

## Voorgespannen viaducten met gewapend betonnen overlaging versterkt

# Tweede jeugd voor 35 jaar oude viaducten

ing. R.W. Keesom en ir. M. van Kaam, BAM Infraconsult\*)  
 ir. W.J. Bouwmeester-van den Bos en prof.ir. A.Q.C. van der Horst, BAM  
 Infraconsult/TU Delft, fac. CiTG

Als onderdeel van het KOSMOS-project zijn zeven 35 jaar oude viaducten in de A9 nabij Amsterdam constructief beoordeeld en herberekend. Drie viaducten hadden voldoende (reserve)capaciteit om onder de gevraagde belastingen nog ten minste vijftien jaar te functioneren. Vier viaducten moesten worden versterkt. Hiervoor is een circa 100 mm dikke gewapend betonnen overlaging toegepast.

In het kader van grootschalig onderhoud aan de Nederlandse Rijksinfrastructuur zijn door Rijkswaterstaat in 2006 zeven projecten op de markt gebracht onder de naam KOSMOS (Kunstwerken Onderhoud Samen met de Markt Onder Systeemgerichte contractbeheersing). Als onderdeel van het project in het district Noord-Holland moesten zeven 35 jaar oude viaducten in de A9 nabij Amsterdam constructief worden beoordeeld en herberekend. Hoewel de zichtbare schade aan de kunstwerken verwaarloosbaar was, bleek een herbeoordeling van sterkte en vermoeiingsgedrag noodzakelijk. Redenen hiervoor waren een mogelijk toekomstige rijstrookindeling en het voldoen aan nieuwe voorschriften met betrekking tot de verkeersbelastingen en -intensiteiten. Conform de contracteisen moest een restlevensduur van de huidige viaducten van minimaal vijftien jaar worden aangetoond op basis van de RBBK (Richtlijn voor de Beoordeling van Bestaande Kunstwerken), of moest de constructie worden versterkt, waarbij aan de voorschriften voor nieuwe kunstwerken moest worden voldaan.

Aangezien het verkeer op de A9 op normale werkdagen zeer intensief is, werden strenge eisen gesteld aan de toelaatbare verkeershinder. Om hieraan te kunnen voldoen zijn de werkzaamheden uitgevoerd



1 | Typisch viaduct  
KOSMOS-project

in de zomervakantieperiode van 2007. In een aaneengesloten periode van zes weken werd op basis van een goed doordachte en gedetailleerde fasering, 24 uur per dag gewerkt aan de versterking van de kunstwerken en aan de vervanging van asfalt, voegovergangen en wegmeubilair.

### Ontwerpaanpak

De betreffende viaducten zijn ontworpen en gebouwd in de jaren '70. Over het algemeen bestaan de viaducten uit gescheiden dekken (één per rijrichting) en drie tot vier velden per dek. De dekken zijn opgebouwd uit voorgespannen prefab (lambda) liggers en een gewapende (160-180 mm dikke) in-situ druklaag. De druklaag is tevens ontworpen om de negatieve momenten ter plaatse van de tussensteunpunten op te nemen.

De ontwerpaanpak is gebaseerd op vier hoofdprincipes:

1. beoordeling van de werkelijke materiaalsterkte van druklaag en prefab liggers, zodat gebruik kon worden gemaakt van de toegenomen sterkte;
2. uitvoeren van EEM-berekeningen (met ESA PT) van de dekken om het gedrag van de

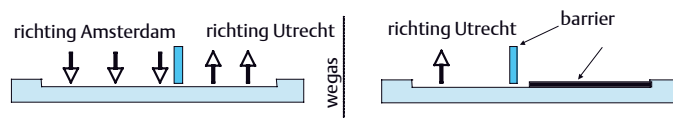
constructie onder verkeersbelastingen zo realistisch mogelijk te modelleren;

3. rekening houden met de invloed van de strikte fasering van werkzaamheden (fig. 2), o.a. de invloed van verkeers-trillingen op verhardend beton;
4. leveren van een op maat gesneden betonmengselontwerp gebaseerd op proefstorten en in-situ testen. Hierbij is naast verwerkbaarheid en verhardingssnelheid van het mengsel ook gekeken naar de benodigde voorbewerking van de bestaande betonconstructie om de vereiste aanhechtsterkte ( $\geq 1,5 \text{ N/mm}^2$ ) te halen.

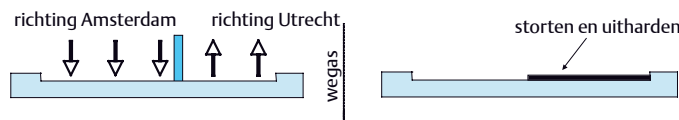
\*) BAM Infraconsult is op 1-1-2008 ontstaan na samenvoeging van Delta Marine Consultants en Multiconsult.

2 | Faseringsprincipe

5 + 1 stroken in gebruik gedurende voorbereidende werkzaamheden overlaging fase 1



5 stroken in gebruik gedurende storten en verharden overlaging fase 1



**Materiaalonderzoek**

De voorgeschreven sterkteklasse ten tijde van aanleg van de viaducten (ca. 1970) was K300 voor de in situ druklaag en K600 voor de pre-fab liggers. Deze sterkten kunnen worden vergeleken met de huidige sterkteklassen respectievelijk C20/25 en C40/50. Voor de herberekeningen is echter de werkelijk aanwezige sterkte van belang. Ten gevolge van doorgaande hydratatie neemt de sterkte in de loop van de tijd toe, in het bijzonder bij de toepassing van hoogovencement. Van

deze sterkte-toename is gebruik gemaakt op basis van in-situ onderzoek.

Voor de beoordeling van de werkelijke materiaalsterkte zijn kernen geboord en getest. Voor de evaluatie van de sterkteklasse is gebruik gemaakt van de NEN-EN 13791 [1] (tabel 1). De werkelijk aanwezige sterkte ligt aanzienlijk hoger dan de oorspronkelijke ontwerpsterkte.

Naast het bepalen van de druksterkte rees de vraag naar de werkelijke treksterkte van het materiaal,

aangezien de relatie tussen druk- en treksterkte voor hoge sterkte-classes en bij afwijkingen van de 28-daagse standaard niet algemeen geaccepteerd is. Tijdens de ontwerp-fase is daarom gekozen voor het boren van extra kernen voor het bepalen van de slijptreksterkte conform NEN-EN 12390-6.

De gemiddelde gemeten slijptreksterkte is vergeleken met de berekende gemiddelde treksterkte ( $f_{bm}$ ) volgens de relatie met de karakteristieke druksterkte ( $f_{ck}$ ) volgens NEN 6720 [2]:

$$f_{bm} = 1,40 \cdot 0,7 (1,05 + 0,05 f_{ck}) \quad (1)$$

Tabel 2 toont een overzicht van de resultaten, inclusief een aanduiding of de in situ treksterkte hoger (+) of lager (-) is dan de berekende treksterkte. Alle resultaten liggen in dezelfde orde (97%) of hoger. Voor de herberekeningen is gebruikgemaakt van de werkelijke druksterkte met bijbehorende treksterkte (volgens bovengenoemde relatie (1)).

Tabel 1 | Testresultaten cilinderdruksterkte en bijbehorende sterkteklasse

viaduct	onderdeel	aantal kernen	$f_{ck, is}^*$ N/mm <sup>2</sup>	sterkteklasse**
KW157	liggers	9	81	C80/95
KW158	druklaag	9	69	C60/75
KW159				
KW161	liggers	3	96	C70/85
	druklaag	3	49	C45/55
KW174	liggers	9	74	C70/85
KW175	druklaag	9	55	C45/55
KW181				

\* karakteristieke druksterkte in situ bepaald volgens NEN-EN 13791.  
 \*\* sterkteklasse volgens NEN-EN 206-1 [3] in combinatie met NEN 8005.

Tabel 2 | Resultaten slijptrekproeven en relatie met treksterkte op basis van sterkteklasse

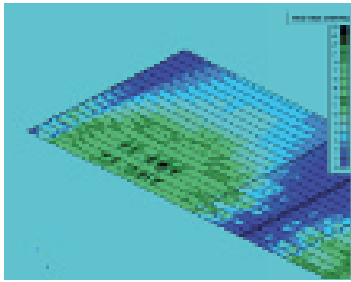
viaduct	onderdeel	aantal kernen	$f_{bm(n), is}^*$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{bm}^{**}$ N/mm <sup>2</sup>	
KW157	liggers	3	5,7	5,7	+
KW158	druklaag	3	5,0	4,7	+
KW159					
KW161	liggers	2	5,0	5,2	-
	druklaag	4	4,1	3,8	+
KW174	liggers	3	5,3	5,2	+
KW175	druklaag	5	4,6	4,0	+
KW181					

\* gemiddelde treksterkte in situ, bepaald op basis van boorkernen.  
 \*\* gemiddelde treksterkte berekend volgens NEN 6720:A4.

**EEM-berekeningen**

De invloed van de bouwfaserings is in de berekeningen meegenomen door superpositie van het statisch bepaalde stadium (belastingen: eigen gewicht liggers en druklaag) en het statisch onbepaalde stadium (belastingen: asfalt en verkeer). Door kruip van het beton is na circa 35 jaar de aanwezige spanningstoestand in de dekken aanzienlijk opgeschoven naar het statisch onbepaalde systeem.

Dit type constructies wordt veelal berekend door modellering van het dek (liggers + druklaag) als 2D orthotrope plaat met verschillende stijfheden in langs- en dwarsrichting. Voor de A9 viaducten is gekozen voor een 2D orthotroop plaatmodel voor de druklaag gecombineerd met excentrisch daaraan verbonden liggers. Deze aanpak is gekozen om een meer realistische modellering van het gedrag van de constructie te verkrijgen. Bovendien werd verwacht dat deze modellering zou leiden tot besparingen op de benodigde



versterkingsmaatregelen. De keuze voor deze modellering leidde tot aanzienlijk langere reken-tijden (tot ca. 1 uur) en leverde bovendien enkele resultaten op die normaal gesproken niet worden gevonden bij toepassing van het conventionele model, te weten:

- torsiemomenten in de liggers, die moesten worden gecontroleerd t.o.v. de beschikbare torsiecapaciteit;
- buigende momenten in de druklaag in langsrichting, door de spreiding van wiellasten naar de liggers (fig. 3).

Vergeleken met dwarsmomenten in de druklaag zoals afgeleid uit het conventionele model zijn de momenten in het gekozen model aanzienlijk lager. Dit kan gedeeltelijk worden verklaard uit het feit dat de torsiestijfheid van de liggers de kromming van de druklaag in dwarsrichting beperkt. Bovendien bleken de optredende buigende momenten lager dan gebruikelijk aangenomen op basis van de optelling van de 'spreidingsfunctie' van de druklaag en de lokale momenten door de wielbelastingen tussen de liggers. De maximale momenten veroorzaakt door deze spreidingsfunctie blijken niet samen te vallen met de lokale buigende momenten. Door de momentverdeling in de dekken op bovenstaande wijze te beschouwen kon worden onderbouwd dat versterkingsmaatregelen van sommige viaducten konden worden voorkomen. Op basis van een rijstrookindeling conform NEN 6706 krijgen de eerste liggers nabij de rand van de dekken de hoogste momenten en dwarskrachten. Deze zijn in be-

schouwing genomen voor de benodigde toetsingen in ULS en SLS. Voor de vermoeiingstoets is de werkelijke rijstrookindeling (met vluchtstrook) in beschouwing genomen.

### Voorspanning in de liggers

Door de effecten van de bouwfasering, voorspanning, krimp en kruip van de liggers en de druklaag te bepalen, is aangetoond dat de voorspanning uit de liggers zich nauwelijks herverdeelt over de samengestelde doorsnede, maar voor het overgrote deel in de liggers blijft. Deze constatering leverde belangrijke berekeningstechnische voordelen op, aangezien conform VBC de toelaatbare buigtrekspanning in de liggers gerelateerd is aan de gemiddelde voorspanning in de ligger. Een hoger voorspanniveau leidt tot een hogere drukzone en kleinere scheuren.

### Opties voor versterkingsmaatregelen

Drie van de zeven onderzochte kunstwerken bleken voldoende (reserve)capaciteit te bezitten om onder de gevraagde belastingen nog ten minste vijftien jaar te functioneren. Vier viaducten voldeden zonder aanvullende maatregelen niet aan deze eis, aangezien ze constructieve tekortkomingen vertoonden zoals onvoldoende wapening in de druklaag boven de tussensteunpunten, hoge trekspanning

in de liggervelden en/of onvoldoende dwarswapening in de druklaag. Al deze tekortkomingen konden worden opgelost door het toepassen van een circa 100 mm dikke gewapend betonnen overlaging. Versterkingsmaatregelen die gebruikmaken van (uitwendige) koolstofvezelwapening zijn ook overwogen, aangezien dergelijke oplossingen potentieel tot nog minder verkeershinder zouden leiden. De (te) beperkte mogelijkheden van dergelijke systemen trekspanningen in de liggers in de SLS te reduceren en de onmogelijkheid de onderzijde van de druklaag te versterken, hebben ertoe geleid dat deze optie al in een vroeg stadium is afgefallen.

### Ontwerp van de overlaging

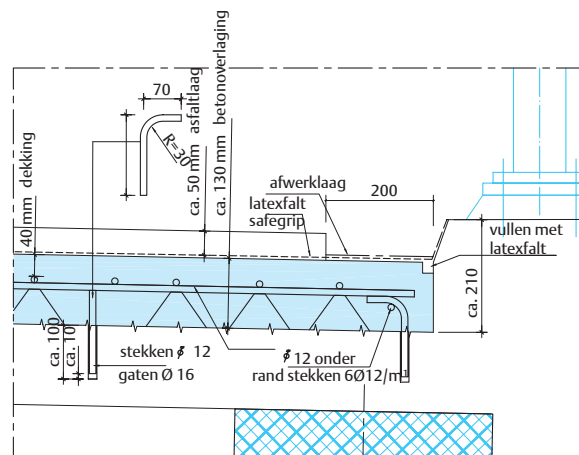
De specificaties voor een betonnen overlaging waren gedeeltelijk al door de opdrachtgever voorgescreven:

- sterkteklasse C53/65;
- minimum aanhechtsterkte 1,5 N/mm<sup>2</sup>;
- minimum aantal ankers/deuvels: vier per m<sup>2</sup> en tien per m<sup>2</sup> langs de randen;
- levensduur bij versterkingsmaatregelen minimaal honderd jaar.

De EEM-berekeningen toonden aan dat vier ankers per m<sup>2</sup> in het midden van de overspanning niet noodzakelijk waren. De aanhechtsterkte bleek voldoende. De tien

3 | Buigende momenten (druklaag) in langsrichting; trek aan onderzijde plaat

4 | Detail betonnen overlaging



5 | Proefstort

ankers per m<sup>2</sup> langs de randen bleken echter wel noodzakelijk om het 'opkrullen' van de vrije randen door krimp van de overlaging (schotelen) te voorkomen.

De overlagingen zijn maximaal circa 100 mm dik. Binnen deze afmeting is juist voldoende ruimte voor twee lagen wapening inclusief 40 mm dekking en het storten van een betonmengsel met  $D_{\max} = 16$  mm (fig. 4). Het minimaliseren van de dikte van de overlaging was noodzakelijk om gewichttoename en daarmee onnodige extra belastingen op de onderbouw inclusief de paalfundering te voorkomen.

**Mengselontwerpen proefstort**

Naast de eerder genoemde specificaties voor de betonoverlaging moest rekening worden gehouden met de condities tijdens uitvoering. Door de zeer strikte eisen aan verkeersoverlast (zie ook fig. 2) is de beschikbare uitvoerings- en verhardingstijd kort. Dit heeft zich vertaald naar drie sterkte-tijdcriteria:

- trillingen tijdens de verharding van beton kunnen leiden tot schade. Om dit risico uit te sluiten is ervoor gekozen gedurende de verharding geen verkeer toe te staan op het dek waarop de overlaging wordt uitgevoerd,

totdat een druksterkte van 12 N/mm<sup>2</sup> is gehaald [4]. De beschikbare tijd hiervoor is 29 uur (inclusief storten);

- het aanbrengen van asphalt na 45 uur vereiste een druksterkte (door belastingen van de asphalt-set) van 20 N/mm<sup>2</sup>;
- zes dagen na het storten moest het overlaagde dekgedeelte beschikbaar zijn om in gebruik te worden genomen. Dit vereiste een druksterkte van 45 N/mm<sup>2</sup>.

Het mengsel is ontwikkeld in nauwe samenwerking met de leverancier. Om problemen en vertragingen op de bouwplaats te voorkomen is een proefstort uitgevoerd (foto 5), waarbij:

- De sterkteontwikkeling is gedocumenteerd en geverifieerd. De vereiste sterkteontwikkeling kon goed worden gehaald binnen de beschikbare tijd, zelfs met het gebruik van CEM III/B. Deze cementsoort heeft de voorkeur gezien de eis aan de levensduur.
- De aanhechtsterkte is beproefd. Na een voorbereiding van de bestaande ondergrond door frezen en hoge druk waterstralen, wordt de vereiste aanhechtsterkte (1,5 N/mm<sup>2</sup>) na zes dagen behaald.
- Diverse nabehandelingsmetho-



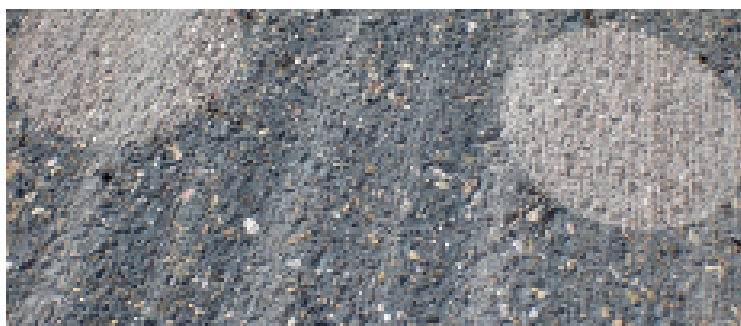
den zijn getest (met en zonder plastic folie, beschermd door een tent). Er zijn geen significante verschillen in sterkteontwikkeling waargenomen.

- De relatie tussen verwerkbaarheid en oppervlakteafwerking is beschouwd: door de vereiste dwarshelling van het oppervlak moet de verwerkbaarheid tussen bepaalde grenzen liggen. Gebaseerd op het proefstort is aangetoond dat het mengselontwerp aan de eisen kon voldoen, is de juiste werkmethode vastgesteld en zijn maatregelen voor de kwaliteitscontrole gedefinieerd. Hierdoor was men optimaal voorbereid op een juiste uitvoering.

**Uitvoering versterkingsmaatregelen**

Om een goede hechting tussen de bestaande druklaag en de overlaging te krijgen is het oppervlak van het bestaande dek opgeruwd door het frezen van de bovenste millimeters beton (foto 6). Toen echter de bovenzijde van de druklaagwapening zich aftekende, werd duidelijk dat er in het verleden al excessief gefreesd is. Naar aanleiding van deze bevinding is de dikte van de overlaging aangepast om voor het verlies aan dikte van de oorspronkelijke druklaag te compenseren.

6 | Detail opgeruwd dek. Op één locatie was na het frezen een raadselachtige 'betoncirkel' zichtbaar



7 | Boren van gaten voor ankers





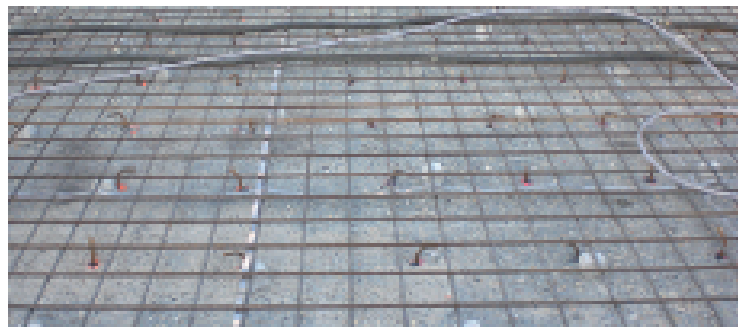
Direct na het frezen zijn gaten geboord voor de ankers die de bestaande druklaag en de overlaging verbinden (foto 7). De wapeningslagen zijn geprefabriceerd (op de rol) om de snelheid van werken te maximaliseren (foto 8).

De ankers werden ingelijmd na het aanbrengen van de wapening. Foto 9 toont een overlaging 'stortklaar'.

### Conclusies

Het ontwerp en de uitvoering van versterkingsmaatregelen van vier viaducten in de A9 nabij Amsterdam hebben een beter begrip opgeleverd van zowel het constructieve gedrag van viaducten bestaande uit voorgespannen prefab liggers en een gewapend betonnen druklaag, evenals de mogelijkheid sterkte en duurzaamheid te verbeteren door de toepassing van een gewapend betonnen overlaging. De belangrijkste conclusies luiden:

- modellering van het dek als 2D orthotrope plaat met excentrische liggers leidt tot realistischere resultaten dan een overall orthotroop dek, en kan leiden tot reductie of voorkómen van de noodzaak van versterkingsmaatregelen;
- de werkelijk aanwezige druklaag en asfaltdikte moeten voorafgaand aan het ontwerp



8 | Installatie van geprefabriceerde wapeningseenheden

9 | Overlaging stortgereed (ankers en wapening)

in situ worden vastgesteld / gecontroleerd;

- materiaaltechnologisch onderzoek (boorkernonderzoek, mengselontwerp en proefstort) heeft geleid tot belangrijke voordelen voor het project;
- de gewapend betonnen overlaging heeft aangetoond een effectieve versterkingsmaatregel voor dit type constructies te zijn;
- het krappe tijdschema en de contractueel vastgelegde boetes bij vertragingen vereisten een gedegen planning en een effectieve uitvoering van de werkzaamheden.

Het tijdschema is gehaald dankzij:

- keuze voor betrouwbare leveranciers;
- goed uitvoerbaar ontwerp, dat een hoge snelheid van werken mogelijk maakt;
- ontwikkeling van werkmethodes die onafhankelijk zijn van de weersomstandigheden;
- hoge mate van kwaliteitsborging om latere aanpassingen te voorkomen.

Afsluitend kan worden gezegd dat het tijdig en conform de juiste kwaliteit uitvoeren van dergelijke werkzaamheden alleen mogelijk is in nauwe samenwerking tussen ontwerp, technologie en uitvoering. ■

### Literatuur

1. NEN-EN 13791, Beoordeling van de druksterkte van beton in constructies en vooraf vervaardigde betonelementen. Nederlands Normalisatie-instituut 2007.
2. NEN 6720/A4, Voorschriften Beton TGB 1990— Constructieve eisen en rekenmethoden VBC 1995. Nederlands Normalisatie-instituut, 2007.
3. NEN-EN 206-1, Beton - Deel 1: Specificatie, eigenschappen, vervaardiging en conformiteit. Nederlands Normalisatie-instituut 2001.
4. Ansell, A, & Silfwerbrand, The vibration resistance of young and early age concrete. *Structural Concrete*, Volume 4, Issue 3, 2003.

### Projectgegevens

#### opdrachtgever:

Rijkswaterstaat

#### aannemer:

BAM Combinatie Kosmos 4 (combinatie van BAM Civiel en BAM Wegen)

#### adviseur materiaalonderzoek, testen en berekeningen:

BAM Infraconsult

#### leverancier betonmortel:

Cementbouw