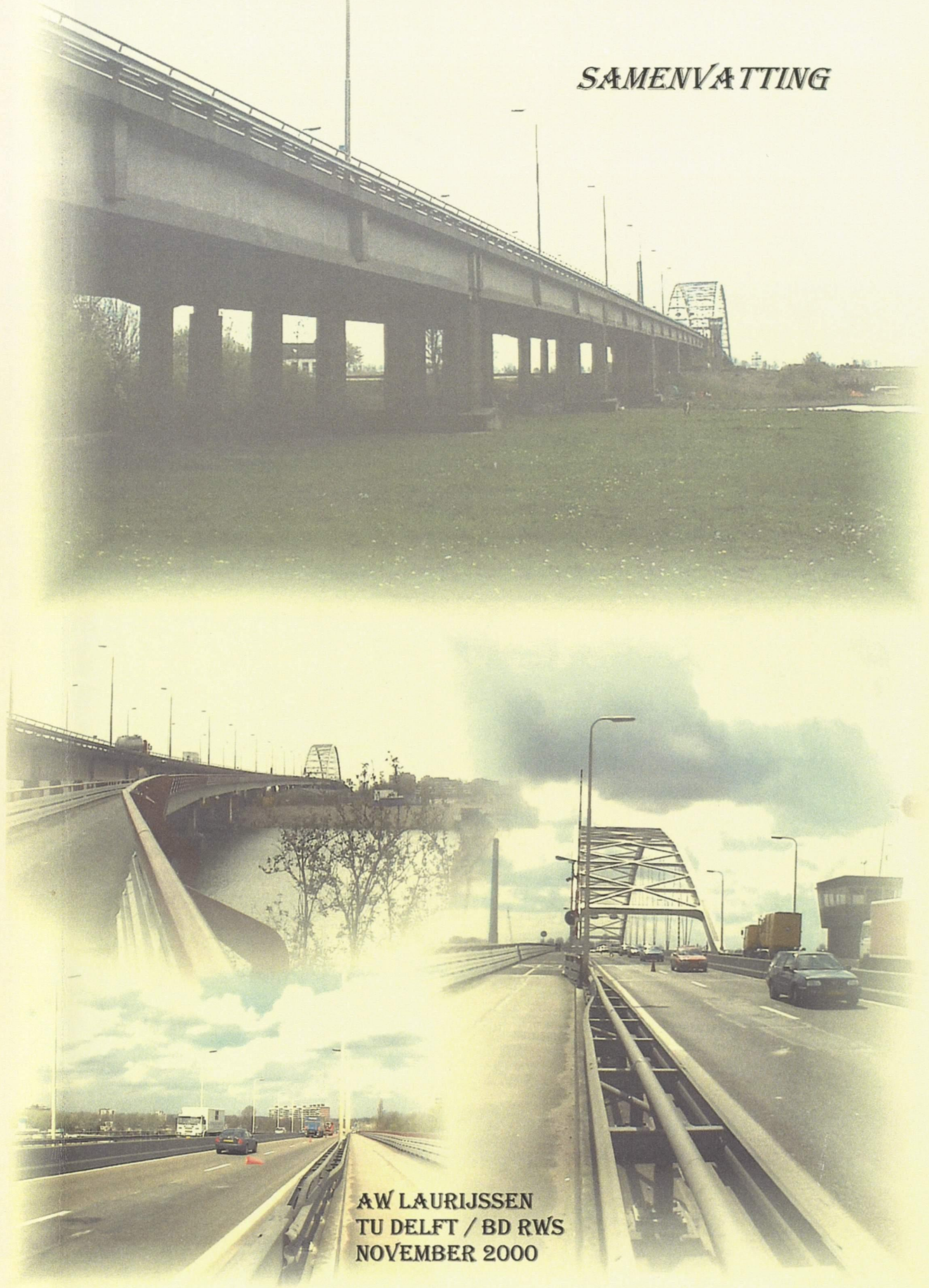


DI ④ : 321399

SAMENVATTING



AW LAURIJSSSEN
TU DELFT / BD RWS
NOVEMBER 2000

VOORWOORD

In de voorstudie is allereerst een onderzoek naar de verschillende voorschriften omtrent belastingen en materiaaleigenschappen gedaan.

Vervolgens is de hoofdstudie verricht. Deze hoofdstudie, die op basis van de voorstudie is uitgevoerd is opgedeeld in drie deel rapporten, namelijk:

- Buigende momenten
- Dwarskracht in de langsliggers
- Vermoeiing van het rijdek

Als case-studie voor bovengenoemde deelrapporten is gekozen voor de brug over de Beneden Merwede te Papendrecht.

In dit rapport is een samenvatting van de voorgaande rapporten gegeven. Tevens zijn berekeningsresultaten en conclusies nog eens kort weergegeven.

Naast deze samenvatting is er in dit rapport zowel voor het buigend moment, de dwarskracht als de vermoeiing aangegeven wat de bepalende parameters zijn. Op basis hiervan kan een uitspraak gedaan worden omtrent het belastingniveau van overige vergelijkbare constructies.

Dit afstudeerwerk is tot stand gekomen tijdens een afstudeerstage bij de Bouwdienst van Rijkswaterstaat te Zoetermeer. De afstudeercommissie is als volgt samengesteld:

Prof.dr.ir.J.C. Walraven
Dr.ir.C. van der Veen
Ing.R.H. de Meijer
Ir.J.M.J. Spijkers

Voorzitter (TU Delft)
Hoofdbegeleider (TU Delft)
Wekelijkse begeleider (Bouwdienst RWS)
Afstudeercoördinator M&C (TU Delft)

Tot slot wil ik een woord van dank richten aan iedereen die een bijdrage heeft geleverd aan het tot stand komen van dit afstudeerproject en in het bijzonder aan mijn begeleider, R.H. de Meijer, die ten alle tijden bereid was mij met adviezen terzijde te staan.

Zoetermeer, November 2000
Fons Laurijssen

1. INLEIDING	1
1.1 Doel van het onderzoek	1
1.2 Beschrijving kunstwerk	1
1.3 Omschrijving verricht onderzoek	2
2. VOORSTUDIE	4
2.1 Belastingen	4
2.1.1 Overgang VOSB'63 naar VBB'95	4
2.1.2 Toekomstige Eurocode	5
2.1.3 Belastingfactoren	6
2.2 Materiaaleigenschappen	6
2.2.1 Beton	6
2.2.1.1 Kubusdruksterkte	6
2.2.1.2 Spanning-rek diagram	8
2.2.1.3 Maximale drukspanningen	9
2.2.1.4 Maximale trekspanningen	10
2.2.1.5 Schuifspanningen	10
2.2.1.6 Krimp en kruip van het beton	11
2.2.2 Voorspanstaal	12
2.2.2.1 Benaming	12
2.2.2.2 Relaxatie	12
2.2.3 Betonstaal	13
3. BUIGENDE MOMENTEN	14
3.1 Bruikbaarheidsgrenstoestand VBB '95	14
3.1.1 Buigspanningen in de bruikbaarheidsgrenstoestand	14
3.1.2 Conclusie:	15
3.2 Uiterste grenstoestand VBB'95	17
3.2.1 Resultaten berekening tussenligger	17
3.2.2 Resultaten berekening randligger	17
3.2.3 Conclusie	17
3.3 Bruikbaarheidsgrenstoestand Eurocode	18
3.4 Spanningen in de bruikbaarheidsgrenstoestand	18
3.4.1 Conclusie	19
3.5 Uiterste grenstoestand Eurocode	20
3.5.1 Randligger	20
3.5.2 Tussenligger	20
3.5.3 Conclusie	20

4. DWARSKRACHT	21
4.1 Belastingen	21
4.2 Spreiding van de belasting	21
4.3 Maatgevende doorsnede	22
4.4 Controle schuifspanningen volgens VBB'95	23
4.4.1 Doorsnede op 2.4 meter van de oplegging	23
4.4.2 Doorsnede op 3.67 meter van de oplegging	24
4.5 Conclusie	25
4.6 Controle schuifspanningen volgens Eurocode	26
4.6.1 Rekenwaarden van de schuifspanningen	26
4.6.2 Conclusie	27
5. VERMOEIING VAN HET RIJDEK	28
5.1 Controle UGT met betrekking tot vermoeiing	28
5.1.1 1 aslast	28
5.1.2 2 aslasten	29
5.2 CONCLUSIE	29
6. PARAMETERSTUDIE	31
6.1 Buigende momenten in de langsliggers	31
6.2 Dwarskracht in de langsliggers	32
6.3 Vermoeiing van het rijdek	33
7. LITERATUURLIJST	34

1. INLEIDING

1.1 Doel van het onderzoek

De bouwdienst van Rijkswaterstaat te Zoetermeer is onder andere belast met het onderhoud van betonnen bruggen en viaducten. De wens bestaat om nauwkeurig de aard en de hoeveelheid onderhoud in kaart te brengen. Indien de aard en de omvang van de onderhoudswerkzaamheden nauwkeurig bekend zijn kan ook een tijdsplanning en kostenraming gemaakt worden.

Voor het kunnen opstellen van een onderhoudsmodel is een nauwkeurige analyse van de verschillende typen constructies noodzakelijk. Het te plegen onderhoud aan een betonnen constructie is afhankelijk van een aantal factoren zoals de toegepaste materialen, de aanwezige belasting en de daarmee samenhangende reservecapaciteit.

Dit afstudeerwerk zal gericht zijn op het analyseren van prefab liggerviaducten van ongeveer 40 jaar oud en een overspanning groter dan 40 meter. Hiertoe zal een specifiek kunstwerk doorgerekend worden en zal op basis hiervan een uitspraak gedaan worden omtrent de situatie voor andere vergelijkbare bruggen en viaducten.

1.2 Beschrijving kunstwerk

Het voor dit afstudeerwerk gekozen kunstwerk is de brug over de Beneden Merwede te Papendrecht.

Het kunstwerk is op te delen in drie delen: de aanbruggen aan noord- en zuidzijde, een stalen boogbrug ter plaatse van de hoofdoverspanning en een bascule brug aan de noordzijde van de boogbrug die het passeren van scheepvaart met een grote hoogte moet garanderen. Het in het kader van dit afstudeerproject te onderzoeken onderdeel wordt gevormd door de twee aanbruggen aan noord- en zuidzijde.

Deze aanbruggen zijn opgebouwd uit een groot aantal velden met een overspanning van ongeveer 45 meter. De constructie is opgebouwd uit statisch bepaalde voorgespannen I-liggers met een constructiehoogte van 2.5 meter en een lijfdikte van 0.2 meter in het midden van de overspanning en een constructiehoogte van 2.5 meter met een lijfdikte van 0.6 meter ter plaatse van de opleggingen. Deze I-liggers zijn voorzien van een onderflens van 0.6 meter breed en aan het uiteinde 0.3 meter dik. De bovenflens is 1.5 meter breed en heeft aan het uiteinde een dikte van 0.2 meter. Aangezien het ten tijde van de uitvoering nog niet mogelijk was dergelijke liggers in de fabriek te prefabriceren en vervolgens naar het werk te transporteren zijn de liggers op het werkterrein gestort en voorgespannen en vervolgens op de opleggingen gelegd. De hart op hart afstand van de liggers bedraagt 3.625 meter en de onderlinge verbinding tussen de liggers wordt gevormd door een tussengestort dek met een dikte van 0.2 meter, twee einddwarsdragers met een hoogte van 2 meter en een dikte van 0.5 meter en twee tussendwarsdragers met gelijke afmetingen.

Indien dit liggerviaduct vergeleken wordt met de huidige prefab liggerviaducten dan kunnen de volgende verschillen genoemd worden:

- De liggers met een lengte van 45 meter konden in de jaren 60 nog niet per vrachtwagen vervoerd worden. De liggers werden dan ook op het werkterrein geprefabriceerd om vervolgens, na voorspannen, op hun oplegging gelegd te worden.
- Aangezien in het werk werd gestort werd er dus gebruik gemaakt van nagerekt voorspanstaal. Dit nagerekt staal heeft als voordeel dat de kabels een gekromd verloop hebben waardoor ideale ligging van de kabels bereikt kan worden en dat zich in de gehele kabel een trekspanning bevindt zonder dat hiervoor een overdrachtslengte nodig is. Een nadeel is echter dat er dure verankeringsconstructies nodig zijn en dat de aanhechting na injecteren altijd minder is dan in het geval de kabels ingebetonneerd zijn.
- De hier beschouwde constructie bevat vier dwarsdragers. Naast de twee einddwarsdragers, zoals die nu nog steeds worden toegepast, zijn ook twee tussendwarsdragers aanwezig. Het voordeel van deze tussendwarsdragers is dat de stijfheid in dwarsrichting flink toeneemt zodat de belastingspreiding beter is en dus minder zware langsliggers vereist zijn. Tegenwoordig weegt deze materiaalbesparing qua kosten echter niet meer op tegen het extra werk dat nodig is voor het bekisten, het wapenen en het storten van de dwarsdragers.
- Een laatste verschil is dat het rijdek bij de brug te Papendrecht tussen de bovenflenzen van de I-vormige langsliggers wordt gestort. Om dit dek te kunnen storten is dus het aanbrengen van een bekisting noodzakelijk. Tegenwoordig wordt, gezien de hoge arbeidskosten, gekozen voor een systeem waarbij de bovenflenzen van de langsliggers tegen elkaar liggen en het rijdek er in de vorm van een druklaag overheen wordt gestort.

1.3 Omschrijving verricht onderzoek

Het is duidelijk dat het te plegen onderhoud aan een betonnen constructie afhankelijk is van een aantal factoren. Naast de ouderdom, de weersinvloeden en de toegepaste materialen is het belastingniveau zeer bepalend voor het te verwachten onderhoud.

Om meer inzicht te verkrijgen in het belastingniveau van deze constructie is in de voorstudie een vergelijking gemaakt tussen de belastingvoorschriften zoals die tijdens het ontwerp van het kunstwerk werden gehanteerd (VOSB '67) en de belastingvoorschriften zoals die vandaag de dag gelden (VBB '95). Aangezien de toekomstige Eurocode op dit moment in de vorm van een Voornorm in Nederland aanwezig is zal tevens gekeken worden wat de belastingen uit deze toekomstige Eurocode voor gevolgen hebben voor, het in de toekomst geldende, belastingniveau van de constructie.

De inzichten in het materiaal beton zijn de afgelopen jaren behoorlijk gewijzigd. Aangezien de materiaaleigenschappen zeer bepalend zijn voor de uitkomst van het onderzoek zal in de voorstudie eveneens een vergelijking gemaakt worden tussen de materiaaleigenschappen zoals die vroeger (GBV '62 en RVB '62-'67) en materiaaleigenschappen zoals die vandaag de dag (VBC '95) worden gehanteerd.

Nadat de verschillende voorschriften voor wat betreft materiaaleigenschappen en belastingen bestudeerd zijn in de voorstudie zal een hoofdstudie uitgevoerd worden die op te delen is in 3 onderdelen, namelijk: Buigende momenten, Dwarskracht en Vermoeiing.

Alle in de hoofdstudie uitgevoerde berekeningen zijn gedaan aan de hand van rekenregels zoals deze in de huidige VBC '95 zijn gegeven.

Het rapport over buigende momenten bevat een berekening van de spanningen in de langsliggers. Hierbij is gerekend aan de hand van de belastingen zoals deze in de huidige VBB '95 zijn voorgeschreven. Naast de belastingen uit de VBB is eveneens gerekend met belastingen uit de toekomstige Eurocode. De laatste berekening is uitgevoerd om te zien of de constructie, in de toekomst, voor wat betreft buigende momenten in de langsliggers voldoet aan de gestelde eisen omtrent de optredende spanningen.

Het rapport over dwarskracht bevat een berekening van de door de dwarskracht veroorzaakte schuifspanningen in de langsliggers. Ook voor de dwarskracht is weer gerekend met belastingen uit zowel de VBB als de Eurocode.

Als laatste heb ik nog een rapport geschreven over het vermoeiingsgedrag van het tussengestorte rijdek.

Aangezien een exacte berekening, middels een elementen methode, te omvangrijk zou zijn heb ik me beperkt tot het verkrijgen van een indicatie omtrent het vermoeiingsgedrag op basis van een aantal aannamen omtrent de lastspreiding van de belastingen uit de VBB. Indien blijkt dat de situatie kritiek is kan alsnog voor een meer gedetailleerde berekening gekozen worden.

2. VOORSTUDIE

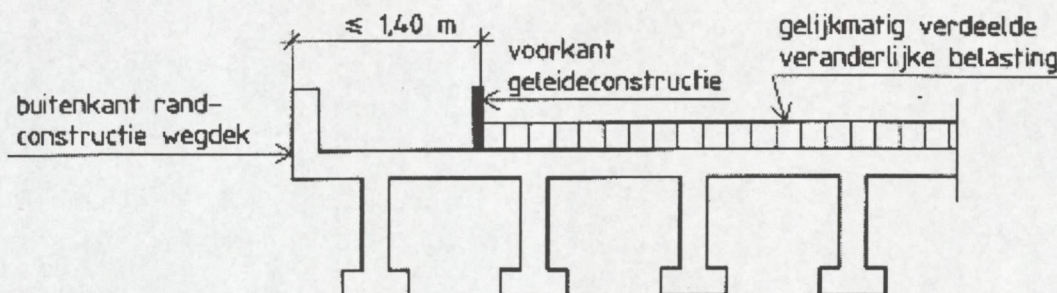
2.1 Belastingen

In het eerste deel van deze voorstudie zijn de verschillende voorschriften betreffende belastingen op verkeersviaducten nader bekeken. Het hier beschouwde kunstwerk is eind jaren 60 ontworpen. Bij het ontwerp van de constructie is gerekend aan de hand van de toenmalig geldende VOSB '63. In 1995 is deze VOSB '63 vervangen door de VBB '95. Het aantal doorgevoerde veranderingen bij de invoering van de VBB is echter beperkt gebleven. Op dit moment heeft de toekomstige Eurocode in Nederland de status van voornorm. Om ook een uitspraak te kunnen doen omtrent het belastingniveau in de toekomst zijn in de voorstudie ook de belastingen volgens de Eurocode uiteengezet.

2.1.1 Overgang VOSB'63 naar VBB'95

Hieronder zullen de veranderingen in de, in rekening te brengen, verkeersbelastingen bij de overgang van de VOSB '63 naar de VBB '95 puntsgewijs beschreven worden:

- Volgens de VOSB dient de verkeersbelasting aangebracht te worden op net zoveel rijstroken als door de aansluitende wegen is aangegeven of op zoveel rijstroken als de maat van 3.0 meter gehele malen in de totale breedte van de rijweg is begrepen. Bovendien geldt als bovengrens van de belasting een maximum van 12 kN/m^1 per rijstrook. In de VBB zijn deze beperkingen komen te vervallen en dient de gelijkmatig verdeelde verkeersbelasting van 4 kN/m^2 over het gehele oppervlak van de brug aangebracht te worden. Indien er geleiderails aanwezig is behoeft de belasting slechts op het oppervlak binnen deze geleiderails aangebracht te worden. Voorwaarde is echter dat de afstand van de rand van de constructie tot de binnenzijde van de geleiderail niet meer bedraagt dan 1.4 meter. Indien deze afstand groter is dient deze 1.4 meter als grenswaarde gehanteerd te worden. Zie tekening.



- Voor de plaats van het laststelsel in dwarsrichting mag volgens de VBB '95, in tegenstelling tot de VOSB, niet meer worden aangenomen worden dat de wagen in het midden van de rijstrook rijdt. De uiterste stand van de wagen wordt nu begrensd door de voorkant van de geleiderailconstructie indien deze zich op een afstand kleiner dan 1.4 m van de buitenkant van de randconstructie bevindt. Is deze afstand groter dan dient weer met de grenswaarde van 1.4 m gerekend te worden.

- De in rekening te brengen stootcoëfficiënt is bij de invoering van de VBB eveneens gewijzigd. Volgens de VOSB was deze coëfficiënt slechts afhankelijk van de theoretische overspanning van de constructie. $S = 1 + \frac{40}{100 + L}$. Aangezien de VOSB een voorschrift voor stalen bruggen is is in de RVB en in de GBV voor betonnen bruggen een licht afwijkende stootcoëfficiënt gegeven waarbij de invloed van het in verhouding tot staal hogere eigen gewicht van de betonnen constructie is verdisconteerd: $S = 1 + \frac{3}{10 + L}$. In de VBB is de stootcoëfficiënt naast de theoretische overspanning tevens afhankelijk van het beschouwde constructie onderdeel, de betonsoort (grindbeton of lichtbeton) en de constructiehoogte. $S = 1 + C_o * \frac{l}{h * (100 + l)}$
- Bij de overgang van de VOSB '63 naar de VBB '95 is voor het eerst het uitvoeren van een vermoeiingsberekening voorgeschreven.

2.1.2 Toekomstige Eurocode

Om een beeld te kunnen verkrijgen van het toekomstige belasting- oftewel veiligheidsniveau van de constructie is in de voorstudie de verkeersbelastingen uit de Eurocode nader bestudeerd. Zoals uit het voorgaande gebleken is beperken de veranderingen tussen de VOSB en de VBB zich slechts tot details en is de verkeersbelasting in grote lijnen gelijk gebleven. Aangezien de werkelijke verkeersbelasting de afgelopen 37 jaar wel degelijk behoorlijk is toegenomen is het logisch dat de verkeersbelasting volgens de toekomstige Eurocode behoorlijk zwaarder is. Om een korte samenvatting te geven van de verkeersbelastingen volgens de Eurocode zullen de verschillen met de VBB '95 hieronder puntsgewijs beschreven worden:

- Er zijn in de Eurocode vier belastingmodellen waarbij het eerste vergelijkbaar is met de VBB. Naast dit algemene belastingmodel is er een belastingmodel 2 voor plaatselijke effecten in de vorm van een zeer zware as. Verder is er een belastingmodel 3 die de belasting door bijzonder transport schematiseert en tenslotte is er nog een vierde belastingmodel dat het effect van een mensenmenigte kwantificeert.
- In plaats van een gelijkmatig verdeelde verkeersbelasting van 4.0 kN/m² is er voor belastingmodel 1 een verdeelde belasting van 9 kN/m² voor de, voor het beschouwde constructieonderdeel, meest ongunstig gelegen rijstrook voorgeschreven. De overige rijstroken krijgen een verdeelde belasting van 2.5 kN/m².
- Belastingmodel 1 schrijft bovendien drie laststelsel voor. Het eerste laststelsel heeft een totaal gewicht van 600 kN en bevindt zich op de meest ongunstige rijstrook. Het tweede laststelsel heeft een totaal gewicht van 400 kN en bevindt zich op de op een na ongunstigste rijstrook. Het derde laststelsel heeft een gewicht van 200 kN en bindt zich op de op twee na ongunstigste rijstrook.
- Het laststelsel uit de Eurocode is opgebouwd uit twee assen met een onderlinge afstand van 1.2 meter terwijl het laststelsel uit de VBB opgebouwd was uit drie assen met een onderlinge afstand van 1.0 respectievelijk 4.0 meter. De belasting door het laststelsel uit de Eurocode is dus veel sterker geconcentreerd dan het laststelsel uit de VBB.
- Voor de uiterste grenstoestand met betrekking tot vermoeiing zijn in de Eurocode vijf aparte vermoeiingsbelastingmodellen opgesteld. Hiermee wordt de vermoeiingsberekening in vergelijking tot de VBB dus veel omvangrijker en gedetailleerder.

2.1.3 Belastingfactoren

In de RVB '62-'67 werd niet gesproken over belastingfactoren maar over veiligheidsfactoren. Deze veiligheidsfactoren zijn een combinatie van de huidige belastingfactoren en materiaalfactoren en zijn dus niet rechtstreeks met elkaar te vergelijken. Voor een berekening van de spanningen in de bruikbaarheidsgrenstoestand zijn deze factoren uiteraard niet van toepassing. Een groot verschil met de huidige VBB is dat de schuifspanningen vroeger in de bruikbaarheidsgrenstoestand gecontroleerd werden terwijl vandaag de dag deze schuifspanningen berekend worden aan de hand van de rekenwaarden van de belastingen zoals deze voor de uiterste grenstoestand met betrekking tot bezwijken gedefinieerd zijn.

Bij de invoering van de Eurocode zijn de belastingfactoren zoals deze in de VBB worden gehanteerd gewijzigd. In de VBB bedragen de belastingfactoren in de uiterste grenstoestand voor zowel de permanente als veranderlijke belasting 1.5.

In de Eurocode zijn deze factoren teruggebracht naar 1.35 voor zowel de permanente als de verkeersbelasting. De overige veranderlijke belasting behoudt een belastingfactor voor de uiterste grenstoestand van 1.5.

2.2 Materiaaleigenschappen

De berekeningen in de hoofdstudie zijn uitgevoerd op basis van de rekenregels uit de huidige VBC '95. Aangezien de toegepaste materialen stammen uit de tijd van de GBV '62 en de RVB '62-'67 zullen materiaal karakteristieken zoals deze in de GBV en RVB gegeven zijn vertaald moeten worden naar materiaalkarakteristieken zoals die vandaag de dag in de VBC '95 gehanteerd worden.

2.2.1 Beton

2.2.1.1 Kubusdruksterkte

Ten tijde van de GBV en RVB werd gesproken van een gemiddelde kubusdruksterkte. De beproefde kubussen hadden een ribben van 20 cm en tussen het contactoppervlak van de kubus met de drukbank en tussen de kubus en de tafel was een kartonlaag van 3 mm geplaatst om zijdelings verplaatsing in deze contactoppervlakken mogelijk te maken. Tegenwoordig heeft de proefkubus een ribbe van 15 cm en worden de kartonnen tussenlagen niet meer toegepast. Een ander verschil is dat tegenwoordig de karakteristieke kubusdruksterkte in plaats van de gemiddelde kubusdruksterkte wordt bepaald. Aangezien in de VBC '95 alle materiaaleigenschappen van het beton worden afgeleid van deze karakteristieke waarde van de kubusdruksterkte zal de gemiddelde kubusdruksterkte omgerekend worden naar de karakteristieke kubusdruksterkte.

De omrekeningsformule luidt als volgt:

$$\sigma_{kar} = 1.16\sigma_{gem} - z * \sigma$$

met

σ_{kar} = karakteristieke waarde van de kubusdruksterkte

σ_{gem} = gemiddelde waarde van de kubusdruksterkte

Z = factor die afhankelijk van het aantal proefstukken statistisch bepaald is

voor 3 proefstukken: $z = 2.9$

voor 6 proefstukken: $z = 2.0$

voor 12 proefstukken: $z = 1.8$

voor 25 proefstukken: $z = 1.7$

voor n proefstukken: $z = 1.64$

σ = standaardafwijking (= spreiding in materiaalsterkte) afhankelijk van de betonkwaliteit

In de RVB wordt aangenomen dat bij kubusdruksterkten hoger dan 300 kgf/cm² de standaardafwijking constant blijft.

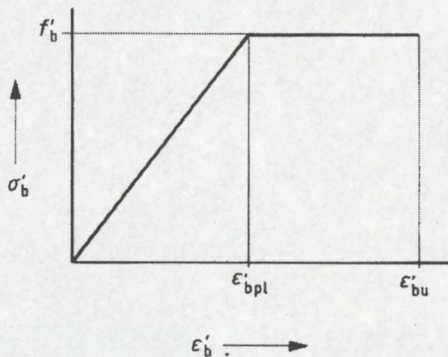
In onderstaande tabel zal nu een vergelijking gemaakt worden tussen de betonkwaliteiten zoals die in de oude voorschriften bestonden en de betonkwaliteiten zoals die in de huidige voorschriften beschreven zijn.

Voor- schrift	beton- kwaliteit	gem. kubus- druk- sterkte ribben 20cm met karton [N/mm ²]	gem kubus- druk- sterkte ribben 15cm met karton [N/mm ²]	gem kubus- druk- sterkte ribben 15cm zonder karton [N/mm ²]	standaard- afwijking [N/mm ²]	karakte- ristieke kubus- druk- sterkte [N/mm ²]	bezwijk- rek [‰]	E- modulus [N/mm ²]
GBV '62								
	K160	16	16.8	18.6	4.6	11.0	3.5	21*10 ³
	K225	22.5	23.6	26.1	6.1	16.1	3.5	21*10 ³
	K300	30	31.5	34.8	7.6	22.3	3.5	21*10 ³
RVB '62								
	K300	30	31.5	34.8	7.6	22.3	2.5	30*10 ³
RVB '67								
	K300	30	31.5	34.8	7.6	22.3	3.5	30*10 ³
	K450	45	47.3	52.2	7.6	39.7	3.5	30*10 ³
VBC '95								
	B15	-	-	-	-	15	3.5	26*10 ³
	B25	-	-	-	-	25	3.5	28.5*10 ³
	B45	-	-	-	-	45	3.5	33.5*10 ³
	B65	-	-	-	-	65	3.5	38.5*10 ³

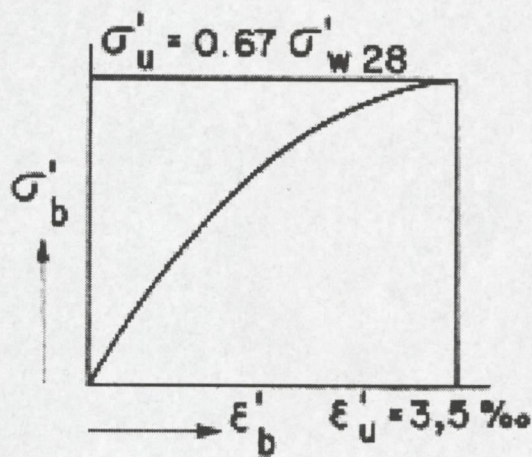
2.2.1.2 Spanning-rek diagram

Een ander wezenlijk verschillen tussen de VBC en de RVB is het aangenomen spanning-rekverloop voor het beton. In de huidige VBC wordt dit verloop geschematiseerd tot een bilineair diagram waarbij de maximale spanning gelijk is aan de rekenwaarde van de betondruksterkte. In de RVB '67 is dit verloop geschematiseerd tot een tweede graads parabool waarvan de top is gelegen op een spanning gelijk aan 0.67 maal de gemiddelde kubusdruksterkte.

- VBC '95



- RVB '67



2.2.1.3 Maximale drukspanningen

Zoals uit bovenstaande spanning-rek diagrammen te zien is is de maximale betondrukspanningen volgens de VBC gelijk aan de rekenwaarde van de betondruksterkte terwijl volgens de RVB 67% van de gemiddelde kubusdruksterkte toegelaten mag worden.

In onderstaande tabel is voor twee betonkwaliteiten aangegeven wat de maximale betondrukspanning volgens de beide voorschriften is.

beton-kwaliteit	gemiddelde kubus-druksterkte [N/mm ²]	karacteristiek kubus-druksterkte [N/mm ²]	toegestane max betondruk-spanning (RVB '67) [N/mm ²]	toegestane max betondruk-spanning (VBC '95) [N/mm ²]
K300	30	22.3	20.1	13.4
K450	45	39.7	30.2	23.8

Uit bovenstaande tabel is te zien dat de toelaatbare drukspanning volgens de RVB hoger is dan volgens de VBC. De maximaal door een doorsnede opneembare betondrukspanning is echter afhankelijk van het totale oppervlak onder de lijn van het spanning-rek diagram.

Onderstaande berekening laat voor de betonkwaliteit K450 de maximale betonkracht per eenheid van breedte als functie van de hoogte van de betondrukzone (x_u) voor zowel de RVB als de VBC zien.

Betonkwaliteit K450

$$\sigma'_{w28} = 23.8 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_b = 30.2 \text{ N/mm}^2$$

Hoogte betondrukzone x_u

Betondrukkracht per eenheid van breedte:

$$\text{RVB: } N'_{b;1} = \frac{2}{3} x_u * \sigma_{w28} = \frac{2}{3} x_u * 30.2 = 20.13 x_u$$

$$\frac{N'_{b;2}}{N'_{b;1}} = \frac{17.85}{20.13} = 0.89$$

$$\text{VBC: } N'_{b;2} = \frac{3}{4} x_u * f'_b = \frac{3}{4} x_u * 23.8 = 17.85 x_u$$

2.2.1.4 Maximale trekspanningen

Een exacte vergelijking is hier moeilijk aangezien in de VBC niet getoetst wordt op een maximaal toegestane betontrekspanning maar op scheurwijdte. Deze scheurwijdte is naast de betontrekspanning afhankelijk van de hoeveelheid en de onderlinge afstand van de wapeningsstaven. Om toch een vergelijking te kunnen maken tussen de maximale trekspanningen volgens de RVB en de VBC zal uitgegaan worden van een ongewapende doorsnede.

betonkwaliteit	σ'_b [N/mm ²]	f_{bm} [N/mm ²]	max. trekspanning [N/mm ²]	
			RVB	VBC
K450	13	2.97	1.04	0.89

2.2.1.5 Schuifspanningen

RVB '62-'67

De dwarskracht levert een schuifspanning op. Naast deze schuifspanning is er ten gevolge van de voorspankracht tevens een drukkracht in het beton aanwezig. Aan de hand van deze beide spanningen kan nu met behulp van de cirkel van Mohr de hoofdtrekspanning berekend worden. Deze hoofdtrekspanning moet volgens de RVB kleiner zijn dan 6% van de toelaatbare betondrukspanning of indien deze hoofdtrekspanning voor de helft of geheel door wapening opgenomen kan worden 8% respectievelijk 10% van de toelaatbare drukspanning ten gevolge van buiging.

VBC '95

Bij het bepalen van de maximaal opneembare dwarskracht door het beton worden in de VBC twee gevallen onderscheiden.

In het eerste geval zijn de buigtrekspanningen in de uiterste grenstoestand kleiner dan $0.25 f_{br}$ ($f_{br} = (1.6-h) \cdot f_{bm}$ maar niet kleiner dan f_{bm}) en kan de dwarskracht opgenomen worden door het opbouwen van een hoofdtrekspanning in het beton. Deze hoofdtrekspanning dient dan kleiner te zijn dan de rekenwaarde van de treksterkte van het beton.

In het tweede geval is de doorsnede tevens belast door buiging. Nu kan de doorsnede niet meer ongescheurd worden verondersteld en zal de dwarskracht door een interlock ter plaatse van de breuklijn worden opgenomen. De grootte van de dwarskracht die op deze manier opgenomen kan worden hangt af van tal van factoren zoals bijvoorbeeld de hoeveelheid wapening, de hoogte van de doorsnede, enz. maar bedraagt in ieder geval $0.4 f_b$.

In het geval er een drukspanning ten gevolge van voorspanning aanwezig is stijgt de opneembare dwarskracht. In het eerste geval zal bij gelijkblijvende schuifspanning en toenemende normaal drukspanning de hoofdtrekspanning afnemen en dus zal de dwarskracht die opgenomen kan worden toenemen.

In het tweede geval stijgt de interlock en dus de opneembare dwarskracht in het geval van een normaalrukspanning.

Naast het beton wordt er ook een deel van de schuifspanning door dwarskrachtwapening in de vorm van wapeningsbeugels opgenomen.

De eisen die aan de dwarskracht worden gesteld zijn in de RVB anders dan in de VBC. Echter voor het geval de buigtrekspanningen gering zijn wordt volgens beide voorschriften getoetst op de hoofdtrekspanning.

Aangezien in een volledig voorgespannen constructie de buigtrekspanningen ter plaatse van de opleggingen (max dwarskracht) inderdaad gering zijn zal voor deze situatie een vergelijking gemaakt worden tussen de maximale hoofdtrekspanningen zoals die volgens de RVB en volgens de VBC wordt voorgeschreven.

Er zal uitgegaan worden van een doorsnede waarin geen beugelwapening aanwezig is

Betonkwaliteit	toegestane hoofdtrekspanning [N/mm ²]			
	RVB			VBC
	zonder wapening	helft hoofdtrekspanning kan door wap opgenomen worden	totale hoofdtrekspanning kan door wap opgenomen worden	
K450	0.78	1.04	1.30	1.52

Uit bovenstaande tabel blijkt dus dat in het geval van geringe buigtrekspanningen volgens de VBC '95 meer dwarskracht wordt toegelaten dan volgens de RVB '62-'67. Dit verschil is het grootst wanneer er geen dwarskrachtwapening wordt aangebracht. Hierbij dient echter wel opgemerkt dat tegenwoordig om praktische redenen vrijwel altijd beugels worden toegepast en er dus altijd wapening aanwezig is om dwarskracht op te nemen.

2.2.1.6 Krimp en kruip van het beton

In de voorstudie is als voorbeeld uitgegaan van een ongewapende balk met een hoogte van 1.5 meter en een breedte van 0.5 meter. Uit de berekening van de totale krimp en kruip blijkt dat de som van krimp en kruip voor de VBC ongeveer gelijk is aan de som van krimp en kruip berekend volgens de RVB.

$$\text{RVB: } 0.02 \cdot 10^{-2} \cdot 40 \cdot 10^3 + 10 = 18 \text{ mm}$$

$$\text{VBC: } 0.0139 \cdot 10^{-2} \cdot 40 \cdot 10^3 + 14 = 20 \text{ mm}$$

Hierbij dient echter wel opgemerkt te worden dat bovenstaande vergelijking alleen geldig voor de gekozen parameters en dat deze vergelijking bij een andere keuze een wat ander resultaat kan opleveren.

2.2.2 Voorspanstaal

De wijzigingen voor het voorspanstaal bij de overgang van de RVB '62-'67 naar de VBC '95 blijken veel minder omvangrijk te zijn dan voor het materiaal beton.

2.2.2.1 Benaming

Ten tijde van de RVB werd gesproken van bijvoorbeeld QP190. QP staat voor Qualité Precontrainte en 190 is de minimale treksterkte van het voorspanstaal in kgf/cm^2 . Tegenwoordig wordt deze staalkwaliteit aangeduid met FeP1860 waarbij 1860 de treksterkte in N/mm^2 is.

2.2.2.2 Relaxatie

Alhoewel de vroeger toegepaste staalkwaliteit QP190 qua treksterkte gelijk is aan de tegenwoordig toegepaste staalkwaliteit FeP1860 is het verschil in rekening te brengen relaxatie zeer groot.

Om de vergelijking te kunnen maken zal uitgegaan worden van een aanvangsvoorspankracht van 60% van de minimale treksterkte. De in rekening gebrachte waarde voor krimp en kruip zal gelijk genomen worden aan $60 \cdot 10^{-5}$.

RVB '62-'67: Relaxatie bedraagt 10% van de aanvangsspanning

VBC '95: Relaxatie bedraagt 3.7 % van de aanvangsspanning

2.2.3 Betonstaal

Voor het betonstaal geldt net als voor het voorspanstaal dat de wijzigingen bij invoering van de VBC '95 zeer beperkt zijn gebleven. De enige verschillen zijn de benaming en de breukrek. In onderstaande tabel zijn de verschillen tussen de RVB en de VBC voor wat betreft het betonstaal weergegeven.

voorschrift	staal-kwaliteit	productieproces	breukrek [%]	vloeigrens of 0.2 %- rekgrens [N/mm ²]	E-modulus [N/mm ²]
RVB '62-'67	QR22	normaal warm-gewalst	22	220	210*10 ³
	QR24	normaal warm-gewalst	24	240	210*10 ³
	QR32	hoogwaardig warm-gewalst	22	220	210*10 ³
	QR40	hoogwaardig warm-gewalst	18	400	210*10 ³
	QR48	hoogwaardig warm-gewalst	16	480	210*10 ³
	QRn32	hoogwaardig nabehandeld	12	320	210*10 ³
	QRn40	hoogwaardig nabehandeld	11	400	210*10 ³
	QRn48	hoogwaardig nabehandeld	10	480	210*10 ³
VBC '95	FeB220 HWL	warmgewalst, lasbaar	5	220	200*10 ³
	FeB400 HWL, HK	warmgewalst, lasbaar	4	400	200*10 ³
	FeB500 HWL, HK	warmgewalst, lasbaar	3.25	500	200*10 ³
	FeB500 HKN	koud vervormd, niet lasbaar	2.75	500	200*10 ³

3. BUIGENDE MOMENTEN

In dit hoofdstuk zullen de resultaten en de conclusies omtrent de buigende momenten in de langsliggers worden samengevat

Nadat de doorsnede grootheden van de langsliggers bepaald zijn is de mate van spreiding van de belasting over de vijf langsliggers bepaald aan de hand van de theorie volgens Guyon Massonet.

3.1 Bruikbaarheidsgrenstoestand VBB '95

Aan de hand van de voorgeschreven belasting uit de VBB'95 zij nu de verschillende momenten in het midden van de overspanning berekend. Aangezien zowel de doorsnede grootheden als de belastingen voor de randligger en de tweede ligger verschillend zijn zullen beide liggers doorgerekend worden teneinde de maatgevende ligger te kunnen bepalen.

3.1.1 Buigspanningen in de bruikbaarheidsgrenstoestand

De resultaten van de berekende spanningen in de bruikbaarheidsgrenstoestand zijn voor zowel de randligger als de tweede ligger weergegeven in onderstaande tabellen

RANDLIGGER						
Soort belasting	moment [Nmm]	traagheidsmoment [mm ⁴]	z_o [mm]	z_b [mm]	σ_o [N/mm ²]	σ_b [N/mm ²]
eigen gewicht	$6467 \cdot 10^6$	$7.966 \cdot 10^{11}$	1498	1002	+12.16	-8.13
voorspanning	$-12639 \cdot 10^6$	$7.966 \cdot 10^{11}$	1498	1002	-23.77	+15.90
					-9.42	-9.42
					-21.03	-1.65
rustend I	$782 \cdot 10^6$	$9.31 \cdot 10^{11}$	1314	1186	+1.10	-1.00
	$1240 \cdot 10^6$	$9.31 \cdot 10^{11}$	1314	1186	+1.75	-1.58
					-18.18	-4.23
rustend II	$473 \cdot 10^6$	$11.4 \cdot 10^{11}$	1478	1022	+0.61	-0.42
	$1057 \cdot 10^6$	$11.4 \cdot 10^{11}$	1478	1022	+1.37	-0.95
	$1009 \cdot 10^6$	$11.4 \cdot 10^{11}$	1478	1022	+1.31	-0.90
	$819 \cdot 10^6$	$11.4 \cdot 10^{11}$	1478	1022	+1.06	-0.73
					-13.83	-7.23
verkeer	$6189 \cdot 10^6$	$11.4 \cdot 10^{11}$	1478	1022	+8.05	-5.55
				totaal	-5.78	-12.78

TWEEDE LIGGER						
Soort belasting	moment [Nmm]	traagheidsmoment [mm ⁴]	z_o [mm]	z_b [mm]	σ_o [N/mm ²]	σ_b [N/mm ²]
eigen gewicht	6467*10 ⁶	7.966*10 ¹¹	1498	1002	+12.16	-8.13
voorspanning	12639*10 ⁶	7.966*10 ¹¹	1498	1002	-23.77	+15.90
					-9.42	-9.42
					-21.03	-1.65
rustend I	1204*10 ⁶	9.31*10 ¹¹	1314	1186	+1.70	-1.53
	2480*10 ⁶	9.31*10 ¹¹	1314	1186	+3.50	-3.16
					-15.83	-6.34
rustend II	541*10 ⁶	13.02*10 ¹¹	1599	901	+0.66	-0.37
	1209*10 ⁶	13.02*10 ¹¹	1599	901	+1.48	-0.84
	1057*10 ⁶	13.02*10 ¹¹	1599	901	+2.30	-0.73
	923*10 ⁶	13.02*10 ¹¹	1599	901	+1.13	-0.64
					-10.26	-8.92
verkeer	5533*10 ⁶	13.02*10 ¹¹	1599	901	+6.80	-3.83
				totaal	-3.46	-12.75

3.1.2 Conclusie:

Uit voorgaande tabel blijkt dat de optredende buigspanningen in de tussenligger maatgevend zijn ten opzichte van die in de randliggers. De grotere waarde voor de verkeersbelasting samen met het wat grotere traagheidsmoment van de tussenligger in vergelijking met de randligger blijkt niet op te wegen tegen de grotere waarde voor de rustende belasting op de tussenligger. Alhoewel in geen van de liggers in de bruikbaarheidsgrenstoestand trekspanningen optreden zijn de drukspanningen aan de onderzijde van de tussenliggers bij maximale belasting het kleinst.

De uitkomst van deze berekening wijkt af van hetgeen eigenlijk te verwachten was. Uit een oude berekening, uitgevoerd aan de hand van de VOSB '63 bleek namelijk dat er sprake was van lichte trek aan de onderzijde van de randliggers. Aangezien vroeger ten tijde van het ontwerp van de brug gerekend werd met belastingen volgens de VOSB '63 zou je namelijk verwachten dat bij een berekening met de belastingen volgens de VBB '95, die voor wat betreft de gelijkmatig verdeelde verkeersbelasting en de plaatsing van de laststelsels, zwaarder zijn, problemen ontstaan met de optredende spanningen.

Het feit dat, ondanks de zwaardere belasting toch aan de eis, dat er in de bruikbaarheidsgrenstoestand geen trekspanningen in het beton mogen voorkomen, wordt voldaan heeft een aantal verklaringen.

- Het traagheidsmoment, waarmee vroeger gerekend werd, hield geen rekening met het feit dat de aanwezige voorspanning een grotere E-modulus heeft en dus een groter traagheidsmoment van de totale doorsnede met zich meebrengt. Bovendien komt door de hogere E-modulus van het staal (dat zich onderin de doorsnede bevindt) de neutrale lijn lager te liggen. Een grotere I en een kleinere z_o resulteren dus in geringere trekspanningen aan de onderzijde van de doorsnede.
$$\sigma_o = \frac{M * z_o}{I}$$
Uit de uitdraaien van het programma DBET (bijlage B) is aangegeven wat hiervan de gevolgen zijn op het in rekening te brengen weerstandsmoment W_o . Dit weerstandsmoment is door dit effect ongeveer 23% groter dan het geval de doorsnede volledig van beton zou zijn en de voorspanning dus niet werd meegenomen. Volledigheidshalve dient echter nog wel opgemerkt te worden dat voor de randliggers in de oude berekening hetzelfde weerstandsmoment als voor de tussenliggers in rekening wordt gebracht. Dit weerstandsmoment is echter nog steeds kleiner dan het weerstandsmoment van de doorsnede waarin het staal is meegenomen.
- Bij de oorspronkelijke ontwerpberekening is geen rekening gehouden met de belastingcoëfficiënt (=0.88). Deze coëfficiënt brengt de steeds geringer wordende waarschijnlijkheid, dat de constructie maximaal wordt belast, naarmate de brug langer wordt, in rekening. Door het verwaarlozen van deze coëfficiënt zijn de mobiele belastingen en dus de bijbehorende spanningen groter.
- De in de oude berekening in rekening gebrachte voorspankracht is gemiddeld iets lager (verliezen zijn wat kleiner) dan de in deze berekening gehanteerde werkvoorspankracht).
- Een vierde verschil tussen de oude berekening en de hier uitgevoerde berekening is de verdeling van het totale moment over de vijf liggers. In de oude berekening is het totale moment gelijkmatig verdeeld over de vijf liggers en dus kreeg iedere liggers 20% van het totale moment. In de huidige berekening is rekening gehouden met het feit dat de randbalk een geringere stijfheid heeft en dus minder belasting zal dragen (slechts 18% in plaats van 20% van de totale belasting). De tussenliggers gaan dus wat meer belasting dragen. De dwarsverdelingscoëfficiënten zijn echter zodanig dat de randliggers door de mobiele belasting zwaarder worden belast dan de tussenliggers. Samenvattend komt het er op neer dat de totale belasting (rustend en mobiel) beter gespreid wordt en dat de capaciteit van zowel de randliggers als de tussenliggers beter benut wordt.
- Tot slot zit er nog een verschil in de rustende belastingen. Zo worden de buitenste randliggers in werkelijkheid maar belast door twee aansluitende tussenwarsdragers in de oude berekening is voor alle liggers, dus ook de randliggers, de belasting door vier aansluitende tussendwarsdragers in rekening gebracht. De randligger wordt bovendien slechts belast door een tussengestort dek in plaats van twee.

Bovengenoemde afwijkingen in de berekeningswijze hebben ertoe geleid dat in de huidige berekening geringere spanningen berekend worden en dat de tweede langsligger (in plaats van de randligger) maatgevend is ondanks het feit dat de verkeersbelasting op deze liggers geringer is dan op de randliggers.

3.2 Uiterste grenstoestand VBB'95

Om te voldoen aan de bezwijkveiligheid moeten de liggers voldoen aan een drietal eisen. Ten eerste moet het uiterst opneembaar moment groter zijn dan het scheurmoment. Indien het scheurmoment namelijk groter zou zijn dan het uiterst opneembare moment zou de constructie bij scheurvorming direct bezwijken aangezien de aanwezige wapening de weggevallen betonkracht niet kan opnemen. Een tweede eis is dat het in de doorsnede aanwezige staal moet vloeien voordat de betondrukzone bezwijkt. Om aan deze tweede eis te voldoen is een eis gesteld aan de maximale hoogte van de betondrukzone. Tot slot dient de rekenwaarde van het moment natuurlijk kleiner te zijn dan het maximaal opneembare moment.

3.2.1 Resultaten berekening tussenligger

Scheurmoment tussenligger : $M_r = 6895 \text{ kNm}$

Hoogte betondrukzone: $x_u = 300 \text{ mm}$ ($x_{u,\max} = 1099 \text{ mm}$)

Uiterst opneembaar moment tussenligger: $M_{u;\text{tussenligger}} = 24629 \text{ kNm}$

Rekenwaarde van het moment in de tussenligger: $M_{d;\text{randligger}} = 15805 \text{ kNm}$

3.2.2 Resultaten berekening randligger

Scheurmoment tussenligger : $M_r = 7347 \text{ kNm}$

Hoogte betondrukzone: $x_u = 700 \text{ mm}$ ($x_{u,\max} = 1099 \text{ mm}$)

Uiterst opneembaar moment tussenligger: $M_{u;\text{randligger}} = 23097 \text{ kNm}$

Rekenwaarde van het moment in de tussenligger: $M_{d;\text{randligger}} = 14878 \text{ kNm}$

3.2.3 Conclusie

Uit bovenstaande resultaten kan dus geconcludeerd worden dat zowel de randliggers als de tussenliggers voor wat betreft de buigende momenten in uiterste grenstoestand voldoet aan de gestelde eisen.

3.3 Bruikbaarheidsgrenstoestand Eurocode

Nadat zowel de bruikbaarheidsgrenstoestand als de uiterste grenstoestand aan de hand van belastingen uit de VBB'95 is getoetst zal nu bekeken worden wat voor gevolgen de belastingen uit de toekomstige Eurocode voor de hier beschouwde liggers hebben.

3.4 Spanningen in de bruikbaarheidsgrenstoestand

De spanningen in de uiterste vezels van zowel de randligger als de tweede ligger zijn nu nog eens berekend maar nu aan de hand van de belastingen zoals die omschreven staan in belastingmodel 1 van de Eurocode.

RANDLIGGER						
Soort belasting	moment [Nmm]	traagheidsmoment [mm ⁴]	z_o [mm]	z_b [mm]	σ_o [N/mm ²]	σ_b [N/mm ²]
eigen gewicht	6467*10 ⁶	7.966*10 ¹¹	1498	1002	+12.16	-8.13
voorspanning	-12639*10 ⁶	7.966*10 ¹¹	1498	1002	-23.77	+15.90
					-9.42	-9.42
					-21.03	-1.65
rustend I	782*10 ⁶	9.31*10 ¹¹	1314	1186	+1.10	-1.00
	1240*10 ⁶	9.31*10 ¹¹	1314	1186	+1.75	-1.58
					-18.18	-4.23
rustend II	473*10 ⁶	11.4*10 ¹¹	1478	1022	+0.61	-0.42
	1057*10 ⁶	11.4*10 ¹¹	1478	1022	+1.37	-0.95
	1009*10 ⁶	11.4*10 ¹¹	1478	1022	+1.31	-0.90
	819*10 ⁶	11.4*10 ¹¹	1478	1022	+1.06	-0.73
					-13.83	-7.23
verkeer	8401*10 ⁶	11.4*10 ¹¹	1478	1022	+10.89	-7.53
				totaal	-2.94	-14.76

TWEEDE LIGGER						
Soort belasting	moment [Nmm]	traagheidsmoment [mm ⁴]	z_o [mm]	z_b [mm]	σ_o [N/mm ²]	σ_b [N/mm ²]
eigen gewicht	6467*10 ⁶	7.966*10 ¹¹	1498	1002	+12.16	-8.13
voorspanning	12639*10 ⁶	7.966*10 ¹¹	1498	1002	-23.77	+15.90
					-9.42	-9.42
					-21.03	-1.65
rustend I	1204*10 ⁶	9.31*10 ¹¹	1314	1186	+1.70	-1.53
	2480*10 ⁶	9.31*10 ¹¹	1314	1186	+3.50	-3.16
					-15.83	-6.34
rustend II	541*10 ⁶	13.02*10 ¹¹	1599	901	+0.66	-0.37
	1209*10 ⁶	13.02*10 ¹¹	1599	901	+1.48	-0.84
	1057*10 ⁶	13.02*10 ¹¹	1599	901	+2.30	-0.73
	923*10 ⁶	13.02*10 ¹¹	1599	901	+1.13	-0.64
					-10.26	-8.92
verkeer	7482*10 ⁶	13.02*10 ¹¹	1599	901	+9.19	-5.18
				totaal	-1.07	-14.1

3.4.1 Conclusie

Ook bij belastingen volgens de Eurocode voldoen de liggers in de bruikbaarheidsgrenstoestand (spanningen in de uiterste vezel zijn ten alle tijden negatief (=druk). De tweede ligger is nog steeds maatgevend, maar door de zwaardere verkeersbelasting is de drukspanning in de uiterste vezel wel teruggelopen van 3.46 naar 1.07 N/mm².

3.5 Uiterste grenstoestand Eurocode

Aangezien ook hier gerekend wordt met eisen zoals die in de VBC'95 gesteld worden geldt ook nu weer dat de hoogte van de betondrukzone kleiner moet zijn dan $x_{u,max}$, dat het scheurmoment kleiner moet zijn dan het uiterst opneembaar moment en dat de rekenwaarde van het moment kleiner moet zijn dan het uiterst opneembare moment.

Aangezien aan de doorsnede grootheden niets is veranderd zullen het scheurmoment, het uiterst opneembaar moment en de hoogte van de betondrukzone ook niet veranderen.

3.5.1 Randligger

Rekenwaarde van het moment: $M_{d;randligger} = 14696 kNm$

Uiterst opneembaar moment: $M_{u;randligger} = 23097 kNm$

3.5.2 Tussenligger

Rekenwaarde van het moment: $M_{d;ligger2} = 16201 kNm$

Uiterst opneembaar moment: $M_{u;tussenligger} = 24629 kNm$

3.5.3 Conclusie

Er is niet of nauwelijks sprake van een toename van de rekenwaarde van het moment ten opzichte van de VBB '95. De verhoging van de verkeersbelasting deed dit echter wel vermoeden. Dat dit vermoeden niet bevestigd wordt wordt veroorzaakt door het feit dat de belastingfactor voor permanente belasting verlaagt is van 1.5 naar 1.35. Het grote verschil is echter dat tegenwoordig (VBB'95) de toename van de verkeersintensiteit en de daardoor mogelijkerwijs een te lage geschematiseerde verkeersbelasting wordt gecompenseerd door een hogere belastingfactor voor de permanente belasting om op die manier toch voldoende veiligheid in rekening te brengen. In de toekomstige Eurocode zal de toename van de werkelijke verkeersbelasting ook daadwerkelijk in rekening gebracht worden door een groter geschematiseerde belasting.

In het geval het eigen gewicht en de rustende belasting een nog groter deel van de totale belasting zouden uitmaken zou de rekenwaarde van het moment volgens de Eurocode zelfs kleiner kunnen zijn dan de rekenwaarde van dit moment volgens de VBB '95.

4. DWARSKRACHT

4.1 Belastingen

De belasting op de liggers wordt gevormd door eigen gewicht, rustende belasting, verkeersbelasting en voorspanbelasting.

In tegenstelling tot de RVB'62-'67 schrijft de VBC'95 voor dat de toetsing van de dwarskracht moet plaatsvinden in de uiterste grenstoestand met betrekking tot bezwijken. De belastingfactoren in de uiterste grenstoestand bedragen voor zowel de permanente als de veranderlijke belasting 1.5 in plaats van 1.0. De voorspanbelasting heeft daarentegen een belastingfactor van 1.0.

De voorspankracht heeft door zijn gekromde verloop een gunstige invloed op de aanwezige voorspankracht aangezien het gekromde verloop een opwaarts gerichte belasting op de liggers uitoefent. De verticale component van de ankerkracht zorgt weer voor evenwicht met deze opwaarts gerichte lijnlast.

4.2 Spreiding van de belasting

Halverwege de overspanning wordt de belasting, die werkzaam is op de samengestelde doorsnede, over de verschillende liggers verdeeld volgens de K-factoren van Guyon Massonet. Ter plaatse van de oplegging zijn de liggers star/ondersteund waardoor een spreiding van de belasting over de verschillende liggers niet meer mogelijk is en iedere ligger zijn eigen deel, evenredig met de breedte van de bovenflens, draagt.

Voor een schatting van de mate van belastingspreiding over de volledige lengte van de overspanning zal gebruik gemaakt worden van de benadering van Cement en Concrete Association. Uit deze benadering volgt dat de gemiddelde spreiding over de volledige lengte van de overspanning gelijk is aan 75% van de spreiding in de doorsnede halverwege de overspanning.

De dwarskracht veroorzaakt door de laststelsels is maximaal indien dit laststelsel zich zo dicht mogelijk bij deze doorsnede bevindt aangezien de spreiding dan minimaal is. Aangezien de, voor dwarskracht, maatgevende doorsnede zich dicht bij de oplegging bevindt zal voor de spreiding van het laststelsel de theorie van Guyon Massonet niet geldig zijn. Aangenomen wordt dat de belasting ten gevolge van de puntlasten uit het laststelsel onder een hoek van 45 graden met de as van de brug gespreid worden.

4.3 Maatgevende doorsnede

Op korte afstand van de oplegging kan de dwarskracht via een drukdiagonaal in het beton rechtstreeks afgevoerd worden naar de oplegging. De minimale helling van deze drukdiagonaal bedraagt 30 graden. Voorwaarden voor het afvoeren van de dwarskracht via zo'n drukdiagonaal:

- trekband voldoende sterk
- drukdiagonaal voldoende sterk

De druk in de drukdiagonaal heeft een verticale en een horizontale component. De verticale component wordt direct in de oplegging gevoerd. De trekband onderin de doorsnede moet evenwicht maken met de horizontale component van de spanning in de drukdiagonaal. Vanzelfsprekend moet de spanning in de drukdiagonaal ten alle tijden kleiner zijn dan de druksterkte van het beton in deze diagonaal.

Naarmate voor het vormen van de trekband meer voorspankabels in rekening worden gebracht stijgt de opneembare kracht. Een nadeel van het in rekening brengen van een groot aantal voorspankabels is dat de nuttige hoogte van de doorsnede en dus de afstand waarover de drukdiagonaal gevormd kan worden hiermee kleiner wordt. Er zal dus een optimum gezocht moeten worden tussen de nuttige hoogte en de leverbare trekband.

In het gebied waar de dwarskracht via een drukdiagonaal afgevoerd kan worden bevindt zich de grootste waarde van de schuifspanning op 2.4 meter afstand van de oplegging. Zoals reeds eerder vermeld neemt de dwarskracht toe naarmate de afstand tot de oplegging kleiner wordt. Het lijf van de ligger heeft ter plaatse van de oplegging een dikte van 600 mm terwijl deze dikte afneemt tot 200 mm op een afstand van 2.4 meter van de oplegging. De dwarskracht is over deze 2.4 meter weliswaar iets afgenomen maar dit weegt niet op tegen de afgenomen breedte van het lijf van de liggers.

Uit de berekening van de benodigde trekband bleek dat twee 100 tons voorspankabels in staat zijn om de benodigde trekband te leveren. De lengte waarover nu een drukdiagonaal gevormd kan worden bedraagt nu 3.67 meter. Indien de afstand dus groter is dan 3.67 meter zal de dwarskracht in de vorm van een schuifspanning in het beton opgenomen moeten worden. Een tweede mogelijk maatgevende doorsnede bevindt zich dus op 3.67 meter afstand van de oplegging.

4.4 Controle schuifspanningen volgens VBB'95

4.4.1 Doorsnede op 2.4 meter van de oplegging

Op een afstand van 2.4 meter van de oplegging zal gecontroleerd moeten worden of de druksterkte van het beton in de drukdiagonaal niet wordt overschreden.

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{2073 \cdot 10^3}{165 \cdot (2500 - 365)} = 5.88 \text{ N / mm}^2$$

De in rekening te brengen breedte van de doorsnede is de breedte van het lijf verminderd met de helft van de diameter van het voorspankanaal (in geval de kanalen geïnjecteerd zijn)

$$\tau_2 = 0.2 f'_b k_n k_\theta = 0.2 \cdot 23.8 \cdot k_n$$

$$k_n = \frac{5}{3} \left(1 - \frac{\sigma'_{bmd}}{f'_b} \right) \leq 1.0$$

Gemiddelde drukspanning: $\sigma'_{bmd} = \frac{F_{pw}}{A_b} = \frac{8 \cdot 1116 \cdot (1286 - 130 - 134)}{1.024 \cdot 10^6} = 8.911 \text{ N / mm}^2$

$$k_n = \frac{5}{3} \left(1 - \frac{\sigma'_{bmd}}{f'_b} \right) = \frac{5}{3} \left(1 - \frac{8.911}{23.8} \right) = 1.04 \rightarrow k_n = 1.0$$

$$\tau_{\max} = 2 \cdot \tau_2 = 0.4 \cdot 23.8 \cdot 1.0 = 9.52 \text{ N / mm}^2 > 5.88 \text{ N / mm}^2$$

De rekenwaarde van de schuifspanning is dus kleiner dan de maximaal toegestane schuifspanning en dus voldoet de ligger voor wat betreft dwarskracht over de eerste 3.67 meter vanaf de oplegging.

De VBC'95 gaat uit van een doorsnede waarin beugels aanwezig zijn. Deze beugels oefenen een aanhechtingskracht in de vorm van een trekkracht loodrecht op de drukdiagonaal uit. Vanwege deze trekkracht loodrecht op de drukdiagonaal mag niet meer met de één-assige druksterkte gerekend worden. De in maximaal in rekening te brengen drukspanning bedraagt nu $0.5 \cdot f'_b$. Aangezien in de hier beschouwde doorsnede geen beugelwapening aanwezig is is het gerechtvaardigd om met de een-assige druksterkte van f'_b te rekenen. De maximale waarde van de schuifspanning mag dus tweemaal de waarde τ_2 bedragen.

4.4.2 Doorsnede op 3.67 meter van de oplegging

Vanaf een afstand van 3.67 meter van de oplegging is het niet meer mogelijk de belasting via een drukdiagonaal naar de oplegging af te voeren. De doorsnede op 3.67 meter zal dus getoetst moeten worden aan de hand van de maximaal optredende hoofdtrekspanningen. Deze hoofdtrekspanningen mogen nergens in de doorsnede de treksterkte f_b overschrijden.

Het bezwijkmechanisme bij overschrijding van deze hoofdtrekspanningen wordt afschuiftrekbreuk genoemd.

Toets volgens VBC'95: $\tau_d \leq \tau_1$

$$\tau_1 = \frac{I}{dS} \sqrt{f_b^2 + f_b \sigma'_{bmd}}$$

$$I = 8.526 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$d = h = 2500 \text{ mm}$$

Aangezien bij afschuiftrekbreuk de vakwerkanalogie, zoals die bij afschuifbuigbreuk geldt, niet van toepassing is en er dus geen trekband onderin de doorsnede vereist is zal de nuttige hoogte gelijk aan de totale hoogte van de doorsnede genomen worden.

$$S = (600 * 300) * 1300 + (200 * 1150) * 575 + (2 * \frac{1}{2} * 200 * 360) * 1030 = 4.404 * 10^8 \text{ mm}^3$$

$$f_b = \frac{f_{b,rep}}{\gamma_m} = \frac{0.7(1.05 + 0.05 f'_{ck})}{1.4} = \frac{0.7(1.05 + 0.05 * 39.7)}{1.4} = \frac{2.125}{1.4} = 1.518 \text{ N / mm}^2$$

Gemiddelde drukspanning:

$$\sigma'_{bmd} = \frac{F_{pw}}{A_b} = \frac{8 * 1116 * (1286 - 130 - 134) + 2 * 462 * (1148 - 130 - 103)}{1.024 * 10^6} = 9.74 \text{ N / mm}^2$$

$$\tau_1 = \frac{8.526 * 10^{11}}{2500 * 4.404 * 10^8} \sqrt{1.518^2 + 1.518 * 9.74} = 3.20 \text{ N / mm}^2$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = 4.34 \text{ N / mm}^2 \quad (\text{incl extra asfaltbelasting})$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{bd} = 4.13 \text{ N / mm}^2 \quad (\text{excl extra asfaltbelasting})$$

De rekenwaarde van de schuifspanning blijkt dus groter te zijn dan de maximaal opneembare schuifspanning. Ook indien door nader onderzoek zou blijken dat de asfaltdikte inderdaad een gemiddelde dikte van 6.8 cm heeft, en dus de belasting door extra asfalt niet meegenomen wordt, is de schuifspanning nog steeds te hoog.

In bovenstaande berekening is uitgegaan van afschuiftrekbreuk in plaats van afschuifbuigbreuk. Met deze verhoogde waarde voor de opneembare schuifspanning mag alleen gerekend worden indien de buigtrekspanningen in de doorsnede nergens hoger zijn dan $0.25 f_{br}$.

$$\sigma_{bo} = -\frac{F_{pw}}{A_b} + \frac{M * z_o}{I} - \frac{F_{pw} * e * z_o}{I} = -9.74 + \frac{7667 * 10^6 * 1378}{8.526 * 10^{11}} - \frac{9974 * 10^3 * 636 * 1378}{8.526 * 10^{11}}$$

$$\sigma_{bo} = -9.74 + 12.39 - 10.25 = -7.6 N / mm^2$$

De aanname dat de buigtrekspanningen kleiner dan $0.25 f_{br}$ zijn blijkt dus juist te zijn.

4.5 Conclusie

Uit bovenstaande berekening is gebleken dat de doorsnede op 3.67 meter van de oplegging niet voldoet. De oorzaak hiervan is dat ten tijde van het ontwerp van de constructie de dwarskracht in de bruikbaarheidsgrenstoestand gecontroleerd werd. Tegenwoordig schrijft de VBC'95 voor dat de dwarskracht in de uiterste grenstoestand met betrekking tot bezwijken gecontroleerd moet worden. Dit betekent dat de belastingfactoren voor de ongunstig werkende permanente en veranderlijke belasting verhoogt worden van 1.0 naar 1.5 terwijl de belastingfactor van de gunstig werkende voorspanbelasting gelijk blijft aan 1.0.

Door het invoeren van zowel belastingfactoren als materiaalfactoren wordt het veiligheidsniveau van de constructie bepaald.

Uit een analyse van deze belasting- en materiaalfactoren is gebleken dat voor wat betreft bezwijken op dwarskracht volgens het afschuiftrekmechanisme een veiligheid van 1.83 is ingebouwd.

Indien de extra belasting door asfalt wordt meegenomen bedraagt de werkelijke veiligheid door het hogere belastingniveau slechts: 1.34

In het geval de extra asfaltbelasting niet wordt meegenomen bedraagt de veiligheidsfactor: 1.40

Het gedeelte van de schuifspanning dat voor rekening van de voorspankabels komt bedraagt hier 63%. De overige 37% zal in de vorm van trekspanningen in het beton moeten worden opgenomen.

4.6 Controle schuifspanningen volgens Eurocode

Uit het voorgaande is reeds gebleken dat de maatgevende doorsnede zich op 3.67 meter afstand van de oplegging bevindt.

Deze doorsnede zal dus ook nu weer, maar dan aan de hand van de belastingen volgens belastingmodel 1 van de Eurocode, gecontroleerd worden voor wat betreft de maximaal opneembare schuifspanningen.

De belastingen volgens belastingmodel 1 uit de Eurocode zijn zwaarder dan die volgens de VBB'95. Bovendien zijn deze belastingen veel meer geconcentreerd hetgeen bij het bepalen van de maatgevende dwarskracht een groter invloed heeft dan bij het bepalen van het maximale moment.

Tegenover deze verzwaring van de representatieve waarden van de verkeersbelasting staat dat de in rekening te brengen belastingfactoren voor eigen gewicht, rustende belasting en verkeersbelasting teruggebracht zijn van 1.5 naar 1.35.

4.6.1 Rekenwaarden van de schuifspanningen

Maatgevende dwarskracht in tweede ligger:

$$\text{Inclusief extra asfalt: } V_d = 2215 \text{ kN} \rightarrow \tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{2215 \cdot 10^3}{165 \cdot 2500} = 5.37 \text{ N / mm}^2$$

$$\text{Exclusief extra asfalt: } V_d = 2133 \text{ kN} \rightarrow \tau_d = \frac{V_d}{bd} = \frac{2133 \cdot 10^3}{165 \cdot 2500} = 5.17 \text{ N / mm}^2$$

Uit een berekening volgens de VBB '95 volgde voor de rekenwaarden van de schuifspanningen de volgende waarde:

$$\text{incl. extra asfalt: } \tau_d = 4.34 \text{ N / mm}^2$$

$$\text{excl. Extra asfalt: } \tau_d = 4.17 \text{ N / mm}^2$$

4.6.2 Conclusie

De maatgevende schuifspanningen berekend aan de hand van belastingen uit de Eurocode zijn dus ongeveer 1 N/mm^2 hoger dan de berekende schuifspanningen aan de hand van de belastingen uit de VBB'95.

Enerzijds zijn de belastingfactoren, in de Eurocode, verlaagd van 1.5 naar in 1.35. Het effect hiervan op de schuifspanning blijkt echter niet op te wegen tegen de verzwaarde verkeersbelasting en de geringere spreiding hiervan.

Uit bovenstaande kan dus geconcludeerd worden dat constructies met een hoog eigen gewicht volgens de Eurocode een lager rekenwaarde van de dwarskracht hebben dan volgens de VBB. Voor slanke constructies met een relatief laag eigen gewicht (zoals ook hier het geval is) is de toename van verkeersbelasting van grotere betekenis dan de afname van de belastingfactoren.

5. VERMOEIING VAN HET RIJDEK

Vanwege het feit dat het dek, gezien de overspanning van 3.625 meter met een dikte van 20 cm, vrij slank is zou dit dek wel eens gevoelig voor vermoeiing kunnen zijn.

De huidige prefab liggerviaducten waren zeer gevoelig voor vermoeiing van het rijdek. Tegenwoordig wordt om deze reden een druklaag van 21 in plaats van 16 cm gestort.

Teneinde een vermoeiingsberekening uit te kunnen voeren dient de momenten verdeling in het dek bekend te zijn. Aangezien het berekenen van deze plaatmomenten middels een handberekening nauwelijks mogelijk is zal gebruik gemaakt worden van isolijnen. Deze isolijnen geven voor een drietal doorsneden de momenten ten gevolge van een puntlast die zich op een willekeurige positie bevindt.

Deze methode met de isolijnen gaat uit van een aan beide zijden ingeklemde plaat. Ter plaatse van de dwarsdragers zal deze aanname van een volledige inklemming wel juist zijn echter halverwege tussen twee dwarsdragers zal de langsligger iets torderen ten gevolge van een asymmetrische belasting waardoor het steunpuntmoment iets af zal nemen en het veldmoment iets toe zal nemen. Aangezien, zoals later blijkt, de doorsnede ter plaatse van de inklemming maatgevend is zal deze aanname tot een veilige bovengrens leiden.

5.1 Controle UGT met betrekking tot vermoeiing

Uit de toetsing van vermoeiing van het rijdek is gebleken dat de doorsnede ter plaatse van de inklemming (= hart van de langsligger) maatgevend is.

$$\sigma'_{b;d;\min} = -\frac{F_{pw}}{A_b} - \frac{M_{eg+rust} * z}{I_{xx}} = -\frac{1.5 * 371 * 10^3}{1.97 * 10^5} - \frac{7.95 * 10^6 * 100}{6.401 * 10^8} = -2.82 - 1.24 = -4.06 N / mm^2$$

5.1.1 1 aslast

$$\sigma'_{b;d;\max} = -\frac{F_{pw}}{A_b} - \frac{M_{eg+rust} * z}{I_{xx}} - \frac{M_{last;\max} * z}{I_{xx}} = -\frac{1.5 * 371 * 10^3}{1.97 * 10^5} - \frac{7.95 * 10^6 * 100}{6.401 * 10^8} - \frac{25.4 * 10^6 * 100}{6.401 * 10^8}$$

$$\sigma'_{b;d;\max} = -2.82 - 1.24 - 3.97 = -8.03 N / mm^2$$

$$R = \frac{\sigma'_{b;d;\min}}{\sigma'_{b;d;\max}} = \frac{4.06}{8.03} = 0.506$$

Het aantal wisselingen van de referentiebelasting bij een aslast bedraagt $3 * 10^8$
Toets:

$$f'_{b;u;v}(3 * 10^8) = \left(1 - 0.1 * 1.0 * \sqrt{1 - 0.506} * \log(3 * 10^8)\right) * 24.69 = 0.404 * 24.69 = 9.98 N / mm^2$$

$f'_{b;u;v} \geq \sigma'_{b;d;\max}$ in het geval van 1 aslast voldoet de doorsnede ter plaatse van de inklemming dus qua vermoeiing.

5.1.2 2 aslasten

$$\sigma'_{b;d;\min} = -\frac{F_{pw}}{A_b} - \frac{M_{eg+rust} * z}{I_{xx}} - \frac{M_{last;\max} * z}{I_{xx}} = -\frac{1.5 * 371 * 10^3}{1.97 * 10^5} - \frac{7.95 * 10^6 * 100}{6.401 * 10^8} - \frac{32.5 * 10^6 * 100}{6.401 * 10^8}$$

$$\sigma'_{b;d;\max} = -2.82 - 1.24 - 5.08 = -9.14 \text{ N / mm}^2$$

$$R = \frac{\sigma'_{b;d;\min}}{\sigma'_{b;d;\max}} = \frac{4.06}{9.14} = 0.444$$

Het aantal wisselingen van de referentiebelasting bij een aslast bedraagt $1 * 10^8$
Toets:

$$f'_{b;u;v}(1 * 10^8) = (1 - 0.1 * 1.0 * \sqrt{1 - 0.444 * \log(10^8)}) * 24.69 = 0.403 * 24.69 = 9.96 \text{ N / mm}^2$$

$f'_{b;u;v} \geq \sigma'_{b;d;\max}$ ook in het geval van 2 aslasten voldoet de doorsnede ter plaatse van de inklemming dus qua vermoeiing.

5.2 CONCLUSIE

Uit het bovenstaande kan dus geconcludeerd worden dat het tussengestorte dek geen problemen zal geven voor wat betreft vermoeiing.

De aanwezige voorspanning in de vorm van 3 40 tons kabels over twee strekkende meter rijdek zorgt ervoor dat er ten alle tijden druk in het beton aanwezig is.

Bovendien zijn de spanningen ten gevolge van de laststelsels relatief klein ten opzichte van de spanningen door de voorspanning, het eigen gewicht en de rustende belasting hetgeen betekent dat de spanningsrimpel (R) klein is en dus de belasting door vermoeiing ook gering is.

Zoals reeds eerder vermeld is, om rekentechnische redenen, uitgegaan van een volledige inklemming ter plaatse van het hart van de langsliggers. Ter plaatse van de dwarsdragers is deze aanname juist echter halverwege deze dwarsdragers zal deze inklemming, door de beperkte torsiestijfheid van de langsliggers, niet 100% zijn.

Indien er enige torsie van de langsligger zal plaatsvinden zal het inklemmingsmoment iets afnemen en zal het veldmoment wat toenemen. Bovendien zal een moment in een naast gelegen veld voor een opbuigend moment kunnen zorgen.

Voor de spanningen ten gevolge van het eigen gewicht, de rustende belasting en de voorspanning is de mate van inklemming niet belangrijk aangezien deze belasting over meerdere velden doorloopt.

De maatgevende doorsnede is de doorsnede ter plaatse van de inklemming. Het berekende maximale inklemmingsmoment ten gevolge van het laststelsel is door de aangenomen volledige inklemming groter dan in werkelijkheid en dus zal de doorsnede in werkelijkheid minder zwaar belast worden dan hier aangenomen. Hier komt nog bij dat de doorsnede over de eerste 30 cm van het hart van de ligger een veel grotere hoogte heeft en ter plaatse van de maatgevende doorsnede het moment dus al iets is afgenomen.

De vermoeiingseis ter plaatse van de voegovergang (0.2 l) en het veldmidden voldoet ruimschoots en heeft dus nog de nodige overcapaciteit.

6. PARAMETERSTUDIE

In dit hoofdstuk zal per berekend onderdeel de van belang zijnde eigenschappen van de hier berekende constructie kort besproken worden. Aan de hand hiervan kan dan aangegeven worden welke soortgelijke constructies meer of minder kritisch zijn.

6.1 Buigende momenten in de langsliggers

De hier berekende liggers hebben geen enkel probleem met het opnemen van buigende momenten. De factoren die zorgen voor deze relatief grote momentcapaciteit zijn:

- grote hoogte van de liggers
- grote hoeveelheid voorspankabels met een grote excentriciteit in de middendoorsnede
- statisch bepaalde liggers
- zeer stijf in dwarsrichting door hoge tussendwarsdragers

De hoogte van de liggers is voor wat betreft de momentencapaciteit veel belangrijker dan de breedte hiervan. De momentcapaciteit is lineair evenredig met het weerstandsmoment van de ligger. De hoogte van de ligger heeft een tweede macht in dit weerstandsmoment. Indien de hoogte van de liggers wordt gehalveerd dienen dus viermaal zoveel liggers (bij gelijkblijvende breedte) of liggers met een viermaal zo grote breedte (bij gelijkblijvend aantal liggers).

De voorspankabels in het beton zorgen zowel voor een centrische drukkracht in het beton als voor een moment veroorzaakt door de excentriciteit van deze kabels.

Indien gebruik zo worden gemaakt van voorspanning in de vorm van voorgerekt staal is het niet meer mogelijk een optimaal gebruik te maken van de voorspanning. Een optimaal verloop van de kabels is namelijk een excentriciteit van nul ter plaatse van de oplegging waar het moment gelijk aan nul is en een maximale excentriciteit ter plaatse van het veldmidden waar het moment maximaal is.

Voorgespannen constructies waarbij gebruik gemaakt is van voorgerekt staal zullen dus een wat geringere momentcapaciteit hebben dan constructies vervaardigd met nagerekt staal.

Een derde factor die de momentcapaciteit gunstig beïnvloedt is de statische bepaaldheid van de constructie. Door deze statische bepaaldheid zijn de momenten ter plaatse van de oplegging gelijk aan nul en bevindt zich halverwege de overspanning een maximaal veldmoment. Indien de liggers over meerdere steunpunten door zouden lopen zou het maximale moment wel iets afnemen (de momentensom blijft immers gelijk) echter de vorm van de doorsnede moet zodanig zijn dat zowel aan de boven of onderzijde van de constructie voldoende beton voor het opnemen van een drukkracht aanwezig is. Bovendien is de hoekverdraaiing in de voorspankabels veel groter waardoor de werkkraft door de grotere wrijvingsverliezen kleiner is.

Een laatste factor die bijdraagt tot de momentcapaciteit is de stijfheid in dwarsrichting. Indien er geen tussendwarsdragers toegepast worden zal de constructie veel minder spreidend vermogen hebben waardoor grotere piekmomenten optreden. Voor de VBB'95 is dit effect alleen merkbaar voor wat betreft de belasting door de laststelsels aangezien de som van de verdeelde mobiele belasting, het eigen gewicht en de rustende belasting een over de gehele breedte van de constructie constante waarde heeft. Bij de belastingen uit de Eurocode is het effect van de dwarsspreiding nog veel groter aangezien de verdeelde mobiele belasting zich dan ook sterk geconcentreerd op een rijstrook bevindt.

6.2 Dwarskracht in de langsliggers

De dwarskracht in de langsliggers blijkt niet te voldoen aan de in de VBC'95 gestelde eisen. Hieronder zullen de factoren die bepalend zijn voor de dwarskrachtcapaciteit genoemd worden:

- breedte van het lijf van de liggers
- hoogte van de liggers
- dwarskrachtwapening
- voorspankabels

Een zeer belangrijke doorsnede grootte is de breedte van het lijf van de constructie. De ten gevolge van de dwarskracht optredende schuifspanningen zijn namelijk recht evenredig met de breedte van het lijf van de liggers. De in rekening te brengen dikte van het lijf van de liggers is de werkelijke breedte verminderd met de helft van de diameter van het voorspankanaal dat zich in dit lijf bevindt.

Constructies waarvan het lijf een wat grotere dikte heeft zullen dus veel minder snel kritiek zijn voor wat betreft de dwarskracht.

De hoogte van de liggers is ook, zij het in veel mindere mate dan de breedte, bepalend voor de opneembare dwarskracht. Naarmate de nuttige hoogte van de liggers hoger is zal de belasting over een groter lengte rechtstreeks via een drukdiagonaal naar de oplegging afgevoerd kunnen worden en bevindt de maatgevende doorsnede zich op groter afstand van de oplegging (kleinere dwarskracht).

De aanwezigheid van dwarskrachtwapening kan de dwarskrachtcapaciteit eveneens vergroten. Hierbij dient opgemerkt te worden dat wil een beugelwapening zin hebben de schuifspanning nergens in de doorsnede groter mag zijn dan τ_2 . In de hier beschouwde doorsnede zou de aanwezigheid van beugels dus geen oplossing van het probleem zijn.

Een zeer belangrijke factor is de aanwezigheid en het verloop van de voorspankabels. Deze voorspankabels moeten ervoor zorgen dat de buigtrekspanningen kleiner zijn dan $0.25 f_{br}$ zodat gerekend mag worden met het mechanisme van afschuiftrekbreek hetgeen voor de opneembare schuifspanning een veel hogere waarde oplevert dan het mechanisme van afschuifbuigbreek. Bovendien is de voorspanning nodig voor het leveren van de trekband. Hoe lager deze trekband zich in de doorsnede bevindt hoe groter de nuttige hoogte en hoe groter de opneembare dwarskracht.

Dus indien een aantal voorspankabels ter plaatse van de oplegging rechtdoor zouden lopen in plaats van omhoog te buigen zou de dwarskrachtcapaciteit vergroot kunnen worden.

6.3 Vermoeiing van het rijdek

De hier berekende constructie bleek niet gevoelig te zijn voor vermoeiing
Factoren die van invloed zijn op het vermoeiingsgedrag van het rijdek zijn:

- voorspankracht
- dikte en overspanning van het dek

De gevoeligheid voor vermoeiing van het dek is sterk afhankelijk van de spanning in dit dek. Hierbij is zowel het maximale spanningsniveau als het minimale spanningsniveau van belang. Het coëfficiënt van deze twee bepaald de zogenaamde spanningsrimpel. Naarmate het verschil tussen minimale en maximale spanning groter worden zal de vermoeiingssterkte kleiner worden. De voorspankracht zorgt ervoor dat de spanningsrimpel, door een constante drukkracht, wordt verkleind. Een kleiner belastingsrimpel resulteert in een gunstiger vermoeiingsgedrag. Bovendien zorgt deze voorspankracht ervoor dat er zich geen trekspanningen in het beton voordoen zodat het staal nauwelijks wordt belast en dus ook niet op vermoeiing getoetst hoeft te worden.

Tegenwoordig wordt de druklaag van prefab liggerviaducten niet voorgespannen waardoor deze veel gevoeliger zijn voor vermoeiing.

De dikte van het dek bepaald de optredende spanningen ten gevolge van de aanwezige belasting. Een tweemaal zo grote dikte zorgt voor een afname in de spanningen (bij gelijke belasting) met een factor vier. Een groter dikte zorgt er net als een grotere overspanning voor dat de belasting door eigen gewicht en rustende belasting een groter aandeel gaan vormen in de totale belasting. De belastingsrimpel wordt hiermee dus verkleind zodat de gevoeligheid voor vermoeiing afneemt.

7. LITERATUURLIJST

- J. van Zutphen, Compendium van het voorgespannen beton, 1970
- Ir.J. Brakel, diktaat betonnen bruggen deel 1 t/m 3, okt 1997
- Prof.dr.ir.J.C. Walraven / ir.J.C. Galjaard, Voorgespannen beton, 1997
- CUR Rapport n° 55, rechte balkbruggen, 1972
- Diktaat Bijlage berekeningen (Hogeschool Midden-Brabant), jan 1992
- G. Fisseha, constructief gedrag van bestaande plaatbruggen (afstudeerwerk), nov 1998
- W.A. Gellweiler, Constructief gedrag bestaande bruggen - vermoeiing betonnen bruggen-afstudeerwerk, sept 1999
- Bestek + tekeningen Brug over Beneden-Merwede te Papendrecht, 1964

Voorschriften

- N.N.I. , Voorschriften voor het Ontwerpen van Stalen Bruggen, VOSB 1963 (NEN1008)
- N.N.I. , Gewapend- BetonVoorschriften, GBV 1962 (NEN 1009)
- STUVO, Richtlijnen voor Voorgespannen Beton, RVB 1962
- STUVO, Richtlijnen voor Voorgespannen Beton, RVB 1967
- N.N.I. , Belastingen en vervormingen, TGB 1990 (NEN 6702)
- N.N.I. , Voorschriften Beton TGB 1990 (constructieve eisen en rekenmethoden VBC 1995), (NEN 6720)
- N.N.I. , Voorschriften beton. Bruggen (constructieve eisen en rekenmethoden), VBB 1995 (NEN 6723)
- N.N.I. , Eurocode 1: Ontwerpgrondslagen en belastingen op constructies, Deel 1: Ontwerpgrondslagen, NVN-ENV 1991-1
- N.N.I. , Eurocode 1: Ontwerpgrondslagen en belastingen op constructies, Deel 3: Verkeersbelastingen op bruggen NVN-ENV 1991-3
- N.N.I. , Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies, Deel 2: Betonnen Bruggen, NVN-ENV 1992-2