 0,10 x 10 ⁻³
krimp door afkoeling na het storten:	- 0,15 x 10 ⁻³
verkorting door voorspanning:	- 0,20 x 10 ⁻³
verkorting door kruip na voorspanning:	- 0,25 x 10 ⁻³
totaal (voor $t \rightarrow \infty$):	- 0,80 x 10 ⁻³
lengteverandering door $\Delta T = \pm 25 \text{ }^{\circ}\text{C}$:	$\pm 0,30 \times 10^{-3}$
Temperatuurinterval tussen zomer en winter:	
maximale etmaalgemiddelden NEN 6723:	- 15 °C < T < + 35 °C
aanname temperatuur tijdens uitvoering:	T = + 10 °C
Orde van grootte van vervormingen van het dek:	
voor een dek met L = 20 m: ΔL totaal =	- 16 mm $\pm$ 6 mm door ΔT
voor een dek met L = 40 m: ΔL totaal =	- 32 mm $\pm$ 12 mm door ΔT
voor een dek met L = 60 m: ΔL totaal =	- 48 mm $\pm$ 18 mm door ΔT
uit 2D - raamwerkberekening volgt verdeling $d(\Delta T)$ over de landhoofden;	
met tabel 2 kunnen de gronddrukken op de wanden worden vastgesteld.	

viaducten zijn naast de gebruikelijke sonderingen en boringen ook de eigenschappen van de grondlagen tot 4 à 6 m onder het niveau van de funderingssloven onderzocht. Op grondmonsters zijn in het laboratorium triaxiaal- en samendrukkingsproeven uitgevoerd om de parameters γ , ϕ en c van de grond te bepalen. Op basis hiervan zijn voor elk kunstwerk per grondlaag de horizontale beddingsconstanten voor de funderingssloof en funderingspalen bepaald, rekening houdend met de hart-op-hartafstand van de palen, het zogenoemde groepseffect.

Statisch onbepaalde constructie

De berekening van de integraalconstructie is veel complexer en bewerkelijker dan van een apart dek met vrijstaande onderbouw. De betonnen hoofdtraagconstructie dient te worden geschematiseerd als een statisch onbepaald portaal, waarbij de wanden, de sloven en de palen horizontaal verend zijn gesteund. De normaalkrachtvervorming in de dubbele palenrijen en de vervormingen van het grondpakket onder de paalpunten bepalen de mate van inklemming van de wanden en kolommen. De buigstijfheid van wanden en paalkoppen neemt

lokaal af ten gevolge van scheurvorming. Dit betekent dat handmatig enkele iteratieslagen onvermijdelijk zijn, alvorens de juiste stijfheidsverhoudingen te verkrijgen. Omdat de constructie slank is, moet rekening worden gehouden met een hoog wapeningspercentage. Beperking van de scheurwijdte is veelal maatgevend.

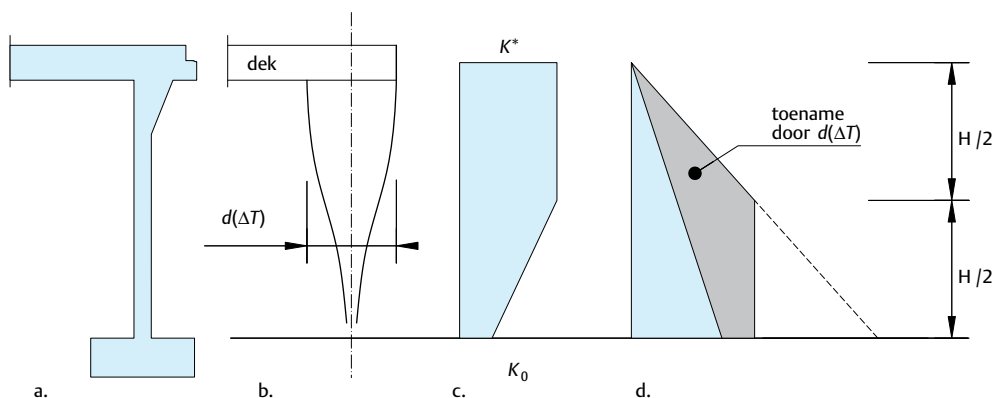
Verlengen en verkorten

De vervormingen van het dek zijn afhankelijk van de samenstelling van het beton, de afmetingen van de constructie, het niveau van voorspanning en de buitencondities. Uit tabel 1 blijkt dat de maximale verkorting van het betonnen dek volgens de figuren 1a en 1b ongeveer 1,1‰ ofwel 1,1 mm per m dek bedraagt. Hiervan treedt circa 50% op tijdens het bouwen, nog voordat de stootvloeren en de voegloze overgang zijn aangebracht. Circa 25% treedt op in de loop van de tijd en circa 25% volgt de jaarlijkse cycli van de temperatuurvariaties over de seizoenen. Hierbij volgt het betonnen dek, door zijn warmtecapaciteit vertraagd en afgezwakt, de maximale buitentemperaturen in de zomer en de winter. Voor de bepaling van de horizontale beweging $d(\Delta T)$ per landhoofdzijde is in tabel 1 uitgegaan van een gemiddelde temperatuur over de hoogte van het brugdek van -15 °C < T < 35 °C volgens NEN 6723: Voorschriften Beton Bruggen.

Verhoogde gronddrukken

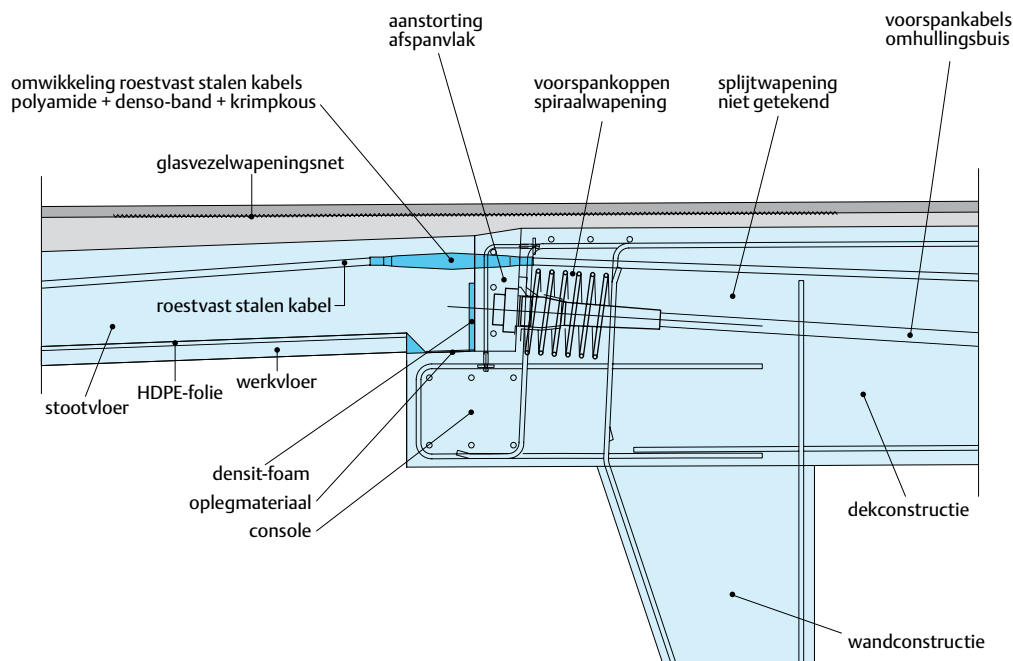
Door de cyclische beweging $d(\Delta T)$ in combinatie met de trillingen ten gevolge van het verkeer, treedt in de aan vulgrond achter de wanden van de landhoofden een voortschrijdende verdichting op (fig. 3). Telkens als het dek in de winter verkort, vult de aan vulgrond de holle ruimten; in de zomer zal de verlenging van het dek de aan vulgrond achter de wanden verder samendrukken. Bij deze wisselende ont- en opspanning variëren telkens de grootte en richting van de hoofdspansingen

- 3 | Opbouw gronddruk achter landhoofd
- eindsteunpunt
 - horizontale vervorming
 - gronddrukcoëfficiënten K_0 en K^*
 - horizontale gronddruk (NB zonder invloed bovenbelasting)



in het aanvulmateriaal en kunnen de korrels zich herschikken. Dit mechanisme is uitgebreid beschreven in [2].

De grootte van de horizontale gronddruk is afhankelijk van de verhouding tussen de temperatuurbeweging $d(\Delta T)$ en de hoogte H van de wand en van de eigenschappen γ , ϕ en δ van het aanvulmateriaal. De gemobiliseerde gronddrukcoëfficiënt K^* kan worden berekend volgens [3]. Uit tabel 2 blijkt dat op deze wijze een horizontale gronddruk kan worden opgebouwd, die meer dan een derde van de passieve gronddruk kan bedragen. Dit geeft een grote horizontale afschuiving van de wand en de palen, die in combinatie met buiging kritisch kan worden. De verdichting van de grond achter het landhoofd gaat gepaard met het nazakken van de grond in de wig direct achter de wand. Daarom dienen stootvloeren van ten minste 5 m lang te worden toegepast om deze wig grond te overbruggen.



Dek en stootvloer gekoppeld

In figuur 4 is te zien dat de knoop tussen wand, dek en oplegconsole voor de stootvloeren zoveel mogelijk uit elkaar is getrokken om

ruimte te maken voor de spleetwapening (niet getekend) achter de spankoppelen. Door het afspanvlak van de voorspankoppelen zijn RVS-kabels $\varnothing 26$ mm aangebracht, 1 x 19 draden, kwaliteit AISI 316, die de stootvloer horizontaal met het brugdek verbinden. Over een lengte van 600 mm zijn de kabels omkleed met polyamide en omwikkeld met Densoband in een beschermende kunststof krimpous. Hierdoor hebben ze voldoende speelruimte om zonder grote spanningen de rotatie van de stootvloer door zettingen van het weglichaam te kunnen volgen. De kabels zijn zo hoog mogelijk in de stootvloer aangebracht om de scheurvorming naar de asfaltverharding door de gaping ten gevolge van rotatie te minimaliseren. Ten einde doorgroei van eventuele scheuren naar de oppervlakte te voorkomen, is tussen de asfaltlagen boven de oplegging van de stootvloer een glasvezelwapeningsnet opgenomen. Vanaf de stootvloer kan met toenemende laagdikte de overgangsverharding worden opgebouwd (fig. 5).

4 | Koppeling stootvloer aan dek

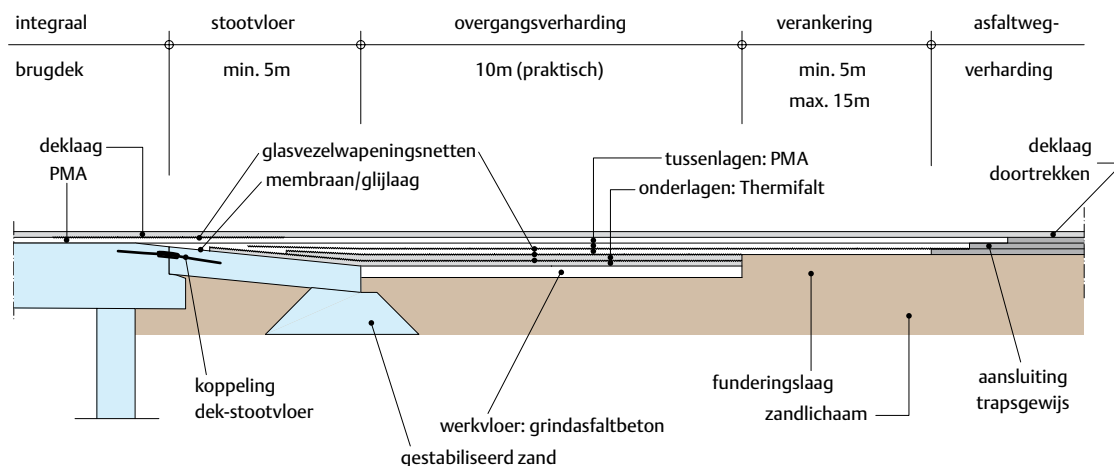
Tabel 2 | Toename horizontale gronddrukcoëfficiënt K^* achter landhoofden

$K^* = K_0 + [d(\Delta T) / 0,03H]^{0,6} \times K_p \quad [2, 3] \text{ waarin:}$								
K_0 is de neutrale gronddruk = $(1 - \sin \phi) \rightarrow K_0 = 0,46$ voor $\phi = 32,5^\circ$; $K_0 = 0,39$ voor $\phi = 37,5^\circ$; K_p is de passieve gronddruk, afhankelijk van wrijving tussen wand en aanvulmateriaal (δ); $d(\Delta T)$ is de horizontale verplaatsing tussen winter en zomer ter plaatse van de landhoofden; H is de afstand van onderkant stootplaat tot bovenkant funderingssloof, indien $d(\Delta T) \sim 0$								
$d(\Delta T)$ (mm)	H (mm)	$d(\Delta T)/H$ (-)	$\phi = 32,5^\circ$ K_p	$\delta = 0$	$\delta = -1/3\phi$	$\delta = -1/2\phi$	$\delta = -2/3\phi$	
6	6000	0,001	K^*	0,89	1,08	1,21	1,39	
12	6000	0,002	K^*	1,12	1,40	1,60	1,87	
18	6000	0,003	K^*	1,30	1,65	1,91	2,26	
$d(\Delta T)$ (mm)	H (mm)	$d(\Delta T)/H$ (-)	$\phi = 37,5^\circ$ K_p	$\delta = 0$	$\delta = -1/3\phi$	$\delta = -1/2\phi$	$\delta = -2/3\phi$	
6	6000	0,001	K^*	0,93	1,25	1,42	1,61	
12	6000	0,002	K^*	1,20	1,69	1,96	2,23	
18	6000	0,003	K^*	1,42	2,05	2,39	2,74	
NB: een te lage aanname voor ϕ en δ in de ontwerpfasen leidt tot een onderschatting van K^*								

Voegloze overgang

De voegloze overgang [4] is zo gedimensioneerd dat de horizon-

5 | Principe voegloze overgang naar asfaltwegverharding



tale bewegingen van de stootvloeren op een gecontroleerde wijze worden omgezet in rekken in de overgangsverharding. Deze bestaat uit (van onder naar boven in figuur 5) een bitumineuze glijlaag, een aantal lagen flexibel en extreem taai Thermifalt en een aantal lagen regulier polymeergemodificeerd asfalt (PMA). Hierover wordt de deklaag van dicht asfaltbeton (DAB) of van enkel- of tweelaags zeer open asfaltbeton (ZOAB) van het aansluitende wegdek aangebracht.

De lagen Thermifalt en ten minste de onderste laag PMA worden elk afgewerkt met een glasvezelwapeningsnet, voorzien van een zelfklevende polymeercoating. Deze glasvezelwapening leidt de trekkrachten in en voorkomt doorgroei van scheuren in de onderste flexibele laag naar boven. De bovenste laag PMA wordt over het dek van het viaduct doorgetrokken en vormt met de bitumineuze glijlaag de benodigde waterdichte afwerking van het betonnen dek. Het benodigde aantal lagen asfalt en glasvezelwapening in de overgangsverharding is afhankelijk van de grootte van de verplaatsingen $d(\Delta T)$ en daarmee van de lengte van het dek. De horizontale vervormingen in de voegloze overgang concentreren zich in de flexibele onderlagen aan de uiteinden van de stootvloeren en worden naar de bovengelegen lagen steeds meer gespreid. De polymeergemodificeerde bovenlagen zijn

voldoende stabiel om spoorvorming in de deklaag te beperken.

Ontwerplevensduur voegloze overgang

Viaducten worden in Nederland ontworpen voor een levensduur van 80 à 100 jaar. De economische levensduur blijkt meestal minder, gemiddeld 40 à 50 jaar. Indien de voegloze overgangsconstructie ongeveer vijftig jaar onderhoudsvrij kan blijven functioneren, is de kans groot dat deze gedurende de levensduur van het viaduct niet of slechts éénmaal hoeft te worden gereconstrueerd. Dit stelt hoge eisen aan de weerstand tegen scheur- en spoorvorming. Qua levensduur hoort de voegloze asfaltbetonnen overgangsconstructie daarom bij het kunstwerk en niet bij de weg. Omdat bij rijkswegen elke tien à vijftien jaar de deklaag van het asfaltbetonnen wegdek wordt vernieuwd, maakt de deklaag geen deel uit van de voegloze overgangsconstructie.

Integraal ontwerpen

Bij het ontwerp van integraalconstructies met voegloze overgangen dienen alle onderdelen op elkaar te worden afgestemd: de statisch onbepaalde hoofd draagconstructie, de koppeling tussen dek en stootvloeren en de opbouw en afmetingen van de overgangsconstructie naar de wegverharding. Inzicht in de eigenschappen van de ondergrond en het gedrag van het aanvulmateriaal achter de

landhoofden onder invloed van cyclische temperatuurbewegingen is onontbeerlijk om een verkeerde dimensionering te voorkomen. Halfslachtige oplossingen kunnen leiden tot schadegevallen, die het voegloos bouwen onnodig in een negatief daglicht stellen. ■

Literatuur

1. Thijs, J.M.J.F., P.P.E. Wintermans, C.A.M. van der Velden, Integraal wegontwerp en vormgeving kunstwerken Rijksweg A73-zuid. *Cement* 2006, nr. 6.
2. England, G.L., N.C.M. Tsang and D.I. Bush, Integral bridges. A fundamental approach to the time-temperature loading problem. Thomas Telford Ltd, 2000.
3. The design of integral bridges. Volume 1, section 3, part 12: BA 42/96 Amendment 1, May 2003. Design manual for roads and bridges. The Highways Agency. U.K.
4. Thijs, J.M.J.F., W.T. van Bijsterveld, W.A. de Bruijn, A.H. de Bondt, Voegloze overgangen van asfaltbeton voor integraalbruggen. *Cement* 2006, nr. 6.