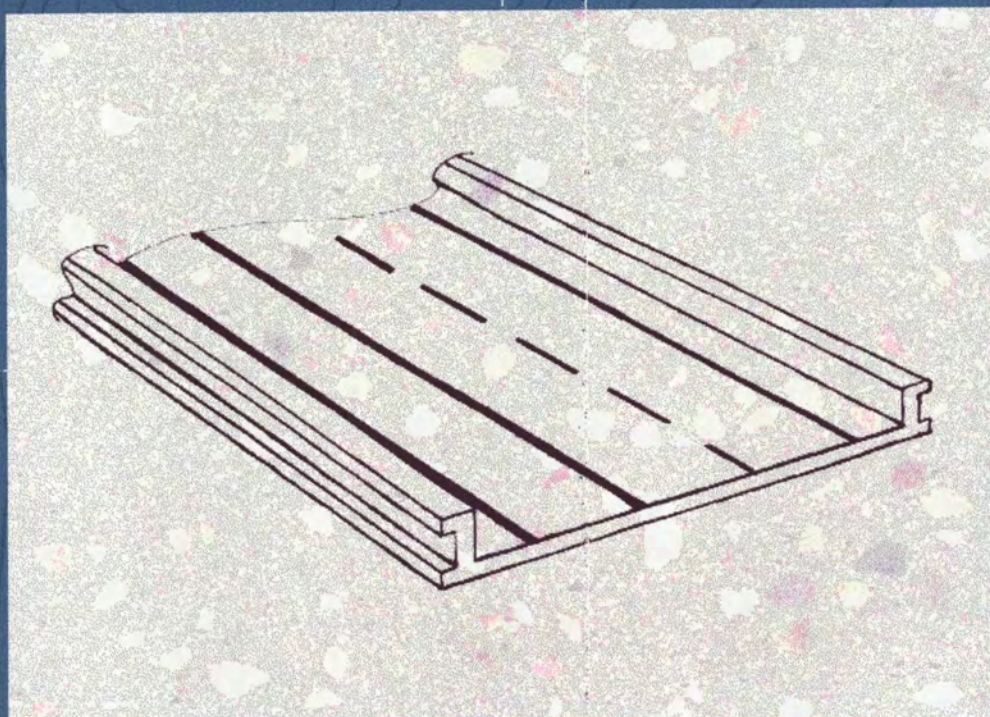


# ZEER HOGE STERKTE BETON IN DE BRUGGENBOUW

---



J.T.S. VERVOORT  
TILBURG, MEI 2002

---



Ministerie van Verkeer en Waterstaat  
Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat  
Bouwdienst Rijkswaterstaat  
DIO

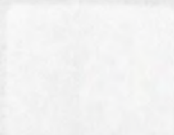


**TU Delft**

Delft University of Technology



25000





## ZEER HOGE STERKTE BETON IN DE BRUGGENBOUW

J.T.S. Vervoort  
mei 2002

BIBLIOTHEEK BOUWDIENST RIJKSWATERSTAAT

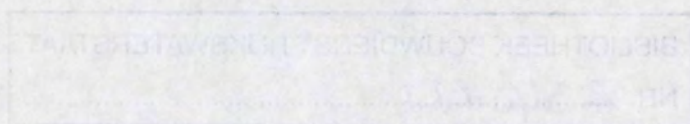
NR. *Z 3421 BDU*

*Afstudeercommissie:*  
Prof. dr. ir. J.C. Walraven  
Dr. ir. C. van der Veen  
Ing. N. Kaptijn (Bouwdienst Rijkswaterstaat)  
Ir. J.M.J. Spijkers

**TU Delft**  
Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen  
Sectie Betonconstructies  
Postbus 5048  
2600 GA Delft

**Bouwdienst Rijkswaterstaat**  
Hoofdafdeling Droge Infrastructuur  
Afdeling Ontwikkeling technieken  
Postbus 1286  
5004 BG Tilburg







## Voorwoord

Dit eindverslag bevat de resultaten van mijn afstudeeronderzoek getiteld: "Zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw" en is tot stand gekomen in het kader van mijn afstuderen bij de sectie Betonconstructies van de afstudeerrichting Mechanica, Materialen en Constructies van de Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen aan de TU Delft.

Nog voor ik begon met afstuderen had ik een idee over het soort onderwerp waar ik op wilde afstuderen: een ontwerpopdracht met betonnen bruggen, waarin ik creativiteit met economische belangen kon combineren. Dit was mogelijk door te kijken naar toepassingsmogelijkheden van zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw.

Voor het uiteindelijke resultaat wil ik graag enkele mensen bedanken voor hun adviezen en hulp. In het bijzonder mijn dagelijkse begeleider van de Bouwdienst Rijkswaterstaat dhr. Kaptijn en mijn vaste begeleider van de TU Delft dhr. Van der Veen. Verder gaat ook mijn dank uit naar de Bouwdienst Rijkswaterstaat voor het beschikbaar stellen van alle faciliteiten en Hurks Beton B.V. voor het congres over zeer hoge sterkte beton in Zuid-Frankrijk.

Tilburg, mei 2002

J.T.S. Vervoort







## Samenvatting

De laatste jaren staat zeer hoge sterkte beton (ZHSB) meer en meer in de belangstelling, zeker toen halverwege de jaren '90 duidelijk werd dat de ontwikkeling van hoge sterkte beton niet zou stoppen bij sterktes tot rond de  $100 \text{ N/mm}^2$ . Naast de sterkte heeft het beton meer gunstige eigenschappen, zoals een grote dichtheid en de goede verwerkbaarheid. Toch wordt dit materiaal tot op heden vrijwel niet in grote projecten toegepast. De oorzaken zijn te herleiden op de hoge kosten die aan dit product verbonden zijn, gebrek aan rekenregels en gebrek aan ervaring / referenties.

Omdat de praktische kennis van productie en verwerking van ZHSB in Nederland voorhanden zijn is dit voor de Bouwdienst Rijkswaterstaat reden om te kijken naar de toepassingsmogelijkheden in de civiele bouw. In dit onderzoek is gekeken naar de mogelijkheden van ZHSB bij de bouw van vaste bruggen en hoe dit beton een concurrerend alternatief kan vormen voor de huidige toegepaste materialen.

Tot nu toe zijn drie bruggen gerealiseerd met ZHSB, een voetgangersbrug over de rivier Magog te Sherbrooke (Canada) en twee verkeersbruggen in Bourg-lès-Valence (Frankrijk). Voor deze bruggen geldt dat de liggerelementen in de fabriek zijn geproduceerd. Ook voor eerdere studies naar bepaalde vormen, zoals een holle plaatligger, een kokerbalk en een kokerprofiel, wordt uitgegaan van prefab liggerelementen, waarschijnlijk omdat niet zeker is of ter plaatse gestort beton over dezelfde eigenschappen bezit als in de prefabricage het geval is. Een concurrerend alternatief voor de huidige materialen zal daarom gezocht worden in geprefabriceerde brugliggers.

Daarvoor zijn drie voorontwerpen opgesteld te weten de in Nederland meest toegepaste liggers voor verkeersbruggen: de omgekeerde T- en de kokerligger, verder lijkt ook een trogbrug geschikt voor prefabricage in segmenten. Voor ieder alternatief zijn drie varianten ontwikkeld. Zo worden de liggerelementen in de praktijk uitsluitend met voorspanning geleverd, maar door verbeterde materiaaleigenschappen van ZHSB ten opzichte van gewoon beton zijn zeer fijne wapeningsnetten ook een mogelijkheid. De andere twee liggervarianten zijn opgesteld om een zo slank en licht mogelijke ligger te vinden en is onderzocht in hoeverre de bestaande liggers 'geknepen' kunnen worden als zij in ZHSB uitgevoerd worden. Voor het derde alternatief de trogbrug is afgetast wat de meest ideale slankheid van de hoofdligger is in dit soort beton.

Wanneer de varianten met elkaar worden vergeleken zijn de twee belangrijkste conclusies die hieruit kunnen worden getrokken dat ZHSB in de bruggenbouw het meest optimaal wordt benut bij een overspanningslengte van 35 meter. Verder is het zo dat wanneer de brugliggers erg licht zijn en een smalle onderflens hebben de vermoeiingsdruksterkte van het beton aan de onderzijde de bezwijkreden is.

Vervolgens is een casestudie opgesteld voor een brug die geschikt is voor de zwaarste verkeersklasse over een 2\*3 strooks autosnelweg: de meest voorkomende brug met een overspanning die in de buurt komt van 35 meter. Dit komt neer op een brug met twee velden van ongeveer 28 meter per veld. Als hier het voorkeursontwerp voor wordt bepaald met behulp van een multicriteria-analyse en ook een gevoeligheidsanalyse plaatsvindt, blijkt dat een trogbrug de best mogelijke oplossing is. Dit komt door het zeer lage rijdek wat er voor zorgt dat veel minder grond nodig is voor de zandlichamen die de grootste kostenpost vormen voor een dergelijk viaduct.



Een trogbrug kan worden gerealiseerd met einddwarsdragers of zonder einddwarsdragers. Wanneer einddwarsdragers toegepast worden heeft dit als voordeel dat het rijdek binnen de dwarsdoorsnede van de constructie zich meer gedraagt als een ingeklemde ligger dan als een scharnierende ligger, wat voordelen biedt in het dunner dimensioneren van het rijdek.

Het voorkeursontwerp kan op een tweetal wijzen geprefabriceerd worden. Zo kan de brug opgedeeld worden in segmenten om vervolgens op een ondersteuningsconstructie aan elkaar te spannen, maar ook kunnen hoofdligger en rijdek gescheiden van elkaar geproduceerd worden om ze daarna tegen elkaar te spannen. Op basis van fabricage en montage heeft de laatstgenoemde methode de voorkeur.

Vervolgens is het de vraag waar de aansluiting tussen hoofdligger en rijdek kan plaatsvinden. Moet dit gebeuren bij het momentennulpunt of juist direct aan de rand van de hoofdligger? Wanneer ook hier gelet wordt op de fabricage en montage komt naar voren dat de aansluiting direct naast de hoofdligger de beste oplossing is.

Het uiteindelijke resultaat is een trogbrug met holle rijdeksegmenten die een hoogte hebben van 310 mm. De bovenste flens van deze segmenten, de rijvloer, heeft een minimale dikte van 50 mm en een maximale dikte van 70 mm.

Voor zowel de hoofdliggers als de rijdekelementen is voor de realisatie geen wapening nodig.



# Inhoudsopgave

<b>VOORWOORD.....</b>	<b>III</b>
<b>SAMENVATTING.....</b>	<b>V</b>
<b>INHOUDSOPGAVE.....</b>	<b>VII</b>
<b>1 INLEIDING OP DE PROBLEMATIEK .....</b>	<b>1</b>
1.1 ZEER HOGE STERKTE BETON IN DE BRUGGENBOUW .....	1
1.2 PROBLEEMANALYSE .....	2
1.3 PROBLEEMSTELLING .....	2
1.4 DOELSTELLING .....	2
1.5 DOEL EN WERKWIJZE .....	3
1.6 LEESWIJZER .....	3
<b>2 ZEER HOGE STERKTE BETON.....</b>	<b>5</b>
2.1 WAT IS ZEER HOGE STERKTE BETON? .....	5
2.2 BESCHIKBARE PRODUCTEN .....	8
2.2.1 Producten en hun toepassing .....	8
2.2.2 Karakteristieken van de producten.....	9
2.3 TOEPASSINGEN EN STUDIES VAN ZHSB IN DE BRUGGENBOUW .....	10
2.3.1 Toepassingen in de bruggenbouw.....	10
2.3.2 Studies naar ontwerpen in zeer hoge sterkte beton .....	12
<b>3 VOORONTWERPEN VAN BRUGGEN .....</b>	<b>15</b>
3.1 GESTELDE EISEN AAN DE VOORONTWERPEN .....	15
3.1.1 Randvoorwaarden.....	15
3.1.2 Uitgangspunten .....	17
3.1.3 Aannamen.....	18
3.1.4 Rekenwaarden zeer hoge sterkte beton .....	18
3.2 OMGEKEERDE T-BALKEN MET DRUKLAAG.....	20
3.2.1 Variant 1a: Omgekeerde T met betonstaalwapening .....	21
3.2.2 Variant 1b: Omgekeerde T met voorspanwapening.....	23
3.2.3 Variant 1c: Omgekeerde T niet groter dan B65-ligger .....	24
3.3 KOKERLIGGER.....	26
3.3.1 Variant 2a: Kokerligger met betonstaalwapening .....	27
3.3.2 Variant 2b: Kokerligger met voorspanwapening .....	28
3.3.3 Variant 2c: Kokerligger niet groter dan B65-ligger .....	29
3.4 TROGBRUG.....	31
3.4.1 Variant 3a: Hoofdligger met L/h is gelijk aan 12.5 .....	32
3.4.2 Variant 3b: Hoofdligger met L/h is gelijk aan 20 .....	33
3.4.3 Variant 3c: Hoofdligger met constante liggerhoogte.....	34
3.5 EVALUATIE .....	35
3.5.1 Onderlinge resultaten.....	35
3.5.2 Doorontwikkeling van de alternatieven.....	38
3.5.3 Casestudie .....	39



<b>4</b>	<b>AFWEGING VAN DE ONTWERPEN .....</b>	<b>41</b>
4.1	CRITERIA VOOR DE ONTWERPEN .....	41
4.2	TOETSING AAN DE CRITERIA .....	42
4.3	TOEKENNEN VAN GEWICHTEN.....	43
4.4	BEPALEN VAN HET VOORKEURSONTWERP.....	45
4.5	GEVOELIGHEIDSANALYSE .....	45
<b>5</b>	<b>DEFINITIEF ONTWERP TROGBRUG .....</b>	<b>49</b>
5.1	TOEGEPASTE REKENMETHODE .....	49
5.1.1	<i>Methode inclusief rijdek .....</i>	<i>49</i>
5.1.2	<i>Methode exclusief rijdek.....</i>	<i>51</i>
5.2	UITVOERINGSMETHODEN .....	52
5.3	RIJDEK .....	55
5.3.1	<i>Aansluiting rijdek – hoofdligger.....</i>	<i>55</i>
5.3.2	<i>Ontwerp rijvloer .....</i>	<i>57</i>
5.3.3	<i>Ontwerp rijdek.....</i>	<i>59</i>
5.4	EINDDWARSDRAGER EN HOOFDLIGGER.....	64
5.4.1	<i>Stijfheid van de trogbrug.....</i>	<i>64</i>
5.4.2	<i>Ontwerp einddwarsdrager.....</i>	<i>66</i>
5.4.3	<i>Ontwerp hoofdligger .....</i>	<i>69</i>
5.4.4	<i>Aansluiting hoofdligger – einddwarsdrager.....</i>	<i>72</i>
<b>6</b>	<b>CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN.....</b>	<b>73</b>
6.1	CONCLUSIES.....	73
6.2	AANBEVELINGEN .....	74
	<b>LITERATUUR .....</b>	<b>75</b>
	<b>BIJLAGEN .....</b>	<b>79</b>
A	VOORBEELDBEREKENINGEN .....	81
A-1	<i>Voorbeeld omgekeerde T met druklaag.....</i>	<i>83</i>
A-2	<i>Aanvulling voor kokerligger.....</i>	<i>97</i>
A-3	<i>Aanvulling voor trogbrug.....</i>	<i>105</i>
B	RESULTATEN ALTERNATIEVEN.....	117
B-1	<i>Variant 1a.....</i>	<i>119</i>
B-2	<i>Variant 1b.....</i>	<i>123</i>
B-3	<i>Variant 1c.....</i>	<i>127</i>
B-4	<i>Variant 2a.....</i>	<i>131</i>
B-5	<i>Variant 2b.....</i>	<i>135</i>
B-6	<i>Variant 2c.....</i>	<i>139</i>
B-7	<i>Variant 3a.....</i>	<i>143</i>
B-8	<i>Variant 3b.....</i>	<i>147</i>
B-9	<i>Variant 3c.....</i>	<i>151</i>
C	GRAFIEKEN SAMENGEVOEGDE RESULTATEN.....	155
C-1	<i>Slankheid .....</i>	<i>157</i>
C-2	<i>Eigen gewicht .....</i>	<i>159</i>
C-3	<i>Betonverbruik.....</i>	<i>161</i>
D	AANVULLING BEREKENING VOOR DO.....	163



## 1 Inleiding op de problematiek

Als eerste komen een korte introductie en de probleemanalyse van zeer hoge sterkte beton aan bod. Daarna volgen de probleem- en doelstelling van dit afstudeerrapport is en wat de gevolgde werkwijze is. De opbouw van dit rapport is te vinden in de afsluitende paragraaf.

### 1.1 Zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw

De laatste jaren staat zeer hoge sterkte beton (ZHSB) meer en meer in de belangstelling<sup>1</sup>, zeker toen halverwege de jaren '90 duidelijk werd dat de ontwikkeling van hoge sterkte beton niet zou stoppen bij sterktes tot rond de 100 N/mm<sup>2</sup>. Wanneer de sterkteklasse van beton groter is dan 150 N/mm<sup>2</sup> wordt gesproken van zeer hoge sterkte beton. Voor zeer hoge sterkte beton bestaan er geen Nederlandse Normen (NEN) voor de berekening van constructies. Voor hoge sterkte beton is in 1994 een aanbeveling uitgebracht door het Civieltechnisch Centrum voor Uitvoering Research en Regelgeving (CUR). Deze CUR-aanbeveling nummer 37 voorziet in de technische regelgeving voor het ontwerpen en uitvoeren van betonconstructies tot en met sterkteklasse, van 105 N/mm<sup>2</sup>, oftewel B105.

Ondanks de vele gunstige eigenschappen die op dit moment van zeer hoge sterkte beton bekend zijn, zijn tot op heden vrij weinig grote projecten gerealiseerd met behulp van dit soort beton. De oorzaken hiervan zijn te vinden in de hoge kosten die aan dit product verbonden zijn, gebrek aan rekenregels en gebrek aan ervaring / referenties, waardoor dit beton nog niet concurrerend is met beton van een lagere sterkteklasse.

Tot op heden zijn een tweetal overspanningen met behulp van beton met een sterkte van 200 N/mm<sup>2</sup> (B200) gerealiseerd. Dit is ten eerste de voetgangersbrug over de rivier Magog te Sherbrooke (Canada) en ten tweede zijn de koeltorens van de kerncentrale te Cattenom (Frankrijk) gebouwd met geprefabriceerde zeer hoge sterkte beton-liggers. Op dit moment wordt een brug met geprefabriceerde liggers, in Bourg-lès-Valence (Frankrijk) met B200 gerealiseerd.

Verder zijn de laatste 10 jaar al wel duizenden m<sup>2</sup> industrievloeren in Nederland aangelegd door gebruik te maken van zeer hoge sterkte beton en wordt dit beton ook toegepast voor de kluizenbouw.

Omdat de praktische kennis van productie en verwerking in Nederland voorhanden is, was dit voor de Bouwdienst Rijkswaterstaat reden om te kijken naar de toepassingsmogelijkheden van zeer hoge sterkte beton in de civiele bouw. In het recente verleden zijn al enkele (afstudeer-)onderzoeken uitgevoerd naar toepassingsmogelijkheden van zeer hoge sterkte beton.

Zo is gekeken naar verbredingen van viaducten met een aantal liggers van zeer hoge sterkte beton, die zo licht zijn ontworpen dat een bestaand viaduct verbreed kan worden zonder dat de fundering substantieel aangepast hoeft te worden.

Een tweede studie is uitgevoerd naar het ontwerp van een ophaalbrug in beton. Bij stalen beweegbare bruggen zijn de onderhoudskosten bijna even groot als de realisatiekosten. Het (zeer) hoge sterkte beton heeft als voordeel dat weinig onderhoud nodig is.

Een derde onderzoek is uitgevoerd naar B200 betonnen schuiven voor de Stormvloedkering Oosterschelde. Momenteel moet de conserverende verflaag op de stalen schuiven waarmee de kering gesloten kan worden na 15 jaar vervangen worden. Onderzocht is of de bestaande schuiven kunnen worden vervangen door een relatief lichte betonconstructie met weinig onderhoud.

In dit afstudeerrapport zal worden onderzocht of ZHSB in de bruggenbouw in de praktijk kan worden toegepast wanneer gelet wordt op de economie van de constructie. Gekeken zal worden of bruggen met een overspanningslengte van 15 tot 60 meter concurrerend kunnen zijn met de hedendaagse toegepaste betonsterkteklassen.

---

<sup>1</sup> Toekomstige ontwikkelingen – zeer hoge sterkte beton; N. Kaptijn; september 2000



## 1.2 Probleemanalyse

Tot op heden wordt zeer weinig gebruik gemaakt van zeer hoge sterkte beton in de betonbouw in het algemeen en toepassing van dit materiaal in de bruggenbouw in het bijzonder is nog minder. Slechts één brug met zeer hoge sterkte beton is gerealiseerd: de al eerder genoemde voetgangersbrug in Sherbrooke (Canada). Een tweede project dat binnenkort zal worden voltooid, zijn twee bruggen in Bourg-lès-Valence (Frankrijk). Voor deze viaducten zijn de liggers in Nederland geproduceerd.

Voor beide projecten geldt dat ze gesubsidieerd zijn met overheids gelden en niet zijn gekozen omwille van de prijs-kwaliteitverhouding. Het is de vraag of zeer hoge sterkte beton in de nabije toekomst zonder overheids gelden in de bruggenbouw zal worden toegepast.

Zolang bij zeer weinig projecten gebruikt wordt gemaakt van een materiaal dat zelden wordt gebruikt, zal die angst voor dat product in de praktijk moeten worden weggenomen. Pas wanneer blijkt dat het materiaal zich bewezen heeft kan dit de doorslag om meer gebruik te maken van een relatief nieuw product.

Wil men daarom in de nabije toekomst meer gebruik van zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw laten maken, dan zal onderzocht moeten worden hoe dit materiaal het beste kan worden toegepast. Door bijvoorbeeld gebruik te maken van zeer hoge sterkte beton kan niet alleen de bovenbouw slanker uitgevoerd worden of de constructiehoogte verkleind worden, maar kan ook de onderbouw anders uitgevoerd worden omdat de totale constructie lichter is. Ook op de fundering kunnen kosten worden bespaard. Omdat de constructiehoogte bij ZHSB lager wordt, is minder grond voor de opritten nodig om de gewenste hoogte te bereiken.

## 1.3 Probleemstelling

In vergelijking met gewoon beton is zeer hoge sterkte beton een erg kostbaar materiaal, bij toepassing in de praktijk zullen de (gunstige) materiaaleigenschappen dan ook zo goed mogelijk benut moeten worden.

De probleemstelling van dit onderzoek sluit hierop aan:

*Hoe kan zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw toegepast worden om een economisch concurrerend alternatief te vormen voor de huidige toegepaste materialen in de bruggenbouw?*

## 1.4 Doelstelling

Bij het afstudeeronderzoek zal getracht worden antwoord te vinden op de eerder vermelde probleemstelling.

De doelstelling van het rapport luidt:

*Het maken van een ontwerp en de constructieve uitwerking van een brug in zeer hoge sterkte beton, waarbij de materiaaleigenschappen van dit beton maximaal worden benut en wat daarbij kan leiden tot een grotere toepassing van dit materiaal in de bruggenbouw.*



### **1.5 Doel en werkwijze**

Doel van het afstudeerrapport is inzicht te geven en te krijgen in de theoretische en praktische toepassingsmogelijkheden van zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw.

Om dit te kunnen realiseren is als eerste een werkplan opgesteld met daarin onderzoeksvragen en een opzet om te komen tot de toepassingsmogelijkheden. Vervolgens is achtergrond gezocht bij het onderwerp, onder andere naar het materiaal, de producenten, reeds gebouwde ZHSB-bruggen en gemaakte studies naar andere ZHSB bruggen. Met behulp van deze informatie is het ontwerpgebied afgebakend, zijn de voorontwerpen opgesteld en worden de ontwerpen met behulp van een spreadsheet bij de gestelde overspanningsrange doorgerekend. Verder komt aan bod wat de meest geschikte overspanningslengte voor zeer hoge sterkte beton is bij de opgestelde voorontwerpen. Met behulp van een multicriteria-analyse vindt de afweging van het voorkeursontwerp plaats en dit ontwerp is in een casestudie verder uitgewerkt.



Figuur 1-1 ZHSB brugligger

### **1.6 Leeswijzer**

In hoofdstuk 2 wordt dieper ingegaan op zeer hoge sterkte beton zelf, de producten en hun toepassingen. Ook komen eerder gemaakte studies en ontwerpen op het gebied van zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw hierin aan bod. De gemaakte voorontwerpen volgen in het hoofdstuk 3, waarna in hoofdstuk 4 het voorkeursontwerp wordt bepaald. In hoofdstuk 5 volgt de verdere uitwerking van dit ontwerp. Tenslotte worden in hoofdstuk 6 conclusies getrokken en aanbevelingen gedaan op basis van het uitgevoerde onderzoek.







## 2 Zeer hoge sterkte beton

In dit hoofdstuk komt de inventarisatie naar zeer hoge sterkte beton aan de orde. Veel informatie over zeer hoge sterkte beton is verzameld in de afstudeerwerken van Gisela van Blokland<sup>2</sup> en van Rob Vergoossen<sup>3</sup>. Hier zal daarom niet uitgebreid aandacht worden besteed aan de daar te vinden informatie, maar zullen slechts enkele gegevens uit deze studies vermeld worden. Meer zal de nadruk worden gelegd op de producten die op dit moment op de markt zijn en wat daarvan de eigenschappen en toepassingen zijn, voor zover daar enige gegevens over bekend zijn. Ook worden gemaakte studies en ontwerpen van zeer hoge sterkte beton bekeken.

### 2.1 Wat is zeer hoge sterkte beton?

Zeer hoge sterkte beton heeft een aantal eigenschappen die interessant kunnen zijn voor toepassingen in de praktijk en waarbij met ontwerpen met behulp van dit materiaal zoveel mogelijk rekening zal moeten worden gehouden, gelet op de kosten van dit beton:

- de zeer hoge sterkte  
*Dankzij de hoge sterkte kan zeer licht en slank worden gebouwd. Verder kunnen geprefabriceerde onderdelen makkelijker worden gehanteerd omdat ze lichter zijn, of kunnen juist grotere elementen worden gefabriceerd dan die gemaakt zijn met normale sterkte beton en een even grote massa hebben.*
- de zeer grote dichtheid  
*Onderhoudswerkzaamheden zijn minder nodig, omdat de dichtheid zo groot is dat zelfs agressieve materialen niet in het beton kunnen doordringen. Dit beton is dus een zeer duurzaam product.*
- de verwerkingseigenschappen  
*Het beton is zo samengesteld dat verdichting niet of nauwelijks nodig is. Door het toevoegen van staalvezels in het beton is wapening niet nodig.*
- de grote slijtvastheid  
*dankzij de opeengepakte structuur slijt het materiaal bijna niet*

Op dit moment houden twee bedrijven op deze wereld zich actief bezig met de ontwikkeling van zeer hoge sterkte beton. Ten eerste gebeurt dit al vanaf begin jaren zeventig bij het Deense Aalborg Portland. En ten tweede houdt het Franse Bouyques zich vanaf de jaren tachtig hiermee bezig.

#### **Aalborg Portland<sup>4</sup>**

In het begin van de jaren tachtig maken H.H. Bache en L. Hjorth, beiden werkzaam bij het Deense Aalborg Portland, voor het eerst melding van de Densified Systems containing ultra fine Particles (DSP) - mortels. De ontwikkeling van dit zeer hoge sterkte beton had tot doel het reduceren van de doorlatendheid (porositeit) van de cementlijm om zodoende een duurzamer beton te krijgen.

Normaal grindbeton bestaat uit een mengsel van water, cement, zand en grind. Het water reageert met het cement tot cementmortel en met de toeslagmaterialen zand en grind tot betonmortel. Na het verharden van deze mortel wordt van beton gesproken. In beton blijven door de grotere verschillen in afmetingen van het cement, zand en grind openingen achter.

Na de ontwikkeling van (super-)plastificeers (een middel om beton vloeibaarder, plastischer, te maken) in de jaren '70 en het toepassen van zeer fijne deeltjes als microsilica is het mogelijk de structuur van beton te wijzigen. Een hoge dosering superplastificeerder en een zeer lage water/cement - factor in combinatie met soort cement, de kwaliteit en fijnheid van de microsilica en een verbeterde afstemming van deze materialen bepaalt de homogene verdeling en de uiteindelijke dichtheid van de betonmortel.

---

<sup>2</sup> Verbreding van viaducten in beton van reactief poeder; G. van Blokland; Tilburg, september 1997

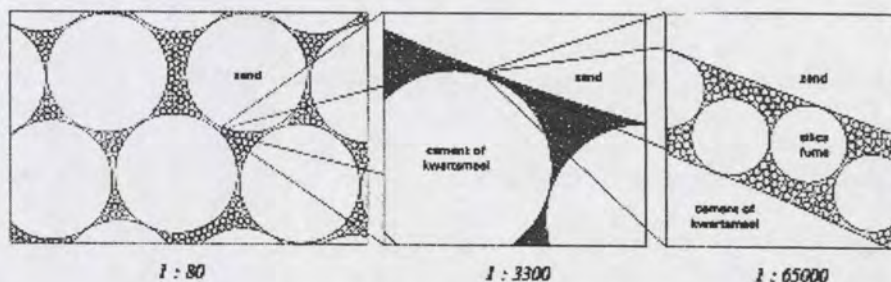
<sup>3</sup> Ontwerp van een ophaalbrug in (zeer) hoge sterkte beton; R.P.H. Vergoossen; Delft, december 1999

<sup>4</sup> Zeer Hoge Sterkte / High Performance mortels voor reparatie en voor zeer dunne overlagingen; P. Buitelaar; maart 2001



De op de DSP-technologie gebaseerde mortels kenmerken zich door een zeer hoge drukvastheid, slijtvastheid en een extreem hoge dichtheid. Dit wordt bereikt door een zeer dichte opeenpakking van fijn gemalen cementdeeltjes en fijne vulstoffen die met een geringe hoeveelheid (water/bindmiddel - factor van 0,13 - 0,22) aanmaakwater en toeslagmateriaal vermengd worden tot species in verschillende consistentiegebieden (vloeibaarheidsklassen).

Dit systeem maakt gebruik van grote hoeveelheden superplastificeerder en silica fume om er voor te zorgen dat een grote dicht gepakte cement pasta kan worden. Tevens zorgt dit voor een hogere sterkte en een betere verwerkbaarheid.



Figuur 2-1 Korrelgrootteverdeling in ZHSB

### Bouygues

In het begin van de jaren negentig wordt in Frankrijk door de onderzoeksafdeling van de Franse aannemer Bouygues, onder leiding van Pierre Richard melding gemaakt van het Béton de Poudres Réactives (BPR). Dit zogenaamde reactief poeder beton kan zeer hoge sterktes bereiken mede dankzij de toevoeging van stalen vezels in het beton. Druksterktes kunnen oplopen tot 200 N/mm<sup>2</sup> op industriële basis en 800 N/mm<sup>2</sup> in het laboratorium.

Aan de ontwikkeling en productie van dit zeer hoge sterkte beton liggen een viertal basisprincipes ten grondslag:

- de homogeniteit verbeteren door het weglaten van grove toeslagmaterialen
- minder holle ruimtes in het beton door verbeteren van de pakkingdichtheid door optimalisatie van het toeslagmateriaalmengsel
- het verbeteren van de microstructuur
- het vergroten van de taaigheid (ductiliteit) door toevoeging van staalvezels

### Aanbieders

Op dit moment zijn er een aantal aanbieders van zeer hoge sterkte beton op de markt. Hieronder staan ze vermeld met de productnaam en door welk bedrijf dit beton geproduceerd wordt.

Product	Bedrijf
BSI <sup>1</sup>	Hurks Beton
Ductal	Bouygues
Secutec	Contec
CRC <sup>2</sup> , Densit	Aalborg Portland

<sup>1</sup> Béton Spécial Industriel

<sup>2</sup> Compact Reinforced Composite

Van deze producten zijn Secutec, CRC en Densit gebaseerd op de DSP-mortels, terwijl BSI en Ductal gebruik maken van de kennis omtrent BPR.

### Samenstelling

Ieder soort ZHSB heeft zijn eigen samenstelling. Dat wil zeggen uit welke materialen is het beton opgebouwd en in welke hoeveelheden is het aanwezig in één kubieke meter en hoe verhouden de verschillende producten zich tot elkaar. In de onderstaande tabel is een overzicht te vinden.



Inhoud [kg/m <sup>3</sup> ]	BSI	Ductal	Secutec	CRC
cement	1074	710	---	940
eigen bindmiddel	---	---	790	---
silica fume	163	230	---	---
granulaat	1032	---	---	---
kwarts poeder	---	210	---	---
zand	---	1020	---	1190
bauxiet	---	---	1811	---
staalvezels	234	160	230	475
superplastificeerder	39	13	---	---
water	197	140	148	150

--- = niet aanwezig

Tabel 2-1 Samenstelling soorten ZHSB

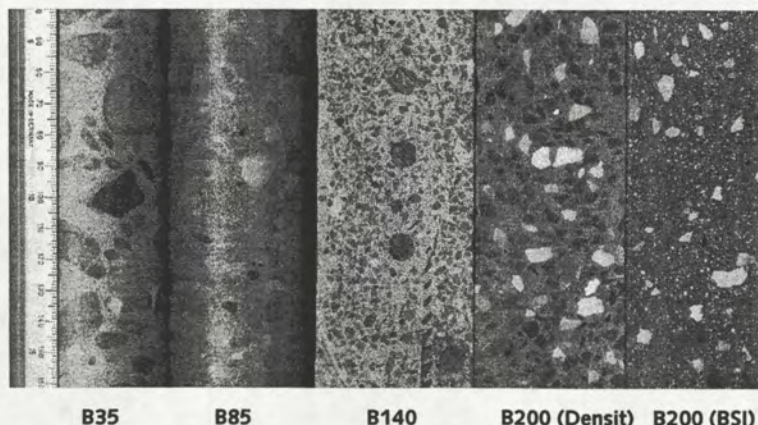
Maar wat is de verhouding van de samenstelling van ZHSB ten opzichte van andere betonsterkteklassen? In de onderstaande tabel is een overzicht gegeven van een gemiddelde ZHSB – samenstelling ten opzichte van B45 en B85.

Inhoud [kg/m <sup>3</sup> ]	B45	B85	B200
cement	360	475	950
silicafume	---	25	235
zand	790	785	995
grind	1110	960	---
staalvezels	---	---	145
superplastificeerder	0.5	4.6	17
water	145	150	180
soortelijke massa	2405	2400	2525
water/bindmiddel - factor	0.4	0.3	0.15

Tabel 2-2 Samenstelling ZHSB ten opzichte van andere klassen

Vergeleken met een gewoon B45 (karakteristieke kubusdruksterkte van 45 N/mm<sup>2</sup>) en B85 hoge sterkte beton valt op dat veel meer cement is gebruikt, meer zeer kleine en kleine toeslagmaterialen zoals silica fume en zand aanwezig zijn en dat ook meer superplastificeerder toegepast is.

Hieronder zijn de verschillen tussen de sterkteklassen B35, B85, B140 en tussen twee B200 fabrikanten. Wat hier op te zien is, is dat bij B35-beton nog ongebroken grind wordt gebruikt, terwijl dit bij B85 wel gebroken is. Verder valt op dat de toeslagmaterialen steeds kleiner worden naarmate de sterkte toeneemt. Tussen de twee afgebeelde B200-fabrikanten blijkt een behoorlijk verschil in hoeveelheid grover toeslagmateriaal te zitten.



Figuur 2-2 Beton op een rijtje



## 2.2 Beschikbare producten

In deze paragraaf volgen over de zeer hoge sterkte beton – producten meer gegevens zoals toepassingen van het product is en wat de globale kosten van dit product zijn, tevens zijn verderop de karakteristieken van de producten tegen elkaar uitgezet.

### 2.2.1 Producten en hun toepassing

#### BSI

Het door Hurks Beton geproduceerde zeer hoge sterkte beton BSI is op dit moment bij een tweetal projecten toegepast. Het eerste project waarbij gebruik werd gemaakt van BSI is bij de fabricage van liggers voor een van de twee koeltorens van de kerncentrale te Cattenom in Frankrijk. Ook het tweede project is in Frankrijk: het fabriceren van liggers voor twee viaducten over de toekomstige noordelijke randweg van Valence. Dit zijn de eerste verkeersviaducten ter wereld die gerealiseerd worden met zeer hoge sterkte beton.

De toepassing van BSI is dus tot op heden hoofdzakelijk toegepast voor de prefabricage van een groot aantal betonnen liggers. Prefabricage wil zeggen dat de liggers in de fabriek gemaakt worden en vervolgens naar de plaats van bestemming worden getransporteerd om deze aldaar te monteren. Toch kan het ook ter plaatse worden gestort, dit is namelijk gebeurd met de voegen van de verkeersviaducten.

De kosten van BSI zijn erg hoog vergeleken met het normaal toegepaste beton. De prijs van één kubieke meter BSI bedraagt ongeveer € 1550,- (fl. 3500,-). Vergelijk dit met één kubieke meter normaal B35 - beton dat ongeveer € 80,- kost, dan is dit ongeveer 1/20 - deel van BSI. Wanneer bij de kubiek meter prijs van BSI ook nog de kosten van de bekisting, het transport en de montage bij worden opgeteld dan bedraagt de prijs ongeveer € 3600,- (fl. 8000,-).

#### Ductal

Het product Ductal, dat afkomstig is van de grote Franse aannemer Bouygues, is al meer toegepast en ook voor verschillende projecten. Zo zijn de volgende projecten gerealiseerd:

- de voetgangersbrug over de rivier Magog te Sherbrooke in Canada
- liggers voor een van de twee koeltorens van de kerncentrale te Cattenom te Frankrijk
- gevelementen
- ankerkoppen voor voorspankabels

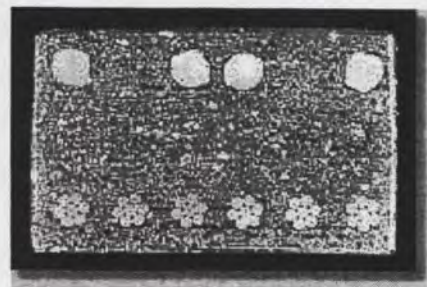
Ductal is al op verschillende gebieden toegepast. Met behulp van dit product is ook de eerste brug in zeer hoge sterkte beton gebouwd. Toch wordt ook Ductal vooral toegepast voor geprefabriceerde betonelementen en kan daarom met BSI vergeleken worden.

Ook wat betreft de prijs zijn er overeenkomsten met BSI. Zo kan voor de kubieke meter prijzen van dit product hetzelfde worden aangehouden als voor BSI.

#### Secutec, CRC, Densit

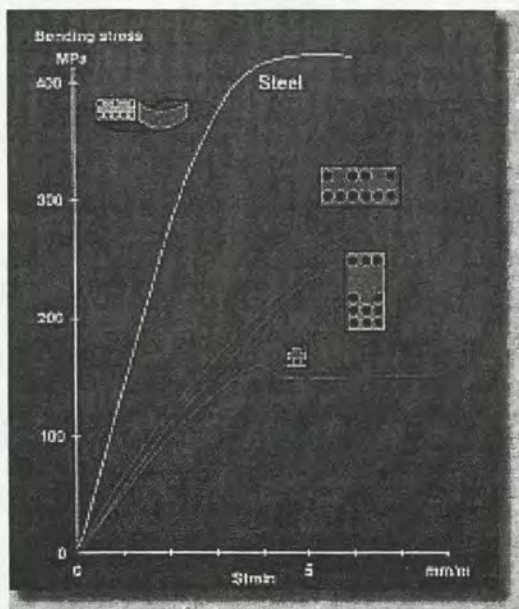
De drie Deense zeer hoge sterkte beton producten hebben veel van elkaar weg. Niet alleen zijn ze gebaseerd op dezelfde technologie, maar ook zijn de gebieden waarin de producten worden toegepast ongeveer hetzelfde.

Zo worden de materialen toegepast voor prefab onderdelen. Door gebruik te maken van voorspanstaal als wapening worden vanwege de veel hogere treksterkte van het staal zeer hoge waarden worden bereikt: buigtreksterkten van meer dan 350 N/mm<sup>2</sup> met behulp van wapeningsnetten. Andere prefab toepassingen zijn trappen en balkons.



Figuur 2-3 Dwarsdoorsnede CRC





Figuur 2-4 Opneembare buigtreksterkte met CRC

Andere voorbeelden van deze producten zijn te vinden in de veiligheidsindustrie (bijvoorbeeld kluisen) en militaire beschermingsconstructies. Verdere toepassingen zijn er in slijtvaste bekledingen, aangieten van verbindingen, reparatie en eventueel versterken van betonnen constructies, offshore en maritieme constructies, en zeer dunne overlagingen (zoals bijvoorbeeld brugdekken en industievloeren).

Wat betreft de kosten kan vermeld worden dat alleen die van Secutec bekend is, maar verondersteld kan worden dat die van Densit en CRC ongeveer gelijk zal zijn. De prijs van Secutec is lager dan de hiervoor genoemde producten BSI en Ductal. Gedacht moet worden aan een prijs die ligt rondom de € 1125,- (fl. 2500,-) per kubieke meter beton, en dat is goedkoper dan BSI en Ductal. Bij deze prijs zijn de transportkosten, manuren, bekistingkosten en wapeningskosten niet meegenomen.

## 2.2.2 Karakteristieken van de producten

In deze paragraaf zullen de representatieve en karakteristieke waarden van de verschillende producten op een rijtje worden gezet, zodat de producten eenvoudig met elkaar vergeleken kunnen worden. De gegevens zoals die hier staan zijn geen rekenwaarden, maar zijn waarden door de fabrikant zelf gegeven. Voor sommige producten geldt dat zij in meerdere sterkten kunnen voorkomen. Dit geldt bijvoorbeeld voor Ductal en Secutec. Voor beide producten geldt dat hier de gegevens staan voor het mengsel dat een druksterkte haalt van 200 N/mm<sup>2</sup>.

	Eenheid	BSI	Ductal	Secutec	CRC
Druksterkte	N/mm <sup>2</sup>	180	228	180 - 240	150 - 400
Treksterkte	N/mm <sup>2</sup>	8	10	---	---
Buigtreksterkte	N/mm <sup>2</sup>	16	42	25 - 35	100 - 300
Elasticiteitsmodulus	N/mm <sup>2</sup>	63.000	55.000	80.000	50.000 - 100.000
Volumieke massa	kg/m <sup>3</sup>	2800	2450	2800 - 2900	3000 - 4000
Kosten	fl/m <sup>3</sup>	3500	3500 - 4000	2500	---

Voor alle vermelde waarden geldt dat deze gekoppeld zijn aan de afmetingen van het beproefde constructie-onderdeel.

Tabel 2-3 Overzicht karakteristieken van de producten

Op dit moment zijn er nog geen algemeen geldende rekenregels voor zeer hoge sterkte beton. Er zijn dus geen bestaande normen die geraadpleegd kunnen worden bij het berekenen van constructies met zeer hoge sterkte beton. Omdat het ook niet mogelijk was om binnen afzienbare tijd van ieder product bij de fabrikant rekenregels te krijgen, is een keuze gemaakt om een product er uit te lichten en dit te gebruiken voor de te maken berekeningen met zeer hoge sterkte beton.



## 2.3 Toepassingen en studies van ZHSB in de bruggenbouw

In de vorige paragraaf zijn een tweetal bruggen genoemd die helemaal uit ZHSB zijn opgetrokken. Deze bruggen zullen hier worden beschreven, net als enkele eerder uitgevoerde onderzoeken naar toepassingen in de bruggenbouw.

### 2.3.1 Toepassingen in de bruggenbouw

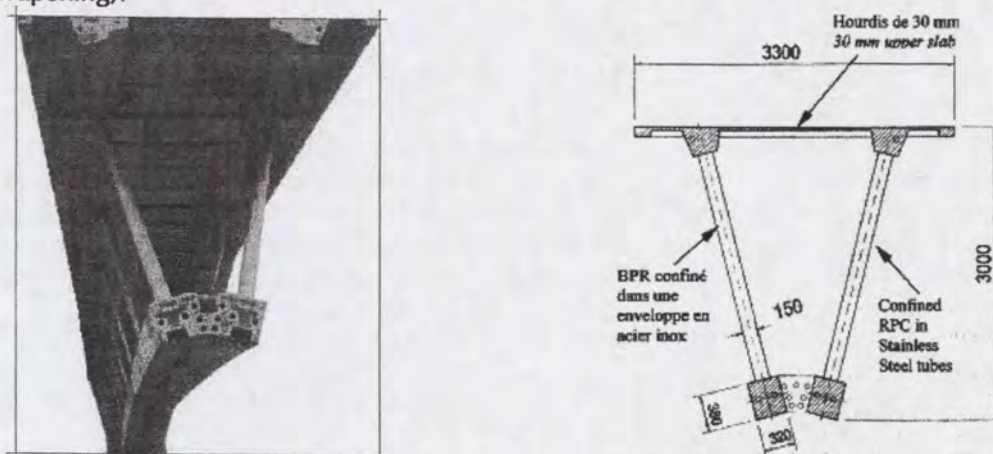
Op dit moment zijn een tweetal bruggen gebouwd met behulp van zeer hoge sterkte beton. In deze paragraaf zullen beide gebouwde bruggen aan bod komen en zullen worden beschreven aan de hand van het soort ontwerp en de uitvoering daarvan. Als eerste zal de voetgangersbrug in Sherbrooke [Canada] worden besproken en vervolgens de verkeersbrug in Bourg-lès-Valence [Frankrijk].

#### Voetgangersbrug Sherbrooke



Figuur 2-5 Voetgangersbrug over de rivier Magog

Deze in 1997 gebouwde brug is de eerste die gebouwd is in zeer hoge sterkte beton. Om zoveel mogelijk gebruik te maken van de karakteristieken van het materiaal, en speciaal om dit te gebruiken zonder het te hoeven toepassen van wapening, is er voor gekozen de 60 meter lange voetgangersbrug uit te voeren als een vakwerkbrug. Deze brug is opgebouwd uit zes geprefabriceerde elementen met een lengte van 10 meter en 3 meter hoge BPR (Ductal) – segmenten, die koud tegen elkaar zijn gespannen met overwegend externe voorspanning zoals ook in figuur 2-5 te zien is. Het vakwerk is gemaakt van dunne roestvrij stalen buizen gevuld met BPR. Binnen de constructie is uitsluitend voorspanwapening toegepast en geen betonstaalwapening (i.e. passieve wapening).



Figuur 2-6 Dwarsdoorsnede brug



Een segment is samengesteld uit twee 380 x 320 mm onderstaven en een 30 mm dik bovendek, verstijfd met ribben in de dwarsrichting van 70 mm om de 1,25 meter.

Voor de verbindingen tussen de diagonalen en de liggers is gebruik gemaakt monostrengen met extra kleine ankerkoppen, die speciaal voor dit project ontwikkeld zijn.



Figuur 2-7 Ankerkop

De brug is gebouwd in een omgeving waar de klimatologische omstandigheden extreem zwaar voor de constructie zijn. Dit komt onder ander door de volgende optredende effecten:

- de luchtvochtigheid is het gehele jaar erg hoog
- zeer zware weersomstandigheden in de winter, met temperaturen die optreden van rond de 40°C onder het vriespunt
- verschillende vorst-dooi cycli

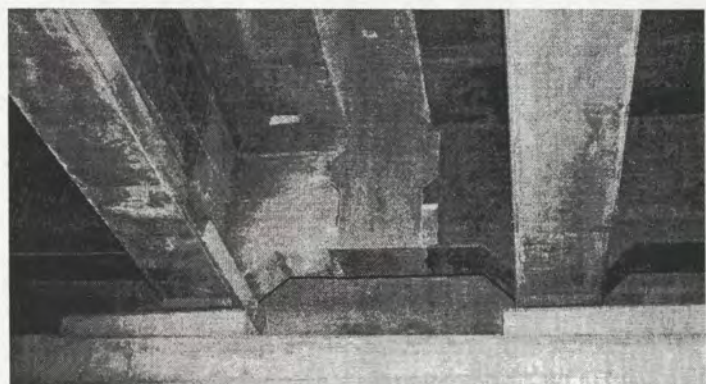
### **Verkeersbrug Bourg-lès-Valence**

In het begin van 1999 zocht de SETRA (de Franse Rijkswaterstaat), in het kader van de studie "Innovatieve kunstwerken" een pilot-project met innovatieve oplossing, waarbij gebruik wordt gemaakt van prefabricatie of van een andere industriële methode voor de constructie van openbare werken.

Twee viaducten zijn op dit moment gebouwd in Bourg-lès-Valence, waarvan de liggers zijn geproduceerd bij Hurks Beton in Veldhoven. Deze twee viaducten hebben elk twee overspanningen van 22,25 meter en 20,75 meter. Het brugdek bestaat uit vijf  $\pi$ -vormige geprefabriceerde liggers van 2,20 meter breed en 0,90 meter hoog. De liggerelementen worden verbonden met een natte voeg, dat wil zeggen dat deze voegen op de bouwplaats zelf pas gestort zijn. Er is geen passieve wapening toegepast, met uitzondering van de voegconstructie.



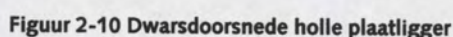
Figuur 2-8 Onderaanzicht brug



Figuur 2-9 Voeg tussen twee liggers

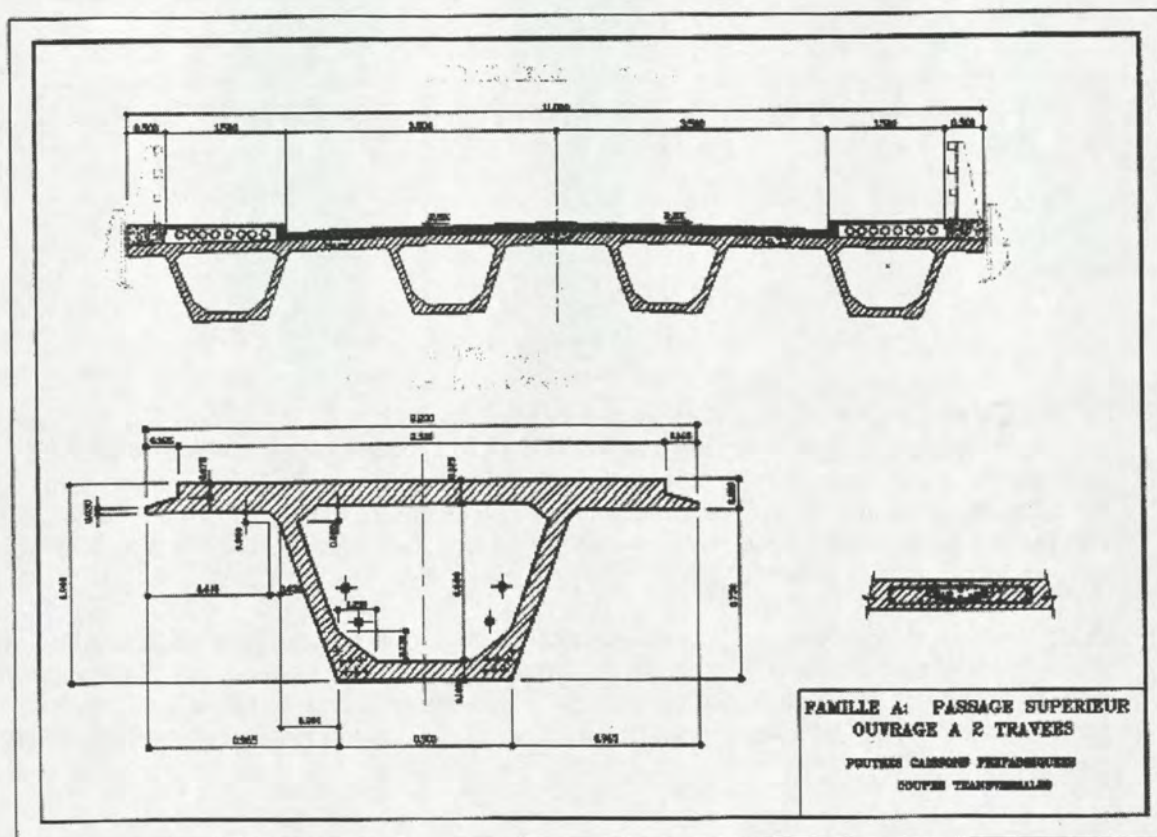


Voor de viaducten in Bourg-lès-Valence zijn nog twee ontwerpen gemaakt, namelijk een holle plaatligger, en een kokerbalk met uitkragingen aan de bovenzijde. Beide ontwerpen worden hieronder kort toegelicht.



Zoals te zien is bij de figuren 2-10 en 2-11 is geen passieve wapening nodig, met uitzondering van de voegconstructie. Bij de holle plaatligger is voor de voegconstructie meer beton vergeleken met de kokerbalk.

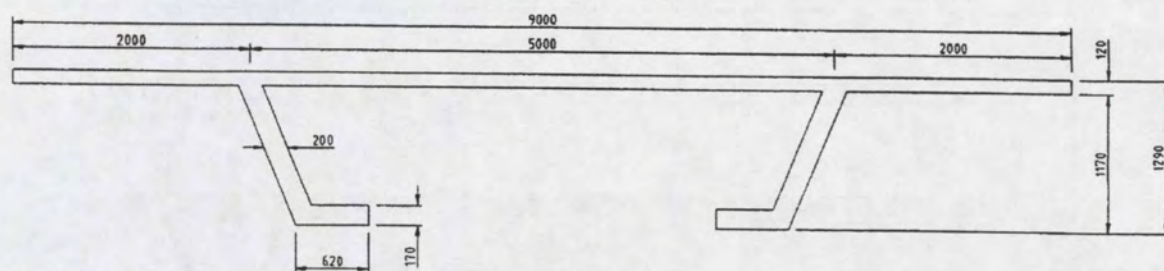




**Figuur 2-11 Dwarsdoorsnede kokerbalk**

<sup>5</sup> Ponts en BPR; E. Vonk; Parijs, juni 1998



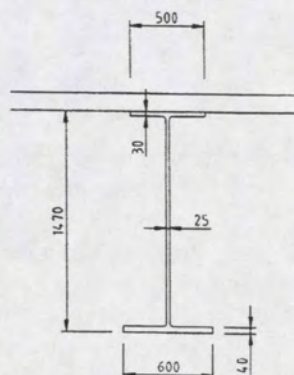


Figuur 2-13 Dwarsdoorsnede kokerprofiel

De drie ontwerpen zijn allemaal in dwarsrichting voorgespannen, de trogbrug en het kokerprofiel ook in de lengterichting. Bij de trogbrug worden deze voorspankabels allemaal omhuld door zeer hoge sterkte beton, terwijl bij het kokerprofiel zowel interne als externe kabels voorkomen.

De rijdekken bij de alternatieven zijn niet al te dik, bij de staalbetonbrug 120 mm, trogbrug 100 tot 150 mm en bij het kokerprofiel 120 mm. Er moet hier bij wel aangetekend worden dat het beton niet getoetst is op vermoeiing.

Bij de laatste twee genoemde alternatieven is ook een globale schatting gemaakt van de kosten en zijn vergeleken met die van een 'standaard' betonnen viaduct. Het blijkt dat de constructies met een pijler in het midden de goedkoopste varianten in zeer hoge sterkte beton opleveren, maar dat de goedkoopste hiervan, het kokerprofiel, nog altijd zo'n 15% duurder is als een 'standaard' betonnen viaduct.



Figuur 2-14 Dwarsdoorsnede staalbetonbrug



### 3 Voorontwerpen van bruggen

Bij onderzoek naar een economisch gunstige toepassing van zeer hoge sterkte beton spelen veel ontwerpvariabelen een rol. Wanneer geen afbakening van het ontwerpgebied zou plaatsvinden zouden oneindig veel oplossingen mogelijk zijn. Daarom worden niet alleen een drietal ontwerpalternatieven uitgewerkt, maar zal ook het ontwerpgebied worden afgebakend met randvoorwaarden, uitgangspunten en aannames.

Voor het genereren van de alternatieven wordt gekeken naar de bestaande soorten brugconstructies en naar de wijze waarop BSI verwerkt is. Tot nu toe is BSI toegepast in de prefab industrie. Bij het genereren zal dan ook naar geprefabriceerde elementen gekeken worden. De meest toegepaste geprefabriceerde brugliggers voor middelgrote overspanningslengtes zijn de omgekeerde T-liggers met druklaag en kokerliggers. Verder lijkt ook de trogbrug een interessant toepassingsgebied voor zeer hoge sterkte beton dat ook geschikt is voor prefabricage. Deze drie brugtypen zullen dan ook verder uitgewerkt worden in de voorontwerpen.

De ontwerpen zijn gemaakt voor de meest gangbare overspanningslengten met behulp van een opgestelde spreadsheet en het programma Guymas dat de spreidingswaarde  $K$  van de mobiele belasting over het aantal liggers berekent. Zie bijlage A voor voorbeeldberekeningen.

#### 3.1 Gestelde eisen aan de voorontwerpen

Eerst worden de randvoorwaarden behandeld, daarna de uitgangspunten, aannamen en als laatste de rekenwaarden voor de materialen. De randvoorwaarden die gesteld worden aan de voorontwerpen zijn onderverdeeld in een drietal typen: de materiaaleisen, verkeerseisen en constructieve eisen. De gestelde eisen worden met cursief geplaatste tekst nader toegelicht.

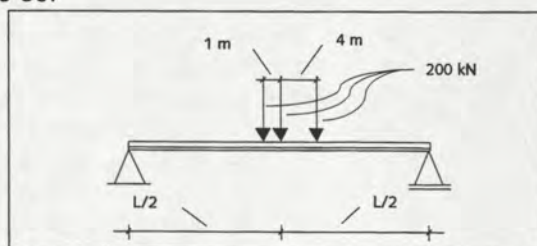
##### 3.1.1 Randvoorwaarden

###### Materiaaleisen

- De liggers zijn geconstrueerd met BSI, druklagen met CRC  
*BSI is eerder al toegepast in brugliggers, en ook CRC is al meerdere malen terug te vinden in druklagen van bruggen.*
- De betonsterkteklasse waarmee geconstrueerd wordt is B180.  
*In het vorige hoofdstuk staat vermeld dat van zeer hoge sterkte beton gesproken kan worden wanneer de druksterkte groter is dan  $150 \text{ N/mm}^2$ . Omdat eerder staat vermeld dat uitsluitend beton met dezelfde sterkte toegepast mag worden, is de sterkteklasse bepaald op B180 (druksterkte na 28 dagen is  $180 \text{ N/mm}^2$ ).*

###### Verkeerseisen

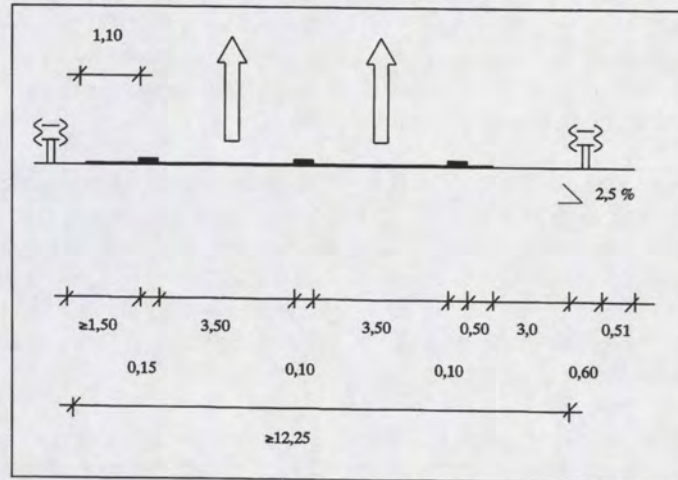
- De bruggen worden ontworpen voor verkeersklasse 60.  
*Er bestaan in Nederland een drietal soorten verkeersklassen waarvoor een brug kan worden ontworpen: klasse 30, 45 en 60. Dit wil zeggen dat een brug wordt gedimensioneerd op asdrukken van bijvoorbeeld klasse 60 =  $60/3 = 20 \text{ ton} = 200 \text{ kN}$ . In dit onderzoek worden bruggen ontworpen voor de zwaarste verkeersklasse: klasse 60.*



Figuur 3-1 Schematisatie maatgevende belasting



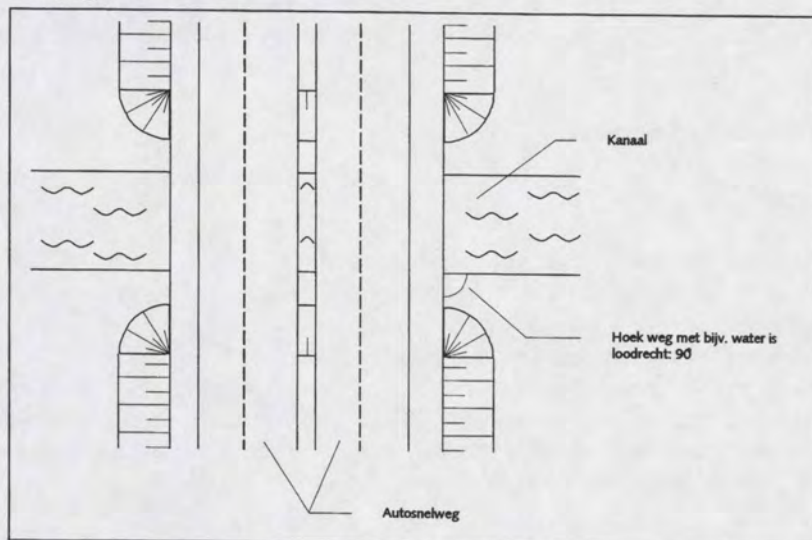
- De breedte van de brug is  $\pm 13,5$  meter.  
De afmetingen van de brug worden bepaald voor een autosnelweg met 2 rijstroken per richting. Zie voor een ontwerpschets hieronder. De minimale afmeting van de breedte is  $12,25 + 0,60 + 0,51 = 13,36$  meter. De breedte kan een klein beetje variëren al naar gelang de afmetingen van de gebruikte overspanningmethode bij ieder alternatief.



Figuur 3-2 Afmetingen breedte brug

### Constructieve eisen

- De bruggen kruisen spoor, weg, of water onder een hoek van  $90^\circ$ .  
Om de complexiteit van de voorontwerpen te vereenvoudigen, wordt uitsluitend de situatie bekeken waarin de brug loodrecht op het te overspannen gebied staat, zoals in onderstaande figuur staat aangegeven



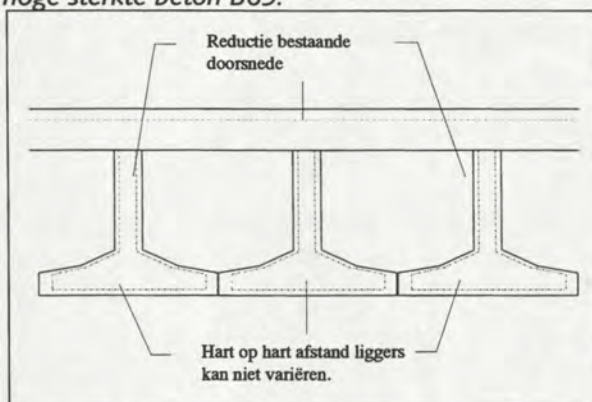
Figuur 3-3 Kruisingen van de brug zijn onder een hoek van  $90^\circ$

- De constructie wordt ontworpen voor milieuklasse 3 (standaard voor betonnen bruggen).  
Wanneer trekkrachten in het beton groter zijn dan het beton kan opnemen, scheurt het beton. Omdat de scheurwijdte moeilijk exact te berekenen is, zijn detailleringsregels met betrekking tot de wapening opgesteld. Deze detailleringsregels ten aanzien van de scheurwijdtebeperking zijn gebaseerd op grenswaarden van de scheurwijdte ter hoogte van de uiterste vezel die afhankelijk zijn gesteld van de milieuklasse. Ieder van de vijf milieuklassen drukt de omstandigheden van de omgeving uit. Milieuklasse 3 betekent dat de constructie wordt ontworpen voor een vochtige omgeving in combinatie met dooizouten.



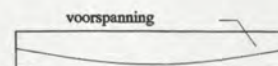
### 3.1.2 Uitgangspunten

- De bruggen worden uitsluitend met zeer hoge sterkte beton geconstrueerd.  
*In eerste instantie zal uitsluitend gekeken worden naar bruggen die geconstrueerd zijn met zeer hoge sterkte beton van dezelfde druksterkte. Brugtypes met bijvoorbeeld liggers bestaande uit zeer hoge sterkte beton en een dek van normaal beton komen niet aan bod. Ook wordt niet de traditionele twee sterkteklassen verschil aangehouden tussen dek en ligger, bijvoorbeeld de druklaag is B45 en de brugligger is B65.*
- De overspanningslengte ligt tussen de 15 en 60 meter.  
*Omdat bij de ontwerpen wordt gekeken naar geprefabriceerde liggers geldt dat naast economische redenen (zeker voor de minimum overspanningslengte) ook praktische redenen bestaan voor de maximumlengte, bijvoorbeeld de grootte van de fabriek en het transport van de liggers. Te lange liggers kunnen bijvoorbeeld niet meer over de weg vervoerd worden.*
- Constructiehoogte gelijk of minder dan hoge sterkte beton (HSB).  
*Het ontwerpen van een brug in zeer hoge sterkte beton kan vanuit twee richtingen benaderd worden. Ten eerste kan dat door de constructiehoogte zoveel mogelijk te beperken en ten tweede kan dit door een bestaande constructie doorsnede te nemen en daar zoveel mogelijk beton "af te schrapen" als mogelijk is. Uitgangspunt is dat de constructiehoogte niet groter wordt dan die van hoge sterkte beton B65.*



Figuur 3-4 Bij reductie van de doorsnede ligt de h.o.h. afstand vast

- Hart op hart afstand tussen de liggers kan niet variëren.  
*Misschien kan door de hart op hart afstand van de liggers te vergroten of te verkleinen beton worden uitgespaard. De huidig gehanteerde afstanden zullen ook hier worden aangehouden en worden niet gevarieerd.*
- Geen trekspanningen in de doorsnede  
*Om voldoende veiligheid te garanderen worden de liggers zo ontworpen dat trekspanningen ten alle tijden in de constructie worden vermeden.*
- Er wordt zoveel mogelijk gebruik gemaakt van de NEN 6720 (Voorschriften Beton Constructies, 1995) en de VBB (Voorschriften Beton. Bruggen, 1995).  
*Zeer hoge sterkte beton is een relatief nieuw materiaal en op dit moment zijn nog een aantal gegevens over het materiaal niet bekend. Om toch aan de voorschriften te voldoen zal gebruik worden gemaakt van de bovengenoemde regelgevingen.*
- Geprefabriceerde liggers  
*Tot op heden is zeer hoge sterkte beton voor bruggen uitsluitend gebouwd met behulp van geprefabriceerd beton, vandaar dat ook hier naar prefabricage wordt gekeken.*
- Statisch bepaalde constructies  
*In de prefabricage-industrie worden in het algemeen statisch bepaalde liggers geproduceerd, vandaar dat deze ook bij deze voorontwerpen gehanteerd worden.*
- Gekromde voorspanning  
*Het verloop van de voorspanning is gekromd volgens de hier rechts weergegeven figuur, waarbij de voorspanning aan de uiteinden ligt ter plaatse van het zwaartepunt.*



Figuur 3-5 Verloop voorspanning



### 3.1.3 Aannamen

- Betondekking van 20 mm op wapening en voorspanstaal.  
*De dekking op een betonnen balk voor milieuklasse 3, 4 en 5 bedraagt 35 mm. Zeer hoge sterkte beton heeft een veel dichtere structuur dan normaal beton. Bij dit onderzoek wordt daarom aangenomen dat een dekking van 20 mm op zowel wapenings- als voorspanstaal voldoet, dit is ook groot genoeg voor de staalvezels die zijn toegevoegd aan het beton.*
- Dichte wapeningsnetten leiden niet tot problemen.  
*Een probleem van zeer dichte wapeningsnetten is dat het beton problemen kan ondervinden met het dichten van de kleine ruimtes tussen de staven en de netten. Ook de aanhechting met de wapening kan problemen ondervinden. Deze problemen worden minder verwacht bij zeer hoge sterkte beton, omdat dit beton opgebouwd is uit fijne deeltjes die tevens zorgen voor een compactere structuur en betere aanhechting met de wapening.*
- Doorbuiging, dwarskracht, opbuiging, vermoeiing en bezwijkmoment zijn maatgevend.  
*Dit zijn de maatgevende eisen waarop de brugligger wordt geconstrueerd. Temperatuur, krimp, kruip, relaxatie en brandveiligheid worden niet als maatgevend verondersteld.*
- Geen problemen met aanrijdinggevaar bij liggers die uit elkaar liggen.

### 3.1.4 Rekenwaarden zeer hoge sterkte beton

Hieronder staan de rekenwaarden die gebruikt worden bij het ontwerpen van de verschillende brugtypen in zeer hoge sterkte beton.

#### Zeer hoge sterkte beton

Voor het rekenen met zeer hoge sterkte beton, voor BSI, zijn de waarden aangehouden zoals deze in de onderstaande tabel vermeld zijn. Een groot aantal afgeleide waarden zijn afkomstig uit een Franse aanbeveling voor het rekenen met zeer hoge sterkte vezelbeton<sup>6</sup>.

Onderdeel	Symbol	Waarde [N/mm <sup>2</sup> ]
druksterkte	$f'_{ck}$	180
treksterkte	$f_b$	8
buigtreksterkte	$f_{b,fl}$	20
schuifsterkte	$\tau_d$	8
vermoeiingsdruksterkte	$f'_{b,v}$	74
vermoeiingstrekssterkte	$f_{b,v}$	5
vermoeiingsbuigtreksterkte	$f_{br,v}$	10
elasticiteitsmodulus	$E'_b$	63.000
glijdingsmodulus	G	25.000
volumieke massa	$\rho_{beton}$	28 kN/m <sup>3</sup>

Tabel 3-1 Rekenwaarde ZHSB

#### Wapeningsstaal

Voor wapeningsstaal worden de gegevens aangehouden zoals deze vermeld zijn in tabel 3-2. Tevens is vermeld wat de maximale spanning mag zijn wat betreft scheurvorming in het beton en de maximale hart op hart afstand van de staven. Dit volgens NEN 6720 §8.7.1 en §8.7.2.

<sup>6</sup> Bétons fibrés à ultra-hautes performances; AFGC; september 2001



Gegevens wapeningsstaal				
treksterkte	$f_s$	435	N/mm <sup>2</sup>	
elasticiteitsmodulus	$E_s$	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
diameter:	10 mm	max. toel. f(s):	250	N/mm <sup>2</sup>
		max. h.o.h.:	35	mm
	14 mm	max. toel. f(s):	180	N/mm <sup>2</sup>
		max. h.o.h.:	70	mm

Tabel 3-2 Rekenwaarden wapeningsstaal

### Voorspanstaal

Momenteel zijn er twee soorten afmetingen voorspanstrengen die worden toegepast in de prefabricage. Dit zijn strengen met een diameter ( $\varnothing$ ) van 12,9 en 15,7 mm. De strengen die tijdens dit onderzoek worden toegepast zijn de strengen met een diameter van 15,7 mm en een oppervlakte van 150 mm<sup>2</sup>. De verwachting is namelijk dat met grotere strengen slanker geconstrueerd kan worden. Tevens betekent een grotere diameter minder strengen om deze van tevoren bij de spanbanken aan te brengen en voor te spannen.

Bij de fabricage van een omgekeerde T-ligger wordt op dit moment gebruik gemaakt van strengen  $\varnothing 12,9$  mm. Toepassing van  $\varnothing 15,7$  mm betekent dat de spanframes bij de liggerfabrikanten aangepast moeten worden. Aangenomen wordt dat als de liggerfabrikanten beginnen met het fabriceren van omgekeerde T-liggers in zeer hoge sterkte beton de spanframes geschikt zullen worden gemaakt voor de grotere strengen. Bij kokerliggers wordt inmiddels al wel gebruik gemaakt van de grotere diameter voorspanstreng.

Zie voor andere gegevens van dit staal onderstaande tabel.

Onderdeel	Symbol	Waarde [N/mm <sup>2</sup> ]
treksterkte	$f_p$	1860
elasticiteitsmodulus	$E_p$	200.000
aanvangsspanning	$\sigma_{p0}$	1350
h.o.h. afstand	$a_{vsp}$	40 mm

Tabel 3-3 Rekenwaarden voorspanstaal

De hart op hart afstand tussen twee voorgerekte strengen is iets kleiner dan dat deze volgens NEN 6720 §9.10 mag zijn. Eigenlijk zou deze afstand  $30 + 15,7 = 45,7$  mm moeten bedragen. Maar omdat zeer hoge sterkte beton over, in dit geval, betere eigenschappen dan gewoon beton beschikt, wordt hier 40 mm aangehouden.

Voor nagerekt voorspanstaal is voor de constructie ook van belang wat de grootte is van de omhullingsbuizen en hoeveel strengen daarin passen. De maatgevende vrije ruimte tussen deze buizen is de helft van de uitwendige diameter van de omhullingsbuis (volgens NEN 6720 §9.10).

aantal strengen	$\varnothing$ in-/uitwendig omhullingsbuis [mm]	
7	60	67
12	80	87
19	95	102

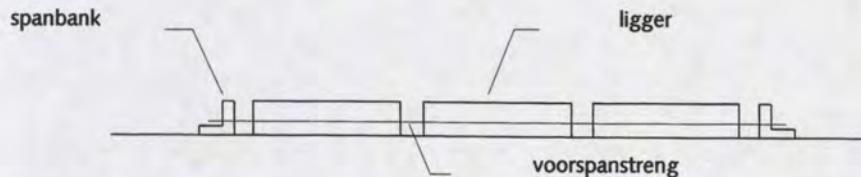
Tabel 3-4 Afmetingen omhullingsbuizen

Het verschil tussen voorgerekt en nagerekt voorspanstaal zit in de fase waarin het voorspanstaal wordt gerekt. In de prefabricage wordt het voorspanstaal eerst opgerekte om er vervolgens het beton omheen te storten, terwijl bij nagerekt staal dit precies andersom is.



### 3.2 Omgekeerde T-balken met druklaag

Als eerste een korte uitleg over geprefabriceerde liggers. Zo worden deze liggers meestal in de fabriek geproduceerd, een enkele keer ook op de bouwplaats zelf. Voordat begonnen wordt met het storten van liggers worden eerst de voorspanstrengen aangespannen met behulp van spanbanken en wordt de bekisting gesteld.



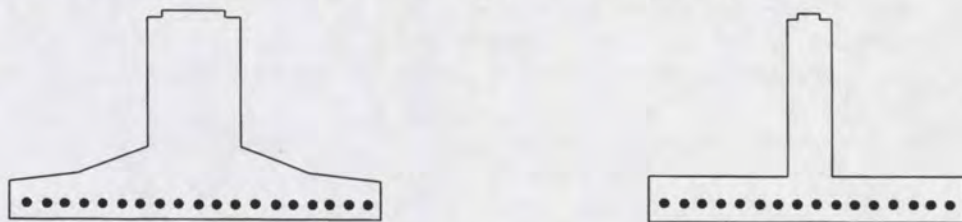
Figuur 3-6 Productie van geprefabriceerde liggers

De spanbanken staan zover uit elkaar dat daar tussen verschillende bekistingen staan opgesteld. Wanneer het beton voldoende verhard is kunnen de bekistingen worden verwijderd en kunnen de strengen tussen de liggers en spanbanken worden doorgezaagd waardoor de liggers onder spanning worden gezet. Vervolgens worden de liggers getransporteerd naar de bouwplaats om daar gemonteerd te worden of worden ze eerst opgeslagen op het terrein van de voorspanfabrikant.

Één van de veel gebruikte methoden in de prefabricage van brugliggers zijn omgekeerde T-balken met druklaag. Deze vormgeving van liggers lijkt geschikt te zijn voor toepassing in zeer hoge sterkte beton en wel om de volgende redenen:

- Het meeste materiaal zit aan de buitenzijde.  
*Dit biedt onder andere voordelen voor het traagheidsmoment, bezwijkmoment en mogelijk ook voor vermoeiing aan zowel de boven- als onderzijde van het beton.*
- Grote spreiding van de belasting in de dwarsrichting.  
*Doordat de liggers met het brugdek aan elkaar verbonden zijn kan de belasting op één ligger spreiden over meerdere liggers, wat constructieve voordelen biedt.*
- Eenvoudige uitvoerbaarheid.  
*Een omgekeerde T kan in één keer gestort worden en er kunnen gemakkelijk hijsvoorzieningen in worden aangebracht.*

De vorm van deze ligger zonder druklaag ziet er uit zoals in het linksonder weergegeven figuur en zal voor de berekening geschematiseerd worden tot een ligger zoals rechtsonder te vinden is. Verder worden bij de berekeningen uitsluitend de maatgevende doorsneden getoetst.



Figuur 3-7 Werkelijke en geschematiseerde doorsnede omgekeerde T

Om het gewenste moment op te kunnen nemen met zo weinig mogelijk strengen wordt de afstand voerspanstreng – druklaag zo groot mogelijk gemaakt. Vandaar dat de strengen zich zo laag als mogelijk binnen de doorsnede bevinden en bij voorkeur langs elkaar in de onderflens. Het lijf dient vervolgens om de dwarskracht op te nemen die door de belastingen veroorzaakt worden. De uitsparingen aan de bovenzijde zijn voor het leggen van de verloren houten bekisting om daar de druklaag op te storten. Verloren wil zeggen dat dit hout niet na het storten van de druklaag teruggewonnen zal worden.



Voor de ontwerpen met de omgekeerde T zijn nog enkele aannamen meer gedaan naast het schematiseren van de doorsnede, omdat anders de hoeveelheid vrije parameters nog steeds erg groot is om tot een globaal ontwerp te komen. De volgende aannamen zijn gedaan:

- bij berekeningen met voorspanning worden zoveel strengen toegepast dat in het beton geen trekkrachten kunnen voorkomen, dit vanwege de ongunstige vermoeiingseis die geldt voor beton onder wisselende trek- en drukspanning
- een CRC-druklaag met een dikte van 125 mm wordt verondersteld voldoende hoog te zijn om alle belastingen op te kunnen nemen
- er wordt dezelfde hart op hart afstand aangehouden zoals nu door fabrikanten wordt toegepast, namelijk 1200 mm
- de minimale diktes van lijf en onderflens zijn 60 millimeter, dit is precies genoeg om één voorspanstreng met dekking te omhullen
- vanwege vermoeiing van het beton wordt zoveel voorspanning toegepast dat trekkrachten in de doorsnede worden vermeden
- de dikte van het lijf is ongeveer een tiende van de hoogte, dit om knik van het lijf te voorkomen

Bij dit alternatief zal een drietal varianten aan bod komen. Bij de eerste variant wordt bekeken of met behulp van wapeningsstaal de trekkrachten kunnen worden opgenomen en bij de tweede variant wordt het beton voorgespannen. Tenslotte zal bij de derde variant de vraag aan bod komen in welke mate een hedendaags toegepaste voorgespannen ligger van B65 kan afslanken wanneer deze is uitgevoerd in zeer hoge sterkte beton.

De drie varianten worden zoveel mogelijk besproken aan de hand van figuren voor de slankheid aan de hand van de verhouding van de lengte – rijdekhogte ( $L/h$ ), het eigen gewicht en het betonverbruik per meter. Bij het betonverbruik wordt de relatieve benodigde betonddoorsnede bekeken: het betonoppervlak in dwarsdoorsnede wordt gedeeld door de overspanningslengte. Aan de hand van deze grafiek kan worden bepaald bij welke overspanning het beton zo optimaal mogelijk wordt gebruikt. Dat is op de plaats waar de raaklijn horizontaal loopt. In principe is het ook uit de grafiek van het eigen gewicht te halen, want het betonverbruik is de afgeleide van het eigen gewicht. De gegevens worden uitgezet voor één meter breedte en worden vergeleken met de liggers van Spanbeton.

### 3.2.1 Variant 1a: Omgekeerde T met betonstaalwapening

Wanneer een globale berekening van een brug wordt gemaakt blijkt dat in sommige gevallen de trekkrachten niet al te groot zijn en op het oog met gewoon wapeningsstaal op te nemen zijn. Echter wanneer vervolgens de scheurwijdte wordt getoetst blijkt dat veel meer wapening nodig is dan in eerste instantie lijkt. Dit komt omdat de maximale trekkracht niet de vloeigrens van staal mag zijn, maar een lager gestelde grens.

Doel van deze variant is om te kijken of het toepassen van wapeningsstaal een mogelijk alternatief kan zijn voor voorgespannen constructies met grotere overspanningslengte. Op dit moment ligt voor gewoon beton het economisch breekpunt op 15 meter. Tot 15 meter wordt de constructie gewapend en voor grotere overspanningen is zoveel wapening noodzakelijk dat voorspannen goedkoper is. Bij de gemaakte ontwerpen is de nadruk gelegd op de slankheid van de ligger en minder op het eigen gewicht van de ligger.

Door het wapeningsnet zo dicht mogelijk te maken, mag de grootste spanning in staal worden toegelaten en kan de hart op hart afstand van de wapening verkleind worden. Gekozen is om voor dit alternatief gebruik te maken van geprefabriceerde wapeningsnetten van  $\varnothing 10$  mm met een hart op hart afstand van de staven van 35 mm, waar de staalvezels nog net tussen passen.

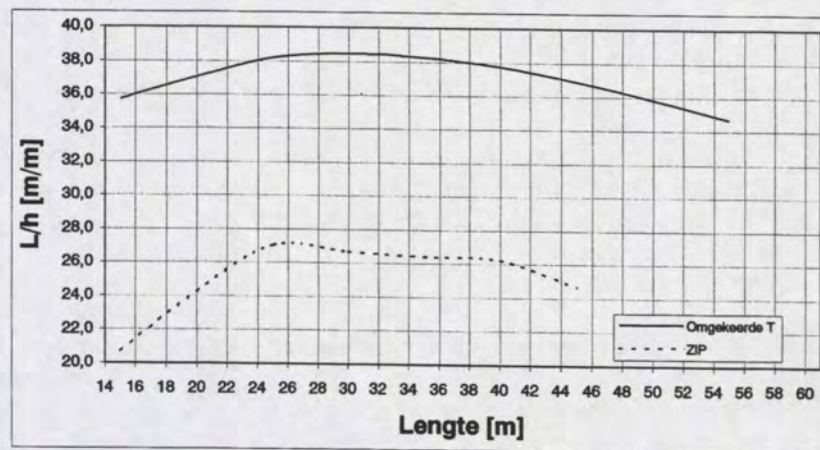
Bij het toetsen van de omgekeerde T met betonstaalwapening aan de NEN 6720 dient hierbij wel te worden vermeld dat de eisen voor zeer hoge sterkte beton waarschijnlijk gunstiger zijn dan de resultaten met gewoon beton, dankzij de fijnere deeltjes zijn de aanhechtingseigenschappen beter en ook door toevoeging van staalvezels in zeer hoge sterkte beton wordt de scheurwijdte gereduceerd.



Bij dit alternatief kan de onderflens dienst doen als een uit stalen wapeningsnetten uitgevoerde trekband die door zeer hoge sterkte beton omhuld is. Dit heeft echter wel tot gevolg dat de massa en stijfheid van de trekband veel groter zijn dan de rest van de doorsnede. Daarom is gerekend met een hogere massa voor het eigen gewicht dan de massa van BSI alleen, maar niet met een hogere stijfheid. Dit eigen gewicht is bepaald op het eerste ontwerp met een overspanning van 15 meter. De massa is dan:  $(0.0181 \cdot 78 + 0.2904 \cdot 28) / 0.3085 = 30.93 \approx 31 \text{ kN/m}$ .

### Slankheid

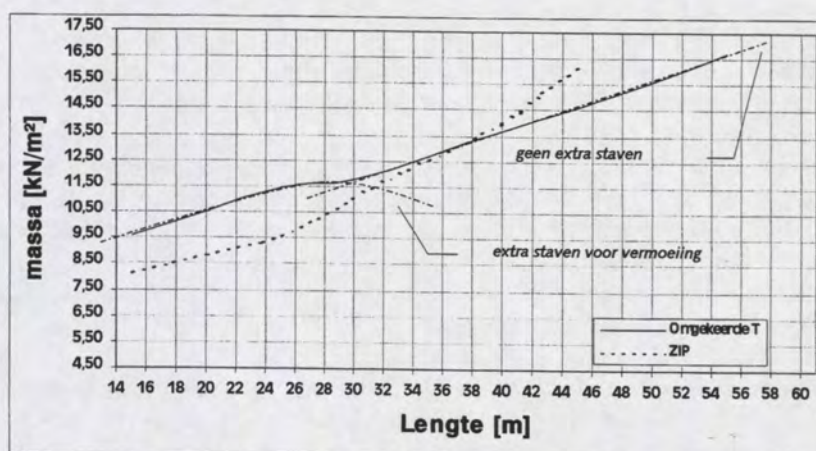
De figuur van de slankheid vertoont een parabolische vorm. Deze vorm wordt veroorzaakt door de toevoeging tussen de 15 en 30 meter van extra wapeningsstaven wegens de vermoeiingseis voor dit staal. Bij overspanningen groter dan 30 meter zijn extra staven nodig en dit leidt dan ook tot een afname van de slankheid.



Figuur 3-8 Slankheid variant 1a ten opzichte van ZIP

### Eigen gewicht

De toevoeging van extra wapeningsstaven voor de vermoeiingseis van staal is ook duidelijk terug te vinden in de grafiek voor het eigen gewicht van de ligger. Deze grafiek is opgebouwd uit een tweetal lijnen. Als eerste een parabool wegens het bijleggen van extra staven. Dit is een parabool, omdat steeds minder staven bij te hoeven worden gelegd. De top van de parabool betekent dat vanaf dat punt geen extra staven meer nodig zijn. De tweede lijn geeft een lineair verband weer tussen massa en overspanningslengte.



Figuur 3-9 Eigen gewicht variant 1a

Zie ook bijlage B-1 voor resultaten.



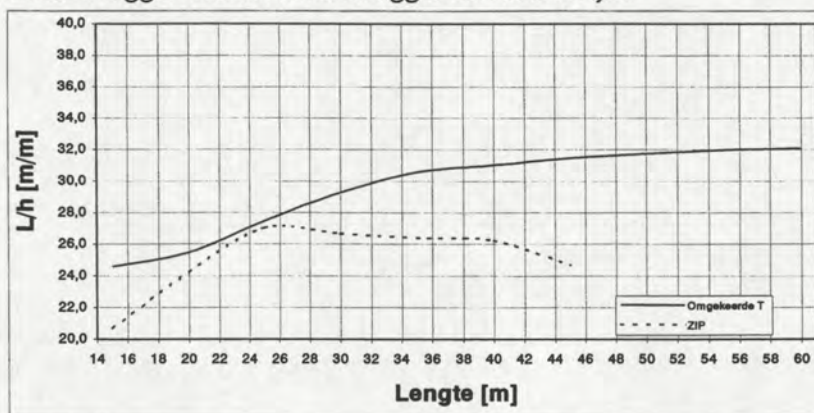
### 3.2.2 Variant 1b: Omgekeerde T met voorspanwapening

Al jaren wordt de omgekeerde T in de bouw toegepast in brugconstructies. Veelal worden de liggers gemaakt met B65-liggers en een druklaag van twee sterkteklassen lager dan de ligger zelf: B45. De vraag is wat voor verandering in constructiehoogte het eigen gewicht de liggers en brugdek zouden ondergaan wanneer deze in zeer hoge sterkte beton zouden worden uitgevoerd.

Om tot een economische doorsnede van de ligger te komen dient het kostenaspect in acht te worden genomen. Zo kan bijvoorbeeld de slankheid van de liggers wel groter worden gemaakt, maar gaat dit ten koste van meer voorspanstrengen en meer beton. Hierbij is aangenomen dat dit niet opweegt tegen de hogere constructie en besparing op het eigen gewicht. Vandaar dat om de nadruk wordt gelegd op een lichtere constructie en iets minder op slankheid.

#### Slankheid

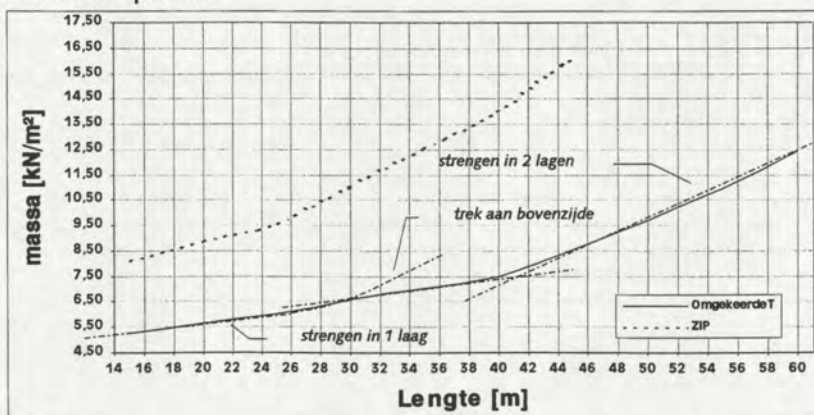
Één van de grootste problemen die zich voordoet bij overspanningen tussen de 15 en 30 meter is dat de belasting van de constructie door het eigen gewicht zo klein is dat opbuiging van de ligger op het tijdstip  $t = 0$ , direct na het doorzagen van de voorspanstrengen in de fabriek, zo groot is dat trek in de bovenzijde van de ligger voorkomt en de ligger dan al bezwijkt.



Figuur 3-10 Slankheid variant 1b ten opzichte van ZIP

Dit komt naar voren in de figuur van de slankheid. Om trekspanningen aan de bovenzijde van de ligger tussen de 15 en 30 meter te voorkomen moet de constructiehoogte groter worden. Dit heeft als gevolg dat de slankheid minder groot is dan bij overspanninglengtes groter dan 30 meter, ondanks dat de toename van de slankheid ook nog kan worden verklaard doordat op een gegeven moment het aantal strengen niet meer in één laag past, maar dat de strengen over twee lagen verdeeld worden en dat de onderflens steeds breder wordt door het toenemen van het aantal strengen.

Voor alle ontwerpen geldt overigens dat deze onderflens zo smal mogelijk is gehouden om de hoeveelheid beton uit te sparen.



Figuur 3-11 Eigen gewicht variant 1b ten opzichte van ZIP



### Eigen gewicht

Om trekspanningen aan de bovenzijde van de ligger te voorkomen is meer materiaal nodig. Dit volgt uit de figuur van het eigen gewicht op de vorige bladzijde. Deze is namelijk opgebouwd uit drie delen. De eerste curve heeft betrekking op de spanningseis, de tweede lijn geeft aan waar de strengen in één laag passen en bij het derde deel moeten de strengen over twee lagen verdeeld worden.

Zie bijlage B-2 voor meer resultaten en gegevens van de omgekeerde T met voorspanning.

### 3.2.3 Variant 1c: Omgekeerde T niet groter dan B65-ligger

Bij deze variant zal bij de omgekeerde T de constructiehoogte gelijk worden gehouden aan een B65-ligger zoals deze vermeld staan in de vuistregels voor het ontwerpen van betonnen bruggen en viaducten<sup>7</sup>, waarbij gebruik wordt gemaakt van strengen Ø15,7 mm. Hieronder is een overzicht te vinden van deze constructiehoogte behorende bij de overspanning.

overspanning (L in m.)	constructiehoogte (h in m.)	L/h
20	0.88	22.7
25	1.09	22.9
30	1.27	23.6
35	1.51	23.2
40	1.76	22.7
45	2.00	22.5

Tabel 3-5 Slankheid van B65-liggers

Uit tabel 3-5 is op te maken dat L/h fluctueert tussen de 22,5 – 23,6. Omdat deze fluctuatie niet al te groot is wordt de lengte – constructiehoogteverhouding (L/h) constant gehouden op 23,0.

Doel van deze variant is om te kijken hoe het bestaande alternatief verder 'uitgehold' kan worden. De vraag is of de constructie zoveel lichter kan worden ontworpen dat deze de winst boekt die nodig is om te concurreren met het vorige alternatief.

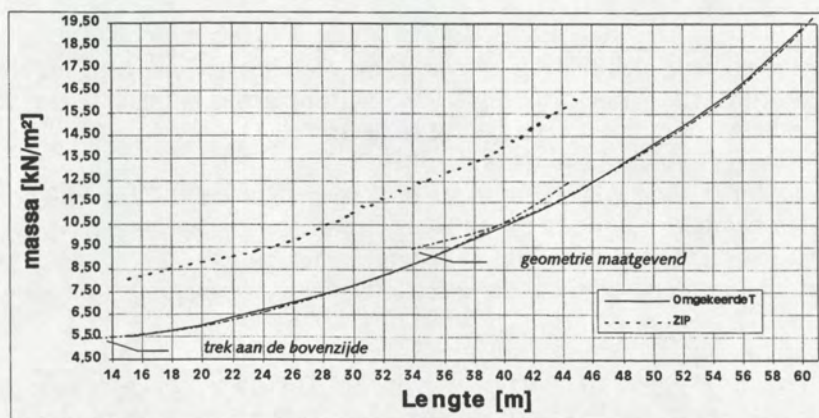
### Eigen gewicht

Net als bij de vorige variant is ook trek aan de bovenzijde hier in het begin maatgevend. Om dit te voorkomen zorgt bij 1b voor een duidelijke verandering in de figuur van het eigen gewicht, net als de overgang van de strengen die in één laag passen naar twee lagen. Hier is dit ook het geval, maar is dit niet duidelijk uit de grafiek op te maken. Het meest duidelijk is nog de overgang bij 40 meter tussen opbuiging en de geometrische eis dat het lijf een tiende van de hoogte moet zijn.

De minder duidelijke overgangen zijn te verklaren doordat de geometrische eis zoveel materiaal kost dat de toevoegingen om trekkrachten in de doorsnede te voorkomen en een extra laag bijna in het niet vallen. Dit resulteert in een bijna vloeiende kromme zoals te zien is in de hiernavolgende figuur.

<sup>7</sup> Vuistregels. Voor het ontwerpen van betonnen bruggen en viaducten.  
Bouwdienst Rijkswaterstaat; R.H. de Meijer e.a.; april 2001

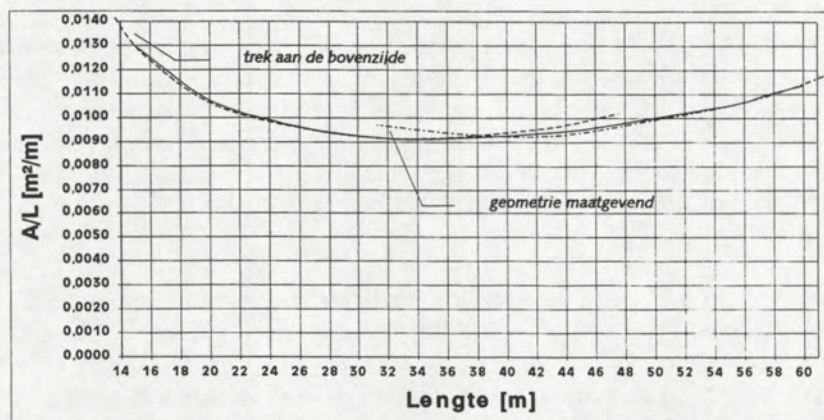




Figuur 3-12 Eigen gewicht variant 1c ten opzichte van ZIP

### Betonverbruik

Net als bij het eigen gewicht kan ook hier figuur 3-13 in twee curven worden opgedeeld bij het betonverbruik. Deze kromme is dan ook te verklaren met behulp van de spanningseis en de geometrische eis. Om trekspanningen te voorkomen is namelijk extra materiaal nodig om dit te voorkomen, maar wel steeds minder. Dus bij een overspanning van 15 meter is meer materiaal nodig om trekspanningen te voorkomen dan bij 35 meter. Vanaf 40 meter is steeds meer materiaal nodig voor de geometrie van de doorsnede, vandaar dat daar de figuur een stijgende lijn vertoont.



Figuur 3-13 Betonverbruik variant 1c

Zie voor deze resultaten en gegevens bijlage B-3.

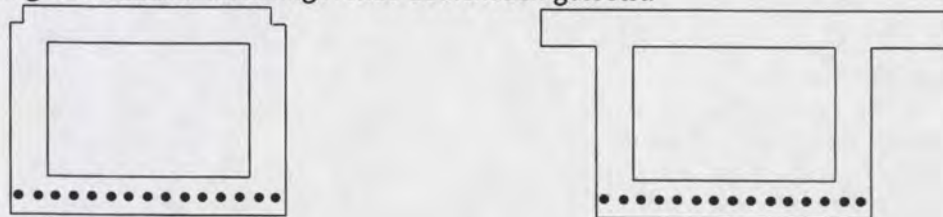


### 3.3 Kokerligger

Een tweede veelvuldig gebruikte methode in de prefabricage van brugliggers zijn de kokerliggers. Net als de omgekeerde T met druklaag lijken ook deze liggers geschikt te zijn voor toepassing in zeer hoge sterkte beton en wel om de volgende redenen:

- Het meeste materiaal zit aan de buitenzijde.  
*Dit biedt onder andere voordelen voor het traagheidsmoment, bezwijkmoment en mogelijk ook voor vermoeiing aan zowel de boven- als onderzijde van het beton.*
- Kokerliggers kunnen goed wringspanningen opnemen  
*Dankzij de gesloten vorm kan de koker uitstekend wringspanningen opnemen en de wagenlast over meer liggers verspreiden.*

De vorm van deze ligger ziet er uit zoals in het linksonder weergegeven figuur en zal voor de berekening geschematiseerd worden tot een ligger zoals rechtsonder te vinden is. Verder worden bij de berekeningen uitsluitend de maatgevende doorsneden getoetst.



Figuur 3-14 Werkelijke en geschematiseerde doorsnede kokerligger

Om het gewenste moment op te kunnen nemen met zo weinig mogelijk strengen wordt de afstand voorspanstreng – druklaag zo groot mogelijk gemaakt. De druklaag bij de kokerligger is de bovenzijde van de koker. Ook bij dit alternatief bevinden de strengen zich zo laag mogelijk binnen de doorsnede en bij voorkeur langs elkaar in de onderflens. De twee lijven dienen vervolgens om de dwarskracht op te nemen die door de belastingen veroorzaakt worden. Wanneer de liggers gemonteerd zijn worden ze op de bouwplaats koud tegen elkaar gestort, zodat er een rijdek ontstaat dat één geheel is.

Voor de ontwerpen met de kokerligger zijn dezelfde aannamen gedaan als bij de omgekeerde T om het aantal variabelen te reduceren en op deze wijze tot een globaal ontwerp te komen. De volgende aannamen zijn gedaan:

- bij berekeningen met voorspanning worden zoveel strengen toegepast dat in het beton geen trekkrachten kunnen voorkomen, dit vanwege de ongunstige vermoeiingseis die geldt voor beton onder wisselende trek- en drukspanning
- een CRC-druklaag met een dikte van 125 mm wordt verondersteld voldoende hoog te zijn om alle belastingen op te kunnen nemen
- er wordt dezelfde hart op hart afstand aangehouden zoals nu door fabrikanten wordt toegepast, namelijk 1500 mm
- de minimale diktes van ieder lijf en onderflens zijn 60 millimeter, dit is precies genoeg om één voorspanstreng met dekking te omhullen
- vanwege vermoeiing van het beton wordt zoveel voorspanning toegepast dat trekkrachten in de doorsnede worden vermeden
- de dikte van ieder lijf is ongeveer een tiende van de hoogte, dit om knik van de lijven te voorkomen

Bij dit alternatief zal een drietal varianten aan bod komen die zoveel mogelijk verklaard worden aan de hand van de slankheid, eigengewicht en het betonverbruik. Bij de eerste variant wordt bekeken of met behulp van wapeningsstaal de trekkrachten kunnen worden opgenomen en bij de tweede variant wordt het beton voorgespannen. Tenslotte zal bij de derde variant aan bod komen in welke mate een hedendaags toegepaste voorgespannen ligger van B65 kan afslanken wanneer deze is uitgevoerd in zeer hoge sterkte beton.

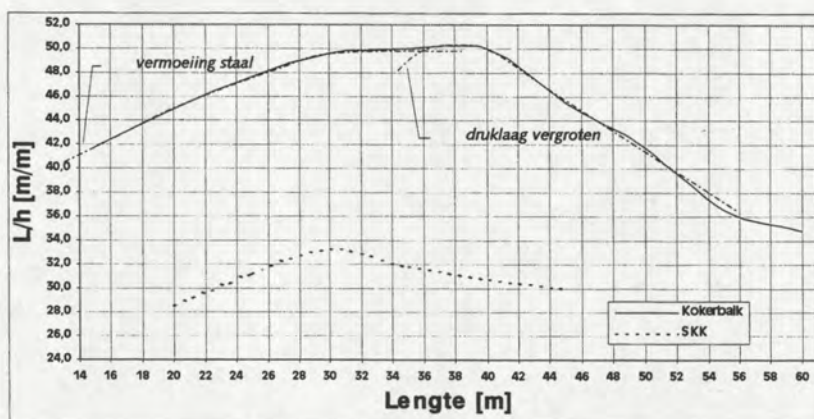


### 3.3.1 Variant 2a: Kokerligger met betonstaalwapening

De reden waarom een kokerligger met betonstaalwapening tussen deze varianten zit is hetzelfde als bij de omgekeerde T. Voor een uitleg zie dan ook de genoemde redenen bij variant 1a. Ook hier is meer de nadruk gelegd op het zo slank mogelijk construeren van de liggers dan op het eigen gewicht. Bij deze variant is eerst bekeken wat de invloed is van de grote hoeveelheid toegevoegde hoeveelheid staal op het eigen gewicht. Op basis van het gemaakte ontwerp met een overspanning van 15 meter wordt voor het eigen gewicht met de volgende belasting gerekend:  $(0.0231 \cdot 78 + 0.2766 \cdot 28) / 0.2997 = 31.85 \approx 32 \text{ kN/m}$ .

#### Slankheid

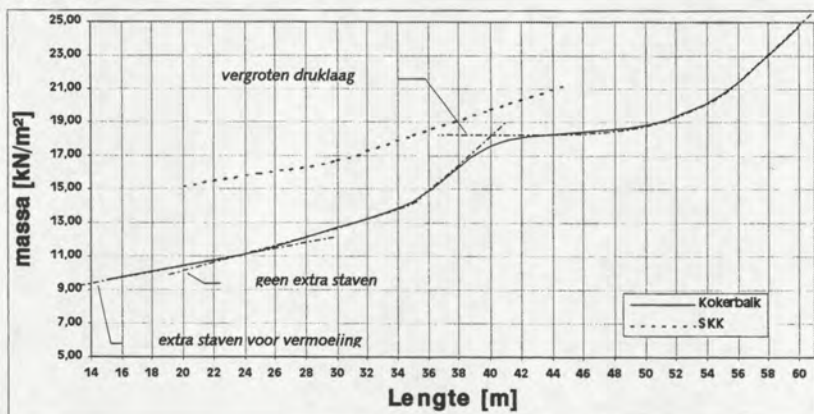
De figuur van de slankheid kan opgedeeld worden in twee curven. Tussen de 15 en 35 meter is de eerste curve vanwege de vermoeiingseis van het wapeningsstaal, waarvan tussen de 15 en 25 meter extra staven moeten worden bijgelegd. Bij de derde curve moet de druklaag groter worden, want wanneer alle wapening zou vloeien zou de druklaag deze kracht niet op kunnen nemen bij een dikte van 150 mm. Dit leidt tot een sterke toename van de constructiehoogte en dus tot een afname van de slankheid.



Figuur 3-15 Slankheid variant 2a ten opzichte van SKK

#### Eigen gewicht

De maatgevende eisen zoals deze bij de slankheid zijn genoemd zijn ook duidelijk terug te vinden in de figuur van het eigen gewicht inclusief het bijleggen van de extra wapening. Zeer goed waar te nemen zijn de sterke stijgingen tussen 35 en 40 meter overspanningslengte en na 50 meter. Tussen de 35 en 40 meter is de overgang naar het vergroten van de druklaag en na 50 meter moet de druklaag zoveel verhoogd worden om de krachten van de wapening op te kunnen nemen in de uiterste grenstoestand.



Figuur 3-16 Eigen gewicht variant 2a ten opzichte van SKK

Zie bijlage B-4 voor algemene gegevens en resultaten van deze kokerligger.

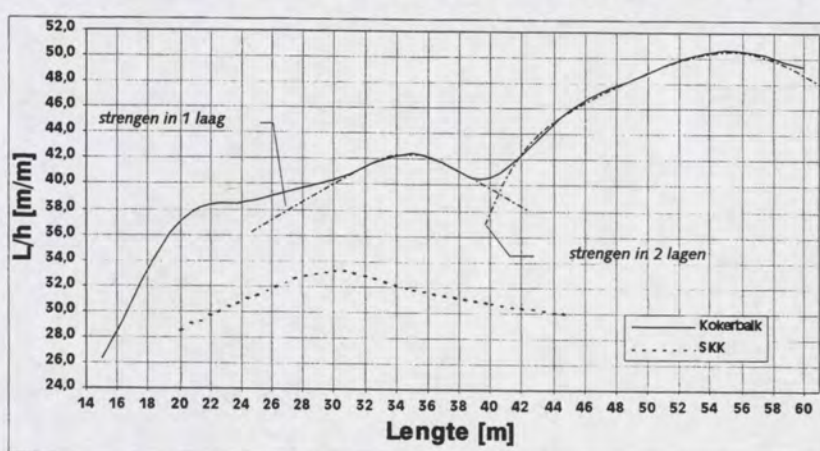


### 3.3.2 Variant 2b: Kokerligger met voorspanwapening

Naast de omgekeerde T met voorspanning wordt bij geprefabriceerde liggers al jaren gebruik gemaakt van de kokerligger. Vandaar dat ook hier wordt gekeken of een economisch concurrerende variant kan worden gerealiseerd in zeer hoge sterkte beton. Net als bij 1b staat hier het eigen gewicht van de ligger centraal en in mindere mate de slankheid. Zie voor de resultaten van deze kokerligger bijlage B-5.

#### Slankheid

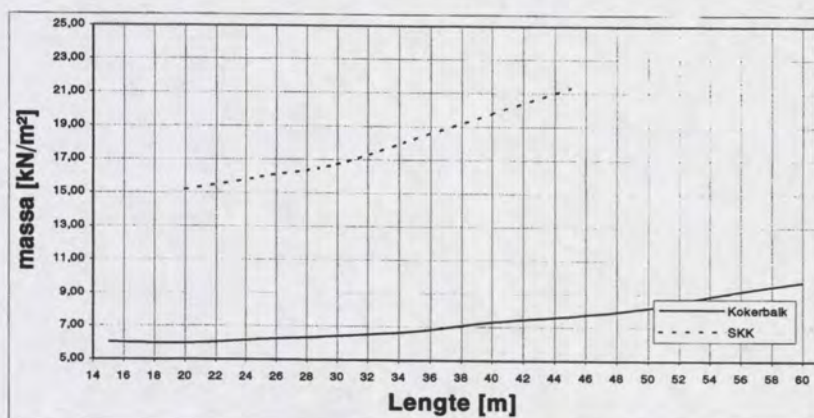
De slankheid van de kokerligger vertoont enkele sprongen die toelichting benodigen. Om te beginnen de erg lage slankheid bij 15 meter. Dit wordt veroorzaakt door de spanningseis. Deze spanningen zijn zo groot dat de ligger erg hoog dient te worden om dit te kunnen weerstaan. Vervolgens is de grafiek op te delen in twee curven. Bij de eerste curve passen de staven in één laag en bij de tweede curve vanaf 40 meter worden de strengen over twee lagen verdeeld.



Figuur 3-17 Slankheid variant 2b ten opzichte van SKK

#### Eigen gewicht

De figuur van de slankheid vertoont een gelijkmatige stijging. Slechts tussen de 35 en 40 meter zit er een kleine sprong in het eigen gewicht. Dit wordt veroorzaakt doordat de strengen over twee lagen verdeeld moeten worden in plaats over één. De stijging zou groter geweest zijn als ten gevolge van trekspanningen aan de bovenzijde ook bij één laag strengen de onderflens zo smal mogelijk was gehouden en niet zoals nu constant is gehouden op 1480 mm. Bij twee lagen zijn er geen trekspanningen en kan de onderflens wel zo smal mogelijk worden gehouden om beton uit te sparen.



Figuur 3-18 Eigen gewicht variant 2b ten opzichte van SKK



### 3.3.3 Variant 2c: Kokerligger niet groter dan B65-ligger

Net als bij de omgekeerde T met druklaag wordt ook bij de kokerligger gekeken naar een variant waarbij de constructiehoogte net zo hoog is als de bestaande liggers. Nu liggen de L/h-waarden niet zo dicht bij elkaar als bij de omgekeerde T en kan geen constante L/h aangehouden worden. Daarom zal dezelfde constructiehoogte worden aangehouden als bij een B65 kokerligger met streng  $\varnothing 15,7$  mm. Deze waarden zijn in onderstaande tabel weergegeven.

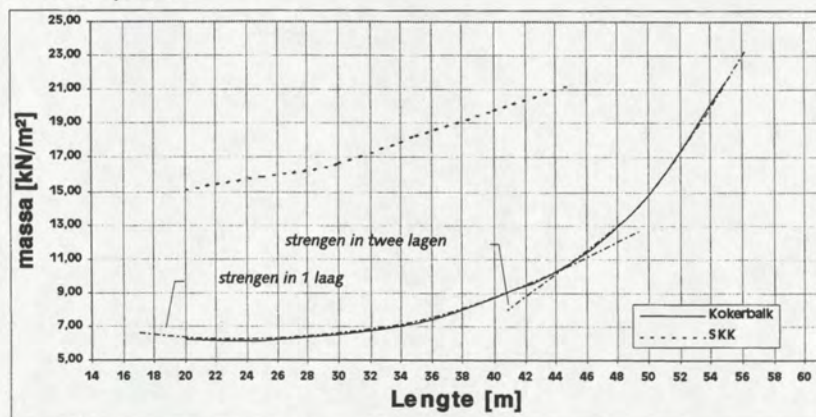
overspanning (L in m.)	constructiehoogte (h in m.)	L/h
20	0.70	28.6
25	0.72	34.7
30	0.81	37.0
35	0.96	36.5
40	1.16	34.5
45	1.45	31.0
50	1.80	27.8
55	2.27	24.2

Tabel 3-6 Slankheid van B65 kokerliggers

Doel van deze variant is om te kijken hoeveel de bestaande B65-ligger dunner kan worden en hoeveel winst dit oplevert voor het eigen gewicht om te kunnen concurreren met de vorige variant met voorspanning.

#### Eigen gewicht

Bij deze variant valt op dat er vanaf 30 meter slechts één reden is waar de ligger op wordt geconstrueerd en dat zijn de minimale geometrische afmetingen zoals deze eerder zijn opgesteld. Dit houdt in dat het beton bij grotere overspanningen minder efficiënt wordt gebruikt en sneller leidt tot behoorlijk grote afmetingen en dito eigen gewicht. Toch zit bij 45 meter een overgang in de figuur. Dit wordt veroorzaakt doordat het aantal strengen niet meer in één laag past, maar over twee lagen verdeeld moet worden. Ook bij deze variant is de onderflens zo smal mogelijk gehouden om zoveel mogelijk beton uit te sparen.

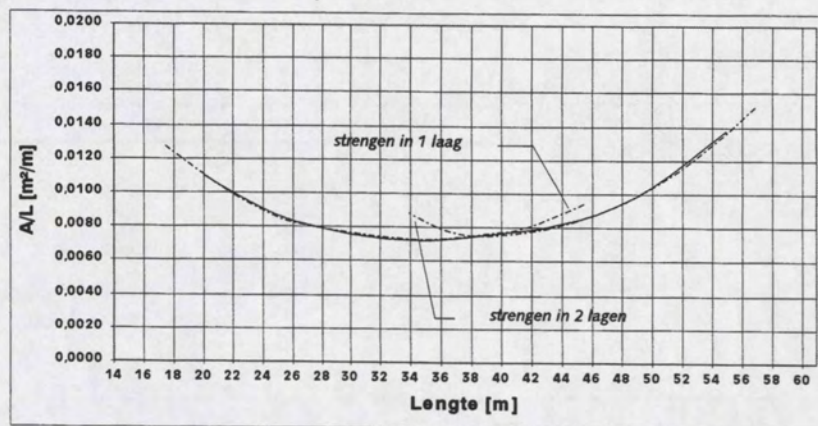


Figuur 3-19 Eigen gewicht variant 2c ten opzichte van SKK



### Betonverbruik

Bij het betonverbruik ligt het optimum bij 35 meter. Dit is precies de overspanningslengte waar vanaf de geometrische eisen maatgevend zijn. Deze tellen dan zo zwaar mee dat het betonverbruik per meter flink stijgt. Verder zijn net als bij de figuur met de slankheid ook de twee eerder genoemde curven te onderscheiden.



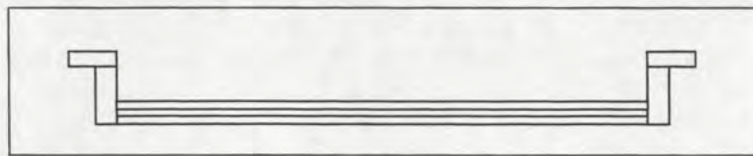
Figuur 3-20 Betonverbruik variant 2c

Zie voor meer resultaten van deze variant bijlage B-6.



### 3.4 Trogbrug

Een derde alternatief waarvoor zeer hoge sterkte een geschikte oplossing lijkt te zijn is de trogbrug. Op dit moment is de trogbrug een brug die niet voor het wegverkeer wordt toegepast, maar wel voor het spoorverkeer. Voor het spoorverkeer wordt de trogbrug juist wel toegepast, omdat dit brugtype een laag gelegen rijdek heeft waardoor treinen minder hoogte hoeven te overwinnen. Dit scheelt aanzienlijk in de prijs van het grondwerk gelet op het lage stijgingspercentage dat voor het treinverkeer is toegestaan. Een nadeel van de trogbrug voor het wegverkeer bij koude weersomstandigheden is dat een rijstrook die de hele dag in de schaduw ligt wel last heeft van aanvriezing, terwijl een rijstrook die wel wordt beschenen door de zon daar geen hinder van ondervindt. Dit kan leiden tot gevaarlijke weersomstandigheden. Bij het ontwerp voor de trogbrug wordt dan ook aangenomen dat tijdens koude weersomstandigheden het wegdek verwarmd kan worden, waardoor geen gevaarlijke situaties ontstaan.

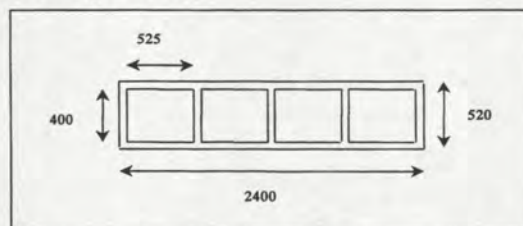


Figuur 3-21 Dwarsdoorsnede trogbrug

Omdat er bijna geen ervaring is met het construeren van trogbruggen voor het wegverkeer zal een drietal varianten van de trogbrug aan bod komen. De eerste twee varianten zijn gebaseerd op de totale hoogte van de constructie om bij een bepaalde afstand een niet te hoge constructie te krijgen. Bij de derde variant wordt de constructiehoogte zo hoog dat automobilisten nog net over de betonnen wand kunnen kijken, dit om het opgesloten gevoel weg te nemen.

Het ontwerp is zo gemaakt dat het wegdek de belasting afdraagt aan de hoofdliggers, waarna deze de belasting afdragen aan de oplegpunten. Aangenomen wordt de belasting niet gespreid wordt over meerdere segmenten. Omdat het ontwerp geschikt moet zijn voor prefabricage is de breedte van één segment 2.4 meter. Een breedte die gebaseerd is op het transport van de liggers over de weg.

Vervolgens is een globaal ontwerp gemaakt voor het rijdek zodat goed bekend is wat de belasting hiervan voor het totale eigen gewicht is. Het ontwerp is een kokervormige ligger, omdat een dichte ligger te veel weegt en derhalve meer beton kost. Er wordt dus vanuit gegaan dat een hoger dek zoveel beton kan uitsparen dat de kosten van meer grondwerk en een zwaarder uitgevoerde onderbouw hier niet tegen opwegen. Dit kokervormige rijdek meet een hoogte van 520 mm, opgebouwd uit flenzen van 60 mm (1 voorspanstreng 15.7 mm plus dekking), en lijven van 60 mm. Zie bijlage A-3 voor een berekening hiervan.



Figuur 3-22 Dwarsdoorsnede rijdek

Een probleem dat kan optreden met de trogbrug is een gebrek aan stijfheid van de dwarsdoorsnede. Daarom is voor de ontwerpen een L-vormige hoofdligger toegepast om te voorkomen dat de hoofdligger naar de zijkant kan wegknikken en om de traagheid te vergroten. Verder kan de uitkraging dienst doen als druklaag.

Voor het construeren van de trogbrug is voor de uitkraging een constante breedte aangehouden, die pas verhoogd wordt als de dikte van deze uitkraging meer dan de helft van de breedte is. De minimum breedte van deze uitkraging bedraagt 750 mm en wordt verhoogd in stappen van 250 mm tot een maximum breedte van 1250 mm.

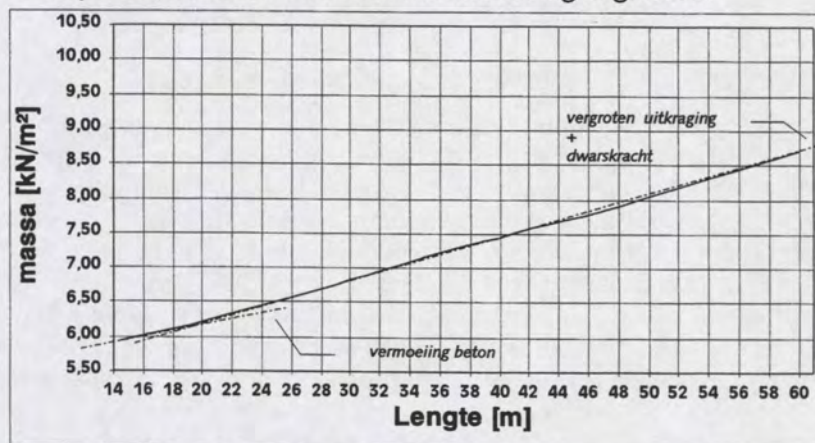


### 3.4.1 Variant 3a: Hoofdligger met $L/h$ is gelijk aan 12.5

Als eerste wordt gekeken naar een hoofdligger met een slankheid gelijk aan 12.5. Dit resulteert bij korte overspanningen tussen de 15 en 25 meter in niet al te hoge wanden. De vraag is wat dit voor gevolgen met zich meebrengt voor de grotere overspanningen, naast de hogere wanden. Binnen deze variant is bij alle overspanningen gebruik gemaakt van zeven strengs omhullingsbuizen. Deze zijn hier gekozen omdat zij voor niet al te dikke hoofdliggers zorgen en verder de loze ruimten tussen de omhullingsbuizen die gevuld moeten worden met beton beperkt zijn. Voor de hoofdliggers geldt dat de opneembare dwarskracht berekend is op de gaten van de omhullingsbuizen.

#### Eigen gewicht

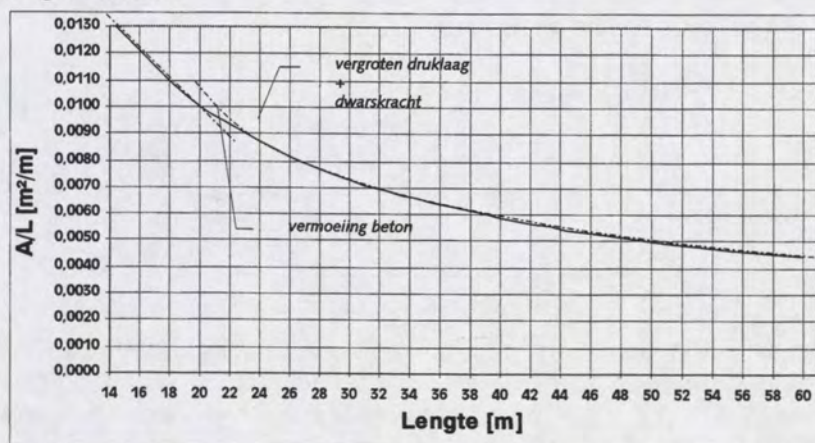
Het eigen gewicht van deze variant van de trogbrug verloopt bijna lineair, alleen bij een 24 meter grote overspanning is een overgang in de figuur terug te vinden. Dit wordt veroorzaakt doordat dwarskracht maatgevend wordt net als de uitkraging. Deze doet dienst als druklaag, maar is niet meer voldoende groot om alle krachten van het voorspanstaal kan opnemen wanneer dit gaat vloeien. Deze twee punten leiden tot een toename van het eigen gewicht.



Figuur 3-23 Eigen gewicht variant 3a

#### Betonverbruik

Net als bij het eigen gewicht is in dit figuur ook de maatgevende dwarskracht en de vergroting van de druklaag terug te vinden.



Figuur 3-24 Betonverbruik variant 3a

Zie bijlage B-7 voor een overzicht van afmetingen en maatgevende ontwerpeisen.



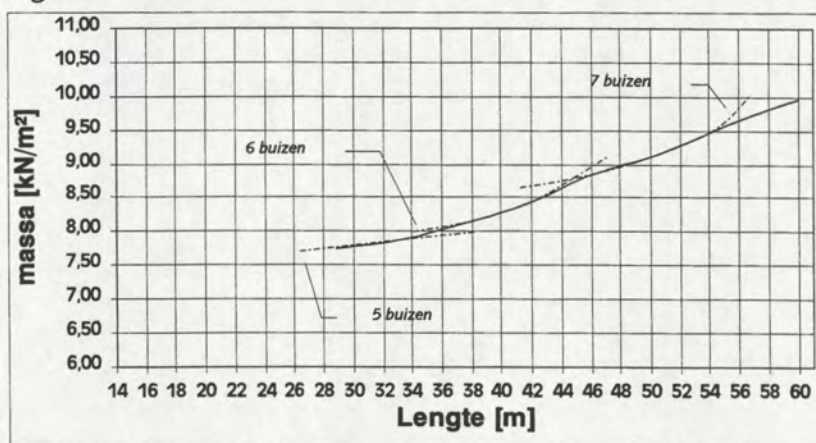
### 3.4.2 Variant 3b: Hoofdligger met $L/h$ is gelijk aan 20

Het tweede ontwerp voor de trogbrug is gemaakt voor de hoofdligger met een slankheid van  $L/h$  is gelijk aan 20. Deze waarde is zo gekozen, omdat dit bij de middelgrote overspanningen van 35 – 50 meter tot niet al te hoge wanden leidt. De vraag is echter of kleinere overspanningen met realistische afmetingen mogelijk zijn.

Om de ontwerpen te kunnen realiseren is gebruik gemaakt van 19 strengs omhullingsbuizen. Grotere leiden tot een dikkere constructie, terwijl kleinere omhullingsbuizen niet gaan, omdat dan de vereiste excentriciteit van het voorspanstaal niet gehaald kan worden.

#### Eigen gewicht

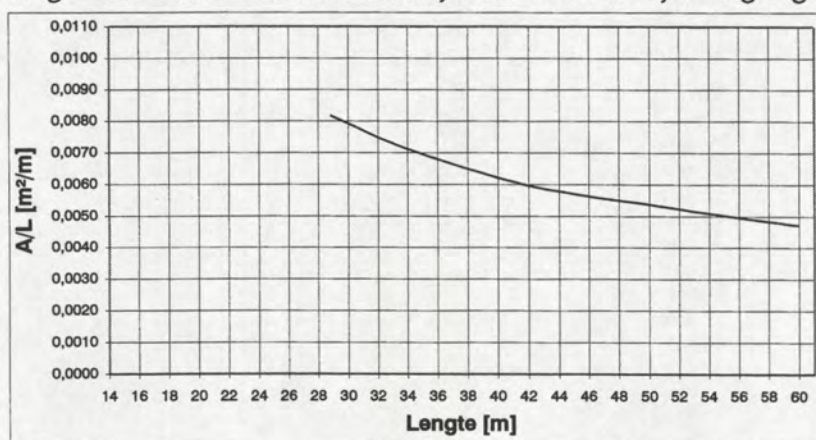
Een trogbrug met hoofdliggers met een grotere slankheid dan het vorige alternatief is voor de kleinere overspanningen moeilijk te realiseren met 19 strengs omhullingsbuizen. Wat in de figuur terug te vinden is het aantal omhullingsbuizen dat toegepast wordt bij een bepaalde overspanningslengte.



Figuur 3-25 Eigen gewicht variant 3b

#### Betonverbruik

Ook uit het betonverbruik is op te maken dat voor de middelgrote overspanningen relatief veel beton nodig is, gelet op de sterkere daling van de grafiek. Het onderscheid tussen het aantal gebruikte omhullingsbuizen komt hier niet zo duidelijk naar voren als bij het eigen gewicht.



Figuur 3-26 Betonverbruik variant 3b

Zie voor een overzicht van de afmetingen en maatgevende ontwerpisen bijlage B-8.



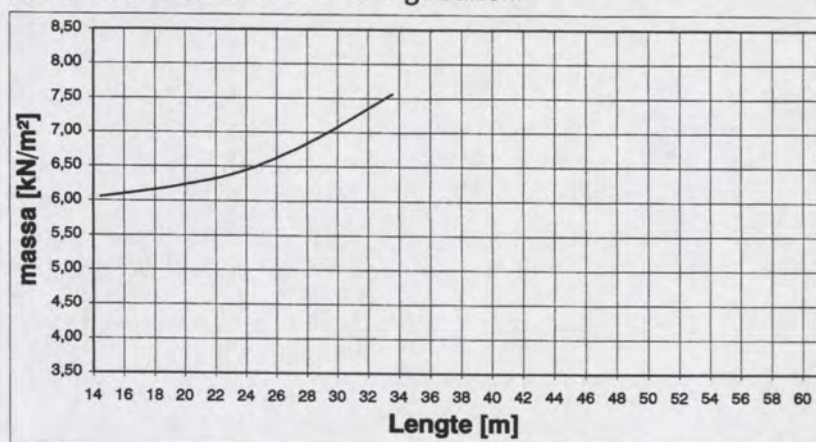
### 3.4.3 Variant 3c: Hoofdligger met constante liggerhoogte

De laatste variant van de trogbrug die aan de orde komt is de trogbrug met een constante hoogte van de twee hoofdliggers. De hoogte van deze liggers is bepaald op 1.75 meter, opgebouwd uit een rijdehoogte van 0.52 meter en een resterende wandhoogte van ongeveer 1.25 meter. Een niet te hoge wand voorkomt dat automobilisten claustrofobische gevoelens krijgen wanneer ze over de brug rijden, en tegelijkertijd kan de geleiderail in de druklaag geïntegreerd worden.

Bij deze variant worden verschillende omhullingsbuizen gebruikt, rekening houdend met een zo dun mogelijke hoofdligger en een te realiseren excentriciteit.

#### Eigen gewicht

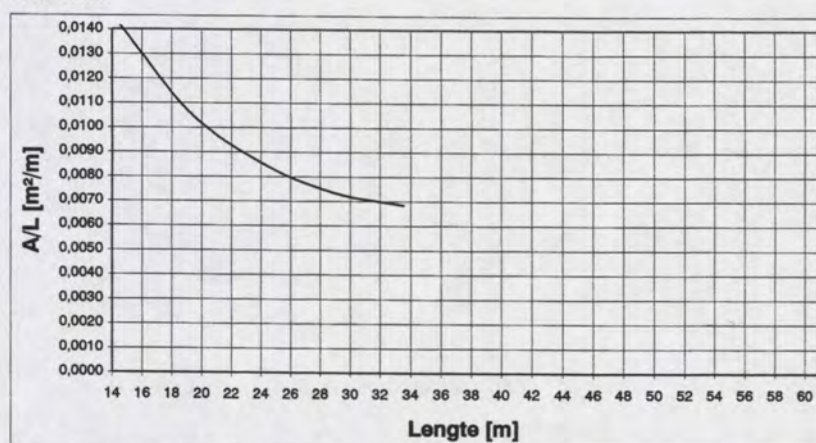
De figuur vertoont een stijgende lijn, maar karakteristieke punten zijn niet echt te onderscheiden. Voor een overspanning van ongeveer 15 meter is relatief veel beton nodig gelet op de vrijwel horizontaal lopende lijn. Naar mate de overspanningslengte toeneemt stijgt ook de massa, dit komt door de steeds grotere omhullingsbuizen. Bij 15 meter zijn dit nog 7-strengs, terwijl bij 30 meter en 35 meter grote overspanningen dit 12 respectievelijk 19-strengs zijn. Overspanningen groter dan 35 meter zijn niet meer te realiseren met de 19-strengs buizen.



Figuur 3-27 Eigen gewicht variant 3c

#### Betonverbruik

Net als bij het eigen gewicht zijn ook hier geen karakteristieke punten aan te wijzen. Toch valt ook hier de zeer sterke afname van het betonverbruik op bij overspanningen groter dan 15 meter. De relatief grote hoeveelheid beton is bij de kleinste overspanningslengte nodig om het opbuigen van de ligger te voorkomen.



Figuur 3-28 Betonverbruik variant 2b

Zie voor een overzicht van de afmetingen en maatgevende ontwerpeisen bijlage B-9.



### 3.5 Evaluatie

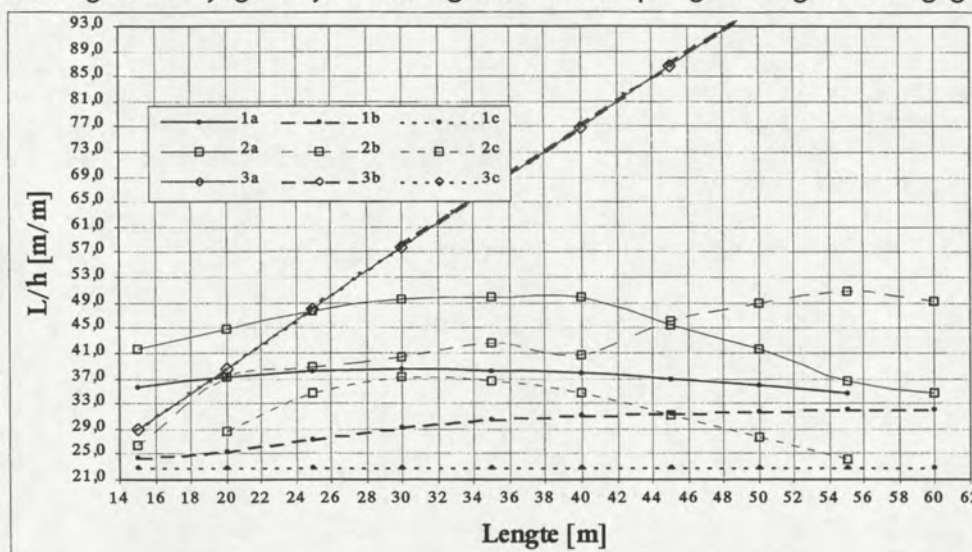
Nu de alternatieven met de verschillende varianten zijn besproken kunnen ze met elkaar vergeleken worden. Verder kan na het maken van de globale voorontwerpen wat meer worden verteld over de verdere ontwikkeling van de vorm van de varianten. Tot slot zal uit de resultaten een casestudie worden afgeleid.

#### 3.5.1 Onderlinge resultaten

De gemaakte varianten zullen tegen elkaar uitgezet worden voor de slankheid, het betonverbruik en het eigen gewicht. Treden er grote onderlinge verschillen op of hebben de varianten eenzelfde soort verloop? Lig er een optimum bij een bepaalde overspanningslengte?

##### Slankheid

Bij de slankheid wordt de lengte gedeeld door de rijdekhogte uitgezet tegen de lengte. Zie hiervoor onderstaande figuur. In bijlage C zijn de drie figuren van deze paragraaf vergroot weergegeven.



Figuur 3-29 Slankheid van de varianten

Hieruit volgt dat bij overspanningen tot 25 meter de kokerligger het slankst geconstrueerd kan worden en voor grotere overspanningen de trogbrug het slankst is. Dit komt omdat de trogbrug voor iedere overspanningslengte dezelfde constructiehoogte heeft en naar mate de overspanning groter wordt, dit steeds gunstiger uitvalt.

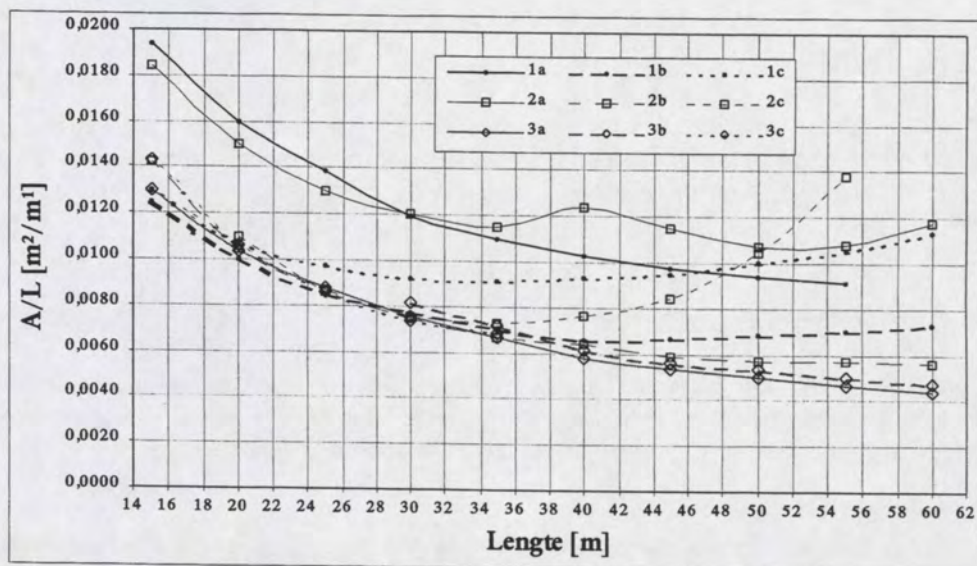
Verder blijkt dat de varianten 1a, 2a en 2b een optimum hebben bij (gemiddeld) 30 tot 35 meter en dat de slankheid van variant 1b vrijwel niet toeneemt bij overspanningen groter dan 35 meter.

##### Betonverbruik

Uit het figuur op de volgende bladzijde komt naar voren dat voor overspanningen tot 32 meter variant 3c het minste beton verbruikt, en na 32 meter variant 3a de minste hoeveelheid beton nodig heeft en dat de varianten 1a en 2a de grootverbruikers zijn.

De varianten 1b, 1c en 2c hebben een optimum bij 35 tot 40 meter. Voor andere varianten zoals 1a, 2a, 2b, 3a en 3c blijkt dat het betonverbruik na 35 meter bijna niet afneemt.



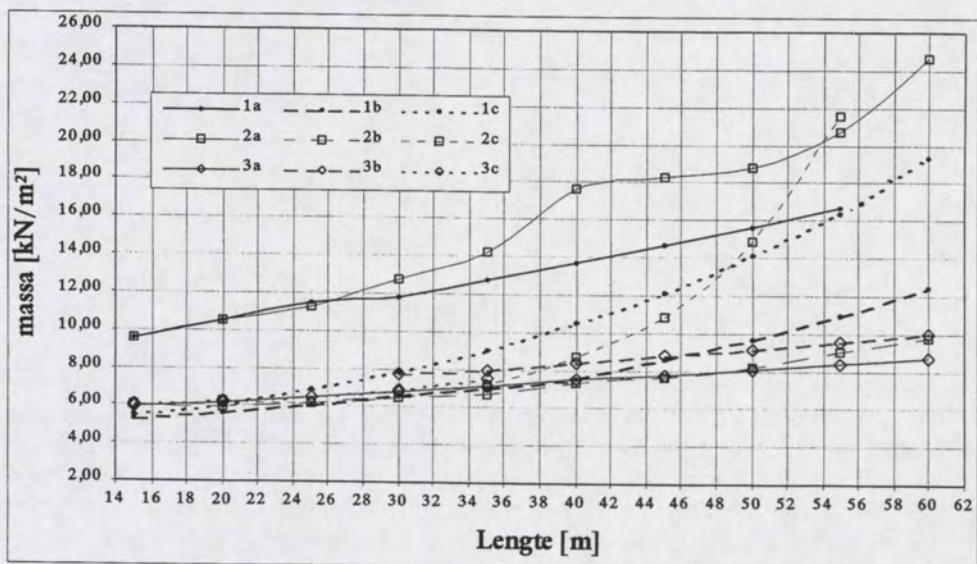


Figuur 3-30 Betonverbruik per meter

### Eigen gewicht

Bij kleinere overspanningen schelen de trogbrug varianten 3a en 3c, kokerliggers 2b en 2c en de omgekeerde T 1b elkaar niet zoveel. Voor de grotere overspanningen zijn 3a en 2b de bruggen met de laagste massa.

Geen enkele variant vertoont een optimum in onderstaande figuur. Wel blijkt dat na 35 meter enkele constructies flink in massa toenemen zoals 1b, 2a en 2c.



Figuur 3-31 Eigen gewicht van de varianten



### Conclusie

Zeer hoge sterkte beton heeft voor de uitgewerkte voorontwerpen een optimale waarde bij een overspanning van 35 meter. Dit volgt uit de figuren die in de vorige paragraaf vermeld staan, immers:

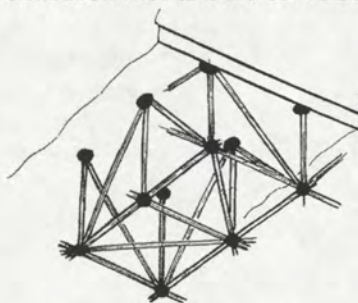
- bij een overspanning van 35 meter wordt, met uitzondering van de trogbruggen, de grootste slankheid bereikt of neemt de slankheid bijna niet meer toe
- is het betonverbruik bij een aantal voorontwerpen minimaal of neemt het verbruik bijna niet meer af
- neemt het eigen gewicht van een groot aantal ontwerpen harder toe bij overspanningen groter dan 35 meter dan bij kleinere overspanningen

Zoals vermeld staat in §2.3.1 zijn er twee bruggen gebouwd met zeer hoge sterkte beton. Zijn dit dan geen betere ontwerpen en zijn dit geen geschikte ontwerpen voor verkeersklasse 60 bruggen? Hieronder zullen de vakwerkbrug en de  $\pi$ -ligger in het kort besproken worden en of het juist was deze ontwerpen niet mee te nemen.

### Vakwerkbrug

Een vakwerkbrug heeft als groot voordeel dat het eigen gewicht van deze brug zeer laag is. Echter kleven er nadelen aan die niet op wegen tegen dit ene voordeel, te weten:

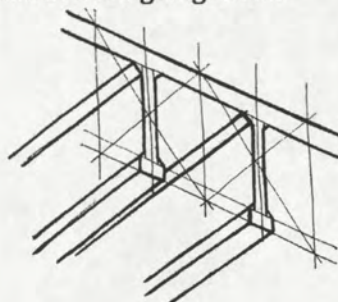
- vermoeiing van beton aan de onderzijde is een groot probleem voor hele lichte constructies, het verhogen van de constructiehoogte lost dit probleem op, maar gaat ten koste van de slankheid, betonverbruik en eigen gewicht
- dimensioneren vakwerkstaven op aanrijdinggevaar; hoe moet de constructie de krachten opnemen als staven door een aanrijding wegvallen?
- lastige verbinding van de vakwerkstaven met andere constructieonderdelen



Figuur 3-32 Vakwerkbrug

### $\pi$ -ligger

Een  $\pi$ -ligger is een zeer eenvoudig uit te voeren brugtype. Toch kleeft ook aan dit brugtype een groot nadeel dat niet opweegt tegen het voordeel. Ook hierbij geldt dat vermoeiing van het beton aan de onderzijde een probleem oplevert en dat het traagheidsmoment ook klein is. Er is geen materiaal aan de onderzijde van deze constructie om vermoeiingsbelasting op te kunnen nemen. Om de spanningen onderin te reduceren moet de constructiehoogte verhoogd worden. Dit gaat ten koste van de slankheid, betonverbruik en het eigen gewicht.



Figuur 3-33  $\pi$ -ligger

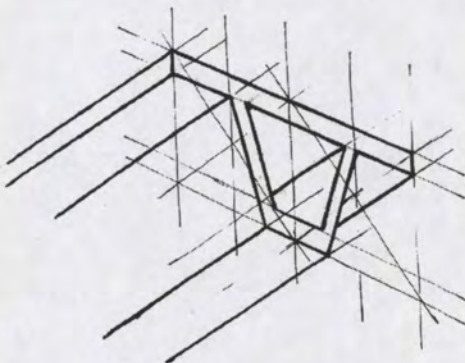
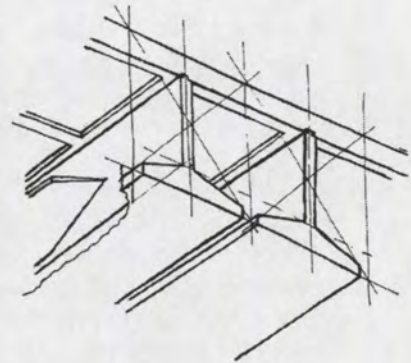


### 3.5.2 Doorontwikkeling van de alternatieven

Nu globaal de ontwerpen voor de omgekeerde T met druklaag, de kokerligger en de trogbrug bekend zijn, kan kort worden beschreven in welke richting de ontwerpen zich waarschijnlijk zullen ontwikkelen als deze met zeer hoge sterkte beton worden gebouwd.

#### Omgekeerde T met druklaag

Het ontwerp van de omgekeerde T zal niet zoveel wijzigen. De verbinding tussen lijf en onderflens zal iets geleidelijker verlopen dan nu het geval is om te grote schuifspanningen in de keel bij de aansluiting lijf – onderflens te voorkomen en piekspanningen te vermijden. Verder kan het lijf van het uiteinde tot het midden van de ligger steeds dunner worden, omdat de dwarskracht minder wordt. Om minder beton in het dek te gebruiken, kunnen uitsparingen worden toegepast.

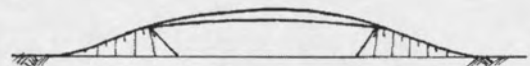
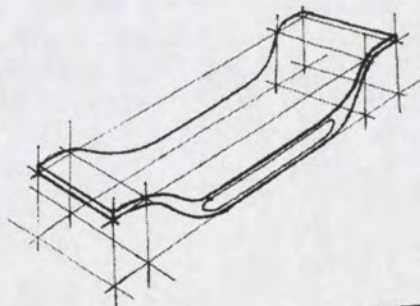


#### Kokerligger

Wanneer de onderflens iets dikker wordt gemaakt, kan slanker worden geconstrueerd en kan de breedte van deze flens gereduceerd worden. De dekdikte kan worden gereduceerd door de lijven van de koker op de juiste plaats onder het dek te plaatsen. Een mogelijke kokerligger is in de figuur links getekend.

#### Trogbrug

Om meer beton uit te sparen kunnen hoofdliggers en rijdek meer geïntegreerd worden. Dit kan bijvoorbeeld gebeuren door te werken met een ronde vormgeving en mogelijk verloop in de hoogte van de trogbrug. Dit leidt daarnaast ook nog tot een esthetisch fraai vormgegeven brug.





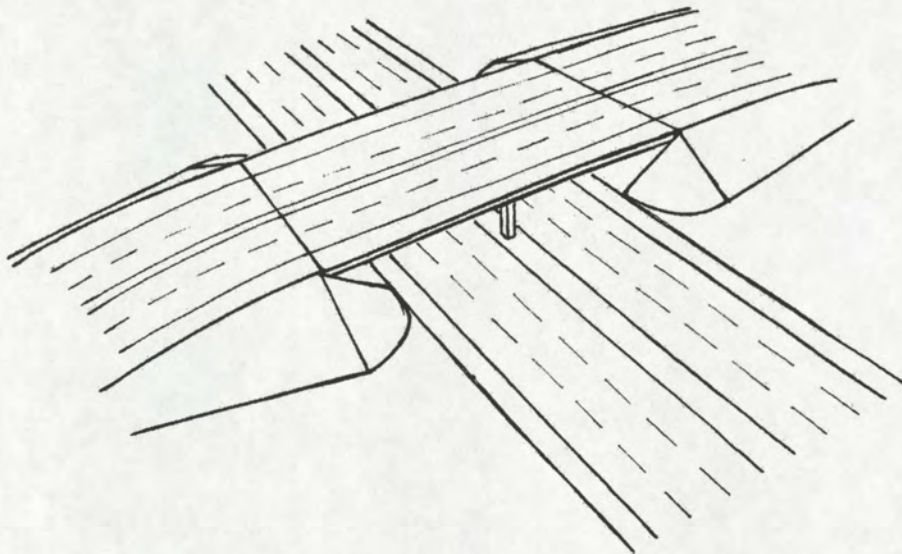
### 3.5.3 Casestudie

Op basis van de resultaten uit §3.5.1 wordt een casestudie opgesteld. Uit deze resultaten volgde dat zeer hoge sterkte beton een optimum kent bij een overspanning van 35 meter. Omdat deze overspanning maar zelden voorkomt, wordt een situatie gekozen die vaker voorkomt en een overspanning heeft die in de buurt komt van 35 meter. In de praktijk zijn de meeste geprefabriceerde elementen voor de bruggenbouw 20 tot 25 meter lang.

De casestudie zal dan het volgende project inhouden:

*Ontwerp een viaduct over een bestaande autosnelweg met 2\*3 rijstroken. Dit komt neer op twee overspanningen van twee keer ongeveer 28 tot 30 meter.*

Zie voor een schets onderstaande figuur. In hoofdstuk 4 zal het voorkeursontwerp voor deze case worden bepaald en dat ontwerp wordt in hoofdstuk 5 gedetailleerd uitgewerkt.



Figuur 3-34 Overzichtstekening casestudie







## 4 Afweging van de ontwerpen

Met behulp van een multicriteria-analyse zal het voorkeursontwerp worden bepaald. Bij deze afweging worden naast de voorontwerpen ook de ontwerpen van bruggen in zeer hoge sterkte beton uit hoofdstuk 2 meegenomen. Als eerste zal aandacht worden besteed aan de beoordelingscriteria, daarna worden aan de criteria gewichten toegekend en wordt het voorkeursontwerp bepaald.

### 4.1 Criteria voor de ontwerpen

De beoordeling is onderverdeeld in een viertal hoofdcriteria: zandlichaam, constructie, uitvoering en verkeershinder. Hieronder wordt ieder criterium kort toegelicht, tevens staan de hoofdcriteria in volgorde van belangrijk naar minder belangrijk. Dit geldt ook voor de subcriteria die binnen een hoofdcriterium onderscheiden worden. De criteria worden doorgenomen aan de hand van de te maken kosten.

#### **Zandlichaam**

Een lagere brug houdt in dat de te overwinnen hoogte lager is en dat de kosten voor de zandlichamen lager zijn. Er hoeft minder zand te worden aangevoerd, er is minder bekleding voor de terpen nodig en er hoeft minder grond te worden onteigend. Tevens is het ontlastend voor het milieu op langere termijn omdat het verkeer een kleiner hoogteverschil hoeft te overwinnen wat scheelt in het brandstofverbruik.

#### **Constructie**

De constructie van de brug kan worden opgesplitst in een drietal subcriteria die de kosten van de brugconstructie bepalen.

- |                |   |
|----------------|---|
| Betonverbruik: | <i>Uit het betonverbruik is af te lezen hoeveel van het (dure) zeer hoge sterkte beton in de brugconstructie is toegepast. Hoe lager het betonverbruik, des te goedkoper is de constructie.</i>   |
| Staalverbruik: | <i>Hoe meer staal in de constructie wordt gebruikt des te meer stijgen de kosten. Vooral voorspanstaal is prijzig.</i>  |
| Onderbouw:     | <i>Hoe zwaar de onderbouw van de brug uitgevoerd moet worden is afhankelijk van de belastingen op de brug. Een reductie van het eigen gewicht van de brug zorgt dan ook voor een afname van de belastingen. Dit betekent dat de onderbouw lichter en dus goedkoper uitgevoerd kan worden.</i> |

#### **Uitvoering**

Bij de uitvoering wordt gekeken naar de benodigde hoeveelheid bekisting, naar de afbouw en naar de montage van de brug.

- |            |   |
|------------|---|
| Bekisting: | <i>Om de elementen voor de constructie te maken is bekisting nodig. De benodigde hoeveelheid bekisting is afhankelijk van het oppervlak – volumeverhouding (A/V). Naar mate de A/V-waarde toeneemt is meer bekisting nodig dan bij een lage waarde en is dan dus duurder.</i> |
| Afbouw:    | <i>Bij de afbouw wordt gekeken hoeveel elementen koud tegen elkaar worden gestort. Zijn er verder onderdelen die geïntegreerd kunnen worden in de constructie zoals bijvoorbeeld de vangrail?</i>   |
| Montage:   | <i>Kan de brug eenvoudig worden gemonteerd of moeten ingewikkelde montageprocedures plaatsvinden om de constructie te realiseren? Hoe ingewikkelder de procedure des te hoger de kosten.</i>  |



## 4.2 Toetsing aan de criteria

Nu de criteria zijn opgesteld kunnen de voorontwerpen daaraan worden getoetst. Dit gebeurt door het toekennen van een dubbele plus (++), enkele plus (+), nul (0), enkele min (-), dubbele min (--). De plussen staan voor een positief effect, de nul voor gemiddeld en de minnen voor een negatief effect. De beoordeling van de alternatieven aan de opgestelde criteria ziet er dan als volgt uit:

Criteria		Alternatieven											
Hoofd	Sub	1a	1b	1c	2a	2b	2c	3a	3b	3c	4	5	6
Zandlichaam Constructie		0	-	--	+	0	0	++	++	++	+	0	--
	Betonverbruik	--	++	0	--	++	++	++	+	++	-	+	0
	Staalverbruik	-	0	++	--	0	0	++	+	++	-	0	+
Uitvoering	Onderbouw	--	+	0	--	+	+	++	+	++	0	+	+
	Bekisting	++	++	++	+	+	0	--	-	-	0	+	0
	Afbouw	-	-	-	0	0	0	++	++	++	+	0	+
	Montage	0	0	0	+	+	+	-	-	-	++	+	-

### Legenda

- 1a Omgekeerde T met betonstaalwapening
- 1b Omgekeerde T met voorspanwapening
- 1c Omgekeerde T niet groter dan B65-ligger
- 2a Kokerligger met betonstaalwapening
- 2b Kokerligger met voorspanwapening
- 2c Kokerligger niet groter dan B65-ligger
- 3a Hoofdligger met L/h is gelijk aan 12.5
- 3b Hoofdligger met L/h is gelijk aan 20
- 3c Hoofdligger met constante liggerhoogte
- 4 Holle plaatligger
- 5 Kokerbalk
- 6 Kokerprofiel

Tabel 4-1 Toetsing aan de criteria

Hieronder volgt een toelichting op de toetsing van de alternatieven en varianten aan de opgestelde criteria. De uitleg gebeurt door de subcriteria één voor één door te nemen.

- Zandlichamen:** Met een trogbrug is de grootste slankheid te realiseren bij de gestelde overspanningslengte. Voor de gewapende kokerligger en holle plaatligger is dit minder gunstig, maar nog altijd gunstiger dan bij de alternatieven 1, 5 en 6. Voor de trogbrug geldt dat het rijdek een constante hoogte heeft en naar mate de overspanning groter wordt gunstiger uitvalt.
- Betonverbruik:** De varianten 1b, 2b, 2c, 3a en 3c en alternatief 6 scoren op dit criterium het best. De kokerbalk scoort hier ook goed op, omdat dit een verbeterde versie is van variant 2b. De holle plaatligger scoort juist slechter, omdat de belasting minder goed kan spreiden dan bij alternatief 2 worden de liggers zwaarder belast. Het betonverbruik bij het kokerprofiel zal groter zijn, omdat daar problemen met vermoeiing van het beton aan de onderzijde zullen optreden.
- Staalverbruik:** De omgekeerde T is het gunstigste alternatief voor de hoeveelheid te gebruiken wapening- en voorspanstaal, omdat de belastingspreiding bij de omgekeerde T het grootst is en omdat dit een minder slanke constructievorm is. Bij minder slanke constructies is de inwendige hefboomsarm groter en is minder staal nodig, zo ook bij variant 2c en alternatief 6. Constructies waarbij de belastingspreiding minder is gebruiken meer voorspanstaal.
- Onderbouw:** De trogbrug is een licht alternatief en hoeft niet zo'n grote onderbouw nodig, omdat het een smallere brug is in vergelijking met de kokerligger en omgekeerde T. De varianten 1a en 2a met de grote hoeveelheden gewone wapening wegen het meest en zijn daarom ongunstig. De kokerbalk en het kokerprofiel zijn net als de varianten 2b en 2c gunstiger voor de onderbouw, door respectievelijk een betere spreiding van de belasting en door de lichtere constructie.



Bekisting:	<i>Bij een omgekeerde T is de minste bekisting nodig, omdat de oppervlak-volume verhouding het gunstigst is. Bij de andere alternatieven is dit ongunstiger, omdat zij allemaal een koker in hun vorm hebben. Bij alternatief 3 en de holle plaatligger moeten zelfs meerdere kokers tegelijkertijd worden gestort, wat extra veel bekisting kost.</i>
Afbouw	<i>De afbouw zal bij de trogbrug het simpelst zijn: de elementen hoeven niet tegen elkaar te worden gestort en de vangrail wordt met de wand geïntegreerd. De omgekeerde T is het minste alternatief, omdat hier nog een volledige druklaag moet worden gestort.</i>
Montage:	<i>De montage van de holle plaatligger is het meest eenvoudig, want hierbij hoeven de minste liggers te worden gelegd en koud tegen elkaar te worden gestort. Bij de alternatieven 2 en 5 moeten meer brugliggers tegen elkaar worden gestort. Bij de omgekeerde T moet een volledige druklaag worden gestort, terwijl bij de trogbrug en kokerprofiel de geprefabriceerde elementen tegen elkaar moeten worden gespannen.</i>

### 4.3 Toekennen van gewichten

Voor de multicriteria-analyse worden waarden aan de plussen en minnen toegekend en krijgen de hoofdcriteria en subcriteria gewichten om de onderlinge mate van belangrijkheid weer te geven. Voor het toekennen van deze gewichten is rekening gehouden met de actuele richtprijzen voor de bouw van een betonnen brug, zie hiervoor het figuur op de volgende bladzijde.

#### Waarden plussen en minnen

Het verschil tussen de plussen en minnen wordt lineair uitgedrukt. Negatieve getallen en de nul komen hier niet bij voor, omdat deze voor niet logische uitkomsten kunnen zorgen. De waarden zijn:

Symbool	Waarde
++	5
+	4
0	3
-	2
--	1

#### Gewichten hoofdcriteria

De gewichten van de hoofdcriteria zijn zo samengesteld dat zij overeenkomen met de waarden die wat betreft de kostenverhouding ook in de praktijk neerkomen als een brug in zeer hoge sterkte beton wordt gerealiseerd. De gewichten zijn:

Criterium	Gewicht [%]
Zandlichaam	65
Constructie	25
Uitvoering	10
Totaal	100

De verdeling komt dan uit op 65:25:10, omdat op de zandlichamen relatief de meeste kosten kunnen worden bespaard, vervolgens op het gebied van de constructie. De kosten voor de uitvoering van de brug een tiende deel uit.



### Gewichten subcriteria

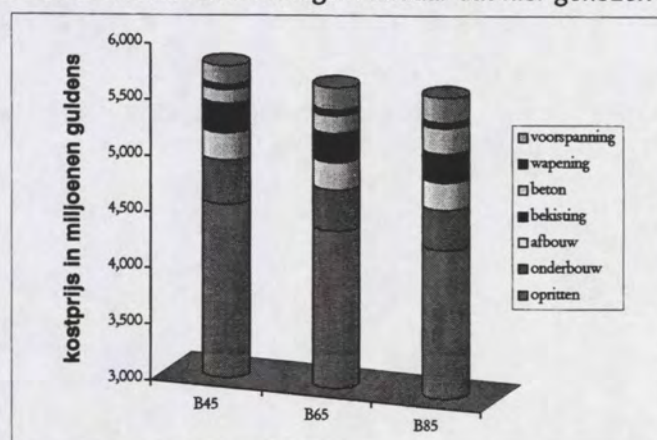
Binnen de hoofdcriteria kunnen ook aan de subcriteria waarden worden toegekend.

Constructie	Criterium	Gewicht	Gewicht [%]
	Betonverbruik	25	69.4
	Staalverbruik	6	16.7
	Onderbouw	5	13.9
	<b>Totaal</b>	<b>36</b>	<b>100</b>

Binnen de constructiekosten is het beton van de grootste invloed, omdat zeer hoge sterkte beton immers een duur materiaal is. Het staalverbruik en de onderbouw zijn bijna hetzelfde, maar toch is het staal van iets groter belang dan de onderbouw, vanwege de duurdere voorspanstrengen en de besparing op de onderbouw door lichtere constructies.

Uitvoering	Criterium	Gewicht	Gewicht [%]
	Bekisting	2	40
	Afbouw	2	40
	Montage	1	20
	<b>Totaal</b>	<b>5</b>	<b>100</b>

De kosten voor de bekisting en voor de afbouw zullen ongeveer gelijkwaardig zijn, terwijl de montage ongeveer de helft hiervan bedraagt. Vandaar dat hier gekozen is voor de verhouding 2:2:1.



Figuur 4-1 Richtprijzen voor 2 overspanningen van 30 meter

(Bron: PAO cursus Ervaringen met hogere sterkte beton, Delft, september 2000)

### Samenvoegen gewichten criteria

Voor het rekenwerk worden de gewichten van de criteria tegen elkaar uitgezet in procenten. Hieruit volgt direct wat de invloed is van ieder criterium. Deze gewichten staan hieronder vermeld:

Criterium	Gewicht totaal [%]
Zandlichaam	65.0
Betonverbruik	17.4
Staalverbruik	4.2
Onderbouw	3.5
Bekisting	4.0
Afbouw	4.0
Montage	2.0
<b>Totaal</b>	<b>100</b>

Voorbeeld berekening subcriterium betonverbruik:

hoofdcriterium constructie:  $0.25 \cdot 100\% = 25.0\%$

subcriterium betonverbruik:  $0.694 \cdot 0.25 \cdot 100\% = 17.4\%$



De onderlinge verhoudingen zijn in de orde van grootte zoals bij een brug van zeer hoge sterkte beton worden verwacht. Zo volgt uit figuur 4-1 dat de opritten bij bruggen met twee overspanningen van dertig meter 70 tot 75% van de kosten bedraagt. Met zeer hoge sterkte beton kan slanker gedimensioneerd worden en kan op deze aan te leggen zandlichamen bespaard worden. Het beton is duurder dan de vermelde sterkteklassen in het figuur. Vandaar dat dit nu 17,5% van de totale kosten bedraagt. Voor het overige zijn de meeste waarden ongeveer gelijk gehouden, met uitzondering van de onderbouw. Omdat de meeste alternatieven en varianten lichter zullen zijn kunnen hier kosten op bespaard worden.

#### 4.4 Bepalen van het voorkeursontwerp

Na het vermenigvuldigen van de gewichten met de toegekende waarden aan de plussen en minnen volgen de uitkomsten zoals deze in onderstaande tabel zijn weergegeven.

Hoofd	Gew.	Criteria			Alternatieven											
		Sub	Gew.	Gew. Tot. [%]	1a	1b	1c	2a	2b	2c	3a	3b	3c	4	5	6
Zandlichaam	65			65,0	195	130	65	260	195	195	325	325	325	260	195	65
Constructie	25	Betonverbruik	25	17,4	17	87	52	17	87	87	87	69	87	35	69	52
		Staalverbruik	6	4,2	8	13	21	4	13	13	21	17	21	8	13	17
		Onderbouw	5	3,5	3	14	10	3	14	14	17	14	17	10	14	14
Uitvoering	10	Bekisting	2	3,6	20	20	20	16	16	12	4	8	8	12	16	12
		Afbouw	2	3,6	8	8	8	12	12	12	20	20	20	16	12	16
		Montage	1	1,8	6	6	6	8	8	7	4	4	4	10	8	4
Totaal	100			100	258	277	182	321	344	340	478	457	482	355	332	186

Tabel 4-2 Bepalen van het voorkeursontwerp

Uit deze tabel volgt dat variant 3c, de trogbrug met een constante hoogte van 1.75 meter bij twee overspanningen van ongeveer 30 meter iets beter wordt gewaardeerd dan de trogbrug met  $L/h = 20$ . Uit de tabel van de toetsing van de criteria, worden deze varianten hetzelfde beoordeeld. Alleen op het punt bekisting is de beoordeling verschillend.

Opvallend is dat de liggers met wapening binnen hun alternatief bijna net zo goed of nog beter zijn dan de riggers met voorspanning. Bij een overspanning van ongeveer 30 meter hebben deze liggers een lage rijdehoogte en omdat het criterium zandlichaam een grote weegfactor heeft, telt de lage constructiehoogte zwaar mee.

Verder volgt uit de bepaling van het voorkeursontwerp dat het uithollen van een bestaande omgekeerde T het minst presteren binnen het eigen alternatief, dit in tegenstelling tot de kokerligger.

#### 4.5 Gevoeligheidsanalyse

Het bepalen van het voorkeursontwerp heeft plaatsgevonden aan de hand van de vastgestelde gewichten. Maar wat zijn de consequenties voor het voorkeursontwerp als de gewichten in een andere verhouding voorkomen? Om te bepalen hoe gevoelig de ontwerpen zijn voor de gewichten worden de weegfactoren die toegekend zijn aan de hoofdcriteria veranderd in een gevoeligheidsanalyse.

Bij deze analyse is gekeken wat er gebeurt met het voorkeursontwerp als de invloed van de drie belangrijkste hoofdcriteria criteria zandlichaam, constructie en uitvoering groter zouden worden ten opzichte van de andere criteria. Verder komt de vraag aan bod of het voorkeursontwerp ook de voorkeur heeft als uitsluitend het viaduct wordt vervangen.



### Groter aandeel zandlichaam

Wanneer de prijzen van zand of van grondonteigening sterk stijgen of als het viaduct op dure grond wordt aangelegd, zal de invloed van het hoofdcriterium zandlichaam toenemen op de andere hoofdcriteria. Wat gebeurt er als het aandeel van het zandlichaam toeneemt tot 80% van de totale kosten? Tabel 4-3 geeft de uitkomst weer als het aandeel zandlichaam toeneemt.

Hoofd	Gew.	Criteria			Alternatieven											
		Sub	Gew.	Gew. Tot. [%]	1a	1b	1c	2a	2b	2c	3a	3b	3c	4	5	6
Zandlichaam	80			80,0	240	160	80	320	240	240	400	400	400	320	240	80
Constructie	15	Betonverbruik	25	10,4	10	52	31	10	52	52	52	42	52	21	42	31
		Staalverbruik	6	2,5	5	8	13	3	8	8	13	10	13	5	8	10
		Onderbouw	5	2,1	2	8	6	2	8	8	10	8	10	6	8	8
Uitvoering	5	Bekisting	2	2,0	10	10	10	8	8	6	2	4	4	6	8	6
		Afbouw	2	2,0	4	4	4	6	6	6	10	10	10	8	6	8
		Montage	1	1,0	3	3	3	4	4	4	2	2	2	5	4	2
Totaal	100			100	275	245	147	353	326	324	489	476	491	375	321	152

Tabel 4-3 Groter aandeel zandlichaam

Hieruit volgt dat alternatief 3 het voorkeursontwerp zou worden, met de holle plaatligger op de tweede plaats, gevolgd door de gewapende kokerligger. Zou het aandeel van het zandlichaam nog groter worden dan blijft de rangorde hetzelfde, omdat de trogbrug het laagste rijdek heeft.

### Groter aandeel constructie

Het bouwen met een nieuw materiaal kan leiden tot problemen die nooit eerder zijn opgetreden, waarbij het aandeel van het criterium constructie bij de te maken kosten stijgt. Vandaar dat in tabel 4-4 het percentage van de kosten voor het criterium constructie zijn verdubbeld van 25% naar 50% wat ten koste is gegaan van het zandlichaam.

Hoofd	Gew.	Criteria			Alternatieven											
		Sub	Gew.	Gew. Tot. [%]	1a	1b	1c	2a	2b	2c	3a	3b	3c	4	5	6
Zandlichaam	40			40,0	120	80	40	160	120	120	200	200	200	160	120	40
Constructie	50	Betonverbruik	25	34,7	35	174	104	35	174	174	174	139	174	69	139	104
		Staalverbruik	6	8,3	17	25	42	8	25	25	42	33	42	17	25	33
		Onderbouw	5	6,9	7	28	21	7	28	28	35	28	35	21	28	28
Uitvoering	10	Bekisting	2	4,0	20	20	20	16	16	12	4	8	8	12	16	12
		Afbouw	2	4,0	8	8	8	12	12	12	20	20	20	16	12	16
		Montage	1	2,0	6	6	6	8	8	8	4	4	4	10	8	4
Totaal	100			100	212	340	241	246	382	378	478	432	482	309	353	243

Tabel 4-4 Groter aandeel constructie

Wanneer de constructiekosten relatief het grootst zijn, blijkt dat hier geheel alternatief 3 het best scoort. De kokers, variant 2b, 2c en alternatief 5, zijn hier na de trogbruggen de beste oplossing. Als de subcriteria binnen het hoofdcriterium constructie een andere verhouding zouden hebben zal dit weinig gevolgen hebben voor de trogbrug, omdat deze op de drie subcriteria goed scoort.



### Groter aandeel uitvoering

Wat zou er gebeuren als de kosten voor uitvoering van het alternatief anders zou uitvallen? Bij de analyse in tabel 4-5 wordt het percentage van de uitvoering ongeveer verviervoudigd van 10% naar 37%. Dit gaat ten koste van het criterium zandlichaam.

Hoofd	Gew.	Criteria			Alternatieven											
		Sub	Gew.	Gew. Tot. [%]	1a	1b	1c	2a	2b	2c	3a	3b	3c	4	5	6
Zandlichaam	38			38,0	114	76	38	152	114	114	190	190	190	152	114	38
Constructie	25	Betonverbruik	25	17,4	17	87	52	17	87	87	87	69	87	35	69	52
		Staalverbruik	6	4,2	8	13	21	4	13	13	21	17	21	8	13	17
		Onderbouw	5	3,5	3	14	10	3	14	14	17	14	17	10	14	14
Uitvoering	37	Bekisting	2	14,8	74	74	74	59	59	44	15	30	30	44	59	44
		Afbouw	2	14,8	30	30	30	44	44	44	74	74	74	59	44	59
		Montage	1	7,4	22	22	22	30	30	30	15	15	15	37	30	15
Totaal	100			100	269	315	247	310	360	346	419	408	433	350	348	245

Tabel 4-5 Groter aandeel uitvoering

Variant 3c scoort hier het beste op, gevolgd door de andere twee trogbrugvarianten. De voorsprong van de trogbruggen op de andere alternatieven is dit keer niet zo groot. De verwachting is dan ook, wanneer de verhouding tussen de subcriteria bekisting, afbouw en montage zou wijzigen, waarbij de afbouw bijna geen invloed heeft, kunnen de variant 2b, 2c en de alternatieven 4 en 5 eenzelfde score halen als de trogbruggen.

### Vervanging viaduct

Is het voorkeursontwerp om bestaande viaducten te vervangen ook een goede mogelijkheid? Hierbij wordt er vanuit gegaan dat aan de terpen niets hoeft te worden gedaan en dat de verhoudingen van de drie andere hoofdcriteria hetzelfde zijn zoals deze in het begin zijn vastgesteld. Dit leidt tot de volgende resultaten:

Hoofd	Gew.	Criteria			Alternatieven											
		Sub	Gew.	Gew. Tot. [%]	1a	1b	1c	2a	2b	2c	3a	3b	3c	4	5	6
Zandlichaam	0			0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Constructie	70	Betonverbruik	25	48,6	49	243	146	49	243	243	243	194	243	97	194	146
		Staalverbruik	6	11,7	23	35	58	12	35	35	58	47	58	23	35	47
		Onderbouw	5	9,7	10	39	29	10	39	39	49	39	49	29	39	39
Uitvoering	30	Bekisting	2	12,0	60	60	60	48	48	36	12	24	24	36	48	36
		Afbouw	2	12,0	24	24	24	36	36	36	60	60	60	48	36	48
		Montage	1	6,0	18	18	18	24	24	24	12	12	12	30	24	12
Totaal	100			100	184	419	335	178	425	413	434	376	446	268	381	333

Tabel 4-6 Vervanging viaduct

Wederom scoort variant 3c het best. De varianten met betonstaalwapening scoren hier het slechtst, omdat deze de grootste betonverbruikers zijn en de grootste massa hebben. De varianten 1b, 2b en 2c zijn na de trogbruggen het meest geschikt, omdat deze ook gunstig uitpakken wat betreft de benodigde hoeveelheid zeer hoge sterkte beton.



**Conclusie**

Uit de gevoeligheidsanalyse volgt dat variant 3c bij alle vier de toetsingen als meest geschikt voorkeursontwerp naar voren komt. Ook de ander twee trogbrugvarianten scoren zeer goed en scoren slechts minimaal minder. De trogbruggen worden op grote afstand gevolgd door de twee voorgespannen kokerliggers en de holle plaatligger, waarbij de kokerliggers in de gevoeligheidsanalyse iets beter scoren dan de plaatligger. Het kokerprofiel scoort het slechtste. Dit profiel zal waarschijnlijk stukken beter scoren bij grote overspanningen waarbij de constructiehoogte van minder groot belang is.

In het vervolg zal variant 3c: de trogbrug met een vaste hoogte verder worden uitgewerkt voor een overspanning van 2\*28.8 meter. Deze afstand is gebaseerd op twaalf elementen met een breedte van 2.4 meter.



## 5 Definitief ontwerp trogbrug

Bij het definitieve ontwerp zal nu gedetailleerder naar de trogbrug worden gekeken en de vraag is of er wel of niet eindwarsdragers moeten worden toegepast. Wanneer deze wel worden toegepast kan het dek dunner worden gedimensioneerd. Tevens is het eigen gewicht lager en is minder grond nodig voor de zandlichamen, maar zal de hoofdligger zwaarder uitgevoerd moeten worden om de wringende momenten op te kunnen nemen en de hoekverdraaiing te verhinderen. Hier wordt aangenomen dat deze voordelen opwegen tegen een brug zonder eindwarsdrager.

### 5.1 Toegepaste rekenmethode

Voordat begonnen wordt met het dimensioneren van het rijdek, de hoofdliggers en de eindwarsdragers zal eerst onderzocht worden welke rekenmethodiek het beste gebruikt kan worden om een eerste inzicht te krijgen in het optredende wringend moment in de hoofdliggers bij een trogbrug.

#### 5.1.1 Methode inclusief rijdek

In het verslag van De Groot<sup>8</sup> staat een differentiaalvergelijking beschreven voor het wringend moment van een elementair liggerdeel  $dx$  zoals in figuur 5-1 weergegeven is, waarin ook het snedemoment tussen plaat en hoofdligger  $m_x$  is verwerkt volgens:

$$m_x = m_{pl} + s_{pl} \varphi_{pl} = GI_t \frac{d^2 \varphi_{\text{hoofdligger}}}{dx^2}$$

$m_{pl}$  = primaire last van de plaat op de hoofdligger  
 $s_{pl}$  = buigstijfheidcoëfficiënt van de plaat  
 $\varphi_{pl}$  = hoekverdraaiing van de plaat  
 $GI_t$  = wringstijfheid van de hoofdliggers  
 $\varphi_{\text{hoofdligger}}$  = hoekverdraaiing van de hoofdligger

Dit leidt tot onderstaande vergelijking voor de hoofdligger:

$$\frac{d^2 M_t}{dx^2} - \omega^2 M_t - \frac{dm_{pl}}{dx} = 0$$

In deze differentiaalvergelijking is:

$$\omega^2 = \frac{s_{pl}}{GI_t}$$

$\omega^2$  = verhouding tussen buigstijfheid plaat ( $s_{pl}$ ) en wringstijfheid hoofdligger ( $GI_t$ )

$M_t$  = wringend moment in de hoofdligger

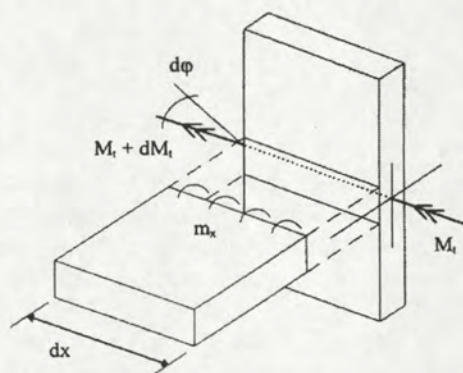
$m_{pl}$  = primaire last van de plaat op de hoofdligger (inklemmingsmoment rijdek met hoofdligger)

Wanneer deze vergelijking wordt opgelost, dan volgt voor het wringend moment in de hoofdligger:

$$M_t(x) = GI_t \frac{d\varphi}{dx} = GI_t \omega (C_1 \cosh \omega x + C_2 \sinh \omega x)$$

$C_1$  = constante

$C_2$  = constante



Figuur 5-1 Elementair liggerdeel  $dx$

<sup>8</sup> R.T.J. de Groot; Wringing in trogbruggen; Delft, juni 1996

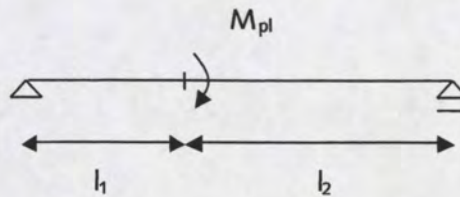


Voor een trogbrug met einddwarsdrager gelden voor de hoofdligger, wanneer er een geconcentreerd wringmoment op aangrijpt, de volgende vergelijkingen:

$$M_{pl,links} = \frac{\overline{S_{d,1}}}{S_{d,1} + S_{d,2}} M_{pl} \quad M_{pl,rechts} = \frac{\overline{S_{d,2}}}{S_{d,1} + S_{d,2}} M_{pl}$$

waarin:

$$\overline{S_{d,1}} = S \left( \frac{\gamma + \tanh \omega l_1}{1 + \gamma \tanh \omega l_1} \right) \quad \overline{S_{d,2}} = S \left( \frac{\gamma + \tanh \omega l_2}{1 + \gamma \tanh \omega l_2} \right)$$



Figuur 5-2 Primaire last op hoofdligger

$$S = \sqrt{S_{pl} G I_t} \quad = \text{samengestelde stijfheid van de trogdoorsnede}$$

$$\gamma = \frac{S_d}{S} \quad = \text{stijfheidsverhouding tussen einddwarsdrager en trogdoorsnede}$$

$$S_d = \frac{2E \frac{1}{12} h_d^3 b_d}{l_p} \quad = \text{stijfheid einddwarsdrager}$$

Bij de hierboven afgeleide methode zijn enkele opmerkingen te plaatsen die van invloed kunnen zijn op het ontwerp van de trogbrug:

- De methode is afgeleid voor spoorbruggen en niet voor verkeersbruggen. Een eenvoudige aanpassing voor verkeer is mogelijk al is de verkeersbelasting minder plaatsvast dan de trein op rails.
- De 'invoer' in de formules is een primair moment  $M_t$ . Met wijziging van momenten door de veroorzaakte hoekverdraaiing wordt geen rekening gehouden. De vergelijkingen zijn dus conservatief voor het inklemmingsmoment hoofdligger / rijdek en optimistisch voor het veldmoment in het rijdek.
- Bij het bepalen van het inklemmingsmoment van de rijvloer en hoofdligger wordt niet de excentriciteit van het aangrijppunt van de dwarskracht ten opzichte van het hart van de hoofdligger meegenomen. Om dit effect te compenseren is het inklemmingsmoment niet berekend voor de breedte van de rijvloer, maar voor de hart op hart afstand van de hoofdliggers.
- Er worden alleen maximale waarden ter berekening aangeboden. Het verloop van de primaire momenten in de lengterichting van de hoofdligger zijn niet te herleiden, uitsluitend de omhullende kromme van de maximale momenten is te berekenen.
- Het overgangsmoment in de einddoorsnede van de hoofdligger is uitsluitend afgeleid voor een ligger die volbelast wordt door een lijnlast.



### 5.1.2 Methode exclusief rijdek

Bij deze methode wordt de constructie geschematiseerd door twee hoofdliggers die onderling verbonden zijn door een strip waarop de belasting staat. De belasting genereert wringende momenten in de hoofdliggers, die op hun beurt een rotatie van deze liggers veroorzaakt. Door de rotatie gaat het rijdek zich meer als een scharnierende constructie gedragen.

Het wringend moment voor één hoofdligger, zoals geschematiseerd is in figuur 5-3, en de uiteindelijke rotatie hiervan, wordt bepaald volgens onderstaande methode waarbij  $i$  het inklemmingspercentage is van het rijdek:

voor het staafdeel links van A geldt:

$$M_t = C_1 \text{ en } GI_t \psi_I = C_1 x + C_2 \text{ en}$$

rechts van A geldt:

$$M_t = C_3 \text{ en } GI_t \psi_{II} = C_3 x + C_4$$

de randvoorwaarden zijn:

$$x = 0, \psi_I = 0 \text{ en } x = l, \psi_{II} = 0$$

de overgangsvoorwaarden in A:

$$x = a, \psi_I = \psi_{II}, M_I = M_{II} + i M$$

uit de eerste randvoorwaarde volgt:

$$C_2 = 0$$

uit de tweede randvoorwaarde volgt:

$$C_3 l + C_4 = 0$$

uit de eerste overgangsvoorwaarde volgt:

$$C_1 a = C_3 a + C_4$$

uit de tweede overgangsvoorwaarde volgt:

$$C_1 = C_3 + i M$$

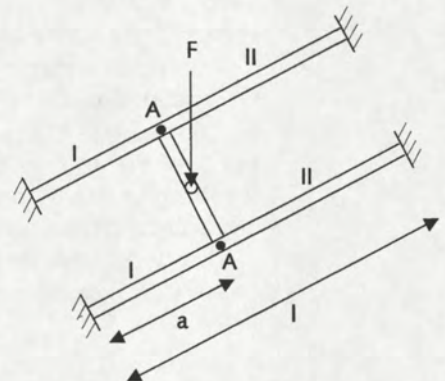
hieruit volgen de constanten:

$$C_1 = \frac{l-a}{l} i M, C_3 = -\frac{a}{l} i M, C_4 = a * i M$$

de oplossingen worden dus:

$$M_{I_1} = \frac{l-a}{l} i M, M_{I_n} = -\frac{a}{l} i M$$

$$GI_t \psi_I = \frac{l-a}{l} i M x, GI_t \psi_{II} = \frac{a}{l} i M (l-x)$$



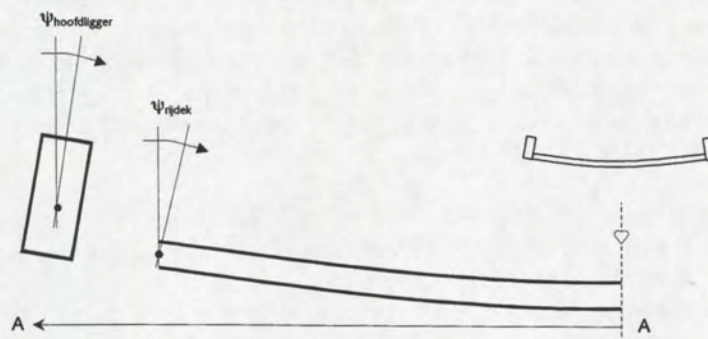
Figuur 5-3 Boven aanzicht trogbrug

De hoekverdraaiing  $\psi_{\text{hoofdligger}}$  die optreedt in het punt A van de hoofdligger wordt berekend door de waarde van  $GI_t \psi$  te delen door de wringstijfheid  $GI_t$  van de hoofdligger. De hoekverdraaiing  $\psi_{\text{rijdek}}$  die de belasting op het rijdek veroorzaakt is:

$$w_{\text{max;rijdek}} = \left( \frac{500 - 4i}{500} \right)^{5/384} \frac{q_{\text{totaal}} * l_{\text{rijdek}}^4}{EI}$$

$$\psi_{\text{rijdek}} = \frac{q_{\text{totaal}} * l^3}{24EI} = \frac{16}{5} \frac{w_{\text{max;rijdek}}}{l}$$

Het optredende inklemmingspercentage wordt gevonden wanneer de rotatie  $\psi_{\text{hoofdligger}}$  gelijk is aan  $\psi_{\text{rijdek}}$ .



Figuur 5-4 Dwarsdoorsnede A-A



Ook op deze methode zijn kritiekpunten te melden:

- De buigstijfheid van de vloer in zijn geheel wordt niet meegenomen, wel voor een klein gedeelte (2.4 meter) om de hoekverdraaiing te berekenen zoals in de hierboven weergegeven vergelijking.
- Wanneer het geconcentreerde wringmoment dichterbij de uiteinden van de hoofdligger komt, neemt de belasting op de einddwarsdrager toe. Deze eindwaarde zal in de praktijk minder groot zijn, omdat het wringmoment geen puntlast is maar een lijnlast.

#### **Conclusie**

Wanneer de twee methoden met elkaar vergeleken worden kunnen hier de volgende conclusies uit worden getrokken:

- De methode inclusief rijdek resulteert in een progressieve manier van berekenen van het geconcentreerde wringmoment op de brugeindes. Dit komt door het betrekken van de verschillende stijfheden van de einddwarsdrager en trogdoorsnede van de trogbrug.
- Bij dezelfde methode wordt het primaire moment conservatief berekend voor het midden van de trogbrug, omdat de hoekverdraaiing voor dit moment gunstig werkt.
- Bij de methode exclusief rijdek wordt juist in het midden progressief gerekend. De waarde van het primaire moment vormt hier de ondergrens. Omdat het rijdek over de gehele lengte de vervorming van de hoofdligger tegen wil werken zal het eigenlijke primaire moment iets groter zijn dan op deze wijze wordt berekend.
- Verder wordt bij deze methode het wringmoment op het uiteinde van de hoofdliggers te conservatief berekend, omdat het grootste deel van de stijfheid van het rijdek hier niet in verwerkt is.

Voor de berekening van het rijdek zal in het vervolg gebruik worden gemaakt van de methode exclusief rijdek, waarbij het primaire moment op de hoofdligger gereduceerd wordt. De hoofdligger zal worden gedimensioneerd aan de hand van de methode inclusief rijdek.

## **5.2 Uitvoeringsmethoden**

Om tot de exacte krachtsverdeling te komen zal eerst naar de uitvoering van de trogbrug moeten worden gekeken. Wat is immers de beste mogelijkheid om met geprefabriceerde onderdelen een trogbrug te bouwen? Twee principes komen hieronder aan bod.

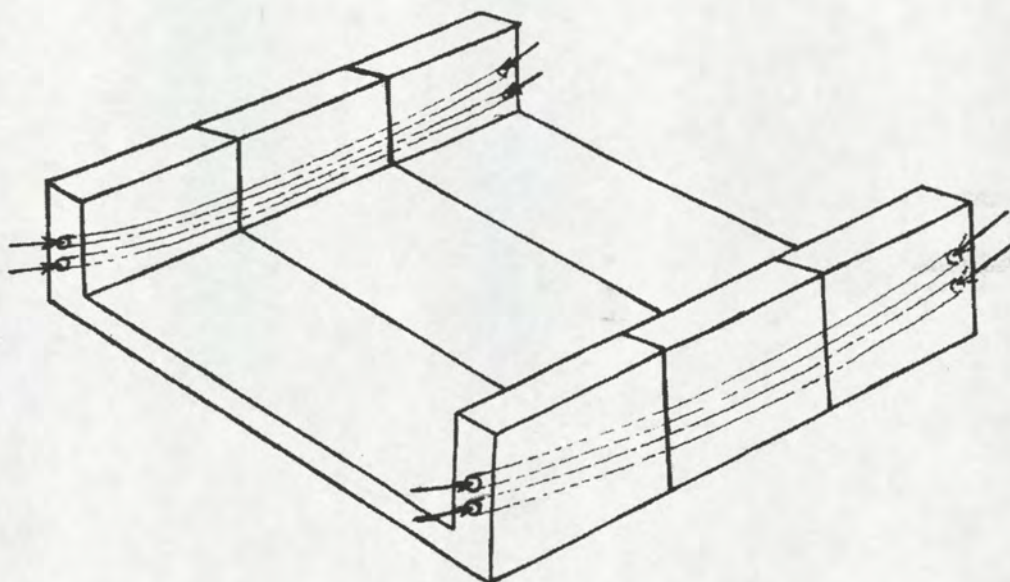
#### **Rijdek – hoofdligger één geheel**

Bij deze uitvoeringsvariant wordt de trogbrug net als bij de voorontwerpen opgedeeld in segmenten met een breedte van 2.4 meter. Om verzwakkingen door stortnaden te voorkomen worden de segmenten in één keer gestort. Wanneer de segmenten verhard zijn worden ze naar de bouwplaats vervoerd, op een ondersteuningsconstructie geplaatst en vervolgens koud tegen elkaar gespannen. Nadat dit gebeurd is kan de gehele trogbrug op zijn plaats wordt gelegd.

#### **Voordelen:**

- De aansluiting tussen hoofdligger en rijdek is één geheel en werkt dus volledig als inklemming, hierdoor treden aan de rand en veldmidden van het rijdek vrij lage momenten op waar het rijdek op gedimensioneerd moet worden.
- Er is één kist nodig voor het maken van de trogbrug.





Figuur 5-5 Rijdek – hoofdligger één geheel

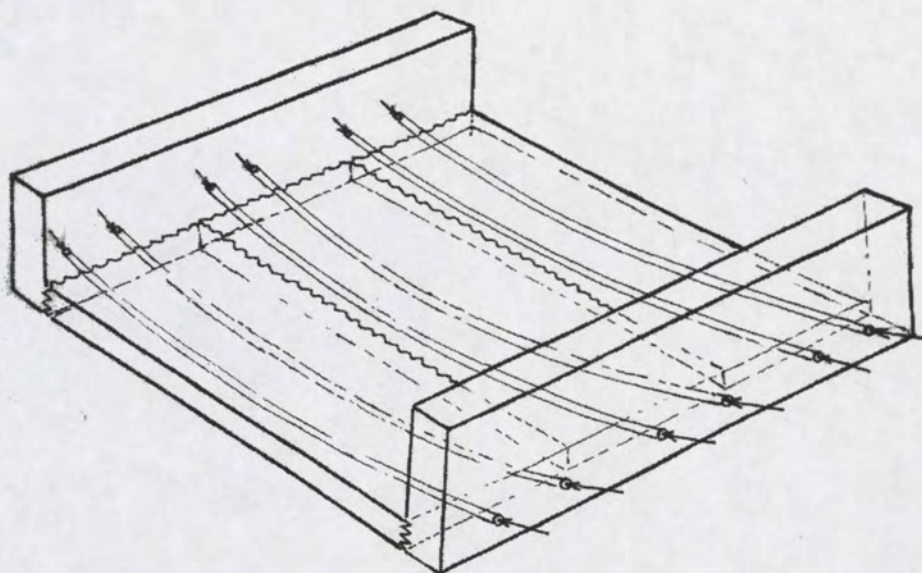
**Nadelen:**

- Om het wegvloeien van beton uit de hoofdligger naar het rijdek tijdens het storten te voorkomen is bekisting voor de bovenzijde voor het rijdek nodig die bestand is tegen de opwaartse druk van het vloeibare beton.
- Exacte maatvoering van de bekisting om de segmenten goed op elkaar te laten sluiten. Contramallen is een mogelijkheid dit te bereiken, mits de segmenten goed gemerkt worden om de juiste volgorde aan te houden.
- Het is moeilijk de wringende momenten op te nemen tussen de segmenten onderling, omdat het geen doorlopende constructie is.
- De trogbrug moet op een terrein nabij het toekomstige viaduct worden geassembleerd alvorens het op kan worden geplaatst. Dit kan problemen opleveren voor het aanvoeren van de losse segmenten.

**Rijdek – hoofdligger gescheiden**

Wanneer het rijdek en de hoofdligger gescheiden van elkaar worden gefabriceerd ontstaat een ander systeem als bij het vorige uitvoeringsprincipe. Er is een aparte kist nodig voor de hoofdligger en het rijdek. Ter plaatse van de bouwplaats zullen de hoofdliggers zo worden geplaatst dat er de ligger niet kan roteren ter plaatse van de oplegging, eventueel met een tijdelijke extra oplegging. Vervolgens worden de rijdekelementen tussen de liggers geplaatst. Om de trogbrug als een geheel te laten werken wordt passieve wapening toegepast tussen de rijdekelementen onderling en tussen element en hoofdligger en worden deze met elkaar verbonden door middel van een natte voeg.





Figuur 5-6 Rijdek – hoofdligger gescheiden

**Voordelen:**

- Het systeem is eenvoudig te fabriceren. Het storten van de hoofdliggers en rijdekelementen is hetzelfde principe als bij de alom bekende kokerliggers.
- De uitvoering van deze trogbrug vergt niet veel moeite en kan direct plaats vinden op de plaats van bestemming en niet op een nabij gelegen terrein.
- De nauwkeurigheid hoeft niet zo groot te zijn als bij het vorige principe, omdat er minder kans is op passingsproblemen.

**Nadelen:**

- Het eigen gewicht van het rijdek reageert als een scharnierend systeem en niet als de rustende en de verkeersbelasting als een inklemming. Dit leidt tot een groter moment waarop het rijdek moet worden gedimensioneerd.
- Moeilijke aansluiting van de bovenzijde van het rijdek met de hoofdligger om daar de trekkrachten op te nemen.
- De elementen moeten met elkaar verbonden worden door middel van een natte voeg.

**Keuze**

Op basis van de eenvoudigere fabricage en montage van de hoofdliggers en de rijdekelementen, en de uitvoering van deze constructie wordt gekozen voor het systeem met gescheiden hoofdligger en rijdek.

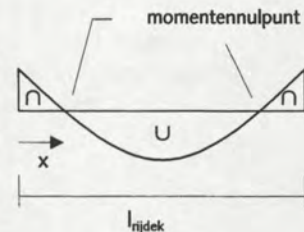


### 5.3 Rijdek

Het ontwerp van het rijdek geschiedt in twee onderdelen. Als eerste wordt de rijvloer, het direct bereiden constructieonderdeel van de brug, ontworpen en vervolgens een heel rijdeksegment. Voordat hier echter een begin mee kan worden gemaakt, zal eerst nader aan bod komen hoe de exacte aansluiting tussen rijdek en hoofdligger in elkaar steekt. Waarna het ontwerp aan de belastingconfiguratie getoetst wordt. Zie ook bijlage D.

#### 5.3.1 Aansluiting rijdek – hoofdligger

Wanneer naar de momentenlijn van de dwarsdoorsnede wordt gekeken dan zal deze overeenkomen met het in figuur 5-7 weergegeven verloop. De aansluiting tussen het rijdek en de hoofdligger kan op een tweetal wijzen geschieden, dat is bij de punten  $x = 0$  en  $x = l_{\text{rijdek}}$ , of bij de twee momentennulpunten.



Figuur 5-7 Momentenverloop

Vindt de aansluiting bij de laatst genoemde momentennulpunten plaats dan wordt aan de hoofdligger met uitkraging gemaakt. In dit geval zitten de kritische punten, daar waar de grootste momenten optreden, niet op aansluitpunten. Het realiseren van de oplossing is echter wel lastiger, omdat het moeilijk is het stuk tussen de hoofdligger en het momentennulpunt voor te spannen. Wordt dit gerealiseerd met strengen dan zal rekening moeten worden van de overdrachtslengte van het voorspanstaal. Dit bedraagt volgens de NEN 6720 §9.7.3:

$$l_o = 0.5 \frac{\sigma_{pi}}{f_p} \sqrt{\frac{f'_b}{f'_{bt}}} l_{vo} \quad , \text{ met } \quad l_{vo} = \alpha_1 \varnothing_k \frac{f_p}{\sqrt{f'_b}} \beta$$

$\sigma_{pi}$  = aanvangsspanning voorspanstaal [1350 N/mm<sup>2</sup>]

$f'_{bt}$  = rekenwaarde betondruksterkte op tijdstip aanbrengen voorspankracht [70 N/mm<sup>2</sup>]

$l_{vo}$  = basisverankeringslengte

$\alpha_1$  = 0.5 voor 7 draadsstrengen

$\varnothing_k$  = kenmiddellijn streng [15.7 mm]

$\beta$  = 1.25 voor bovenstaven

Invullen geeft voor de overdrachtslengte  $l_o$  800 mm. Wordt er gebruik gemaakt van een methode<sup>9</sup> voor het berekenen van de overdrachtslengte bij hogere sterkte beton dan volgt hier uit:

$$l_t = \frac{K_t d}{\sqrt{f_{ci}}}$$

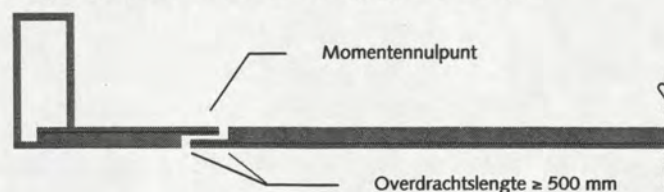
$l_t$  = overdrachtslengte

$K_t$  = coëfficiënt afhankelijk van type voorspanstreng [260]

$d$  = diameter van de streng [15.7 mm]

$f_{ci}$  = betondruksterkte op tijdstip aanbrengen voorspankracht [70 N/mm<sup>2</sup>]

Hieruit volgt een overdrachtslengte die iets korter is dan 500 mm. Dit zal leiden tot een verbinding tussen hoofdligger en rijdek, zoals hieronder weergegeven staat.



Figuur 5-8 Aansluiting bij momentennulpunt

<sup>9</sup> Artikel uit: Concrete Society Technical Report 49  
Design guidance for high strength concrete; B.K. Bardhan-Roy e.a.

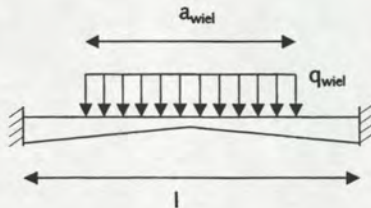






### 5.3.2 Ontwerp rijvloer

Zoals eerder al vermeld staat is de rijvloer de bovenzijde van het rijdek en is dit het direct bereden constructieonderdeel van deze brug. Dat wil zeggen dat hier de belastingoverdracht tussen wiel en constructie plaatsvindt.



Figuur 5-11 Schematisatie wiellast

De maatgevende situatie treedt op wanneer een wiellast in het midden van een van de overspanningen over een holle ruimte staat, waarvan er vier in een rijdeksegment zitten zoals op figuur 5-10 staat weergegeven. Op figuur 5-11 staat een belastingsschematisatie afgebeeld, waarbij andere belastingen dan de wielbelasting worden verwaarloosd.

Deze overspanning heeft een lengte  $l = 480$  mm en de wielprint wordt gespreid over een oppervlak van  $250 \times 320$  mm<sup>2</sup>, maar wordt geschematiseerd over een lijnlast met een lengte van 320 mm. Tevens spreidt de belasting zich in de richting van de oplegging onder een hoek van 45°. Het eigen gewicht wordt verwaarloosd.

Een vrachtauto heeft een aslast van 200 kN en iedere as heeft 4 wielen, dus 50 kN per wiel. Vermenigvuldigd met de stootcoëfficiënt en de last-lengte factor wordt de wiellast 65 kN en dus is  $q_{wiel} = 203.1$  kN/m.

Vervolgens wordt de rijvloer getoetst aan pons, buigtreksterkte, dwarskracht en vermoeiings druk- en buigtreksterkte.

Pons is hier het verschijnsel dat een wiel door de rijvloer zakt, omdat de vloer de optredende schuifspanning niet kan opnemen. Naar mate de afstand tussen twee belastingen toeneemt moet pons worden getoetst aan de hand van NEN 6720 §8.3:

$$\tau_d = \frac{F_d}{pd}, \quad p = \pi \left\{ d + \left( \frac{2}{\pi} (l_{wiel} + b_{wiel}) \right) \right\}$$

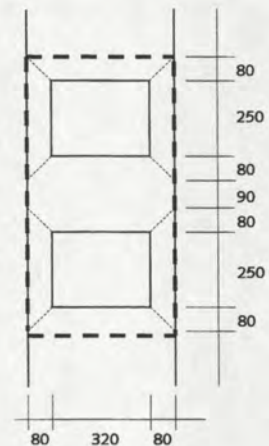
$F_d$  = wiellast [65 kN]

$p$  = perimeter (snedeomtrek) [1297 mm]

$d$  = rijvloerdikte [50 mm]

$l_{wiel}$  = lengte wielprint [320 mm]

$b_{wiel}$  = breedte wielprint [250 mm]



Figuur 5-12 Boven-aanzicht twee wiellasten

Voor het invullen wordt gebruik gemaakt van het dunste deel van de rijvloer, ook al verloopt de dikte hiervan over de lengte. Hieruit volgt een schuifspanning van  $1.0$  N/mm<sup>2</sup> en dat is ruim lager dan de toegestane spanning van  $8.0$  N/mm<sup>2</sup> die zeer hoge sterkte beton kan hebben.

Wanneer de belastingen dicht bij elkaar staan dient de omtrek om de belastingen worden vastgesteld. Deze is in figuur 5-12 aangegeven met een dikke stippellijn. De belasting van de twee wielen gedeeld door de omtrek en de dikte van de rijvloer levert nu de schuifspanning:

$$\tau_d = \frac{2F_d}{O \cdot d}$$

$F_d$  = wiellast [65 kN]

$O$  = omtrek [2780 mm]

$d$  = rijvloerdikte ter plaatse van snede [70 mm]

Uit deze methode volgt een schuifspanning van  $0.67$  N/mm<sup>2</sup>. Ook dit is ruim voldoende lager dan de schuifsterkte van zeer hoge sterkte beton.



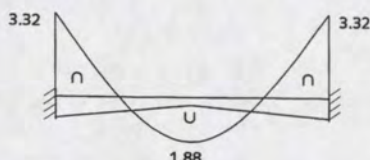
Uit de verdeelde belasting  $q_{\text{wiel}}$  volgt de momentenverdeling zoals deze rechts is weergegeven. Het moment in het midden van de overspanning wordt nu getoetst aan een stukje beton met de afmeting hoogte \* breedte 50 \* 250 mm<sup>2</sup> en aan de rand voor 70 \* 410 mm<sup>2</sup>.

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x}$$

$\sigma_x$  = spanning op plaats x

$M_x$  = moment op plaats x [voor randen 3.32 kNm, veldmidden 1.88 kNm]

$W_x$  = weerstandsmoment op plaats x ( $1/6 * b * h^2$ ) [voor randen  $335 * 10^3$ , veld midden  $104 * 10^3$  mm<sup>3</sup>]



Figuur 5-13 Momentenlijn rijvloer (kNm)

Hieruit volgt voor de randen een buigtrekspanning van 9.9 N/mm<sup>2</sup> en voor het veldmidden 18.0 N/mm<sup>2</sup>. Beiden voldoen aan de eis kleiner of gelijk te zijn aan 20.0 N/mm<sup>2</sup> <sup>10</sup>.

De maximale dwarskracht die moet worden opgenomen is 65 kN / 2 = 32.5 kN. Controle:  $1.5 * 32.5 * 10^3 / (410 * 70) = 1.7 \text{ N/mm}^2 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$ .

Tot slot het laatste aspect waarop de rijvloer gecontroleerd wordt: vermoeiing. De berekeningen worden uitgevoerd zoals deze beschreven zijn volgens V.B.B. §4.5 en §8.6:

$$f'_{b;u,v} = (1 - 0.1\beta\sqrt{1 - R \log n}) f'_{b;v}$$

$f'_{b;u,v}$  = maximale optredende vermoeiingsspanning

$f_3 = 0.0015l + 1.20$

$\beta = 1.0$

$R = 0$

$\log n$  = aantal lastwisselingen [ $3 * 10^8$ ]

Hieruit volgt dat de optredende vermoeiingsdrukspanning kleiner zal moeten zijn dan 11.3 N/mm<sup>2</sup>. De optredende spanning wordt als volgt berekend:

$$\sigma_b = \alpha * \beta * B_v * S * \frac{M_x}{W_x}, \quad \beta = f_3(K_e - 1.0)^2 + 1.0$$

$\alpha = 0.5$  (voor direct bereken delen)

$\beta = 1.30$

$K_e = 0.5$

$B_v = 0.5$  (veld) en 1.00 (tussensteunpunt)

$S = 1.3$

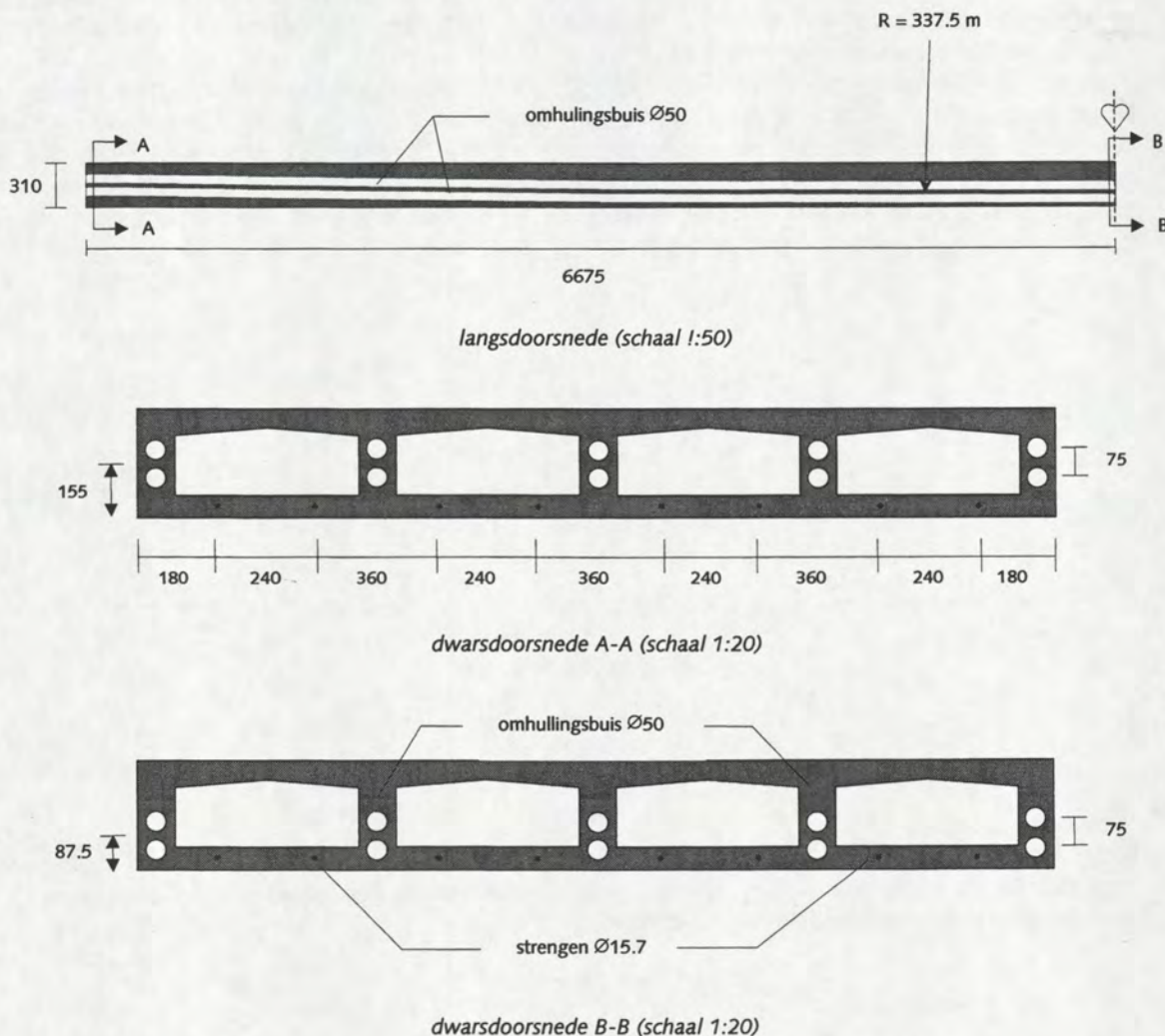
Dit geeft voor de rand  $0.845 * (M_x / W_x) = 8.4 \text{ N/mm}^2$  en voor het veldmidden  $0.4225 * (M_x / W_x) = 7.6 \text{ N/mm}^2$ . Beiden zijn kleiner dan de eis voor de vermoeiingsdrukspanning en kleiner dan de toegestane vermoeiingstrekkspanning van 10 N/mm<sup>2</sup> <sup>10</sup>.

<sup>10</sup> De gegevens zijn afkomstig van vermoeiingsproeven op een 11 cm dik BSI-element uitgevoerd in het Stevin II laboratorium van de TU Delft in de periode van 1 januari tot 1 april 2002.



### 5.3.3 Ontwerp rijdek

Om het rijdek te ontwerpen wordt gebruik gemaakt van de methode exclusief rijdek, omdat in het midden van de trogbrug de hoekverdraaiing van de hoofdligger het grootst is en het rijdek dan het meest als een scharnierend opgelegde constructie is. In deze situatie is het moment in het midden van het rijdek maatgevend is.



Figuur 5-14 Lengte- en dwarsdoorsnede rijdek

De rijdekelementen worden voorgespannen door middel van voor- en nagerekt staal. In principe zijn de spanningen veroorzaakt door het eigen gewicht in het element zo laag dat deze door het beton opgenomen kunnen worden en vervoerd naar de bouwplaats.

Tijdens de uitvoering is dit echter niet zo handig, omdat dan weinig belasting op de elementen kan worden toegelaten voor deze aan de hoofdliggers worden gekoppeld met 30 strengen verdeeld over 10 omhulingsbuizen. Vandaar dat de elementen zo worden gespannen dat het moment veroorzaakt door het excentrisch aanbrengen van de acht voorspanstrengen even groot is als het optredende moment veroorzaakt door het eigen gewicht.

De excentriciteit van de strengen aan het begin en uiteinde van het elementen veroorzaakt op deze plaatsen kleine trekspanningen die eenvoudig door het beton opgenomen kunnen worden.

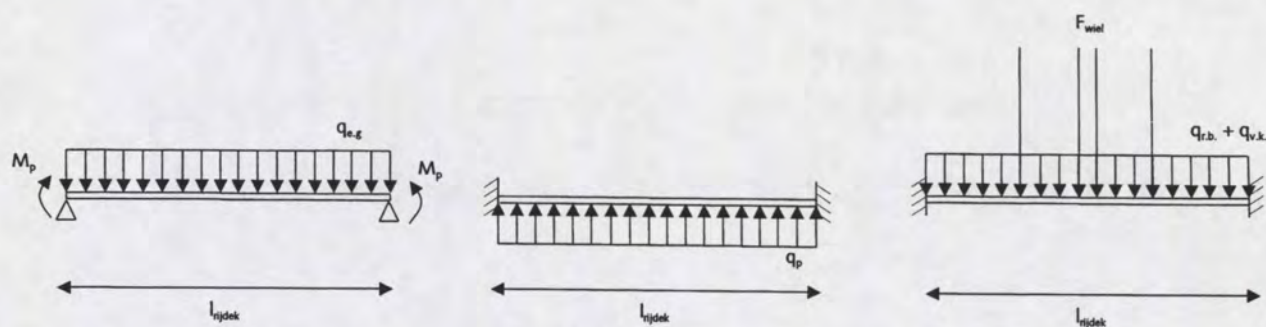


**Belastingschematisatie**

De maatgevend geachte situatie waar het dek op gedimensioneerd wordt, treedt op wanneer de maximale belasting (twee vrachtwagens naast elkaar) zich in het midden van de overspanning bevindt. Op deze plaats zal de grootst mogelijke rotatie van de hoofdligger optreden.

Als eerste moet de belasting configuratie en de schematisatie van het rijdek bekend zijn alvorens dit constructieonderdeel gedimensioneerd kan worden. Bij de uitvoering wordt een rijdekelement opgelegd op steunpunten die ingestort zijn in de hoofdligger (figuur linksonder), de belasting veroorzaakt door het eigen gewicht van dit element wordt dus afgevoerd volgens een oplegging op twee steunpunten. De strengen in het elementen lopen horizontaal en zijn excentrisch. Deze excentriciteit zorgt voor een moment  $M_p$ .

Wanneer de rijdekelementen met de hoofdligger zijn verbonden door middel van een natte voeg, wordt de belasting die daarna op de constructie wordt aangebracht, zoals de rustende en mobiele belasting, afgevoerd volgens een ingeklemd systeem. De omhullingsbuizen worden in het rijdek gelegd met een boogstraal van 337.5 m en grijpen nabij de uiteinden van het rijdek niet excentrisch aan. Dit veroorzaakt een lijnbelasting volgens de figuur middenonder. Wat betreft de mobiele en rustende belasting geldt de figuur rechtsonder.



Figuur 5-15 Schematisatie rijdek en de belastingen

**Wringend moment**

Volgens §7.5.4.2 in NEN 6720 mag een puntbelasting bij platen, zoals ook het rijdek van de trogbrug kan worden beschouwd, worden geschematiseerd tot een lijnbelasting. De lengte waarover een puntlast dan mag worden uitgesmeerd is:

$$b \leq a_b + d + \frac{4a_1a_2}{l_o}$$

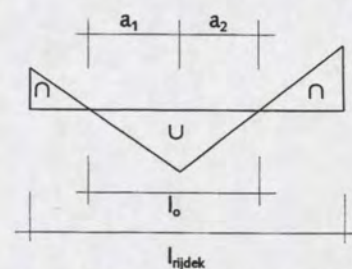
$b$  = strookbreedte

$a_b$  = afmeting van de geconcentreerde last, gemeten loodrecht in de richting van de overspanning [350 mm]

$d$  = hoogte van het rijdek [0 mm]

$a_1, a_2$  = afstand van de doorsnede met het maximale veldmoment tot de nulpunten [4575 mm]

$l_o$  = afstand tussen de momentennulpunten [9150 mm]



Figuur 5-16 Bepalen strookbreedte



Hieruit volgt dat  $b \leq 9500$  mm en dat de puntlast per strekkende meter dan gelijk is aan:

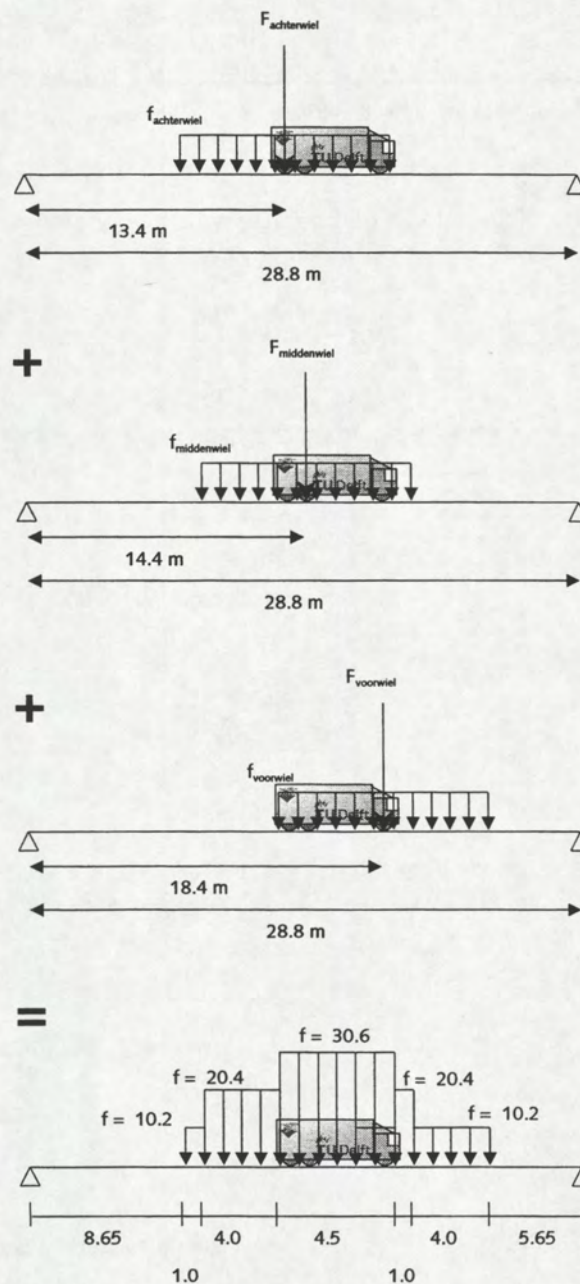
$$F_{punt} = \frac{S * B * F_{wiel}}{b}$$

$S$  = stootcoëfficiënt [1.269]

$B$  = last-lengte factor [0.952]

$F_{wiel}$  = wielbelasting [ $0.8 * 100$  kN]

Dit levert een lijnbelasting op van ongeveer 10.2 kN/m per wielstel en er staan drie wielen achter elkaar. De grootste lijnbelasting treedt op waar de drie lijnlasten elkaar overlappen. Dan wordt de lijnlast voor deze overlap  $3 * 10.2 = 30.6$  kN/m, zie hiervoor ook figuur 5-17.



Figuur 5-17 De lijnbelasting is een optelsom van de wiellasten



Om de hoekverdraaiing bij de methode zonder rijdek te berekenen wordt per strekkende meter in de lengterichting bekeken wat het wringend moment is dat op de hoofdligger aangrijpt. In dit geval is  $F_{wiel}$  gelijk aan  $F_{wiel}$  zoals in de figuur op de vorige bladzijde is weergegeven.

Het uiteindelijke wringend moment op de uiteinden van het rijdek is als volgt berekend:

$$M_{wringing} = M_{inkl,totaal} + V_{inkl,totaal} e$$

$$M_{inkl,totaal} = M_{inkl,r.b.+mob.b.} + M_p$$

$$V_{inkl,totaal} = V_{inkl,r.b.+mob.b.} + V_p$$

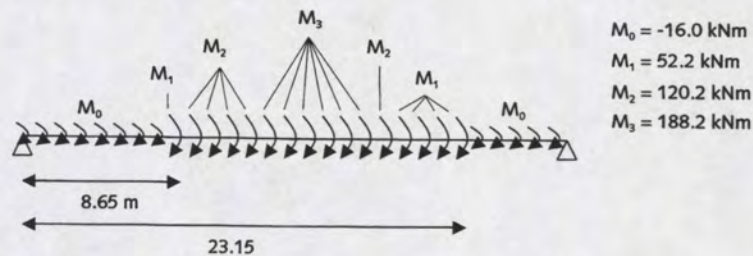
$e$  = excentriciteit aangrijppunt dwarskracht ten opzichte van hartlijn hoofdligger [0.25 m]

Lijnlast [kN/m]	$M_{inkl,r.b.+mob.b.}$ [kNm]	$V_{inkl,r.b.+mob.b.}$ [kN]	$M_p$ [kNm]	$V_p$ [kN]	$M_{inkl,totaal}$ [kNm]	$V_{inkl,totaal}$ [kN]	$M_{wri}$ [kNm]
0.0	81.5	65.8	-102.5	-45.6	-21.0	20.2	-16.0
10.2	144.5	86.2	-102.5	-45.6	42.0	40.6	52.2
20.4	207.4	106.6	-102.5	-45.6	104.9	61.0	120.2
30.6	270.3	127.0	-102.5	-45.6	167.8	81.4	188.2

Tabel 5-1 Wringend moment per meter bij de verschillende lijnlasten

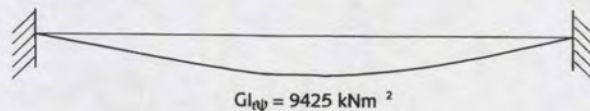
### Hoekverdraaiing hoofdligger

Vanaf 8.5 meter van het oplegpunt van de trogbrug wordt de hoofdligger belast om de meter belast met een wringend moment zoals hieronder weergegeven is:



Figuur 5-18 Wringende momenten op hoofdligger

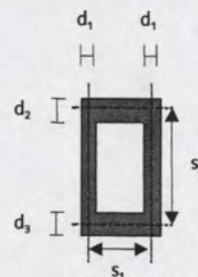
Dit levert bij de methode exclusief rijdek:



Om de hoekverdraaiing van deze ligger in het midden te weten te komen zal eerst de wringstijfheid van de ligger worden berekend. Wanneer de hoofdligger een rechthoek is geldt de hieronder weergegeven vergelijking:

$$GI_t = G \frac{4s_1^2 s_2^2}{2 \frac{s_2}{d_1} + \frac{s_1}{d_2} + \frac{s_1}{d_3}} * t$$

$G$  = glijdingsmodulus [25000 N/mm<sup>2</sup>]  
 $s_1$  = hartlijn lijven [375 mm]  
 $s_2$  = hartlijn flenzen [1300 mm]  
 $d_1$  = dikte lijf [100 mm]  
 $d_2$  = dikte bovenflens [300 mm]  
 $d_3$  = dikte onderflens [300 mm]



Figuur 5-19 Schematisatie hoofdligger

Levert dit een  $GI_t$  van 9425 kNm<sup>2</sup>. Deze uitkomst delen door  $GI_t$  die gelijk is aan  $0.83 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$  levert de hoekverdraaiing  $\psi_{hoofdligger}$  op: 0.0113 [m/m].



### Hoekverdraaiing rijdek

Uit de zakking in het midden van het rijdek wordt de hoekverdraaiing bepaald zoals deze zou zijn bij een scharnierend opgelegde constructie:

$$w_{\max;rijdek} = \left( \frac{500 - 4i}{500} \right)^{5/384} \frac{q_{\text{totaal}} * l_{\text{rijdek}}^4}{EI}$$

$$\psi_{rijdek} = \frac{q_{\text{totaal}} * l^3}{24EI} = \frac{16}{5} \frac{w_{\max;rijdek}}{l}$$

Is  $i$  (inklemmingspercentage) 100%, een perfect ingeklemde constructie, dan wordt bij de zakking de factor tussen de haakjes  $1/5$  en  $w = 1/384 * ql^4/EI$ . Dit komt overeen met het bekende vergeet-mij-nietje. Hetzelfde geldt als het een perfect scharnierende constructie was, dan wordt de eerder genoemde factor 1.

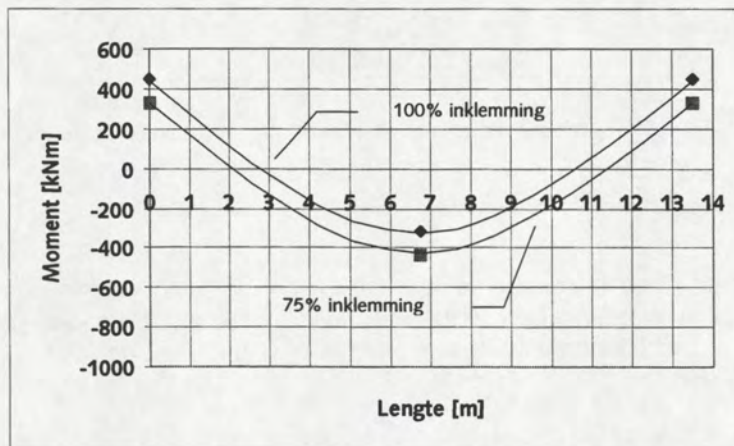
### Hoekverdraaiing hoofdligger = hoekverdraaiing rijdek

Wanneer de hoekverdraaiingen van beide constructie onderdelen niet gelijk aan elkaar zijn, vormt de brug geen geheel. Om tot dezelfde hoekverdraaiing te komen, worden de inklemmingspercentages van beide onderdelen bij elkaar opgeteld en gemiddeld. Dit gebeurt net zolang totdat de inklemmingspercentages voor beiden hetzelfde zijn.

$$i = \frac{i_{\text{hoofdligger}} - i_{\text{rijdek}}}{2}$$

### Controle strookbreedte

Uiteindelijk volgt dat de aansluiting hoofdligger – rijdek in het midden van de hoofdligger voor ongeveer 75% als inklemming mag worden beschouwd en voor 25% als scharnierend. Vervolgens kan de momentenlijn voor de puntlasten opnieuw uitgezet en gecontroleerd worden of de afstand tussen de momentennulpunten overeenkomt met de eerder bepaalde 9.2 meter. Zoals op onderstaande figuur te zien is, is deze afstand in eerste instantie juist geschat.



Figuur 5-20 Momentenlijn rijdek inclusief rotatie liggers



## 5.4 Einddwarsdrager en hoofdligger

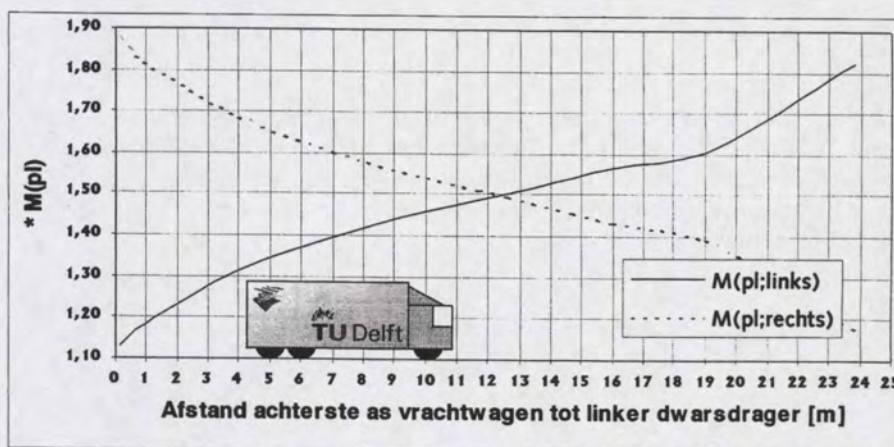
Voor het berekenen van de hoofdligger zal de methode inclusief rijdek worden toegepast. In deze methode is de verhouding van stijfheid tussen de einddwarsdragers en de trogdoorsnede, de factor  $\gamma$  van groot belang. Wanneer deze stijfheidsverhouding bekend is kunnen de hoofdligger en einddwarsdrager gedimensioneerd worden.

### 5.4.1 Stijfheid van de trogbrug

Er zal dan naar drie stijfheidsverhoudingen tussen einddwarsdragers en de trogdoorsnede worden gekeken om te bepalen welke orde van grootte het meest geschikt is om toe te passen. Te weten een stijfheidsverhouding  $\gamma < 1$ ,  $\gamma = 1$  en  $\gamma > 1$ .

#### $\gamma < 1$

Wanneer de stijfheid van de einddwarsdragers erg klein wordt ten opzichte van de stijfheid van de trogdoorsnede, zal de trogbrug zich meer gaan gedragen als een brug zonder einddwarsdragers. Wordt vervolgens de omhullende kromme getekend, zoals bijvoorbeeld hieronder staat weergegeven in de figuur voor een vrachtwagen met drie assen die ieder zorgen voor een moment  $M_{pl}$ , dan blijkt dat de meerderheid van het moment niet naar de dichtstbijzijnde dwarsdrager wordt afgevoerd, maar naar de dwarsdrager die het verst van de aslast is verwijderd.



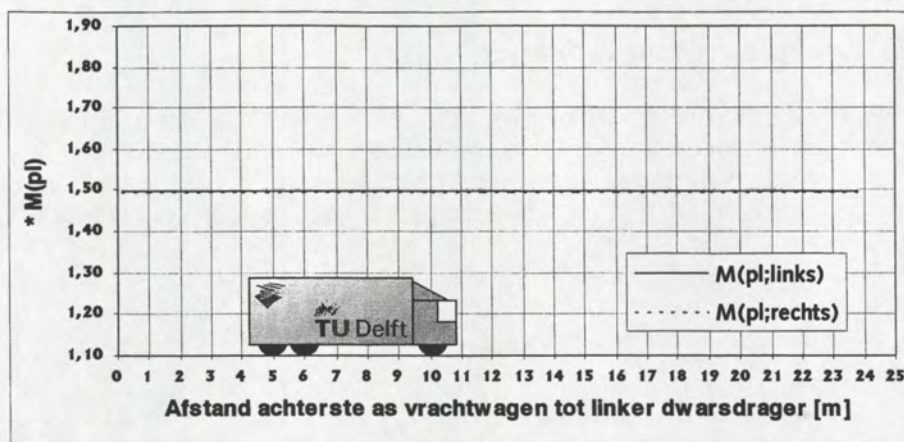
Figuur 5-21 Omhullende wringend moment bij  $\gamma = 0.5$ ,  $\omega = 0.08 \text{ [m}^{-1}\text{]}$

Dit is te verklaren door de situatie voor te stellen dat er helemaal geen dwarsdragers zijn waar de belasting naar kan worden afgevoerd. Dan zal de belasting door het gehele rijdek opgenomen worden ook al begint bijvoorbeeld de achterste as op 1 meter uit de rand.

#### $\gamma = 1$

Als de stijfheid van de einddwarsdrager even groot als die van de doorsnede van de trogbrug treedt het verschijnsel op dat het geconcentreerd wringmoment 50% naar links en 50% naar rechts wordt verdeeld ongeacht het aangrijppunt van dit moment.

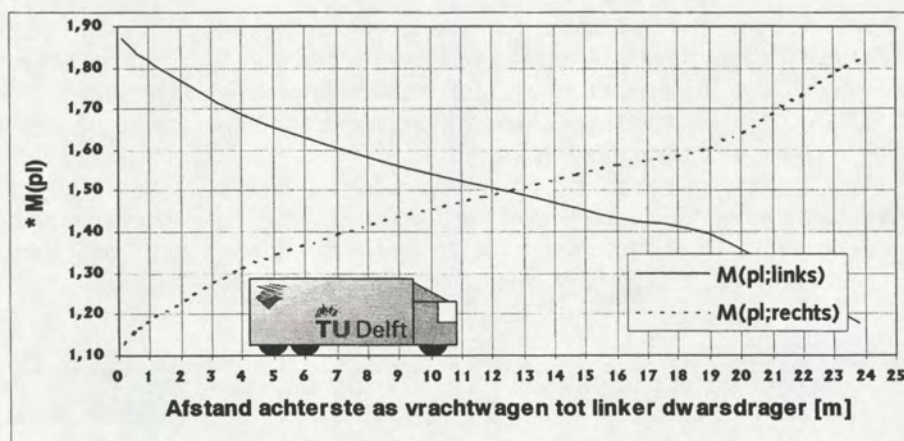




Figuur 5-22 Omhullende wringend moment bij  $\gamma = 1.0$ ,  $\omega = 0.08 \text{ [m}^{-1}\text{]}$

$\gamma > 1$

In het geval dat de stijfheid van de einddwarsdrager groter wordt dan die van de trogdoorsnede, dan zal de dwarsdrager die het dichtst bij het geconcentreerde wringmoment is het grootste gedeelte van deze belasting opnemen. Zie bijvoorbeeld onderstaand figuur: als de achterste as van de vrachtwagen op één meter van de rand staat neemt het linkerruiteinde  $1.80 M_{pl}$  op en het rechteruiteinde  $1.20 M_{pl}$  van de in totaal  $3 M_{pl}$  op.



Figuur 5-23 Omhullende wringend moment bij  $\gamma = 2.0$ ,  $\omega = 0.08 \text{ [m}^{-1}\text{]}$

### Conclusie

Om de belasting veroorzaakt door geconcentreerde wringende momenten op de uiteinde van de hoofdligger zoveel mogelijk te beperken dient de verhouding van de stijfheid van de einddwarsdrager en de doorsnede van de trogbrug gelijk aan elkaar te zijn. Dit zal het ook het uitgangspunt zijn van het ontwerp van deze brug.



### 5.4.2 Ontwerp einddwarsdrager

Het ontwerp van de einddwarsdrager wordt globaal vastgesteld. Het gaat hier om een indicatie van de afmetingen en of het mogelijk is de belastingen op te nemen. Het uitgangspunt bij het ontwerpen van de dwarsdrager is dat de stijfheid hiervan ongeveer net zo groot is als de stijfheid van de trogdoorsnede. Zoals in §5.1.1 vermeld staat geldt voor de verschillende stijfheden dat:

$$S = \sqrt{S_{pl} G I_t}, \text{ met } S_{pl} = \frac{2E \frac{1}{12} d_{rijdek}^3}{l_p}$$

$E$  = elasticiteitsmodulus [63.000 N/mm<sup>2</sup>]

$d_{rijdek}$  = dikte rijdek [310 mm]

$l_p$  = lengte rijdek [13500 mm]

$G I_t$  = wringstijfheid hoofdligger [8,33\*10<sup>14</sup> N/mm<sup>2</sup>]

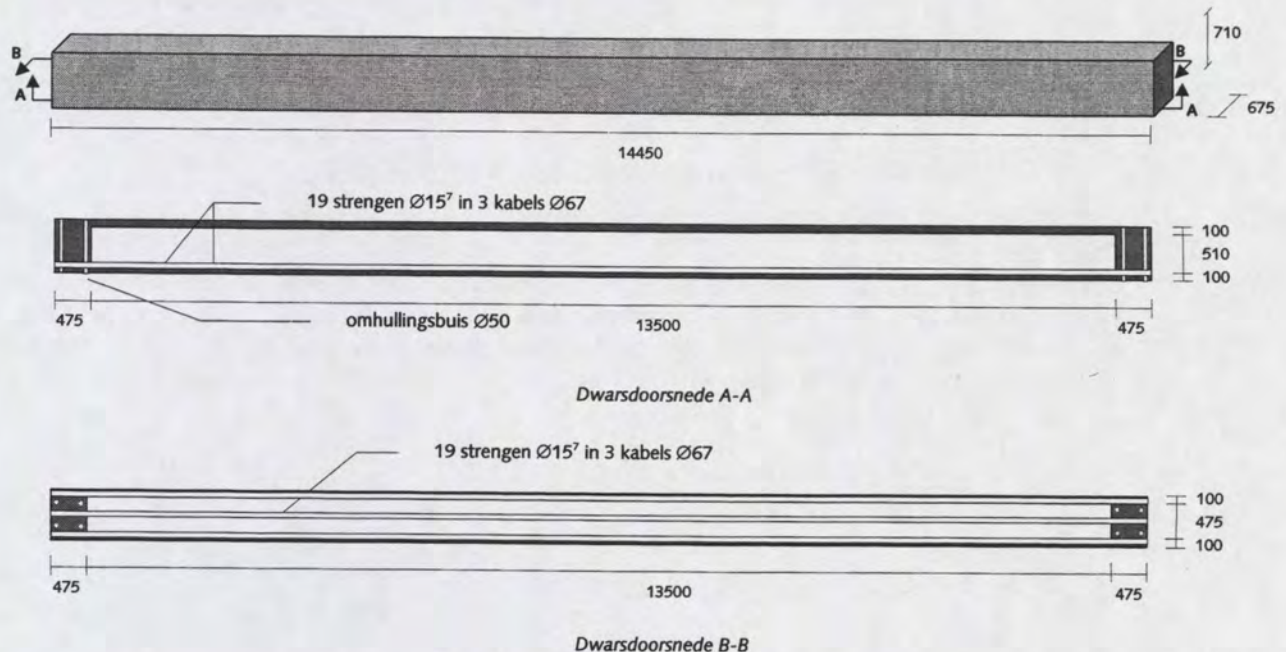
Uit deze berekening volgt dat de buigstijfheid van het rijdek  $S_{pl}$  gelijk is aan 23.17\*10<sup>6</sup> N per strekkende meter. Dan is de stijfheid van de trogbrug 1.39\*10<sup>11</sup> Nmm. De gewenste situatie is dat de stijfheid van de einddwarsdrager gelijk is aan 1:

$$\gamma = \frac{S_d}{S} \approx 1, \quad S_d = \frac{2E \frac{1}{12} h_d^3 b_d}{l_p}$$

Het traagheidsmoment van de dwarsdrager  $I_d = 1/12 * h_d^3 b_d$  moet dan ongeveer gelijk zijn aan 1.49\*10<sup>10</sup> mm<sup>4</sup>.

Het wringend moment veroorzaakt een rotatie van de hoofdligger. Wanneer de hoofdligger niet roteert ter hoogte van de einddwarsdragers heeft dit een gunstig effect op het rijdek. Om de rotatie van de hoofdligger bij de dwarsdrager te voorkomen en het wringend moment op te nemen, worden de hoofdliggers aan de einddwarsdragers gespannen. Hiervoor worden in verticale richting omhullingsbuizen in de dwarsdragers ingestort.

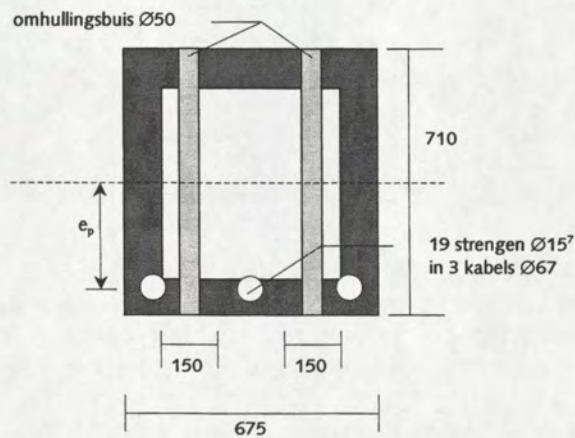
Door het wringend moment zal de dwarsdrager bij een volbelaste brug doorbuigen en een hoekverdraaiing veroorzaken, die wordt versterkt door het doorbuigen van de einddwarsdrager door het eigen gewicht. Deze ongunstige rotatie wordt voorkomen door de voorspanning zo aan te brengen dat dit een tegengesteld moment veroorzaakt.



Figuur 5-24 Dwarsdoorsneden dwarsdrager (schaal 1:100)



De dwarsdrager zoals deze hier staat afgebeeld heeft een traagheidsmoment  $I_d = 1.49 \cdot 10^{10}$ , en heeft een stijfheid van  $S_d = 1.39 \cdot 10^{11}$ . Dan wordt  $\gamma = 1.39 \cdot 10^{11} / 1.39 \cdot 10^{11} = 1.0$ . Dit betekent dat het wringend moment dat door de belasting veroorzaakt wordt op de hoofdligger gelijkmatig over de twee einddwarsdragers wordt verdeeld.



Figuur 5-25 Langsdoorsnede dwarsdrager (schaal 1:20)

De schematisatie van de ligger met de belastingen ziet er uit zoals in de figuur 5-25 staat weergegeven. De overspanningslengte  $l$  is gelijk aan de hart op hart afstand van de hoofdligger: 14.0 m. Het eigen gewicht van de dwarsdrager is  $0.237 \text{ m}^2 \cdot 28 \text{ kN/m}^3 = 6.6 \text{ kN/m}$  en het bij behorende  $M_{\text{e.g.; dwarsdrager}} = 1/8 \cdot 6.6 \cdot 14.0^2 = 162 \text{ kNm}$ .

Het moment waar de dwarsdrager op gedimensioneerd moet worden is gelijk aan het moment veroorzaakt door het eigen gewicht van de einddwarsdrager zelf, plus het wringend moment dat voortkomt uit de hoofdligger.

Het wringend moment volgt uit de berekening van de hoekverdraaiing zoals deze in tabel 5-1 en in figuur 5-18 staan weergegeven, echter nu met de waarden voor een ongeveer 75% ingeklemd rijdek:

Wringend moment	lengte waarover $M_i$ werkt [ $l_i$ in m]	Waarde [kNm]
$M_0$	$l_0 = 28.8$	-16.0
$M_1$	$l_1 = 14.5$	+38.3
$M_2$	$l_2 = 9.5$	+88.3
$M_3$	$l_3 = 4.5$	+138.2

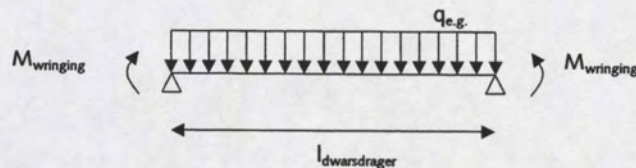
Tabel 5-2 Uiteindelijk wringend moment

Het wringend moment kan nu als volgt berekend worden:

$$M_{\text{wringing}} = \frac{\sum_{i=0/m3} (M_i - M_{i-1}) \cdot l_i}{2}$$



Hieruit volgt dat wanneer de resultaten uit tabel 5-2 in deze vergelijking ingevuld worden dat  $M_{\text{wringing}}$  gelijk is aan 769 kNm. Wanneer het moment dat volgt uit het eigen gewicht hierbij gesommeerd wordt volgt  $M_{\text{d; dwarsdrager}} = 931 \text{ kNm}$ .



Figuur 5-26 Belasting op dwarsdrager

Dit moment zorgt voor een grote hoekverdraaiing van de hoofdligger ten opzichte van de rotatie in het midden van de hoofdligger en is derhalve niet verwaarloosbaar. Dit negatieve effect bij een volbelaste brug wordt teniet gedaan met behulp van het excentrisch aanbrengen van 19 voorspanstrengen, die samen een tegengesteld moment op de dwarsdrager realiseren.

Hieruit volgt een excentriciteit van de voorspanstrengen van  $e_p \approx 285 \text{ mm}$ . Het moment dat geleverd wordt door de achttien voorspanstrengen is dan gelijk aan  $19 \cdot 150 \cdot 1150 \cdot e_p \approx 931.5 \text{ kNm}$ . De strengen worden na de montage van de constructieonderdelen pas op spanning gebracht.



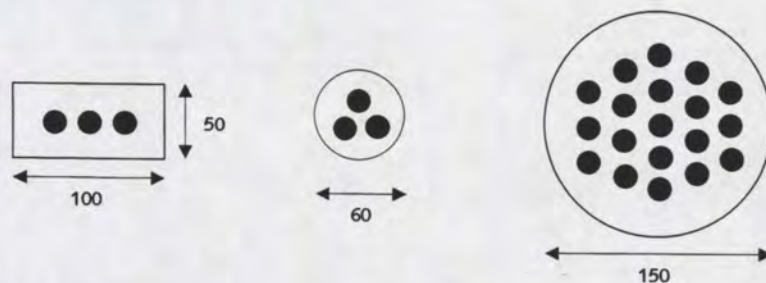




### Voorspanankers

Met behulp van VSL-documentatie<sup>11</sup> is een schatting gemaakt van ankerkoppen die geschikt zijn voor zeer hoge sterkte beton door de betondrukspanning te vergelijken met de geschatte geleverde kracht door de voorspanstrengen te delen door de oppervlakte van de ankerplaat zonder gat.

Voor een rechthoekig anker met strengen  $\varnothing 15.7$  mm mag de spanning onder de ankerkop van VSL Type SO voor B20 beton niet groter zijn dan  $0.6 \cdot f'_{ck} = 0.6 \cdot 20 = 12 \text{ N/mm}^2$ . Voor de spanning in het staal wordt gerekend  $1100 \text{ N/mm}^2$ . Voor vier strengen met een ankerkop van  $330 \cdot 168 \text{ mm}^2$  is dan de spanning  $3 \cdot 150 \cdot 1100 / (330 \cdot 168) = 11.9 \text{ N/mm}^2$ . Het hier ontworpen ankertype heeft de afmetingen  $100 \cdot 50 \text{ mm}^2$  voor drie strengen. De bijbehorende betondrukspanning is dan  $99.0 \text{ N/mm}^2$  en dat is kleiner dan  $0.6 f'_b = 108 \text{ N/mm}^2$ .



Figuur 5-29 Ankerkoppen voor 3 strengen (links), 4 strengen (midden) en 19 strengen (rechts) (schaal 1:5)

Voor ronde ankerkoppen geschikt voor B45 beton mag de spanning niet groter zijn dan  $f'_{ck}$ . Bijvoorbeeld het 19 strengs anker VSL Type CS:  $19 \cdot 150 \cdot 1100 / (0.25 \cdot \pi \cdot 300^2) = 44.4 \text{ N/mm}^2$ . Bij een 3-strengs anker  $\varnothing 60$  wordt de spanning  $175.1 \text{ N/mm}^2$  en voor een 19-strengs rond anker voor BSI kan dan  $\varnothing 150$  worden, want dan wordt de spanning  $177.4 \text{ N/mm}^2$ . Voor beide ankers geldt dat de optredende spanning kleiner is dan  $180 \text{ N/mm}^2$ .

### Controle hoofdtrekspanningen

Verder moet de hoofdligger het wringend moment kunnen opnemen zonder dat de schuifspanningen de treksterkte van het beton overschrijden. De maatgevende situatie treedt op wanneer twee vrachtwagens in het midden van de brug nabij de opleggingen zijn. Dit optredende schuifspanning bij het lijf op 0.6 meter van de buitenzijde van de hoofdligger lijven wordt als volgt berekend:

$$\tau_d = \left( \frac{M_{wri}}{2A_m t} + \frac{V}{2h_{lijf} b_{lijf}} \right) \cdot 1.5$$

$M_{wri}$  = optredend wringend moment [769 kNm]

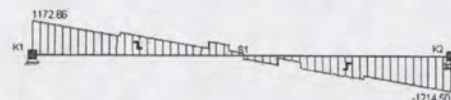
$A_m$  = oppervlakte tussen de hartlijnen volgens figuur 5-19 [ $0.49 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$ ]

$t$  = dikte lijf [100 mm]

$V$  = dwarskracht [ $\approx 1200 \text{ kN}$ , zie dwarskrachtenlijn rechts]

$h_{lijf}$  = 1600 mm

$b_{lijf}$  = 100 mm

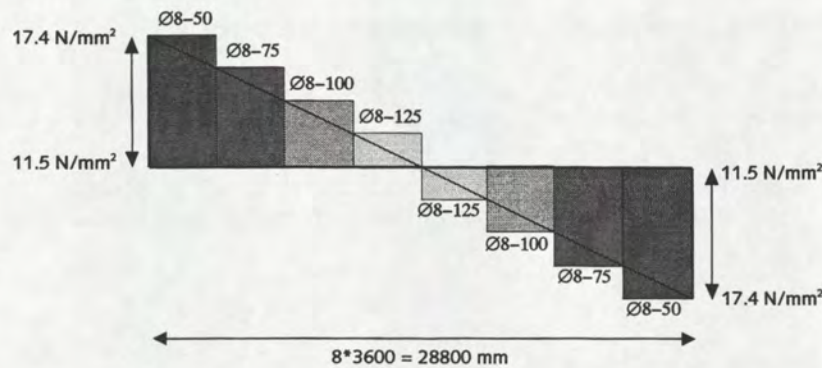


De maximale schuifspanning veroorzaakt door wringing in de uiterste grens toestand is  $(7.8+3.8) \cdot 1.5 = 17.4 \text{ N/mm}^2$  en dat is groter dan de spanning die het voorgespannen beton in dit geval ( $11.5 \text{ N/mm}^2$ ) kan opnemen. Daarom zal  $5.9 \text{ N/mm}^2$  door wapening opgenomen moeten worden.

Voor een strook van 1000 mm met een dikte van 100 mm zoals bij het lijf het geval is betekent dit een kracht van 590 kN. Aan de hand van de scheurvormingstabellen 36 en 37 uit §8.7.2 van NEN 6720 wordt gekozen voor  $\varnothing 8$  om de 40 mm. De toelaatbare staalspanning is  $300 \text{ N/mm}^2$ , door  $2 \cdot 25$  staven  $\varnothing 8$  kan kunnen een kracht opnemen van  $2 \cdot 0.25 \pi \cdot 8^2 \cdot 300 \cdot 20 = 603 \text{ kN}$ . Deze wapening wordt aangebracht over een lengte van 3.6 m, vanaf 0.6 m van het hoofdliggeruiteinde. In het massieve gedeelte is dit niet nodig.

<sup>11</sup> VSL construction systems





Figuur 5-30 Benodigde wapening voor hoofdligger in langsrichting

Vervolgens kan de hoofdtrekspanning worden gecontroleerd voor de uiterste grenstoestand in de maatgevende doorsnede. Is deze spanning lager dan de toegestane waarde dan is geen wapening nodig. De controle gebeurt als volgt:

$$\sigma_d = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_d^2}$$

$\sigma_x$  = drukspanning in hoofdligger in lengterichting  $0.9 \cdot F_p / A_b$  [-29.7 N/mm<sup>2</sup>]

$\tau_d$  = schuifspanning [17.4 N/mm<sup>2</sup>]

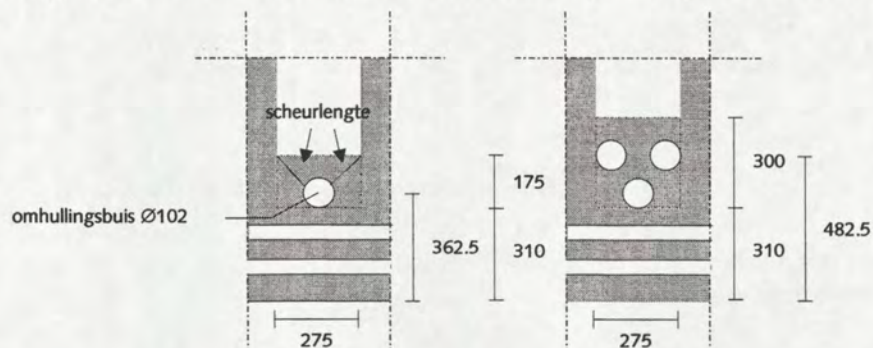
De maximale hoofdtrekspanning is 8.0 N/mm<sup>2</sup> en gelijk aan de toegestane waarde van 8.0 N/mm<sup>2</sup> dat het beton kan opnemen. Dit betekent dat **geen** (passieve) wapening nodig is!

### Externe voorspanning

Om de externe voorspanningen te geleiden zijn in de constructie dwarsvoorzieningen bij doorsneden B-B en C-C zoals op figuur 5-27 en in detail hier op figuur 5-31 is weergegeven nodig. Deze voorzieningen moeten voldoende sterk zijn om de verticale kracht veroorzaakt door de hoekverdraaiing van de voorspanning te weerstaan.

Bij doorsnede B wordt de onderste kabel van richting veranderd en bij C de bovenste twee kabels. De hoekverdraaiing is voor beiden hetzelfde  $\alpha_{1-2} = \alpha_3 = 215/6000 = 430/12000 = 2.05^\circ$ . De verticale kracht die bij doorsnede B optreedt is  $F_v$  en bij C is die  $2F_v$ . De waarde van  $F_v$  is  $F_p \sin \alpha_{1-2} = 117.4$  kN.

Deze verticale kracht mag de schuifspanning van het beton niet overschrijden. Wanneer zeer hoge sterkte beton een schuifspanning opneemt van 8 N/mm<sup>2</sup>, mag de lengte van de scheur niet langer zijn dan  $F_v / (t_{\text{schot}} \cdot \tau) = 150$  mm. De hier getekende scheurlengte is ongeveer  $2 \cdot 100 = 200$  mm.



Figuur 5-31 Detail doorsnede B-B (links) en C-C (rechts) (schaal 1:25)



#### 5.4.4 Aansluiting hoofdligger – einddwarsdrager

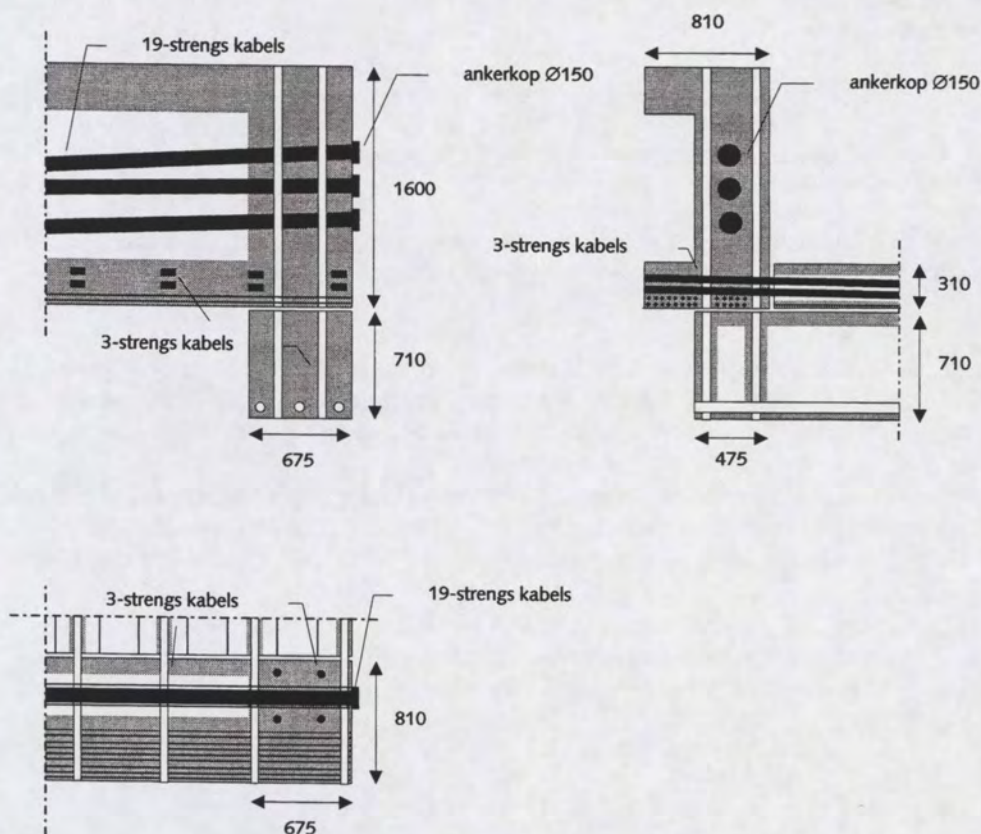
Een belangrijk punt bij het ontwerpen van de einddwarsdrager is hoe het wringend moment van de hoofdligger naar de einddwarsdrager moet worden overgebracht. Deze aansluiting wordt hier gerealiseerd door de hoofdligger en dwarsdrager aan elkaar te spannen. In beide constructieonderdelen zijn omhullingsbuizen ingestort waar na het plaatsen van de ligger op de dwarsdrager strengen door worden getrokken. De kracht die nodig is om de trekkracht op te nemen is:

$$N_{\text{trek}} = \frac{M_{\text{wri}}}{a_{\text{h.o.h.}}}$$

$M_{\text{wri}}$  = wringend moment [769 kNm]

$a_{\text{h.o.h.}}$  = hart op hart afstand lijven hoofdligger [375 mm]

De totale kracht die door de strengen moet worden opgenomen is dan 2051 kN. Dit wordt hier gerealiseerd door twaalf strengen. De strengen worden verdeeld over vier omhullingsbuizen Ø50 mm.



Figuur 5-32 Aansluiting hoofdligger – einddwarsdrager (schaal 1:50)

In de bovenstaande figuur is het vooraanzicht linksboven weergegeven, het zij aanzicht rechtsboven en het bovenaanzicht linksonder.



## 6 Conclusies en aanbevelingen

In dit hoofdstuk zullen aan de hand van de eerder opgestelde probleemstelling conclusies worden getrokken over zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw. Tevens worden aanbevelingen gedaan voor verder onderzoek.

### 6.1 Conclusies

Voordat de conclusies naar voren komen volgt eerst nog de probleemstelling zoals deze in het eerste hoofdstuk van dit rapport is opgesteld:

*Hoe kan zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw toegepast worden om een concurrerend alternatief te vormen voor de huidige toegepaste materialen in de bruggenbouw?*

Wanneer gelet wordt op het toepassen van zeer hoge sterkte beton in een tweetal gerealiseerde bruggen valt op dat de bruggen niet zijn gerealiseerd met ter plaatse gestort beton, maar dat de liggers in de fabriek geprefabriceerd zijn. Op dit moment is nog niet zeker of ter plaatse gestort zeer hoge sterkte beton dezelfde eigenschappen heeft / haalt als onder fabrieksomstandigheden.

In de huidige bruggenbouw worden een tweetal brugliggers in de prefabricage veelvuldig toegepast, te weten de omgekeerde T met druklaag en de kokerligger. Een derde oplossing die naar voren komt is het vervaardigen van een trogbrug in segmenten.

Geprefabriceerde liggers kunnen variëren tussen 15 en 60 meter, dit is afhankelijk van de beschikbare ruimte in de fabriek en of de ligger nog wel getransporteerd kan worden. Verder is het de vraag of voorgespannen of juist gewapende liggers het beste toegepast kunnen worden. In de praktijk worden uitsluitend voorgespannen liggers geproduceerd, maar door de verbeterde materiaaleigenschappen van zeer hoge sterkte beton zijn zeer fijne wapeningsnetten ook een mogelijkheid.

Wanneer alle mogelijke oplossingen met elkaar worden vergeleken dan volgt hieruit dat:

- zeer hoge sterkte beton voor geprefabriceerde liggers het meest optimaal gebruikt wordt bij een overspanningslengte van 35 meter
- wanneer brugliggers van zeer hoge sterkte beton erg licht zijn en een smalle onderflens hebben is de vermoeiingssterkte van het beton bij de onderflens maatgevend
- gewapend betonnen omgekeerde T- en kokerliggers slanker zijn dan de voorgespannen brugliggers
- bij een tweevelds overspanningsconstructie een trogbrug de meest economische wijze is waarop zeer hoge sterkte beton in de bruggenbouw toegepast kan worden

Een trogbrug kan het beste geprefabriceerd worden in aparte rijdelementen en hoofdliggers, omdat dit eenvoudiger te fabriceren is in de fabriek en makkelijker is te monteren op de bouwplaats dan een trogbrug verdeeld in segmenten.

De aansluiting van de hoofdligger met het rijdek is het eenvoudigst te realiseren door de aansluiting direct naast de hoofdligger te realiseren en het rijdek tegen de hoofdliggers te spannen met nagerekt staal dan met voorgerekt staal op het momentennulpunt. Ook hier geldt dat de uitvoering en fabricage de doorslag geeft.

Verder is voor de realisatie van zowel de hoofdliggers als de rijdelementen geen passieve wapening nodig.

Wanneer het definitieve ontwerp vergeleken wordt met het gemaakte voorontwerp dan valt op dat het rijdek van het definitieve ontwerp 210 mm slanker is en dus bij het criterium zandlichaam nog beter scoort bij het afwegen van de ontwerpen. Het totaalgewicht van de brug valt echter iets hoger uit, dit komt door de veel grotere hoeveelheid beton die nodig is voor de hoofdliggers. De bijna 102 m<sup>3</sup> beton zorgen voor een massa van 7.3 kN/m<sup>2</sup>, een toename van ongeveer 6%.



## 6.2 Aanbevelingen

Omdat niet alle gegevens van het beton bekend zijn, zijn er aannamen gedaan en berekeningen uitgevoerd volgens de Nederlandse Norm die zeer waarschijnlijk te conservatief zijn geweest. Het verdient daarom ook aanbeveling:

- rekenregels op te stellen voor zeer hoge sterkte beton om toepassing van dit materiaal niet alleen in de bruggenbouw, maar ook voor andere betonconstructies te bevorderen
- dat onderzoek wordt gedaan naar de vermoeiingsdruksterkte van zeer hoge sterkte beton, alsmede de krimp en kruip van dit materiaal, omdat daar nog (bijna) niets van bekend is
- om meer inzicht te krijgen in het gedrag van dit soort beton wanneer (zeer fijne en dichte) wapening wordt toegepast

Voor het ontwerpen van de brug zijn ook een aantal aannamen en schattingen gedaan die nader bekeken dienen te worden. Het gaat hierbij om de volgende punten:

- de berekeningen zijn uitgevoerd volgens de Nederlandse Norm en de Voorschriften Betonnen Bruggen en het verdient aanbeveling de brug te toetsen aan de toekomstige Europese normen volgens de Eurocode
- het is erg lastig de vervorming van de trogbrug te beschrijven via analytische methoden, het maken van een 3D-model van de trogbrug kan dan ook uitkomst bieden
- in het ontwerp worden de rijdekelementen onderling met wapening verbonden en maakt het rijdek geen deel uit van de meewerkende breedte van de hoofdligger, het verdient dan ook aanbeveling te kijken naar het afvloeien van de voorspankracht in het rijdek en de dan nog toe te passen wapening
- er is de aanname gedaan dat een trogbrug met einddwarsdragers gunstiger is dan een trogbrug zonder einddwarsdrager, wanneer hiervan ook een ontwerp is gemaakt kan dit met zekerheid bevestigd worden
- voor de trogbrug zijn voor de nagerekte voorspanstrengen ankerkoppen geschat, maar meer onderzoek naar de exacte grootte van de koppen is gewenst
- er zijn niet eerder trogbruggen voor wegverkeer ontworpen en een trogbrug opgetrokken uit minder sterk beton of in combinatie met minder sterk beton kan goedkoper zijn



## Literatuur

1. *Toekomstige ontwikkelingen – zeer hoge sterkte beton*  
N. Kaptijn; september 2000
2. *Zeer Hoge Sterkte / High Performance mortels voor reparatie en voor zeer dunne overlagingen*  
P. Buitelaar; maart 2001
3. *4<sup>th</sup> International Symposium on Utilization of High-Strength / High-Performance Concrete*  
F. de larrard, R. Lacroix ; Parijs, mei 1996
4. *International Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concretes, Volume 3*  
P.C. Aïtcin, Y. Delagrave; Sherbrooke, augustus 1998
5. *Vuistregels. Voor het ontwerpen van betonnen bruggen en viaducten.*  
Bouwdienst Rijkswaterstaat, R.H. de Meijer e.a.; april 2001
6. *Numerieke Analyse Kokerbalkviaduct*  
TNO, C.M. Frissen; Delft, 2000
7. *Voorgespannen Beton*  
J.C. Walraven, J.C. Galjaard; 's-Hertogenbosch, januari 1997
8. *Gewapend beton*  
J.C. Walraven; Delft, januari 1997
9. *Wringing in trogbruggen*  
R.T.J. de Groot; Delft, juni 1996
10. *Verbreding van viaducten in beton van reactief poeder*  
G. van Blokland; Tilburg, september 1997
11. *Ponts en BPR*  
E. Vonk; Parijs, juni 1998
12. *Ontwerp van een ophaalbrug in (zeer) hoge sterkte beton*  
R.P.H. Vergoossen; Delft, december 1999
13. *CUR; aanbeveling 37 Hoge sterkte beton*  
D.G. Mans e.a.; Gouda, mei 1994
14. *NEN 6720 Voorschriften Beton Constructieve eisen en rekenmethoden*  
Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, september 1991
15. *NEN 6723 Voorschriften Betonnen Bruggen*  
Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, 1995
16. *Béton fibrés a ultra-hautes performances*  
Association Française de Génie Civil ; september 2001



- 17. *BSI*  
Informatiefolder
- 18. *Ductal*  
informatiefolder
- 19. *Secutec*  
Informatiefolder
- 20. *VSL*  
informatiefolder



<b>BIJLAGEN</b>	<b>79</b>
<b>A</b>	<b>VOORBEELDBEREKENINGEN</b>
A-1	Voorbeeld omgekeerde T met druklaag
A-2	Aanvulling voor kokerligger
A-3	Aanvulling voor trogbrug
<b>B</b>	<b>RESULTATEN ALTERNATIEVEN</b>
B-1	Variant 1a
B-2	Variant 1b
B-3	Variant 1c
B-4	Variant 2a
B-5	Variant 2b
B-6	Variant 2c
B-7	Variant 3a
B-8	Variant 3b
B-9	Variant 3c
<b>C</b>	<b>GRAFIEKEN SAMENGEVOEGDE RESULTATEN</b>
C-1	Slankheid
C-2	Eigen gewicht
C-3	Betonverbruik
<b>D</b>	<b>AANVULLING BEREKENING VOOR DQ</b>







# *Bijlagen*



### **Toelichting:**

- In deze bijlage volgt als eerste de voorbeeldberekening van de betreffende variant gevolgd door een uitdraai van de bijbehorende Excel – sheet. De uitleg bij de voorbeeldberekening is opgesteld aan de hand van de bladzijde indeling van deze sheet. Het betreffende paginanummer bij de uitleg hoort bij het overeenkomstige nummer van de Excel uitdraai.
- De voorbeeldberekeningen zijn met de hand berekend en de uitkomsten komen overeen met die van Excel.
- Bij de Excel uitdraai staat bij de omgekeerde T met druklaag en de kokerligger op bladzijde 2 aan de linkerkant een kladberekening van de grootte van de belastingen om een eerste indicatie te krijgen of de orde van grootte klopt. Deze handberekening is niet uitgelegd en heeft geen invloed op verdere resultaten.
- Bij de trogbrug wordt het rijdek geschematiseerd tot een ingeklemde ligger. In de praktijk kan het rijdek zich gedragen als een ligger scharnierend opgelegd op twee steunpunten, dit zou betekenen dat het rijdek een groter moment op zou moeten nemen. Bij de berekeningen is niet meegenomen dat de belasting over meerdere segmenten kan spreiden, wat leidt tot een lagere belastingen. Aangenomen is dat deze twee punten elkaar precies opheffen.
- Bij de resultaten van de alternatieven in bijlage B staan ook de afmetingen. Deze afmetingen staan zo vermeld dat zij overeenkomen met de getekende schets op de Excel uitdraai in bijlage A.



## *Bijlage A*

### *Voorbeeldberekeningen*







## *Bijlage A-1*

*Voorbeeld omgekeerde T met druklaag*



## Uitleg omgekeerde T met voorspanning

Pagina 90 (uitleg aan de hand van Excel sheet)

### Doorsnedegrootheden

Als eerste worden de algemene gegevens van de ligger vastgesteld en vervolgens wordt de ligger ontworpen in rechthoeken met de daarbij behorende afmetingen als hoogte en breedte.

Het zwaartepunt wordt als volgt berekend:

$$A_i = \sum_{1 \rightarrow n} h_i * b_i$$

$$x_i = \frac{h_i}{2} + h_{i+1,n}$$

$$S_i = A_i * x_i$$

$$z_{x;totaal} = \frac{S_{x;totaal}}{A_{totaal}}$$

### Voorbeeld

$$A_{druklaag} = 210 * 1200 = 252000 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = 25 * 220 = 5500 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 1335 * 300 = 400500 \text{ mm}^2$$

$$A_3 = 200 * 1180 = 236000 \text{ mm}^2$$

$$A_{tot} = 252000 + 5500 + 400500 + 236000 = 894000 \text{ mm}^2$$

$$x_{druklaag} = 200 + 1335 + 25 + 210 / 2 = 1665 \text{ mm}$$

$$x_1 = 200 + 1335 + 25 / 2 = 1547.5 \text{ mm}$$

$$x_2 = 200 + 1335 / 2 = 867.5 \text{ mm}$$

$$x_3 = 200 / 2 = 100 \text{ mm}$$

$$S_{druklaag} = 252000 * 1665 = 4.2 * 10^8 \text{ mm}^3$$

$$S_1 = 5500 * 1547.5 = 8.51 * 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_2 = 400500 * 867.5 = 3.47 * 10^8 \text{ mm}^3$$

$$S_3 = 236000 * 100 = 2.36 * 10^7 \text{ mm}^3$$

$$S_{totaal} = 7.99 * 10^8 \text{ mm}^3$$

$$z_{x;totaal} = 7.99 * 10^8 / 894000 = 894 \text{ mm}$$

$$z_{x;ligger} = S_{1t/m3} / A_{1t/m3} = 591 \text{ mm}$$

Pagina 91

### Doorsnede grootheden (vervolg)

Het volgende dat berekend wordt is het traagheidsmoment. Dit is als volgt gebeurd:

$$I_{xx;totaal} = \sum_{1 \rightarrow n} \frac{1}{12} * b_i * h_i^3 + A_i * a_i^2$$

$$a_i = x_i - z_{x;totaal}$$

$$I_{xx;ligger} = \sum_{1 \rightarrow n} \frac{1}{12} * b_i * h_i^3 + A_i * a_i^2$$

$$a_i = x_i - z_{x;ligger}$$

$$I_{yy;ligger} = \frac{1}{12} * l * h_{druklaag}^3$$

$$W_{onder;totaal} = \frac{I_{xx;totaal}}{z_{x;totaal}}$$

$$W_{boven;totaal} = \frac{I_{xx;totaal}}{h_{totaal} - z_{x;totaal}}$$

$$W_{onder;ligger} = \frac{I_{xx;ligger}}{z_{x;ligger}}$$

$$W_{boven;ligger} = \frac{I_{xx;ligger}}{h_{ligger} - z_{x;ligger}}$$

### Voorbeeld

$$I_{druklaag;totaal} = 1/12 * 1200 * 210^3 + 252000 * (1665 - 894)^2$$

$$= 1.51 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{1;totaal} = 1/12 * 220 * 25^3 + 5500 * (1547.5 - 894)^2$$

$$= 2.35 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{2;totaal} = 1/12 * 300 * 1335^3 + 400500 * (867.5 - 894)^2$$

$$= 5.98 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{3;totaal} = 1/12 * 1180 * 200^3 + 236000 * (100 - 894)^2$$

$$= 1.50 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{xx;tot} = 1.5 * 10^{11} + 2.4 * 10^9 + 6.0 * 10^{10} + 1.5 * 10^{11}$$

$$= 3.62 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{xx;ligger} = 5.03 * 10^9 + 9.01 * 10^{10} + 5.77 * 10^{10}$$

$$= 1.53 * 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{yy;ligger} = 1/12 * 40.000 * 210^3 = 3.09 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$W_{onder;totaal} = 3.62 * 10^{11} / 894 = 4.05 * 10^8 \text{ mm}^3$$

$$W_{boven;totaal} = 3.62 * 10^{11} / (1770 - 894) = 4.14 * 10^8 \text{ mm}^3$$

$$W_{onder;ligger} = 1.53 * 10^{11} / 591 = 2.58 * 10^8 \text{ mm}^3$$

$$W_{boven;ligger} = 1.53 * 10^{11} / (1560 - 591) = 1.58 * 10^8 \text{ mm}^3$$



Invoerwaarden Guymas

Voor Guymas dienen de in te voeren waarden voor het buigtraagheidsmoment in dwars- en lengterichting bekend te zijn net als het wringtraagheidsmoment.

Buigtraagheidsmoment:

$$i_x = \frac{I_{xx;\text{totaal}}}{a_{\text{liggers};h.o.h.}} \quad i_y = \frac{I_{yy;\text{totaal}}}{a_{\text{dwrsdr};h.o.h.}}$$

Wringtraagheidsmoment:

Eerst wordt h/b of b/h bepaald al naar gelang of h>b of b>h. Met de verkregen waarde kan  $\eta$  worden geschat.

$$J_{x1} = \frac{1}{6} * b_1 * h_1^3$$

$$J_{x2} = \eta * h_2 * b_2^3$$

$$J_{x3} = \eta * b_3 * h_3^3$$

$$j_x = J_{x;\text{totaal}} * \frac{a_{\text{liggers}}}{b_{\text{brug}}}$$

$$J_{y1} = 2 * \eta * h_{\text{ligger}} * b^3$$

$$j_y = \frac{J_{y;\text{totaal}}}{l}$$

Invoer voor Guymas

De berekende benodigdheden voor het programma Guymas worden als volgt ingevoerd volgens het onderstaande invoervoorbeeld:

Voorontwerp  
Geprefabriceerde liggers  
Omgekeerde T-balken met druklaag  
aantal balken = 12  
overspanning = 40.0  
werkende breedte = 1.2  
afstand tot eerste last = 1.4  
hoh = 3.0  
traagheids 0.30201 0.00077  
torsietraag 0.0126677 0.0006169  
smeden 0.6 7 1.2  
verpl laststelsels 0.25  
dwarscontractie 0.20  
plaats 12.25 12.50 12.75  
klas 60  
coef 1.0  
plot k-lijnen  
stop

Voorbeeld

$$i_x = 3.62 * 10^{-1} / 1.2 = 0.30201 \text{ m}^4/\text{m}^1$$

$$i_y = 3.09 * 10^{-2} / 40 = 0.00077 \text{ m}^4/\text{m}^1$$

$$J_{x1} = 1/6 * 1200 * 210^3 = 0.00185 \text{ m}^4$$

$$J_{x2} = 0.287 * 1335 * 220^3 = 0.01054 \text{ m}^4$$

$$J_{x3} = 0.298 * 1180 * 200^3 = 0.00281 \text{ m}^4$$

$$J_{x;\text{totaal}} = 0.00185 + 0.01054 + 0.00281 = 0.01520 \text{ m}^4$$

$$j_x = 0.01520 * 12 / 14.4 = 0.01267 \text{ m}^4/\text{m}^1$$

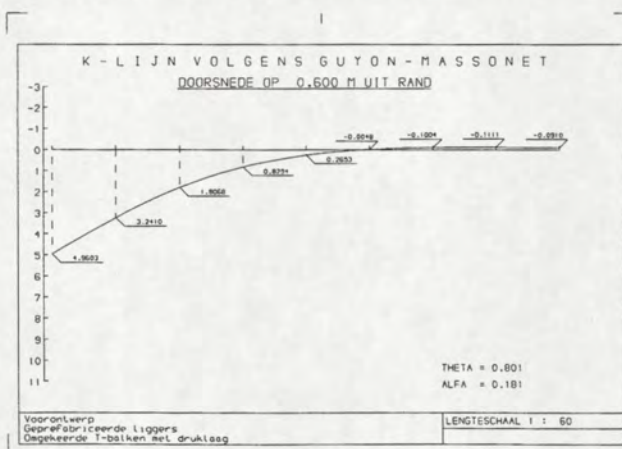
$$J_{y1} = 2 * 0.293 * 1560 * 300^3 * 10^{-12} = 0.02467 \text{ m}^4$$

$$j_y = 0.02467 / 40 = 0.00062 \text{ m}^4/\text{m}^1$$

Uitvoer van Guymas

Wanneer het hier linksstaande voorbeeld in Guymas wordt ingevoerd, volgen hieruit de onderstaande K-waarden:

$$\begin{aligned} K_{\text{max};1 \text{ aslast}} &= 2.8491 \\ K_{\text{min};1 \text{ aslast}} &= -0.1100 \\ K_{\text{max};2 \text{ aslasten}} &= 1.8808 \\ K_{\text{min};2 \text{ aslasten}} &= -0.0861 \end{aligned}$$





## Pagina 93

Bepalen belastingen

Nu de spreidingswaarden van beide aslasten over de liggers bekend zijn kan bekeken worden wat de maatgevende belasting is.

Stootcoëfficiënt [VBB 4.3.1.2.]:

$$S = 1 + C_0 * \frac{l}{h(100 + l)}$$

Last-lengtefactor [VBB 4.3.1.3]:

$$B = 0.6 + \frac{40}{100 + l}$$

Belasting ten gevolge van eigen gewicht:

$$q_{e.g.} = A_{\text{totaal}} * \rho_{\text{beton}}$$

Rustende belasting:

$$q_{r.b.} = Q_{\text{bel.;asfalt}} * a_{\text{liggers;h.o.h.}}$$

Mobiele belasting:

$$F_{\text{puntlast}} = S * B * K_{\text{maxj-aslast(en)}} * a_{\text{liggers;h.o.h.}} * \frac{200 \text{ kN}}{b_{\text{brug}}}$$

$$B_v = \left\{ \left( 0.5 - \frac{1}{l} \right) + 0.5 + \left( 0.5 + \frac{4}{l} \right) \right\} * F_{\text{puntlast}}$$

$$M = \frac{l}{2} * B_v - 4 * F_{\text{puntlast}}$$

$$q_{\text{puntlast}} = \frac{8 * M}{l^2}$$

$$q_{v.b.} = S * B * a_{\text{liggers;h.o.h.}} * Q_{\text{verkeer}}$$

$$q_{\text{mobiel}} = q_{\text{puntlast}} + q_{v.b.}$$

$$q_{\text{totaal}} = q_{e.g.} + q_{r.b.} + q_{\text{mobiel}}$$

Controle doorbuiging [VBB 5.2.1.1 t/m 3]

De doorbuiging is bepaald met onderstaande methode. Vervolgens wordt gecontroleerd of de constructie niet meer doorbuigt dan volgens de door de VBB toegestane  $1/300^e$  van de overspanning.

$$w = \frac{5}{384} * \frac{q_{\text{mobiel}} * l^4}{E_{\text{beton}} * I_{xx; \text{totaal}}} \leq \frac{1}{300} * l$$

Controle dwarskracht

$$V_{\text{max}} = q_{\text{totaal}} * \frac{l}{2}$$

$$\tau_d = \frac{V_{\text{max}}}{h_{2l} / \text{mi}} < \tau_{\text{beton}} + 0.15 * \frac{F_{p0}}{A_{\text{beton;ligger}}}$$

Voorbeeld

$$S = 1 + 0.7 * 40 / (1.770 * (100 + 40)) = 1.11$$

$$B = 0.6 + 40 / (100 + 40) = 0.89$$

$$q_{e.g.} = 0.89 * 25 = 22.35 \text{ kN/m}$$

$$q_{r.b.} = 1.5 * 1.2 = 1.8 \text{ kN/m}$$

1 laststelsel:

$$F_{\text{puntlast}} = 1.11 * 0.89 * 2.8491 * 1.2 * 200 / 14.4 = 46.81 \text{ kN}$$

$$B_v = \left\{ (0.5 - 1/40) + 0.5 + (0.5 + 4/40) \right\} * 46.81 = 73.73 \text{ kN}$$

$$M = 40 / 2 * 73.73 - 4 * 46.81 = 1287.29 \text{ kNm}$$

$$q_{\text{puntlast}} = 8 * 1287.9 / 40^2 = 6.44 \text{ kN/m}$$

$$q_{v.b.} = 1.11 * 0.89 * 1.2 * 4 = 4.73 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{mobiel}} = 6.44 + 4.73 = 11.17 \text{ kN/m}$$

2 laststelsels:

$$F_{\text{puntlast}} = 1.11 * 0.89 * 1.8808 * 1.2 * 200 / 14.4 = 30.90 \text{ kN}$$

$$B_v = \left\{ (0.5 - 1/40) + 0.5 + (0.5 + 4/40) \right\} * 30.90 = 48.67 \text{ kN}$$

$$M = 40 / 2 * 48.67 - 4 * 30.90 = 849.79 \text{ kNm}$$

$$q_{\text{puntlast}} = 0.8 * 8 * 849.79 / 40^2 = 3.40 \text{ kN/m}$$

$$q_{v.b.} = 1.11 * 0.89 * 1.2 * 4 * 0.8 = 3.79 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{mobiel}} = 4.25 + 3.79 = 8.03 \text{ kN/m}$$

1 laststelsel > 2 laststelsels, dus 1 laststelsel is maatgevend.

$$q_{\text{totaal}} = 22.35 + 1.8 + 11.17 = 35.32 \text{ kN/m}$$

$$w = \frac{5}{384} * \frac{(11.2 * 40.000^4 / 1.11) / (38.500 * 3.6 * 10^{11})}{24.0 \text{ mm} \leq 1/300 * 40.000 = 133.3 \text{ mm, voldoet!}}$$

$$V_{\text{max}} = 35.32 * 40 / 2 = 706365 \text{ N}$$

$$\tau_d = 1.5 * 706365 / \{300 * (1335 + 200)\} = 2.30 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_1 = 3 + 0.15 * 7.78 * 10^6 / 642000 = 9.82 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d < \tau_1 \text{ Voldoet!}$$



Berekenen voorspanning

De voorspanning wordt zo berekend dat er in het beton op  $t=\infty$  geen trekkrachten voorkomen.

$$\sigma_b = -\frac{F_{pw}}{A_{b,l}} + \frac{M_{e.g.;l} + M_{e.g.;d.l.}}{W_{o,l}} - \frac{M_p}{W_{o,l}} + \frac{M_{r.b.}}{W_{o,s}} + \frac{M_{mob.}}{W_{o,s}} \leq 0$$

$$F_{pw} = 0,85 * F_{p0}$$

$$A_{p;totaal} = \frac{F_{p0}}{\sigma_{p0}}$$

De momenten zijn als volgt berekend:

$$q_{eg;druklaag} = A_{beton;druklaag} * \rho_{beton}$$

$$q_{eg;ligger} = A_{beton;ligger} * \rho_{beton}$$

$$M_{eg;druklaag} = \frac{1}{8} * q_{eg;druklaag} * l^2$$

$$M_{eg;ligger} = \frac{1}{8} * q_{eg;ligger} * l^2$$

$$M_{rb} = \frac{1}{8} * q_{rb} * l^2$$

$$M_{mob.} = \frac{1}{8} * q_{mob.} * l^2$$

$$M_{punt} = \frac{1}{2} * l * B_v - 4 * F_{punt}$$

$$M_p = e_{min} * F_{p0}$$

Controle op  $t=0$ 

De controles worden uitgevoerd aan de boven- en onderzijde van de ligger:

$$\sigma_{b;b} = -\frac{0,85 * F_{p0}}{A_{betonligger}} - \frac{M_{e.g.;ligger}}{W_{bovenligger}} + \frac{0,85 * F_{p0} * e_{min}}{W_{bovenligger}} \leq 0$$

$$\sigma_{b;o} = -\frac{0,85 * F_{p0}}{A_{betonligger}} + \frac{M_{e.g.;ligger}}{W_{onderligger}} - \frac{0,85 * F_{p0} * e_{min}}{W_{onderligger}} \geq 0,75 f'_b$$

Controle op  $t=\infty$ 

Ook hier controles aan de boven- en onderzijde.

$$\sigma_{b;b} = -\frac{0,85 * F_{p0}}{A_{b,l}} - \frac{M_{e.g.;l} + M_{e.g.;d.l.}}{W_{b,l}} + \frac{0,85 * F_{p0} * e_{min}}{W_{b,l}} - \frac{M_{r.b.}}{W_{o,l}} - \frac{M_{mob.}}{W_{o,l}} \geq f'_b$$

$$\sigma_{b;o} = -\frac{0,85 * F_{p0}}{A_{b,l}} + \frac{M_{e.g.;l} + M_{e.g.;d.l.}}{W_{o,l}} - \frac{0,85 * F_{p0} * e_{min}}{W_{o,l}} + \frac{M_{r.b.}}{W_{o,l}} + \frac{M_{mob.}}{W_{o,l}} \leq 0$$

Voorbeeld

$$\begin{aligned} F_{p0} &\geq \{(3,21 * 10^9 + 1,26 * 10^9) / 2,58 * 10^8 \\ &\quad + 3,60 * 10^8 / 4,05 * 10^8 \\ &\quad + 2,23 * 10^9 / 4,05 * 10^8\} / \\ &\quad \{0,85 / 6,42 * 10^5 + 0,85 * 491,2 / 2,58 * 10^8\} \\ &\geq 8,06 * 10^6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$A_{p;totaal} = 8,06 * 10^6 / 1350 = 5,97 * 10^3 \text{ mm}^2$$

$$aantal \text{ strengen} = 5,97 * 10^3 / 150 = 39,8 = 40 \text{ strengen}$$

$$M_{eg;druklaag} = 1/8 * (252000 * 25 * 10^{-6}) * 40000^2$$

$$= 1,26 * 10^9 \text{ Nmm}$$

$$M_{eg;ligger} = 1/8 * (6,42 * 10^5 * 25 * 10^{-6}) * 40000^2$$

$$= 3,21 * 10^9 \text{ Nmm}$$

$$M_{r.b.} = 1/8 * 1,8 * 10^{-6} * 40000^2$$

$$= 3,60 * 10^8 \text{ Nmm}$$

$$M_{mob.} = 1/8 * 11,17 * 10^{-6} * 40000^2$$

$$= 2,23 * 10^9 \text{ Nmm}$$

$$M_{punt} = (0,5 * 20 * 73,73 - 4 * 46,81) * 10^6$$

$$= 1,29 * 10^9 \text{ Nmm}$$

$$M_p = 491,2 * 8,06 * 10^6$$

$$= 3,96 * 10^9 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{b;b} &= -0,85 * 8,06 * 10^6 / 6,42 * 10^5 \\ &\quad - 3,21 * 10^9 / 1,58 * 10^8 \\ &\quad + 0,85 * 8,06 * 10^6 * 491,2 / 1,58 * 10^8 \end{aligned}$$

$$= -9,96 \text{ N/mm}^2 \leq 0, \text{ voldoet!}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{b;o} &= -0,85 * 8,06 * 10^6 / 6,42 * 10^5 \\ &\quad + 3,21 * 10^9 / 2,58 * 10^8 \\ &\quad - 0,85 * 8,06 * 10^6 * 491,2 / 2,58 * 10^8 \end{aligned}$$

$$= -11,27 \text{ N/mm}^2 \geq -29,25, \text{ voldoet!}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{b;b} &= -0,85 * 8,06 * 10^6 / 6,42 * 10^5 \\ &\quad - (3,21 * 10^9 + 1,26 * 10^9) / 1,58 * 10^8 \\ &\quad + 0,85 * 8,06 * 10^6 * 491,2 / 1,58 * 10^8 \end{aligned}$$

$$- 3,60 * 10^8 / 4,14 * 10^8$$

$$- 2,23 * 10^9 / 4,14 * 10^8$$

$$= -23,95 \text{ N/mm}^2 \geq -39, \text{ voldoet!}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{b;o} &= -0,85 * 8,06 * 10^6 / 6,42 * 10^5 \\ &\quad + (3,21 * 10^9 + 1,26 * 10^9) / 2,58 * 10^8 \\ &\quad - 0,85 * 8,06 * 10^6 * 491,2 / 2,58 * 10^8 \end{aligned}$$

$$+ 3,60 * 10^8 / 4,05 * 10^8$$

$$+ 2,23 * 10^9 / 4,05 * 10^8$$

$$= 0 \text{ N/mm}^2 \leq 0, \text{ voldoet!}$$



Controle vermoeiing [VBB 4.5 en 8.6]

Als eerste worden de factoren voor de mobiele belasting bij de controle van vermoeiing bepaald of berekend:

$$\alpha = 1.0$$

$$f_3 = 0.015 * l + 1.20$$

$$K_e = \frac{K_1}{K_1 + K_2}$$

$$\beta = f_3 * (K_e - 1.0)^2 + 1.00$$

$$B_v = 0.8 + (l - 20) * 0.004$$

Controle op  $t = \infty$  (bovenzijde)

$$\sigma_{b;b;\min} = -\frac{0.85 * F_{p0}}{A_{b;l}} - \frac{M_{e,g;l} + M_{e,g;d;l}}{W_{b;l}} + \frac{0.85 * F_{p0} * e_{\min}}{W_{b;l}} - \frac{M_{r,b}}{W_{b;l}}$$

$$\sigma_{b;b;\max} = -\frac{0.85 * F_{p0}}{A_{b;l}} - \frac{M_{e,g;l} + M_{e,g;d;l}}{W_{b;l}} + \frac{0.85 * F_{p0} * e_{\min}}{W_{b;l}} - \frac{M_{r,b}}{W_{b;l}} - \alpha * \beta * B_v * S * \frac{M_{punt}}{W_{b;l}}$$

$$f'_{b;v} = \{0.5(0.85 * f'_{c;k} - 0.85 * 30) + 0.85 * 30\} / 1.2$$

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

$$f'_{b;u;v} = (1 - 0.1 * \beta * \sqrt{(1 - R * \log n)} * f'_{b;v} \geq 0.25 f'_{b;v}$$

Controle op  $t = \infty$  (onderzijde)

$$\sigma_{b;v;\min} = -\frac{0.85 * F_{p0}}{A_{b;l}} + \frac{M_{e,g;l} + M_{e,g;d;l}}{W_{o;l}} - \frac{0.85 * F_{p0} * e_{\min}}{W_{o;l}} + \frac{M_{r,b}}{W_{o;l}} + \alpha * \beta * B_v * S * \frac{M_{punt}}{W_{o;l}}$$

$$\sigma_{b;v;\max} = -\frac{0.85 * F_{p0}}{A_{b;l}} + \frac{M_{e,g;l} + M_{e,g;d;l}}{W_{o;l}} - \frac{0.85 * F_{p0} * e_{\min}}{W_{o;l}} + \frac{M_{r,b}}{W_{o;l}}$$

Voorbeeld

$$f_3 = 0.015 * 40 + 1.20 = 1.8$$

$$K_e = 2.8491 / (2.8491 + 1.8808) = 0.602$$

$$\beta = f_3 * (0.602 - 1.0)^2 + 1.00 = 1.285$$

$$B_v = 0.8 + (40 - 20) * 0.004 = 0.88$$

$$\begin{aligned} \sigma_{b;b;\min} &= 0.85 * 8.06 * 10^6 / 6.42 * 10^5 \\ &\quad - (3.21 * 10^9 + 1.26 * 10^9) / 1.58 * 10^8 \\ &\quad + 0.85 * 8.06 * 10^6 * 491.2 / 1.58 * 10^8 \\ &\quad - 3.60 * 10^8 / 4.14 * 10^8 \\ &= -18.55 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{b;b;\max} &= 0.85 * 8.06 * 10^6 / 6.42 * 10^5 \\ &\quad - (3.21 * 10^9 + 1.26 * 10^9) / 1.58 * 10^8 \\ &\quad + 0.85 * 8.06 * 10^6 * 491.2 / 1.58 * 10^8 \\ &\quad - 3.60 * 10^8 / 4.14 * 10^8 \\ &\quad - 0.5 * 1.003 * 0.88 * 1.113 * 1.29 * 10^9 / 4.14 * 10^8 \\ &= -22.46 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{b;v} &= \{-0.5(0.85 * 65 - 0.85 * 30) + 0.85 * 30\} / 1.2 \\ &= -33.65 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$R = -18.55 / -22.46 = 0.83$$

$$\begin{aligned} f_{b;u;v} &= \{-1 * 0.1 * 1.0 * (1 - 0.83) * 0.5 * \log(1.0 * 10^8)\} * 33.65 \\ &= -22.41 \text{ N/mm}^2 \geq -22.46 \text{ N/mm}^2, \text{ voldoet niet!} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{b;v;\min} &= 0.85 * 8.06 * 10^6 / 6.42 * 10^5 \\ &\quad + (3.21 * 10^9 + 1.26 * 10^9) / 2.58 * 10^8 \\ &\quad - 0.85 * 8.06 * 10^6 * 491.2 / 2.58 * 10^8 \\ &\quad + 3.60 * 10^8 / 4.05 * 10^8 \\ &\quad + 0.5 * 1.003 * 0.88 * 1.11 * 1.29 * 10^9 / 4.05 * 10^8 \\ &= -1.51 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{b;v;\max} &= 0.85 * 8.06 * 10^6 / 6.42 * 10^5 \\ &\quad + (3.21 * 10^9 + 1.26 * 10^9) / 2.58 * 10^8 \\ &\quad - 0.85 * 8.06 * 10^6 * 491.2 / 2.58 * 10^8 \\ &\quad + 3.60 * 10^8 / 4.05 * 10^8 \\ &= -5.51 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{b;v} &= \{-0.5(0.85 * 65 - 0.85 * 30) + 0.85 * 30\} / 1.2 \\ &= 33.65 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$R = -1.51 / -5.51 = 0.27$$

$$\begin{aligned} f_{b;u;v} &= \{-1 * 0.1 * 0.9 * (1 - 0.51) * 0.5 * \log(3.0 * 10^8)\} * 33.65 \\ &= -13.02 \text{ N/mm}^2 \leq -5.51 \text{ N/mm}^2, \text{ voldoet!} \end{aligned}$$



### Controle bezwijkmoment

De eerste controle die hierbij plaatsvindt is de vraag als al het staal in de doorsnede vloeit, of het beton de benodigde drukkracht kan leveren.

$$N'_b = f'_b * h_{druklaag} * b_{druklaag}$$

$$N_s = a_{aantalstrengen} * A_{p;streng} * \frac{f_{y;p}}{\gamma}$$

$$M_d = 1.5 * (M_{eg;druklaag} + M_{eg;ligger} + M_{rb} + M_{mob})$$

$$M_u = hef.arm * N_s$$

$$N'_b = 39 * 210 * 1200 = 9.83 * 10^6 \text{ N}$$

$$N_s = 40 * 150 * 1860 / 1.1 = 1.01 * 10^7 \text{ N}$$

$$N'_b < N_s \text{ Voldoet niet!}$$

Inwendige hefboomarm:

$$1770 - 0.5 * 210 - 0.5 * 200 = 1565 \text{ mm}$$

$$M_d = 1.5 * (3.21 + 1.26 + 0.36 + 2.23) * 10^9 \\ = 1.06 * 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$M_u = 1565 * 1.01 * 10^7 = 1.59 * 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$M_d < M_u \text{ Voldoet!}$$



# Alternatief 1b Omgekeerde T met voorspanning



Afmetingen omgekeerde T-ligger:

Druklaag	h (mm)	b (mm)	h(t) =
1	210	1200	25
2	1335	300	200
3	200	1180	

Algemene gegevens:

overspanning L:	40 m
verkeersklasse:	60
L/h:	22,6 (incl. druklaag)
druklaag:	210 mm
liggers h.o.h.:	1200 mm
dwaarsd h.o.h.:	40.000 mm
aantal balken:	12
massa beton:	25 kN/m <sup>3</sup>
massa slijtlaag:	1,5 kN/m <sup>2</sup>
breedte brug:	14,4 m

Afmetingen: 1,770 m (hoog, incl. druklaag)

Berekenen zwaartepunt:

Druklaag	A (mm <sup>2</sup> )	x (mm)	S(x) (mm <sup>3</sup> )
1	252000	1665,00	4,20E+08
2	5500	1547,50	8,51E+06
3	400500	867,50	3,47E+08
	236000	100,00	2,36E+07
	894000		7,99E+08

z(x;ligger) = 591 mm  
z(x;totaal) = 894 mm



**Belasting** (globale handberekening)

$$\begin{aligned} R(A) &= 285 \text{ kN} \\ R(B) &= 315 \text{ kN} \\ M(\text{max}) &= 5500 \text{ kNm} \quad (=1/8 \cdot q(\text{eq}) \cdot L^2) \\ q(\text{e.q.}) &= 27,50 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**Laststelsel 1**  
 Spreidingsbreedte: 4 kN/m<sup>2</sup> (één auto van 3\*200 kN)  
 (wielbasis 2,0m)

$$\begin{aligned} q(\text{puntlast}) &= 3,75 \text{ m} \\ q(\text{mobiel}) &= 8,79 \text{ kN/m} \\ q &= \frac{4,80 \text{ kN/m}}{13,59 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

**Laststelsel 2**  
 Spreidingsbreedte: 3,2 kN/m<sup>2</sup> (twee auto's, reductiefact. 0,8)  
 (wielbasis 2,0m, 0,5m uit elkaar)

$$\begin{aligned} q(\text{puntlast}) &= 6,25 \text{ m} \\ q(\text{mobiel}) &= 8,44 \text{ kN/m} \\ q &= \frac{3,84 \text{ kN/m}}{12,28 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

**Laststelsel 1 is maatgevend**

Berekenen traagheidsmoment:

Druklaag	1,51E+11 mm <sup>4</sup>	
1	2,35E+09 mm <sup>4</sup>	1
2	5,98E+10 mm <sup>4</sup>	2
3	1,50E+11 mm <sup>4</sup>	3
I(xx;totaal) =	3,62E+11 mm <sup>4</sup>	I(xx;ligger) =
		1,53E+11 mm <sup>4</sup>

w(onder;totaal) =	4,05E+08 mm <sup>3</sup>	w(onder;ligger) =	2,58E+08 mm <sup>3</sup>
w(boven;totaal) =	4,14E+08 mm <sup>3</sup>	w(boven;ligger) =	1,58E+08 mm <sup>3</sup>



Belastingspreiding:

$I_{xx} = 3,62E+11 \text{ mm}^4$   
 $I_{yy} = 3,087E+10 \text{ mm}^4$

$I(x) = 0,30201 \text{ mm}^4/\text{m}^1$   
 $I(y) = 0,00077 \text{ mm}^4/\text{m}^1$

$\eta(2) = 0,287$   
 $\eta(3) = 0,298$

$h/b \text{ of } b/h$   
4,533  
5,900

$J(x1) = 0,0018522 \text{ m}^4$   
 $J(x2) = 0,0105385 \text{ m}^4$   
 $J(x3) = 0,0028106 \text{ m}^4$   
 $J(x_{tot}) = 0,0152012 \text{ m}^4$

$j(x) = 0,0126677 \text{ m}^4/\text{m}^1$

$h/b \text{ (eind)dwarsdrager:}$

5,200

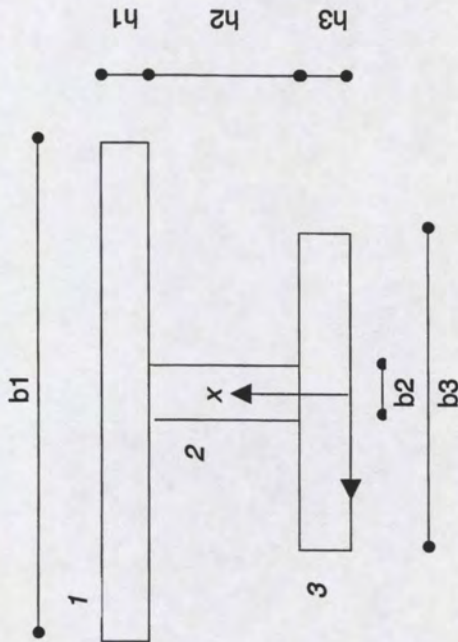
$\eta(1) = 0,293$

$J(y1) = 0,024677 \text{ m}^4$

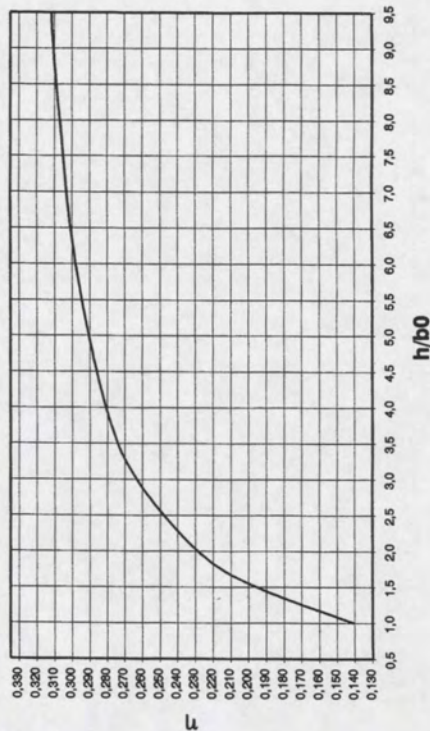
$j(y) = 0,0006169 \text{ m}^4/\text{m}^1$

Met behulp van Guymas wordt gevonden:

$K_{max;1} = 2,8491$   
 $K_{min;1} = -0,1100$   
 $K_{max;2} = 1,8808$   
 $K_{min;2} = -0,0861$



Waarde  $\eta$  bij hoogte/breedte profiel



$h/b$	$h$
1,0	0,141
1,5	0,196
2,0	0,229
3,0	0,263
4,0	0,281
6,0	0,298
8,0	0,307
10,0	0,312
50,0	0,329

$h$	$b$
1560	300



Stootcoëfficiënt:

$$C(0) = 0,7$$

$$S = 1,113$$

Last-lengte factor:

$$B = 0,886$$

Totale gemiddelde belasting op de maatgevende ligger:

Eigen gewicht:

$$q(e.g.) = 22,35 \text{ kN/m}$$

Rustende belasting:

$$q(r.b.) = 1,8 \text{ kN/m}$$

Mobiele belasting:

Laststelsel 1

$$q(\text{puntlast}) = 6,44 \text{ kN/m}$$

$$q(v.b.) = 4,73 \text{ kN/m}$$

$$q(\text{mobiel}) = 11,17 \text{ kN/m}$$

Laststelsel 2

$$q(\text{puntlast}) = 3,40 \text{ kN/m}$$

$$q(v.b.) = 3,79 \text{ kN/m}$$

$$q(\text{mobiel}) = 7,18 \text{ kN/m}$$

Laststelsel 1 is maatgevend

$$q(\text{mobiel}) = 11,17 \text{ kN/m}$$

$$q(\text{totaal}) = 35,32 \text{ kN/m}$$

Rekenwaarden zeer hoge sterkte beton	
druksterkte =	65 N/mm <sup>2</sup>
treksterkte =	3 N/mm <sup>2</sup>
buijtreksterkte =	6 N/mm <sup>2</sup>
schuifsterkte =	3 N/mm <sup>2</sup>
E =	38.500 N/mm <sup>2</sup>

Controle doorbuiging:

$$w = 24,0 \text{ mm}$$

$$w(\text{max}) = 133,3 \text{ mm}$$

Constructie voldoet aan doorbuigingseis

Controle dwarskracht:

$$V(\text{max}) = 706365 \text{ N}$$

$$706,365 \text{ kN}$$

$$\tau(d) = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau(1) = 9,88 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau(d) < \tau(1)$$

Constructie voldoet op dwarskracht



Voorspanning:

Bepalen aantal strengen op  $t = \text{oneindig}$ :

$$F(p0) \geq 8,06E+06 \text{ N}$$

$$8,06E+03 \text{ kN}$$

$$A(p;\text{totaal}) = 5,97E+03 \text{ mm}^2$$

$$\text{aantal} = 39,80 \text{ strengen}$$

$$40 \text{ strengen}$$

$$\text{aantal lagen} = 2$$

$$\text{min. hoogte} = 145,7 \text{ mm}$$

$$\text{min. breedte} = 1095,7 \text{ mm}$$

Controle op  $t = 0$ :

$$\sigma'(b;b) = -9,69 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

$$\sigma'(b;o) = -11,27 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

Controle op  $t = \text{oneindig}$ :

$$\sigma'(b;b) = -23,95 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

$$\sigma'(b;o) = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

Gegevensvoorspanstaal:			
diameter:	15,7 mm	h.o.h. afstand:	50 mm
		s(p0):	1350 N/mm <sup>2</sup>
		A(p;streng):	150 mm <sup>2</sup>

$$\text{dekking} = 40 \text{ mm}$$

$$z(x) = 591,2 \text{ mm}$$

$$e(\text{min}) = 491,2 \text{ mm}$$

$$A(\text{beton;ligger}) = 6,42E+05 \text{ mm}^2$$

$$W(\text{onder;ligger}) = 2,58E+08 \text{ mm}^3$$

$$W(\text{onder;totaal}) = 4,05E+08 \text{ mm}^3$$

$$W(\text{boven;ligger}) = 1,58E+08 \text{ mm}^3$$

$$W(\text{boven;totaal}) = 4,14E+08 \text{ mm}^3$$

$$M(\text{e.g.;ligger}) = 3,21E+09 \text{ Nmm}$$

$$M(\text{e.g.;druklaag}) = 1,26E+09 \text{ Nmm}$$

$$M(r.b.) = 3,60E+08 \text{ Nmm}$$

$$M(\text{mob.}) = 2,23E+09 \text{ Nmm}$$

$$M(\text{punt}) = 1,29E+09 \text{ Nmm}$$

$$M(p) = 3,96E+09 \text{ Nmm}$$



## Vermoeiing brugligger:

Factoren voor mobiele belasting (langsrichting):	
$f_3 =$	1,800
$K(e) =$	0,602
$\beta =$	1,285
$B(v) =$	0,88
$S =$	1,113
$\alpha =$	1,0

## Controle op t = oneindig vermoeiing (bovenzijde):

$\sigma'(b;b;min) =$	-18,55 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma'(b;b;max) =$	-22,46 N/mm <sup>2</sup>

## Controle op t = oneindig vermoeiing (onderzijde):

$\sigma'(b;o;min) =$	-1,51 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma'(b;o;max) =$	-5,51 N/mm <sup>2</sup>

## Controle bezwijkmoment:

$N'(b) =$	-9,83E+06 N	$N'(b)$	<	$N(s)$
$N(s) =$	1,01E+07 N			Voldoet niet
Inwendige hefboomarm: 1565 mm				
$M(d) =$	1,06E+10 Nmm	$M(d)$	<	$M(u)$
$M(u) =$	1,59E+10 Nmm			Voldoet

## Toetsing:

Drukzone:			
$\beta =$	1,0		
$n =$	1,0E+08		
$f'(b;v) =$	-33,65 N/mm <sup>2</sup>		
$R =$	0,83		
$f'(b;u;v) =$	-22,41 N/mm <sup>2</sup>	>	-22,46 N/mm <sup>2</sup>
Constructie voldoet niet			

## Toetsing:

Voorgedrukte trekzone:			
$\beta =$	0,9		
$n =$	1,0E+08		
$f'(b;v) =$	-33,65 N/mm <sup>2</sup>		
$R =$	0,27		
$f'(b;u;v) =$	-13,02 N/mm <sup>2</sup>	<	-5,51 N/mm <sup>2</sup>
Constructie voldoet			







## *Bijlage A-2*

*Aanvulling voor kokerligger*



## Uitleg kokerliggers

Berekening is hetzelfde als bij de omgekeerde T, met uitzondering van de waarden voor Guymas. Het gaat hierbij om de buigstijfheid in y-richting en de wringstijfheid van de koker. Extra informatie bij die berekening:

$l_1$  = halve breedte bovenflens

$l_2$  = hoogte lijf

$l_3$  = halve breedte onderflens

$h_1$  = dikte bovenflens

$h_2$  = dikte lijf

$h_3$  = dikte onderflens

$a$  = h.o.h. tussen de kokerliggers

$b$  = breedte overstek (voeg)

$d$  = dikte overstek (voeg)

$\nu$  = dwarscontractie-coëfficiënt

Pagina 101 (uitleg aan de hand van excelsheet)

### Invoerwaarden Guymas

Berekening van de buigstijfheid.

$$\lambda_i = \frac{l_i * 12}{E_b * (h_i)^3}$$

$$e = \frac{\lambda_2(\lambda_2 + 4\lambda_3)}{\lambda_2(4\lambda_1 + \lambda_2) + \lambda_3(12\lambda_1 + 4\lambda_2)}$$

$$C = \frac{l_1 + b}{b + e * l_1}$$

$$i_{yy} = C \frac{d_3}{12}$$

$$e = 0.721$$

$$C = 1.323$$

$$i_{yy} = 0.00022 \text{ m}^4/\text{m}^1$$

Berekening van de wringstijfheid.

$$F = 2 * l_1 * l_2$$

$$Som_1 = \frac{2l_1}{h_1} + \frac{2l_2}{h_2} + \frac{2l_1}{h_3}$$

$$Som_2 = 2l_2(h_2)^3 + 2l_1[(h_1)^3 + (h_3)^3]$$

$$I_t = \frac{4F^2}{Som_1} + \frac{Som_2}{3}$$

$$I_{xy} = 2 * \left( \frac{1}{2 * 2(1 + \nu)} * \frac{I_t}{a} + \frac{(h_1)^3}{24 * 2} \right)$$

$$F = 1.0 * 10^6 \text{ N}$$

$$Som_1 = 55.90$$

$$Som_2 = 3.27 * 10^9$$

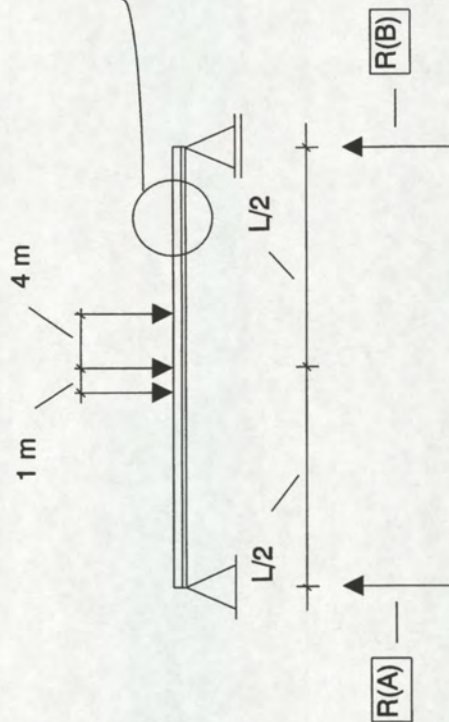
$$I_t = 7.3 * 10^{10}$$

$$I_{xy} = j(x) = 0.0203687 \text{ m}^4/\text{m}^1$$



## Alternatief 2b

### Kokerligger met voorspanning



#### Algemene gegevens:

overspanning L: 35 m

verkeersklasse: 60

L/h: 40,9 (incl. druklaag)

druklaag: 125 mm

liggers h.o.h.: 1500 mm

dwaarsd h.o.h.: 35.000 mm

aantal balken: 9

massa beton: 28 kN/m<sup>3</sup>

massa slijtlaag: 1,5 kN/m<sup>2</sup>

breedte brug: 13,5 m

#### Afmetingen:

0,855 m (hoog, incl. druklaag)

#### Afmetingen omgekeerde T-ligger:

	h (mm)	b (mm)
1	125	1500
2	670	65
3	60	1380

h(t) =

#### Berekenen zwaartepunt:

	A (mm <sup>2</sup> )	x (mm)	S(x) (mm <sup>3</sup> )
1	187500	792,50	1,49E+08
2	87100	395,00	3,44E+07
3	82800	30,00	2,48E+06
	357400		1,85E+08

z(x) = 519 mm



**Belasting (puntlast)**

$$\begin{aligned} R(A) &= 282,9 \text{ kN} \\ R(B) &= 317,1 \text{ kN} \\ M(\text{max}) &= 4750 \text{ kNm} \quad (=1/8 \cdot q(\text{eq}) \cdot L^2) \\ q(\text{e.q.}) &= 31,02 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**Laststel 1** 4 kN/m<sup>2</sup> (één auto van 3 \* 200 kN)  
**Spreadingsbreedte:** (wielbasis 2,0m)

$$\begin{aligned} q(\text{puntlast}) &= 2,67 \text{ m} \\ q(\text{mobiel}) &= 17,41 \text{ kN/m} \\ q &= 6,00 \text{ kN/m} \\ q &= 23,41 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**Berekenen traagheidsmoment:**

$$\begin{aligned} I(\text{xx}) &= \\ 1 & 1,43\text{E}+10 \text{ mm}^4 \\ 2 & 4,60\text{E}+09 \text{ mm}^4 \\ 3 & 1,98\text{E}+10 \text{ mm}^4 \\ I(\text{xx}) &= \underline{3,87\text{E}+10 \text{ mm}^4} \end{aligned}$$

**Laststel 2** 3,2 kN/m<sup>2</sup> (twee auto's, reductiefact. 0,8)  
**Spreadingsbreedte:** (wielbasis 2,0m, 0,5m uit elkaar)

$$\begin{aligned} q(\text{puntlast}) &= 5,17 \text{ m} \\ q(\text{mobiel}) &= 14,39 \text{ kN/m} \\ q &= 4,80 \text{ kN/m} \\ q &= 19,19 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**Laststel 1 is maatgevend**

$$\begin{aligned} w(\text{onder; totaal}) &= 7,46\text{E}+07 \text{ mm}^3 \\ w(\text{boven; totaal}) &= 1,15\text{E}+08 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$



Belastingspreiding:

$I(xx) = 3,87E+10 \text{ mm}^4$

$I(x) = 0,02579 \text{ m}^4/\text{m}^1$

$I(y) = 0,00022 \text{ m}^4/\text{m}^1$

$J(x_{\text{tot}}) = 0,0745806 \text{ m}^4$

$j(x) = 0,02037 \text{ m}^4/\text{m}^1$

$h(1) = 0,247$

$J(y_1) = 0,0097402 \text{ m}^4$

$j(y) = 0,00028 \text{ m}^4/\text{m}^1$

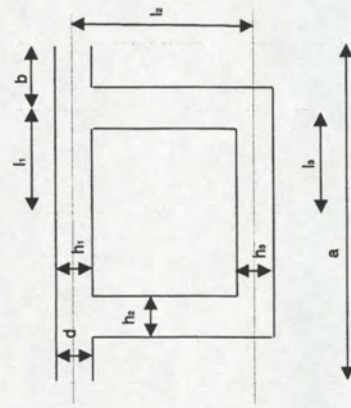
Met behulp van Guymas wordt gevonden:

$K_{\text{max};1} = 1,9545$

$K_{\text{min};1} = 0,3131$

$K_{\text{max};2} = 1,5301$

$K_{\text{min};2} = 0,4185$



$a = 1500$   
 $b = 92,5$   
 $u = 0,2$

$I(1) = 657,5$   
 $I(2) = 762,5$   
 $I(3) = 657,5$

$e =$   
 $C =$

$0,721$   
 $1,323$

$Som(1) = 55,90$   
 $Som(2) = 3,27E+09$

$I(1) = 6,41E-08$   
 $I(2) = 5,29E-07$   
 $I(3) = 5,80E-07$

$h(1) = 125$   
 $h(2) = 65$   
 $h(3) = 60$

$F =$   
 $I(t) =$   
 $I(xy) =$

$1,00E+06$   
 $7,30E+10$   
 $2,04E+07$

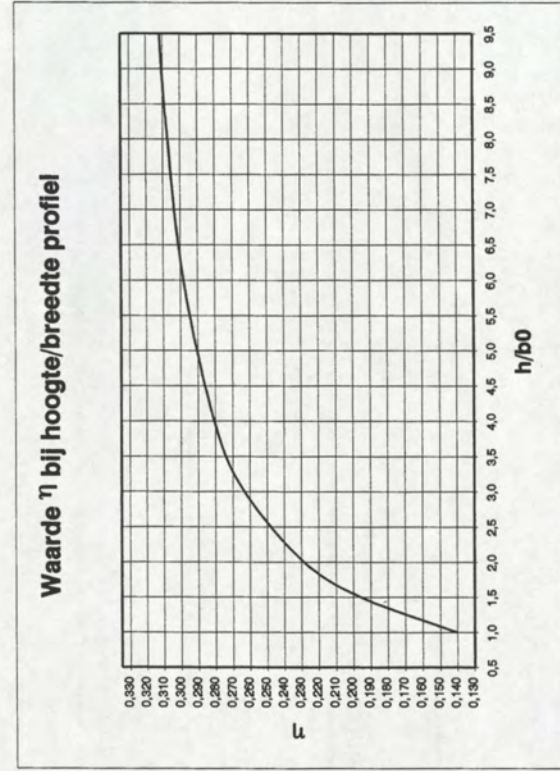
$h/b \text{ (eind)dwarsdrager:}$   
 $2,433$

$h/b$   
 $730$   
 $300$

$h/b$   
 $h$

$1,0$   
 $1,5$   
 $2,0$   
 $3,0$   
 $4,0$   
 $6,0$   
 $8,0$   
 $10,0$   
 $50,0$

$0,141$   
 $0,196$   
 $0,229$   
 $0,263$   
 $0,281$   
 $0,298$   
 $0,307$   
 $0,312$   
 $0,329$





Stootcoëfficiënt:

$$C(0) = 0,7$$

$$S = 1,212$$

Last-lengte factor:

$$B = 0,896$$

Totale gemiddelde belasting op de maatgevende ligger:

Eigen gewicht:

$$q(e.g.) = 10,01 \text{ kN/m}$$

Rustende belasting:

$$q(r.b.) = 2,25 \text{ kN/m}$$

Mobiele belasting:

Laststelsel 1

$$q(\text{puntlast}) = 7,32 \text{ kN/m} \quad F(\text{punt}) = 47,19 \text{ kN}$$

$$q(v.b.) = 6,52 \text{ kN/m} \quad B(v) = 74,83 \text{ kN}$$

$$q(\text{mobiel}) = 13,84 \text{ kN/m} \quad M = 1120,81 \text{ kNm}$$

Laststelsel 2

$$q(\text{puntlast}) = 5,73 \text{ kN/m} \quad F(\text{punt}) = 36,94 \text{ kN}$$

$$q(v.b.) = 5,22 \text{ kN/m} \quad B(v) = 58,58 \text{ kN}$$

$$q(\text{mobiel}) = 10,95 \text{ kN/m} \quad M = 877,44 \text{ kNm}$$

Laststelsel 1 is maatgevend

$$q(\text{mobiel}) = 13,84 \text{ kN/m}$$

$$q(\text{totaal}) = 26,10 \text{ kN/m}$$

Rekenwaarden zeer hoge sterkte beton

$$\text{druksterkte} = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{treksterkte} = 8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{buigtreksterkte} = 16 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{schuifsterkte} = 8 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 63.000 \text{ N/mm}^2$$

Controle doorbuiging:

$$w = 91,5 \text{ mm}$$

$$w(\text{max}) = 116,7 \text{ mm}$$

Constructie voldoet aan doorbuigingseis

Controle dwarskracht:

$$V(\text{max}) = 456681 \text{ N}$$

$$456,681 \text{ kN}$$

$$\tau(d) = 7,22 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau(1) = 10,82 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau(d) < \tau(1)$$

Constructie voldoet op dwarskracht



**Voorspanning:**

**Bepalen aantal strengen op  $t = \text{oneindig}$ :**

$$F(p0) \geq \begin{matrix} 6,72\text{E}+06 \text{ N} \\ 6,72\text{E}+03 \text{ kN} \end{matrix}$$

$$A(p;\text{totaal}) = 4,98\text{E}+03 \text{ mm}^2$$

$$\text{aantal} = \begin{matrix} 33,18 \text{ strengen} \\ 34 \text{ strengen} \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} \text{aantal lagen} = & 1 \\ \text{min. hoogte} = & 55,7 \text{ mm} \\ \text{min. breedte} = & 1375,7 \text{ mm} \end{matrix}$$

**Controle op  $t = 0$ :**

$$\begin{matrix} \sigma'(b;b) = & -4,93 \text{ N/mm}^2 & \text{Voldoet} \\ \sigma'(b;o) = & -33,05 \text{ N/mm}^2 & \text{Voldoet} \end{matrix}$$

**Controle op  $t = \text{oneindig}$ :**

$$\begin{matrix} \sigma'(b;b) = & -26,32 \text{ N/mm}^2 & \text{Voldoet} \\ \sigma'(b;o) = & 0 \text{ N/mm}^2 & \text{Voldoet} \end{matrix}$$

Gegevensvoorspanstaal:			
diameter:	15,7 mm	h.o.h. afstand:	40 mm
		s(p0):	1350 N/mm <sup>2</sup>
		A(p;streng):	150 mm <sup>2</sup>

$$\begin{matrix} \text{dekking} = & 20 \text{ mm} \\ z(x) = & 519,0 \text{ mm} \\ e(\text{min}) = & 491,1 \text{ mm} \\ \\ A(\text{beton;koker}) = & 3,57\text{E}+05 \text{ mm}^2 \\ \\ W(\text{onder;koker}) = & 7,46\text{E}+07 \text{ mm}^3 \\ W(\text{boven;koker}) = & 1,15\text{E}+08 \text{ mm}^3 \\ \\ M(\text{e.g.; koker}) = & 1,53\text{E}+09 \text{ Nmm} \\ M(\text{r.b.}) = & 3,45\text{E}+08 \text{ Nmm} \\ M(\text{mob.}) = & 2,12\text{E}+09 \text{ Nmm} \\ M(\text{punt}) = & 1,12\text{E}+09 \text{ Nmm} \\ \\ M(p) = & 3,30\text{E}+09 \text{ Nmm} \end{matrix}$$



Vermoeiing brugligger:

<i>Factoren voor mobiele belasting (langsrichting):</i>	
$f_3 =$	1,725
$K(e) =$	0,561
$\beta =$	1,333
$B(v) =$	0,86
$S =$	1,212
$\alpha =$	1,0

Controle op t = oneindig vermoeiing (bovenzijde):

$\sigma'(b; b; \min) =$	-7,92 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma'(b; b; \max) =$	-21,44 N/mm <sup>2</sup>

Controle op t = oneindig vermoeiing (onderzijde):

$\sigma'(b; o; \min) =$	-7,54 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma'(b; o; \max) =$	-28,42 N/mm <sup>2</sup>

Controle bezwijkmoment:

$N'(b) =$	-2,03E+07 N	$-N'(b)$	$>$	$N(s)$
$N(s) =$	8,62E+06 N			<b>Voldoet</b>
<i>Inwendige hefboomarm: 762,5 mm</i>				
$M(d) =$	5,99E+09 Nmm	$M(d)$	$<$	$M(u)$
$M(u) =$	6,58E+09 Nmm			<b>Voldoet</b>

Toetsing:

Drukzone:	
$\beta =$	1,0
$n =$	1,0E+08
$f'(b; v) =$	-74,38 N/mm <sup>2</sup>
$R =$	0,37
$f'(b; u; v) =$	-27,12 N/mm <sup>2</sup>
	$<$ -21,44 N/mm <sup>2</sup>
	<b>Constructie voldoet</b>

Toetsing:

Voorgedrukte trekzone:	
$\beta =$	0,9
$n =$	1,0E+08
$f'(b; v) =$	-74,38 N/mm <sup>2</sup>
$R =$	0,27
$f'(b; u; v) =$	-28,47 N/mm <sup>2</sup>
	$<$ -28,42 N/mm <sup>2</sup>
	<b>Constructie voldoet</b>



## *Bijlage A-3*

*Aanvulling voor trogbrug*



## Uitleg trogbrug

Pagina 109

### Doorsnede grootheden rijdek

Als eerste wordt een strekkende meter rijdek van de trogbrug gedimensioneerd.

$$A_{sparing} = 2 * h_{sparing} * b_{sparing}$$

$$A_{beton;rijdek} = h_{rijdek} * 2400 - A_{sparingen}$$

$$I_{yy;rijdek} = 2 * \left\{ \frac{1}{12} * 2400 * d_{vloer}^3 + 2400 * d_{vloer} * a^2 \right\}$$

$$a = \frac{(h_{rijdek} - \frac{d_{vloer}}{2})}{2}$$

$$W_{rijdek} = \frac{I_{yy;rijdek}}{\frac{1}{2} * h_{rijdek}}$$

### Belastingen

$$S = 1 + C_0 * \frac{l}{h(100 + l)}$$

$$B = 0.6 + \frac{40}{100 + l}$$

$$q_{e.g.} = A_{beton;rijdek} * \rho_{beton}$$

$$q_{r.b.} = 1.5 * b_{element} * 0.8$$

$$q_{v.b.} = S * B * q_{verkeer}$$

$$M_{inkl.} = \sum F * \frac{a_i(l - a_i)^2}{l^2}$$

$$a_i = \frac{l}{2} \pm 2.75 \text{ en}$$

$$a_i = \frac{l}{2} \pm 0.25$$

$$M_{eg;rijdek} = \frac{1}{12} * q_{eg;ligger} * l^2$$

$$M_{rb} = \frac{1}{12} * q_{rb} * l^2$$

$$M_{mob.} = \frac{1}{12} * q_{mob.} * l^2$$

$$\sigma_b = -\frac{F_{pw}}{A_{b;r}} + \frac{M_{e.g.;r}}{W_r} - \frac{M_p}{W_r} + \frac{M_{r.b.}}{W_r} + \frac{M_{mob.}}{W_r} \leq 0$$

$$F_{pw} = 0.85 * F_{p0}$$

$$A_{p;totaal} = \frac{F_{p0}}{\sigma_{p0}}$$

### Voorbeeld

$$A_{sparing} = 2 * 400 * 525 = 840000 \text{ mm}^2$$

$$A_{beton;rijdek} = 520 * 2400 - 840000 = 408000 \text{ mm}^2$$

$$a = (520 - 60 / 2) / 2 = 245 \text{ mm}$$

$$I_{yy;rijdek} = 2 * \left\{ \frac{1}{12} * 2400 * 60^3 + 2400 * 60 * 245^2 \right\}$$

$$= 1.74 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$W_{rijdek} = 1.74 * 10^{10} / (0.5 * 520)$$

$$= 6.68 * 10^7 \text{ mm}^3$$

$$S = 1 + 0.7 * 13.5 / (0.520 * (100 + 13.5)) = 1.16$$

$$B = 0.6 + 40 / (100 + 13.5) = 0.95$$

$$q_{eg} = 0.408 * 28 = 11.42 \text{ kN/m}$$

$$q_{eg} = 1.5 * 2.4 * 0.8 = 3.6 \text{ kN/m}$$

$$q_{v.b.} = 1.16 * 0.95 * 4 * 2.4 * 0.8 = 10.61 \text{ kN/m}$$

$$M_{inkl.} = 990 \text{ kNm}$$

$$q_{pont} = 12 * 990 / 13.5^2 = 72.00 \text{ kN/m}$$

$$q_{mobiel} = 10.61 + 72.00 = 82.60 \text{ kN/m}$$

$$q_{totaal} = 11.42 + 3.6 + 82.60 = 97.63 \text{ kN/m}$$

$$M_{eg;rijdek} = 1 / 12 * 11.42 * 13.5^2 = 1.74 * 10^8 \text{ kNm}$$

$$M_{r.b.} = 1 / 12 * 3.6 * 13.5^2 = 5.47 * 10^7 \text{ kNm}$$

$$M_{mob.} = 1 / 12 * 82.60 * 13.5^2 = 1.25 * 10^9 \text{ kNm}$$

$$F_{p0} \geq \left\{ \frac{1.74 * 10^8}{6.68 * 10^7} + \frac{5.47 * 10^7}{6.68 * 10^7} + \frac{1.25 * 10^9}{6.68 * 10^7} \right\} / \left\{ \frac{0.85}{4.08 * 10^5} + \frac{0.85 * 100}{6.68 * 10^7} \right\} \geq 6.61 * 10^6 \text{ N}$$

$$A_{p;totaal} = 6.61 * 10^6 / 1350 = 4.90 * 10^3 \text{ mm}^2$$

$$aantal \text{ str.} = 4.90 * 10^3 / 150 = 32.66 = 33 \text{ strengen}$$



## Pagina 109 [vervolg]

## Controle dwarskracht

$$V_{\max} = q_{\text{totaal}} * \frac{l}{2}$$

$$\tau_d = \left( \frac{V_{\max}}{h_{\text{rijdek}} * (2400 - 4 * b_{\text{sparing}})} < \tau_{\text{beton}} + 0,15 * \frac{F_{p0}}{A_{\text{betonrijdek}}} \right) * 1,5$$

## Controle doorbuiging

$$w = \frac{1}{384} * \frac{q_{\text{mobiel}} * l^4}{E_{\text{beton}} * I_{xx, \text{totaal}}} \leq \frac{1}{300} * l$$

## Voorbeeld

$$V_{\max} = 97.63 * 13500 / 2 = 658994 \text{ N}$$

$$\tau_d = [658994 / \{520 * (2400 - 4 * 525)\}] * 1.5$$

$$= 6.34 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_1 = 8 + 0.15 * 6.61 * 10^6 / 408000 = 10.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d < \tau_1 \text{ Voldoet!}$$

$$w = 1/384 * (82.6 * 13500^4 / 1.16) / (63000 * 1.74 * 10^{10})$$

$$= 5.6 \text{ mm} \leq 1/300 * 13.500 = 45.0 \text{ mm, voldoet!}$$

## Pagina 110

$$\alpha = 1.0$$

$$f_3 = 0.015 * l + 1.20$$

$$K_e = \frac{K_1}{K_1 + K_2}$$

$$\beta = f_3 * (K_e - 1.0)^2 + 1.00$$

$$B_v = 0.5 + (l - 5) * 0.02$$

Controle op  $t = \infty$  (bovenzijde)

$$\sigma_{b;0;\min} = -\frac{0.85 * F_{p0}}{A_{b;r}} + \frac{M_{e.g.;r}}{W} - \frac{0.85 * F_{p0} * e_{\min}}{W} + \frac{M_{r,b}}{W} + \alpha * \beta * B_v * S * \frac{M_{punt}}{W}$$

$$\sigma_{b;0;\max} = -\frac{0.85 * F_{p0}}{A_{b;r}} + \frac{M_{e.g.;r}}{W} - \frac{0.85 * F_{p0} * e_{\min}}{W} + \frac{M_{r,b}}{W}$$

$$f'_{b;v} = \{0.5(0.85 * f'_{c;k} - 0.85 * 30) + 0.85 * 30\} / 1.2$$

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

$$f'_{b;u;v} = (1 - 0.1 * \beta * \sqrt{(1 - R) * \log n}) * f'_{b;v} \geq 0.25 f'_{b;v}$$

Controle op  $t = \infty$  (onderzijde)

$$\sigma_{b;0;\max} = -\frac{0.85 * F_{p0}}{A_{b;r}} - \frac{M_{e.g.;r}}{W} + \frac{0.85 * F_{p0} * e_{\min}}{W} - \frac{M_{r,b}}{W}$$

$$\sigma_{b;0;\min} = -\frac{0.85 * F_{p0}}{A_{b;r}} - \frac{M_{e.g.;r}}{W} + \frac{0.85 * F_{p0} * e_{\min}}{W} - \frac{M_{r,b}}{W} - \alpha * \beta * B_v * S * \frac{M_{punt}}{W}$$

$$f_3 = 0.015 * 13.5 + 1.20 = 1.4$$

$$K_e = 1.0 / (1.0 + 1.0) = 0.5$$

$$\beta = 1.4 * (0.5 - 1.0)^2 + 1.00 = 1.351$$

$$B_v = 0.5 + (13.5 - 5) * 0.02 = 0.67$$

$$\sigma'_{b;0;\max} = -0.85 * 6.61 * 10^6 / 4.08 * 10^5$$

$$+ 1.74 * 10^8 / 6.68 * 10^7$$

$$- 0.85 * 6.61 * 10^6 * 100 / 6.68 * 10^7$$

$$+ 5.47 * 10^7 / 6.68 * 10^7$$

$$= 18.77 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{b;0;\min} = -0.85 * 6.61 * 10^6 / 4.08 * 10^5$$

$$+ 1.74 * 10^8 / 6.68 * 10^7$$

$$- 0.85 * 6.61 * 10^6 * 100 / 6.68 * 10^7$$

$$+ 5.47 * 10^7 / 6.68 * 10^7$$

$$+ 0.5 * 1.4 * 1.0 * 1.351 * 1.09 * 10^9 / 6.68 * 10^7$$

$$= 1.60 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_{b;v} = \{-0.5(0.85 * 180 - 0.85 * 30) + 0.85 * 30\} / 1.2$$

$$= -74.38 \text{ N/mm}^2$$

$$R = -1.60 / -18.77 = 0.08$$

$$f'_{b;u;v} = \{-1 - 0.1 * 1.0 * (1 - 0.08) * 0.5 * \log(1.0 * 10^8)\} * 74.38$$

$$= -23.15 \text{ N/mm}^2 \leq -18.77 \text{ N/mm}^2, \text{ voldoet!}$$

$$\sigma'_{b;0;\min} = -0.85 * 6.61 * 10^6 / 4.08 * 10^5$$

$$- 1.74 * 10^8 / 6.68 * 10^7$$

$$+ 0.85 * 6.61 * 10^6 * 100 / 6.68 * 10^7$$

$$- 5.47 * 10^7 / 6.68 * 10^7$$

$$= 8.78 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{b;0;\max} = -0.85 * 6.61 * 10^6 / 4.08 * 10^5$$

$$- 1.74 * 10^8 / 6.68 * 10^7$$

$$+ 0.85 * 6.61 * 10^6 * 100 / 6.68 * 10^7$$

$$- 5.47 * 10^7 / 6.68 * 10^7$$

$$- 0.5 * 1.4 * 1.0 * 1.351 * 1.09 * 10^9 / 6.68 * 10^7$$

$$= 25.96 \text{ N/mm}^2$$

$$R = -8.78 / -25.96 = 0.34$$

$$f'_{b;u;v} = \{-1 - 0.1 * 0.9 * (1 - 0.34) * 0.5 * \log(1.0 * 10^8)\} * 74.38$$

$$= -25.97 \text{ N/mm}^2 \leq -25.96 \text{ N/mm}^2, \text{ voldoet!}$$



## Pagina 110 [vervolg]

Controle op  $t=0$ 

De controles worden uitgevoerd aan de boven- en onderzijde van de ligger:

$$\sigma_{b,b} = -\frac{0.85 \cdot F_{p0}}{A_{\text{betonrijdek}}} + \frac{M_{\text{e.g.rijdek}}}{W} - \frac{0.85 \cdot F_{p0} \cdot e_{\min}}{W} \leq 0$$

$$\sigma_{b,p} = -\frac{0.85 \cdot F_{p0}}{A_{\text{betonrijdek}}} - \frac{M_{\text{e.g.rijdek}}}{W} + \frac{0.85 \cdot F_{p0} \cdot e_{\min}}{W} \geq 0.75 f'_b$$

Controle op  $t=\infty$ 

Ook hier controles aan de boven- en onderzijde.

$$\sigma_{b,b} = -\frac{0.85 \cdot F_{p0}}{A_{b,r}} + \frac{M_{\text{e.g.},r}}{W} - \frac{0.85 \cdot F_{p0} \cdot e_{\min}}{W} + \frac{M_{r,b}}{W} + \frac{M_{\text{mob.}}}{W} \leq 0$$

$$\sigma_{b,p} = -\frac{0.85 \cdot F_{p0}}{A_{b,r}} - \frac{M_{\text{e.g.},r}}{W} + \frac{0.85 \cdot F_{p0} \cdot e_{\min}}{W} - \frac{M_{r,b}}{W} - \frac{M_{\text{mob.}}}{W} \geq f'_b$$

$$\begin{aligned}\sigma'_{b,b} &= -0.85 \cdot 6.61 \cdot 10^6 / 4.08 \cdot 10^5 \\ &\quad + 1.74 \cdot 10^8 / 6.68 \cdot 10^7 \\ &\quad - 0.85 \cdot 6.61 \cdot 10^6 \cdot 100 / 6.68 \cdot 10^7 \\ &= -19.59 \text{ N/mm}^2 \leq 0, \text{voldoet!} \\ \sigma'_{b,p} &= -0.85 \cdot 6.61 \cdot 10^6 / 4.47 \cdot 10^5 \\ &\quad - 1.74 \cdot 10^8 / 6.68 \cdot 10^7 \\ &\quad + 0.85 \cdot 6.61 \cdot 10^6 \cdot 100 / 6.68 \cdot 10^7 \\ &= -7.96 \text{ N/mm}^2 \geq -81 \text{ N/mm}^2, \text{voldoet!}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma'_{b,b} &= -0.85 \cdot 6.61 \cdot 10^6 / 4.08 \cdot 10^5 \\ &\quad + 1.74 \cdot 10^8 / 6.68 \cdot 10^7 \\ &\quad - 0.85 \cdot 6.61 \cdot 10^6 \cdot 100 / 6.68 \cdot 10^7 \\ &\quad + 5.47 \cdot 10^7 / 6.68 \cdot 10^7 \\ &\quad + 1.25 \cdot 10^9 / 6.68 \cdot 10^7 \\ &= 0.00 \text{ N/mm}^2 \leq 0, \text{voldoet!} \\ \sigma'_{b,p} &= -0.85 \cdot 6.61 \cdot 10^6 / 4.08 \cdot 10^5 \\ &\quad - 1.74 \cdot 10^8 / 6.68 \cdot 10^7 \\ &\quad + 0.85 \cdot 6.61 \cdot 10^6 \cdot 100 / 6.68 \cdot 10^7 \\ &\quad - 5.47 \cdot 10^7 / 6.68 \cdot 10^7 \\ &\quad - 1.25 \cdot 10^9 / 6.68 \cdot 10^7 \\ &= -27.55 \text{ N/mm}^2 \geq -108 \text{ N/mm}^2, \text{voldoet!}\end{aligned}$$

## Pagina 111 t/m 115

De overige berekeningen zijn hetzelfde als bij de omgekeerde T-ligger met voorspanning met uitzondering van de belastingen. De totale belasting wordt opgenomen door twee hoofdliggers. Dus voor één ligger geldt:

$$q_{\text{e.g.}} = \frac{(A_{\text{trog}} \cdot \rho_{\text{beton}})}{2} + A_{\text{hfdl.}} \cdot \rho_{\text{beton}}$$

$$q_{r.b.} = \frac{Q_{\text{bel.;asfalt}} \cdot l_{\text{rijdek}}}{2}$$

$$q_{v.b.} = \frac{S \cdot B \cdot l_{\text{rijdek}} \cdot Q_{\text{verkeer}}}{2}$$

$$B_v = \left\{ \left( 0.5 - \frac{1}{l} \right) + 0.5 + \left( 0.5 + \frac{4}{l} \right) \right\} \cdot F_{\text{puntlast}}$$

$$M = \frac{l}{2} \cdot B_v - 4 \cdot F_{\text{puntlast}}$$

$$q_{\text{puntlast}} = \frac{8 \cdot M}{l^2} \cdot S \cdot B$$

$$q_{\text{mobiel}} = q_{\text{puntlast}} + q_{v.b.}$$

$$q_{\text{totaal}} = q_{\text{e.g.}} + q_{r.b.} + q_{\text{mobiel}}$$

$$q_{\text{e.g.}} = 2.3 \cdot 28 / 2 + (0.25 \cdot 0.75 + 1.5 \cdot 0.22) \cdot 28 = 46.62 \text{ kN/m}$$

$$q_{r.b.} = 1.5 \cdot 13.5 / 2 = 10.13 \text{ kN/m}$$

$$q_{v.b.} = 1.089 \cdot 0.911 \cdot 13.5 \cdot 4 / 2 = 26.78 \text{ kN/m}$$

$$B_v = \left\{ \left( 0.5 - 1 / 28.8 \right) + 0.5 + \left( 0.5 + 4 / 28.8 \right) \right\} \cdot 200 = 321 \text{ kN}$$

$$M = 28.8 / 2 \cdot 321 - 4 \cdot 200 = 3820 \text{ kNm}$$

$$q_{\text{puntlast}} = 1.089 \cdot 0.911 \cdot 8 \cdot 3820 / 28.8^2 = 36.55 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{mobiel}} = 36.55 + 26.78 = 63.33 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{totaal}} = 46.62 + 10.13 + 63.33 = 120.08 \text{ kN/m}$$



109



## Vermoeiing brugligger:

Factoren voor mobiele belasting (langsrichting):	
$f_3 =$	1,403
$K(e) =$	0,500
$\beta =$	1,351
$B(v) =$	0,670
$S =$	1,160
$\alpha =$	1,0

Controle op  $t =$  oneindig vermoeiing (bovenzijde):

$\sigma'(b;b;max) =$	-18,77 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma'(b;b;min) =$	-1,60 N/mm <sup>2</sup>

Controle op  $t =$  oneindig vermoeiing (onderzijde):

$\sigma'(b;o;min) =$	-8,78 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma'(b;o;max) =$	-25,96 N/mm <sup>2</sup>

## Controle bezwijkmoment:

$N'(b) =$	-1,56E+07 N	$-N'(b)$	$>$	$N(s)$
$N(s) =$	8,37E+06 N			Voldoet
Inwendige hefboomarm: 330 mm				
$M(d) =$	2,22E+09 Nmm	$M(d)$	$<$	$M(u)$
$M(u) =$	2,76E+09 Nmm			Voldoet

Controle spanningen:			
Controle op $t = 0$ :			
$\sigma'(b;b) =$	-19,59 N/mm <sup>2</sup>	Voldoet	
$\sigma'(b;o) =$	-7,96 N/mm <sup>2</sup>	Voldoet	
Controle op $t =$ oneindig:			
$\sigma'(b;b) =$	0,00 N/mm <sup>2</sup>	Voldoet	
$\sigma'(b;o) =$	-27,55 N/mm <sup>2</sup>	Voldoet	

## Toetsing:

Voorgedrukte trekzone:			
$\beta =$	0,9		
$n =$	1,0E+08		
$f'(b;v) =$	-74,38 N/mm <sup>2</sup>		
$R =$	0,08		
$f'(b;u;v) =$	-23,15 N/mm <sup>2</sup>	$<$	-18,77 N/mm <sup>2</sup>
		Constructie voldoet	

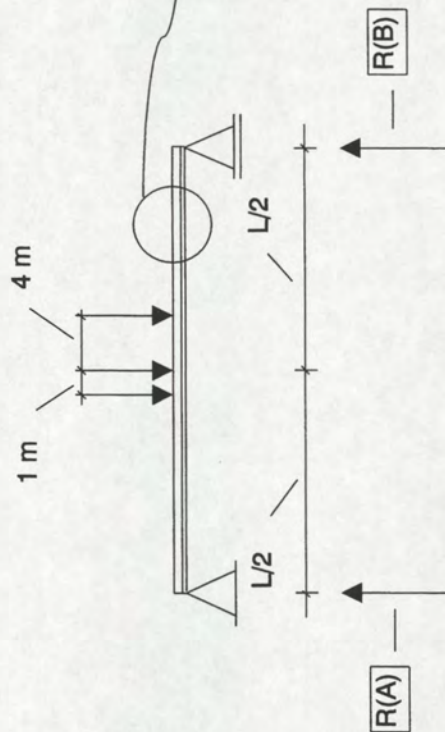
## Toetsing:

Drukzone:			
$\beta =$	1,0		
$n =$	1,0E+08		
$f'(b;v) =$	-74,38 N/mm <sup>2</sup>		
$R =$	0,34		
$f'(b;u;v) =$	-25,97 N/mm <sup>2</sup>	$<$	-25,96 N/mm <sup>2</sup>
		Constructie voldoet	



### Alternatief 3

#### Troglijger



Algemene gegevens:  
overspanning L: 28,8 m  
verkeersklasse: 60  
L/h: 16,46

massa beton: 28 kN/m<sup>3</sup>  
massa slijtlaag: 1,5 kN/m<sup>2</sup>

Afmetingen: 1,750 m

Afmetingen trogbrug:

	h (mm)	b (mm)	Rijdek:
1	250	750	A(lengte) = 408000 mm <sup>2</sup>
2	1500	220	
3	60	13500	A(dwars) = 2295000 mm <sup>2</sup>
4	60	13500	

Berekenen zwaartepunt:

	A (mm <sup>2</sup> )	x (mm)	S(x) (mm <sup>3</sup> )	z(x;trogbrug) = 575 mm	z(x;hoofdligger) = 1067 mm
1	375000	1625,00	6,09E+08		
2	660000	750,00	4,95E+08		
3	810000	490,00	3,97E+08		
4	810000	30,00	2,43E+07		
	2655000		1,53E+09		



Belasting	(puntlast)	Berekenen traagheidsmoment: I(xx;trogbrug)	I(xx;hoofdligger)
R(A) =	279,2 kN	1 4,16E+11 mm <sup>4</sup>	1 1,18E+11 mm <sup>4</sup>
R(B) =	320,8 kN	2 1,44E+11 mm <sup>4</sup>	2 1,28E+11 mm <sup>4</sup>
M(max) =	3820 kNm	3 6,04E+09 mm <sup>4</sup>	
q(e.q.) =	36,84 kN/m	4 2,40E+11 mm <sup>4</sup>	
		I(xx;trogbrug) = 8,06E+11 mm <sup>4</sup>	I(xx;hoofdligger) = 2,46E+11 mm <sup>4</sup>

	w(onder;trogbrug) =	1,40E+09 mm <sup>3</sup>	w(onder;hfdligger) =	2,30E+08 mm <sup>3</sup>
	w(boven;trogbrug) =	6,86E+08 mm <sup>3</sup>	w(boven;hfdligger) =	3,60E+08 mm <sup>3</sup>



Stootcoëfficiënt:  
 $C(0) = 0,7$   
 $S = 1,089$

Last-lengte factor:  
 $B = 0,911$

Totale gemiddelde belasting op de maatgevende ligger:

Eigen gewicht:

$q(e.g.) = 46,62 \text{ kN/m}$

Rustende belasting:

$q(r.b.) = 10,13 \text{ kN/m}$

Mobiele belasting:

$q(verkeer) = 26,78 \text{ kN/m}$

$q(punt) = 36,55 \text{ kN/m}$

$q(mobiel) = 63,33 \text{ kN/m}$

$q(totaal) = 120,08 \text{ kN/m}$

Rekenwaarden zeer hoge sterkte beton	
druksterkte =	180 N/mm <sup>2</sup>
treksterkte =	8 N/mm <sup>2</sup>
buigtreksterkte =	20 N/mm <sup>2</sup>
schuifsterkte =	8 N/mm <sup>2</sup>
E =	63.000 N/mm <sup>2</sup>

Controle doorbuiging:

$w = 67,2 \text{ mm}$   
 $w(max) = 96,0 \text{ mm}$

Constructie voldoet aan doorbuigingseis

Controle dwarskracht:

$V(max) = 1729129 \text{ N}$   
 $1729,129 \text{ kN}$

$\tau(d) = 11,14 \text{ N/mm}^2$   
 $\tau(1) = 11,80 \text{ N/mm}^2$

$\tau(d) < \tau(1)$

Constructie voldoet op dwarskracht



Voorspanning:

Bepalen aantal strengen op  $t = 0$ : oneindig:

$$F(p0) \geq 1,31E+07 \text{ N}$$

$$1,31E+04 \text{ kN}$$

$$A(p;\text{totaal}) = 9,70E+03 \text{ mm}^2$$

$$\text{aantal} = 64,67 \text{ strengen}$$

$$65 \text{ strengen}$$

$$\text{Omhuilingsbuis:}$$

$$\text{diameter: } 12$$

$$87 \text{ mm}$$

$$\text{aantal buizen: } 1 \text{ naast elkaar}$$

$$\text{max } e(\text{min}) = 6$$

$$677 \text{ mm}$$

Controle op  $t = 0$ :

$$\sigma'(b;b) = -14,13 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

$$\sigma'(b;o) = -33,04 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

Controle op  $t = 0$ : oneindig:

$$\sigma'(b;b) = -35,28 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

$$\sigma'(b;o) = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

Gegevensvoorspanstaal:

diameter: 15,7 mm	h.o.h. afstand: 40 mm
	$s(p0): 1350 \text{ N/mm}^2$
	$A(p;\text{streng}): 150 \text{ mm}^2$

$$\text{dekking} = 20 \text{ mm}$$

$$z(x) = 1067,0 \text{ mm}$$

$$e(\text{min}) = 673 \text{ mm}$$

$$A(\text{beton};\text{trog}) = 5,18E+05 \text{ mm}^2$$

$$W(\text{onder};\text{hfdligger}) = 2,30E+08 \text{ mm}^3$$

$$W(\text{boven};\text{hfdligger}) = 3,60E+08 \text{ mm}^3$$

$$M(\text{e.g.};\text{trog}) = 4,83E+09 \text{ Nmm}$$

$$M(\text{r.b.}) = 1,05E+09 \text{ Nmm}$$

$$M(\text{mob.}) = 6,57E+09 \text{ Nmm}$$

$$M(\text{punt}) = 3,79E+09 \text{ Nmm}$$

$$M(p) = 8,81E+09 \text{ Nmm}$$



Vermoeiing brugligger:

Factoren voor mobiele belasting (langsrichting):	
f3 =	1,632
K(e) =	0,500
$\beta$ =	1,408
B(v) =	0,8352
S =	1,089
$\alpha$ =	1,0

Controle op t = oneindig vermoeiing (bovenzijde):

$\sigma'(b;b;min)$ =	-17,04 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma'(b;b;max)$ =	-30,53 N/mm <sup>2</sup>

Controle op t = oneindig vermoeiing (onderzijde):

$\sigma'(b;o;min)$ =	-7,43 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma'(b;o;max)$ =	-28,49 N/mm <sup>2</sup>

Controle bezwijkmoment:

N'(b) =	-2,03E+07 N	-N'(b)	>	N(s)
N(s) =	1,65E+07 N			Voldoet
Inwendige hefboomarm: 1231 mm				
M(d) =	1,87E+10 Nmm	M(d)	<	M(u)
M(u) =	2,03E+10 Nmm			Voldoet

Toetsing:

Drukzone:	
$\beta$ =	1,0
n =	1,0E+08
f'(b;v) =	-74,38 N/mm <sup>2</sup>
R =	0,56
f'(b;u;v) =	-34,83 N/mm <sup>2</sup>
	< -30,53 N/mm <sup>2</sup>
	Constructie voldoet

Toetsing:

Voorgedrukte trekzone:	
$\beta$ =	0,9
n =	1,0E+08
f'(b;v) =	-74,38 N/mm <sup>2</sup>
R =	0,26
f'(b;u;v) =	-28,33 N/mm <sup>2</sup>
	> -28,49 N/mm <sup>2</sup>
	Constructie voldoet niet







## *Bijlage B*

### *Resultaten alternatieven*







## *Bijlage B-1*

### *Variant 1a*



## Gegevens alternatief 1a

Lengte	K (1lastst.)	K (2lastst.)	Afmetingen ligger			Aantal staven	Bezuïjkeredenen
15	2,8496 0,0043	1,9093 0,0158	125 100 170	1200 190 1180	231 staven 7 lagen 8 extra	vermoeiing staal dwarskracht	
20	2,8209 0,0005	1,8417 0,0166	125 200 190	1200 160 1180	256 staven 8 lagen 5 extra	vermoeiing staal vermoeiing beton dwarskracht	
25	2,7715 0,005	1,8099 0,0213	125 295 210	1200 150 1180	279 staven 9 lagen 2 extra	"	
30	2,7827 -0,0203	1,8119 -0,0021	125 420 210	1200 135 1180	288 staven 9 lagen - extra	"	
35	2,7416 -0,0196	1,8217 0,0012	125 535 230	1200 130 1180	320 staven 10 lagen - extra	"	
40	2,7048 -0,0236	1,8265 0,0059	150 660 25	1200 125 1180	363 staven 11 lagen - extra	"	
45	2,6779 -0,0304	1,8286 0,0097	150 800 270	1200 120 1180	396 staven 12 lagen - extra	"	
50	2,6563 -0,0352	1,8293 0,0134	150 955 290	1200 115 1180	429 staven 13 lagen - extra	"	
55	2,6392 -0,0375	1,8288 0,0172	150 1125 310	1200 115 1180	462 staven 14 lagen - extra	" + druklaag vloeien wapening	
60	-	-	-	-	- staven - lagen - extra	-	

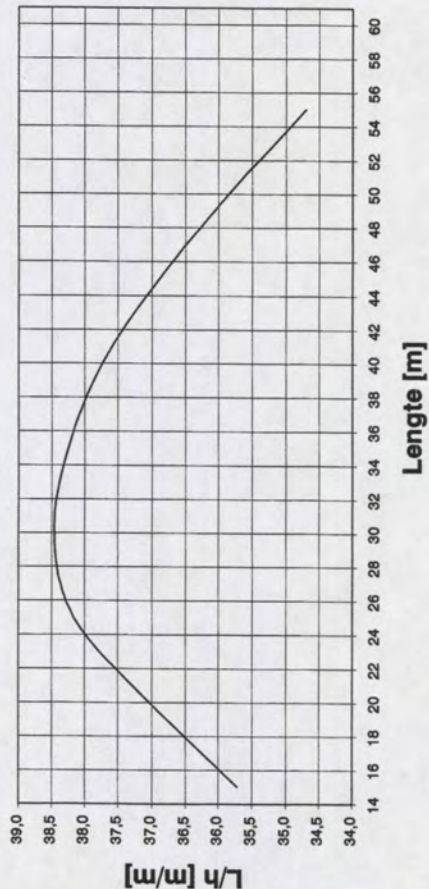


**Resultaten alternatief 1a**

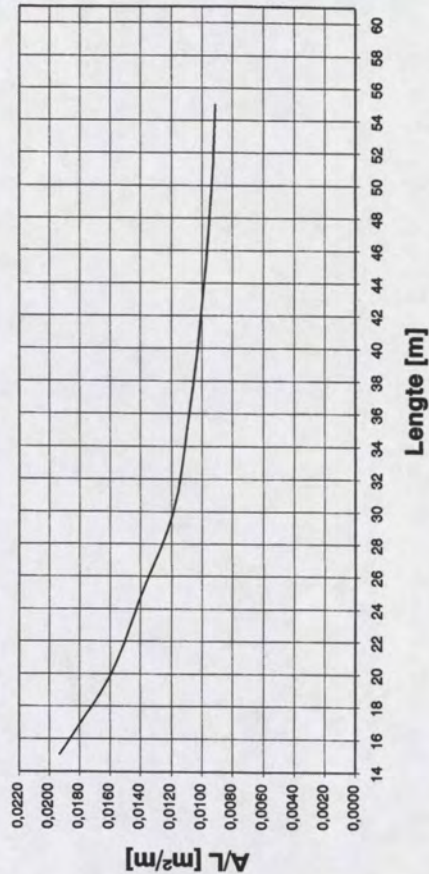
omgekeerde T met betonstaalkwapening, b.o.b. 1,2 m											zip	
Lengte	Oppervlakte (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Staal (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Beton (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	A/L	h (m)	L/h	massa (kN/m <sup>1</sup> )	m/L (kN/m <sup>2</sup> )	h (m)	L/h	m/L (kN/m <sup>2</sup> )	
15	0,3085	0,0181	0,2904	0,0194	0,420	35,7	143,46	9,56	0,725	20,7	8,12	
20	0,3390	0,0201	0,3189	0,0159	0,540	37,0	210,19	10,51	0,825	24,2	8,85	
25	0,3689	0,0219	0,3470	0,0139	0,655	38,2	285,89	11,44	0,925	27,0	9,59	
30	0,3793	0,0226	0,3567	0,0119	0,780	38,5	352,72	11,76	1,125	26,7	11,06	
35	0,4096	0,0251	0,3845	0,0110	0,915	38,3	444,47	12,70	1,325	26,4	12,53	
40	0,4401	0,0285	0,4116	0,0103	1,060	37,7	545,73	13,64	1,525	26,2	14,00	
45	0,4710	0,0311	0,4399	0,0098	1,220	36,9	657,07	14,60	1,825	24,7	16,20	
50	0,5022	0,0337	0,4685	0,0094	1,395	35,8	778,42	15,57	-	-	-	
55	0,5382	0,0363	0,5019	0,0091	1,585	34,7	917,57	16,68	-	-	-	
60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	



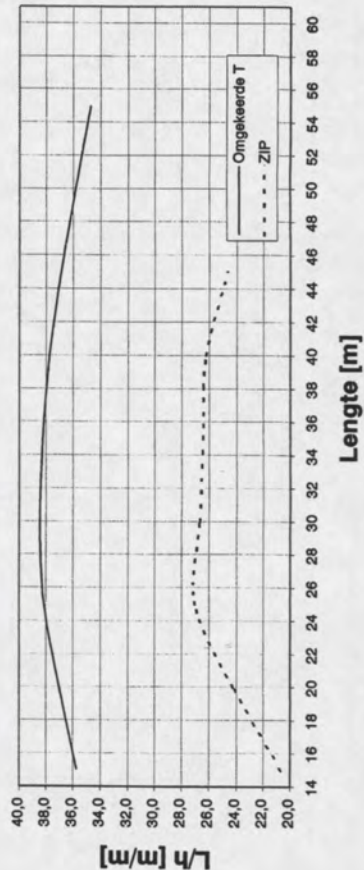
Slankheid alternatief 1a, h.o.h 1,2 m



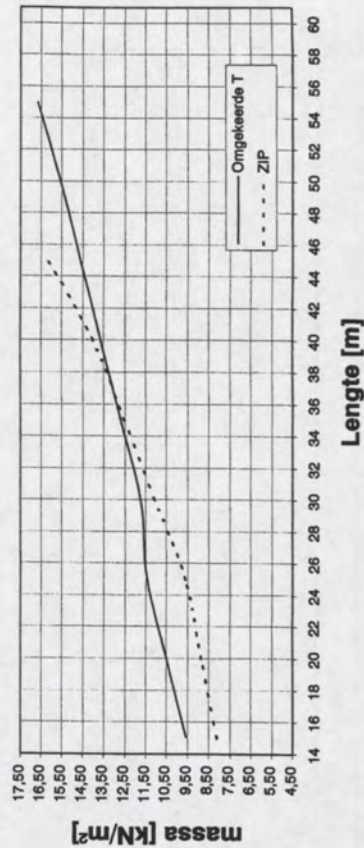
Betonverbruik per m (1a, h.o.h. 1,2 m)



Slankheid alternatief 1a, t.o.v. ZIP



Eigen gewicht ligter 1a





## *Bijlage B-2*

### *Variant 1b*



Gegevens alternatief 1b

Lengte	K (1lastst.)	K (2lastst.)	Afmetingen ligger		Aantal strengen	Bezwijkeredenen	
15	2,9931	2,0831	125	1200	13 strengs	opbuiging	vermoeiing beton dwarskracht
	-0,1341	-0,0884	360	60			
			100	540			
20	3,0563	2,0136	125	1200	15 strengs	opbuiging	vermoeiing beton
	-0,1667	-0,1199	540	60			
			95	620			
25	3,0824	1,9406	125	1200	18 strengs	"	
	-0,1845	-0,1391	680	70			
			80	740			
30	3,0741	1,9009	125	1200	22 strengs	"	
	-0,188	-0,147	805	85			
			70	900			
35	3,0457	1,8995	125	1200	25 strengs	vermoeiing beton	
	-0,1883	-0,1563	935	95			
			60	1020			
40	2,9949	1,9258	125	1200	29 strengs	"	
	-0,1901	-0,1685	1040	105			
			100	620			
45	2,9721	1,9379	125	1200	34 strengs	"	
	-0,2021	-0,1757	1180	120			
			100	740			
50	2,9448	1,9447	125	1200	40 strengs	"	
	-0,2167	-0,1774	1325	135			
			100	860			
55	2,9129	1,9476	125	1200	47 strengs	"	
	-0,2298	-0,1742	1470	150			
			100	980			
60	2,882	1,9456	125	1200	54 strengs	"	
	-0,2332	-0,1662	1620	165			
			100	1140			

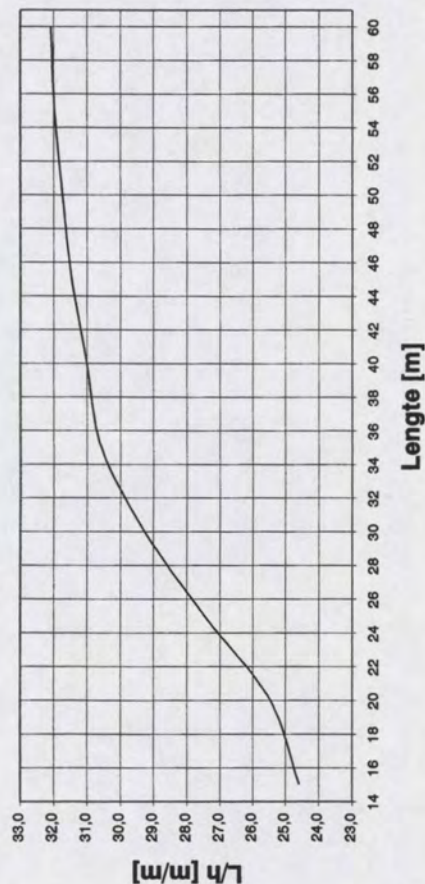


**Resultaten alternatief 1b**

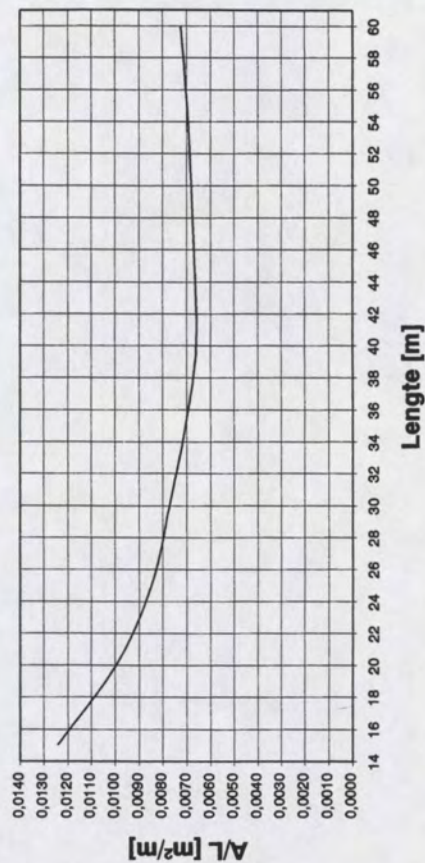
Lengte	omgekeerde T met voorspanning, h.o.b. 1,2 m										zip		
	Oppervlakte (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Staal (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Beton (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	A/L	h (m)	L/h	massa (kN/m <sup>1</sup> )	m/L (kN/m <sup>2</sup> )	h (m)	L/h	m/L (kN/m <sup>2</sup> )	h (m)	L/h
15	0,1885	0,0020	0,1865	0,0124	0,610	24,6	79,18	5,28	0,725	20,7	8,12	0,725	20,7
20	0,2016	0,0023	0,1993	0,0100	0,785	25,5	112,90	5,65	0,825	24,2	8,85	0,825	24,2
25	0,2145	0,0027	0,2118	0,0085	0,910	27,5	150,16	6,01	0,925	27,0	9,59	0,925	27,0
30	0,2350	0,0033	0,2317	0,0077	1,025	29,3	197,44	6,58	1,125	26,7	11,06	1,125	26,7
35	0,2505	0,0038	0,2467	0,0070	1,145	30,6	245,53	7,02	1,325	26,4	12,53	1,325	26,4
40	0,2682	0,0044	0,2638	0,0066	1,290	31,0	300,37	7,51	1,525	26,2	14,00	1,525	26,2
45	0,3052	0,0051	0,3001	0,0067	1,430	31,5	384,54	8,55	1,825	24,7	16,20	1,825	24,7
50	0,3464	0,0060	0,3404	0,0068	1,575	31,7	484,75	9,70	-	-	-	-	-
55	0,3909	0,0071	0,3838	0,0070	1,720	32,0	602,04	10,95	-	-	-	-	-
60	0,4433	0,0081	0,4352	0,0073	1,870	32,1	744,70	12,41	-	-	-	-	-



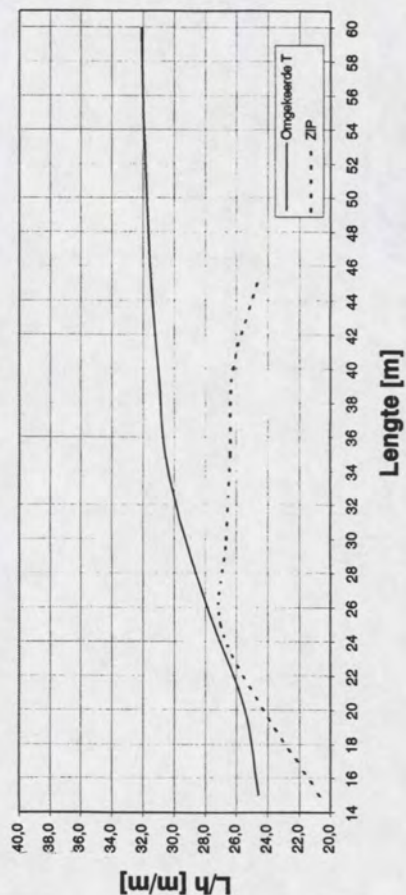
Slankheid alternatief 1b, h.o.h. 1,2 m



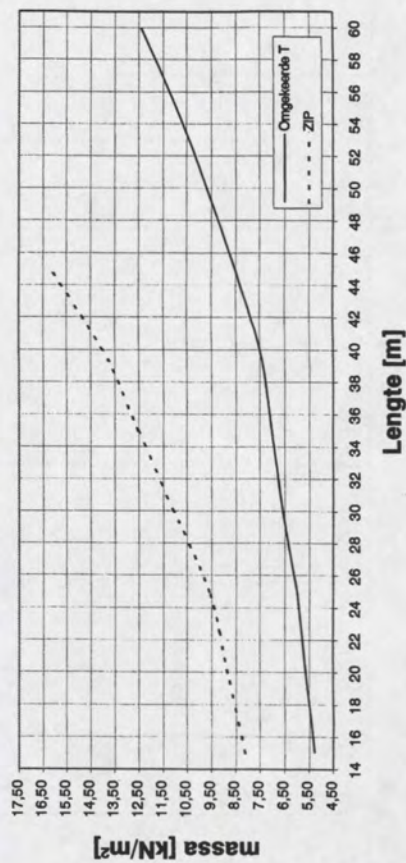
Betonverbruik per m (1b, h.o.h. 1,2 m)



Slankheid alternatief 1b, t.o.v. ZIP



Eigen gewicht ligter 1b





## *Bijlage B-3*

### *Variant 1c*



Gegevens alternatief 1c

Lengte	K (1lastst.)	K (2lastst.)	Afmetingen ligger		Aantal strengen	Bezuïjkeredenen	
						opbuiging	dwarskracht
15	3,1033 -0,1542	2,1533 -0,0978	125 445 60	1200 60 970	11 strengs		
20	3,0418 -0,181	2,0853 -0,1262	125 660 60	1200 70 1030	13 strengs	opbuiging	
25	3,0816 -0,1952	2,035 -0,1421	125 880 60	1200 90 1080	15 strengs	"	
30	3,0953 -0,1964	1,9066 -0,1466	125 1095 60	1200 110 1055	17 strengs	"	
35	3,0796 -0,182	1,942 -0,1368	125 1315 60	1200 135 950	21 strengs	"	
40	3,0573 -0,1676	1,9132 -0,1258	125 1530 60	1200 155 1020	25 strengs	geen	
45	3,0176 -0,1442	1,8832 -0,1076	125 1710 100	1200 175 660	30 strengs	"	
50	2,9845 -0,1251	1,8735 -0,0919	125 1925 100	1200 195 780	36 strengs	"	
55	2,9473 -0,1043	1,8624 -0,0746	125 2145 100	1200 215 900	43 strengs	"	
60	2,9013 -0,0777	1,8483 -0,0517	125 2360 100	1200 240 1100	52 strengs	"	

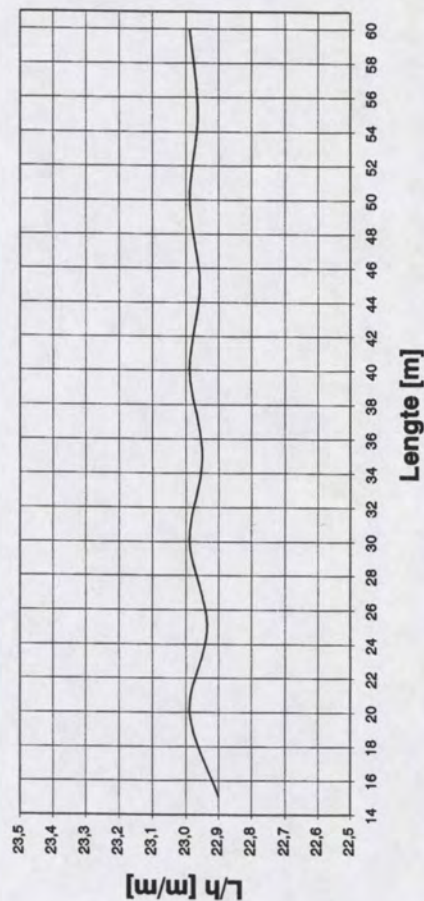


**Resultaten alternatief 1c**

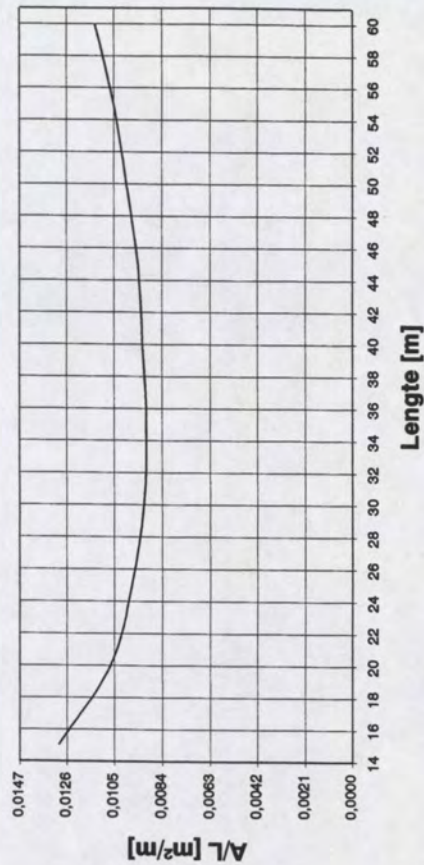
Lengte	omgekeerde T met voorspanwapening, vaste L/b										zip		
	Oppervlakte (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Staal (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Beton (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	A/L	h (m)	L/h	massa (kN/m <sup>1</sup> )	m/L (kN/m <sup>2</sup> )	h (m)	L/h	m/L (kN/m <sup>2</sup> )		
15	0,1963	0,0017	0,1946	0,01297	0,655	22,9	82,43	5,50	0,725	20,7	8,12		
20	0,2155	0,0020	0,2135	0,01068	0,870	23,0	120,69	6,03	0,825	24,2	8,85		
25	0,2455	0,0023	0,2432	0,00973	1,090	22,9	171,86	6,87	0,925	27,0	9,59		
30	0,2786	0,0026	0,2760	0,00920	1,305	23,0	234,06	7,80	1,125	26,7	11,06		
35	0,3210	0,0032	0,3178	0,00908	1,525	23,0	314,54	8,99	1,325	26,4	12,53		
40	0,3741	0,0038	0,3703	0,00926	1,740	23,0	419,04	10,48	1,525	26,2	14,00		
45	0,4299	0,0045	0,4254	0,00945	1,960	23,0	541,67	12,04	1,825	24,7	16,20		
50	0,5033	0,0054	0,4979	0,00996	2,175	23,0	704,67	14,09	-	-	-		
55	0,5848	0,0065	0,5783	0,01051	2,395	23,0	900,64	16,38	-	-	-		
60	0,6892	0,0078	0,6814	0,01136	2,610	23,0	1157,84	19,30	-	-	-		



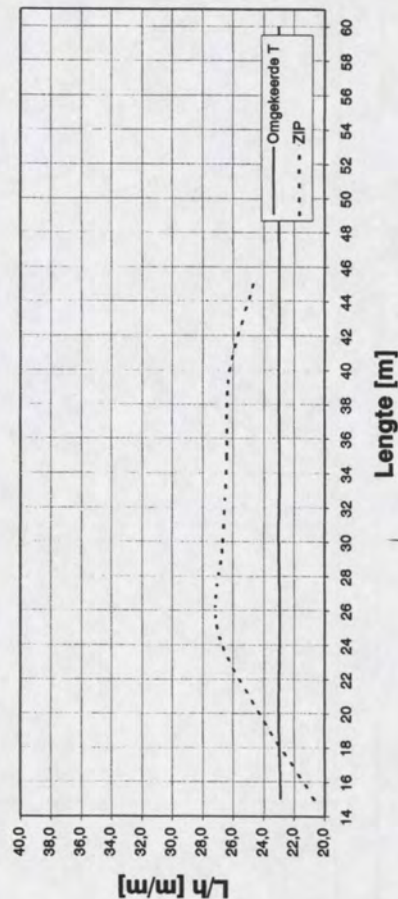
Slankheid alternatief 1c, h.o.h 1,2 m



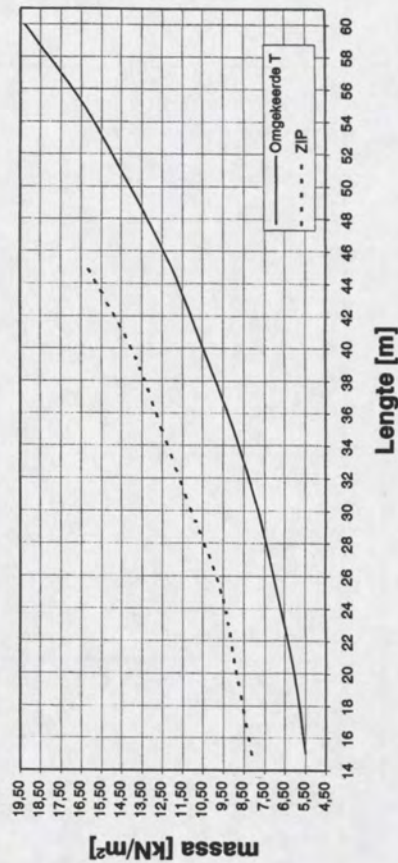
Betonverbruik per m (1c, h.o.h. 1,2 m)



Slankheid alternatief 1c, t.o.v. ZIP



Eigen gewicht ligger 1c





## *Bijlage B-4*

### *Variant 2a*



**Gegevens alternatief 2a**

Lengte	K (1lastst.)	K (2lastst.)	Afmetingen ligger	Aantal staven	Bezuïjteredenen
15	2,2395 0,1306	1,6317 0,2281	125 65 170	294 staven 7 lagen 8 extra	vermoëing beton vermoëing staal dwarskracht
20	2,0163 0,2716	1,5547 0,3773	125 130 190	328 staven 8 lagen 4 extra	"
25	1,9172 0,3372	1,5148 0,4426	125 190 210	369 staven 9 lagen - extra	vermoëing beton dwarskracht
30	1,8281 0,3973	1,4762 0,5009	125 230 250	462 staven 11 lagen - extra	"
35	1,7752 0,4345	1,4519 0,5361	125 285 290	546 staven 13 lagen - extra	"
40	1,6811 0,5032	1,4067 0,5995	150 280 370	697 staven 17 lagen - extra	druklaag vloeien wapening dwarskracht
45	1,7412 0,4589	1,4359 0,5589	150 470 370	697 staven 17 lagen - extra	"
50	1,8033 0,4146	1,4649 0,5174	150 680 370	697 staven 17 lagen - extra	"
55	1,832 0,3953	1,4775 0,499	150 985 370	697 staven 17 lagen - extra	druklaag vloeien wapening
60	1,755 0,4489	1,4425 0,5496	175 1120 430	820 staven 20 lagen - extra	"

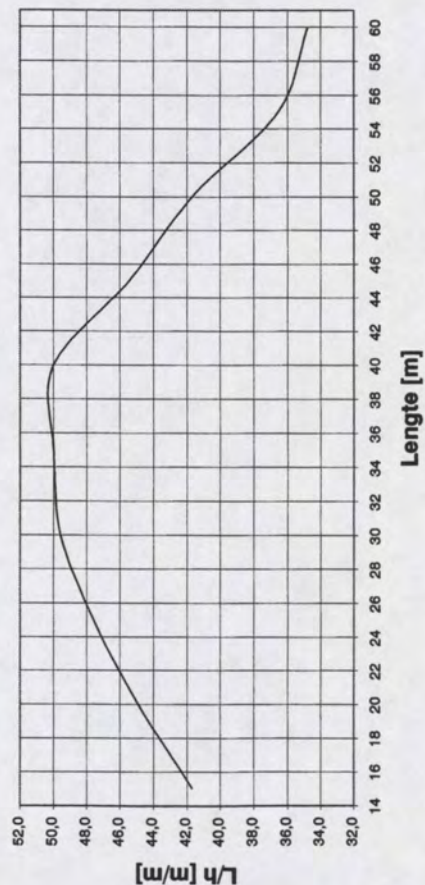


**Resultaten alternatief 2a**

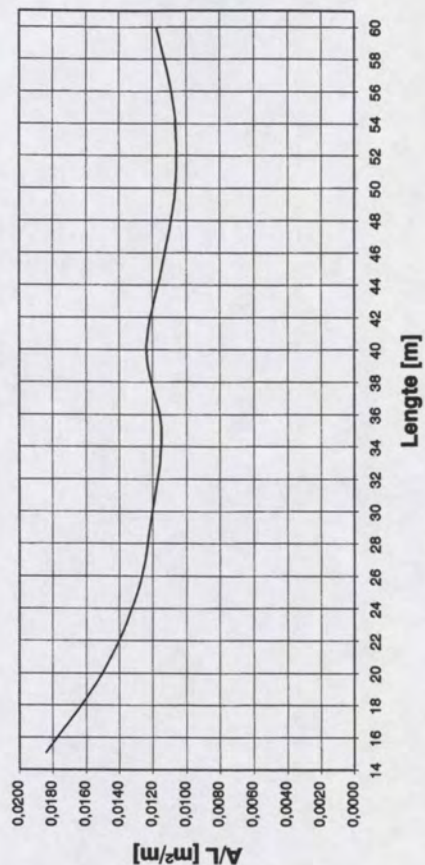
Lengte	kekerbalk met betonstaalwapening, h.o.h. 1,5 m							ske		
	Oppervlakte (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Staal (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Beton (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	A/L	h (m)	L/h	massa (kN/m <sup>1</sup> )	m/L (kN/m <sup>2</sup> )	h (m)	m/L (kN/m <sup>2</sup> )
15	0,2997	0,0231	0,2766	0,0184	0,360	41,7	143,84	9,59	-	-
20	0,3263	0,0258	0,3005	0,0150	0,445	44,9	208,85	10,44	0,700	28,6
25	0,3525	0,0290	0,3235	0,0129	0,525	47,6	281,97	11,28	0,800	31,3
30	0,3977	0,0363	0,3614	0,0120	0,605	49,6	381,82	12,73	0,900	33,3
35	0,4453	0,0429	0,4024	0,0115	0,700	50,0	498,77	14,25	1,100	31,8
40	0,5505	0,0547	0,4958	0,0124	0,800	50,0	704,68	17,62	1,300	30,8
45	0,5715	0,0547	0,5168	0,0115	0,990	45,5	822,91	18,29	1,500	30,0
50	0,5876	0,0547	0,5329	0,0107	1,200	41,7	940,16	18,80	-	-
55	0,6464	0,0547	0,5917	0,0108	1,505	36,5	1137,66	20,68	-	-
60	0,7710	0,0644	0,7066	0,0118	1,725	34,8	1480,32	24,67	-	-



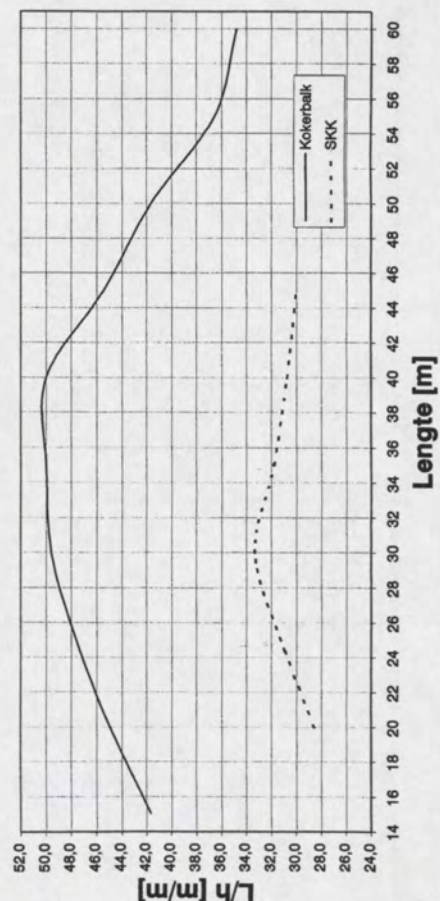
Slankheid alternatief 2a, h.o.h 1,5 m



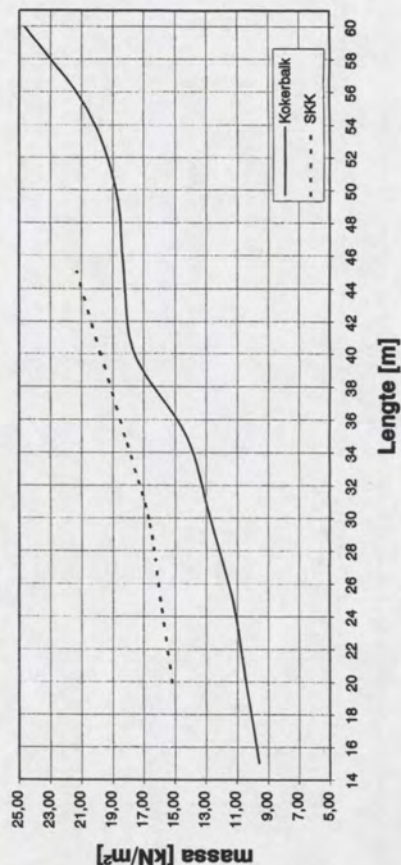
Betonverbruik per m (2a, h.o.h. 1,5 m)



Slankheid alternatief 2a, t.o.v. SKK



Eigen gewicht ligger 2a





## *Bijlage B-5*

### *Variant 2b*



**Gegevens alternatief 2b**

Lengte	K (1lastst.)	K (2lastst.)	Afmetingen ligger		Aantal strengen		Bezwijkredenen	
15	2,4841 0,0491	1,6914 0,1075	125 385 60	1500 60 1480	14 strengs	opbuiging		
20	2,2096 0,166	1,6165 0,2608	125 355 60	1500 60 1480	23 strengs	vermoeting beton		
25	2,118 0,215	1,5896 0,3159	125 460 60	1500 60 1480	26 strengs	"		
30	2,0336 0,264	1,5605 0,3682	125 560 60	1500 60 1480	30 strengs	"		
35	1,9312 0,3281	1,5206 0,4335	125 640 60	1500 65 1480	35 strengs	"		
40	1,9327 0,3271	1,5212 0,4325	125 760 100	1500 80 820	39 strengs	"		
45	1,8159 0,4057	1,4707 0,509	125 755 100	1500 80 1020	49 strengs	"		
50	1,7519 0,4512	1,441 0,5517	125 800 100	1500 80 1220	58 strengs	doorbuiging		
55	1,6701 0,5114	1,4013 0,6069	125 860 100	1500 90 1420	69 strengs	"		
60	1,6873 0,4985	1,4098 0,5952	125 950 140	1500 95 1100	77 strengs	vermoeting beton		

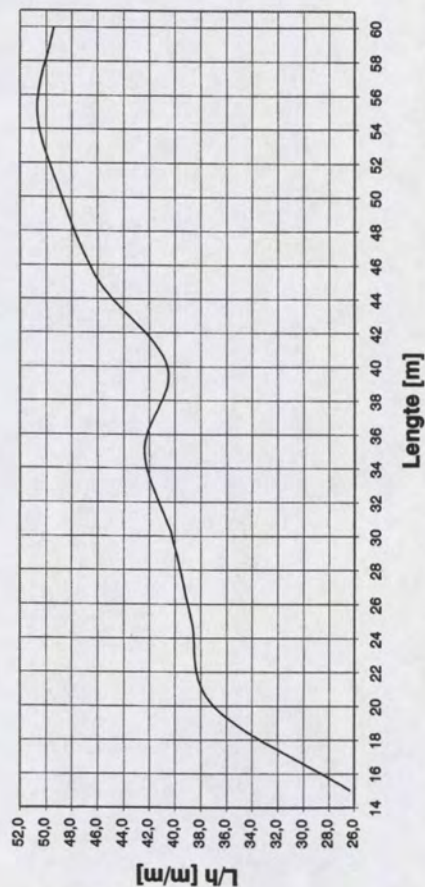


**Resultaten alternatief 2b**

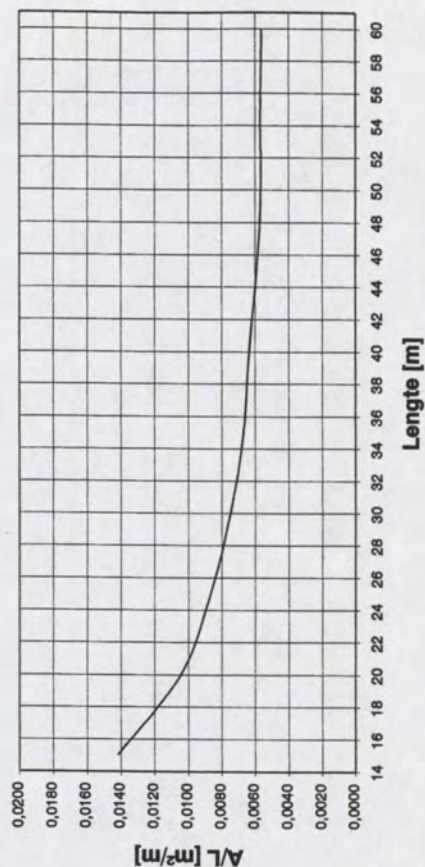
Lengte	kokerbalk met voorspanning, h.o.h. 1,5 m							ske		
	Oppervlakte (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Staal (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Beton (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	A/L	h (m)	L/h	massa (kN/m <sup>1</sup> )	m/L (kN/m <sup>2</sup> )	h (m)	m/L (kN/m <sup>2</sup> )
15	0,2150	0,0021	0,2129	0,0142	0,570	26,3	90,30	6,02	-	-
20	0,2126	0,0035	0,2091	0,0105	0,540	37,0	119,06	5,95	0,700	15,16
25	0,2210	0,0039	0,2171	0,0087	0,645	38,8	154,70	6,19	0,800	15,93
30	0,2290	0,0045	0,2245	0,0075	0,745	40,3	192,36	6,41	0,900	16,70
35	0,2397	0,0053	0,2344	0,0067	0,825	42,4	234,87	6,71	1,100	18,24
40	0,2607	0,0059	0,2548	0,0064	0,985	40,6	292,02	7,30	1,300	19,78
45	0,2735	0,0074	0,2661	0,0059	0,980	45,9	344,65	7,66	1,500	21,32
50	0,2917	0,0087	0,2830	0,0057	1,025	48,8	408,33	8,17	-	-
55	0,3229	0,0104	0,3125	0,0057	1,085	50,7	497,21	9,04	-	-
60	0,3480	0,0116	0,3364	0,0056	1,215	49,4	584,64	9,74	-	-



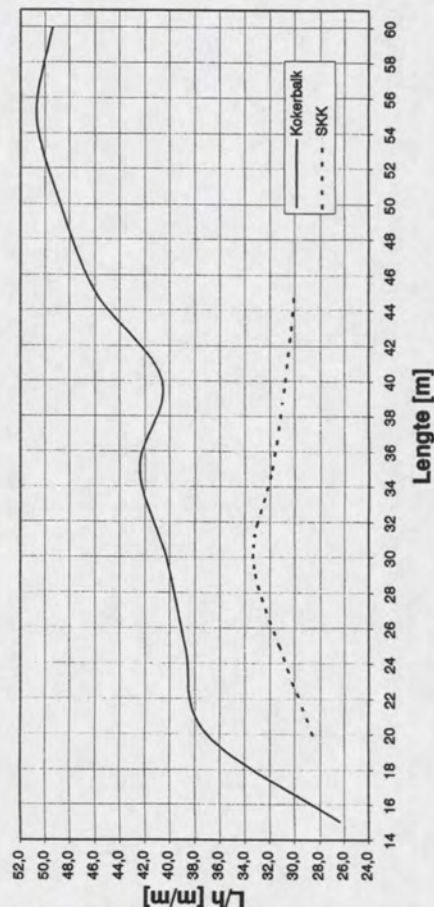
Slankheid alternatief 2b, h.o.h 1,5 m



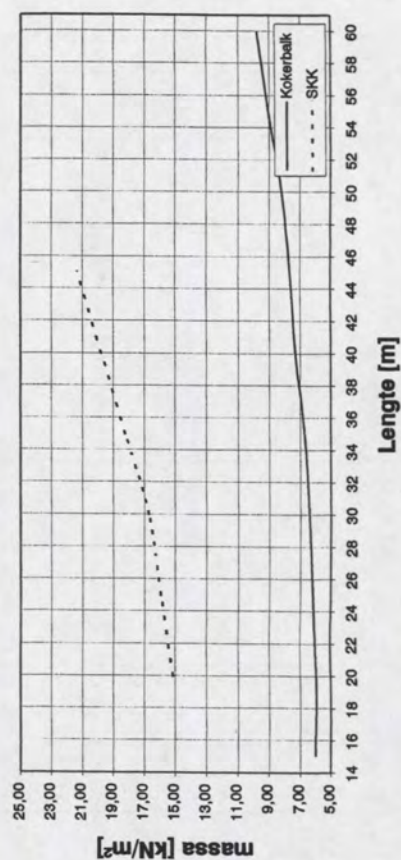
Betonverbruik per m (2b, h.o.h. 1,5 m)



Slankheid alternatief 2b, t.o.v. SKK



Eigen gewicht Ilgger 2b





## *Bijlage B-6*

### *Variant 2c*



**Gegevens alternatief 2c**

Lengte	K (1lastst.)	K (2lastst.)	Afmetingen ligger		Aantal strengen	Bezwijkredenen
15	-	-	-	-	- strengs	-
20	2,4692 0,0656	1,6725 0,1177	125 450 125	1500 60 740	18 strengs	opbuiging
25	2,2031 0,1693	1,6148 0,2647	125 510 85	1500 60 940	23 strengs	vermoeting beton
30	2,0908 0,2304	1,5807 0,3326	125 615 70	1500 65 1140	28 strengs	"
35	2,0097 0,2786	1,5516 0,3833	125 775 60	1500 80 1260	31 strengs	geen
40	1,9568 0,3116	1,531 0,417	125 975 60	1500 100 1420	35 strengs	"
45	2,0594 0,2486	1,5698 0,3521	125 1225 100	1500 125 860	41 strengs	"
50	2,0819 0,2355	1,5776 0,3381	125 1575 100	1500 160 1015	49 strengs	"
55	2,0865 0,3328	1,5792 0,3353	125 2045 100	1500 205 1260	61 strengs	"
60	-	-	-	-	- strengs	-

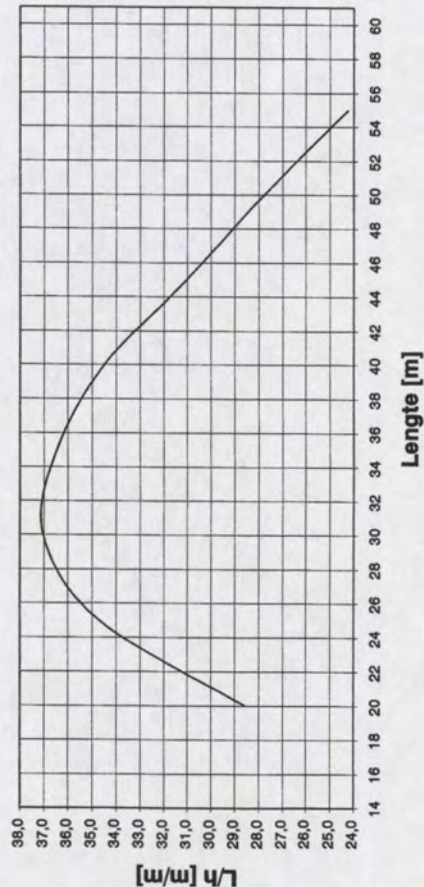


**Resultaten alternatief 2c**

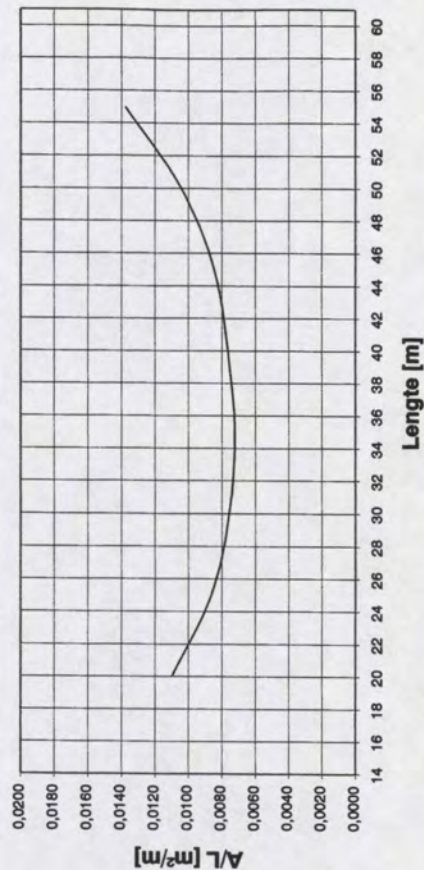
Lengte	<i>kokerligger niet groter dan B65-ligger, b.o.h. 1,5 m</i>										<i>skk</i>		
	Oppervlakte (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Staal (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Beton (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	A/L	h (m)	L/h	massa (kN/m <sup>1</sup> )	m/L (kN/m <sup>2</sup> )	h (m)	L/h	m/L (kN/m <sup>2</sup> )		
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	0,2227	0,0027	0,2200	0,0110	0,700	28,6	124,69	6,23	0,700	28,6	15,16	-	-
25	0,2191	0,0035	0,2156	0,0086	0,720	34,7	153,35	6,13	0,800	31,3	15,93	-	-
30	0,2315	0,0042	0,2273	0,0076	0,810	37,0	194,46	6,48	0,900	33,3	16,70	-	-
35	0,2581	0,0047	0,2534	0,0072	0,960	36,5	252,91	7,23	1,100	31,8	18,24	-	-
40	0,3118	0,0053	0,3065	0,0077	1,160	34,5	349,22	8,73	1,300	30,8	19,78	-	-
45	0,3865	0,0062	0,3803	0,0085	1,450	31,0	486,99	10,82	1,500	30,0	21,32	-	-
50	0,5287	0,0074	0,5213	0,0104	1,800	27,8	740,13	14,80	-	-	-	-	-
55	0,7680	0,0092	0,7588	0,0138	2,270	24,2	1182,67	21,50	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



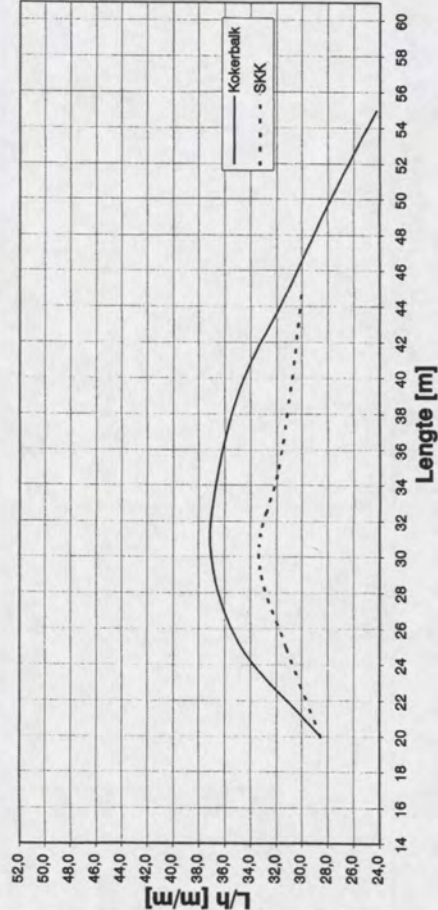
Slankheid alternatief 2c, h.o.h 1,5 m



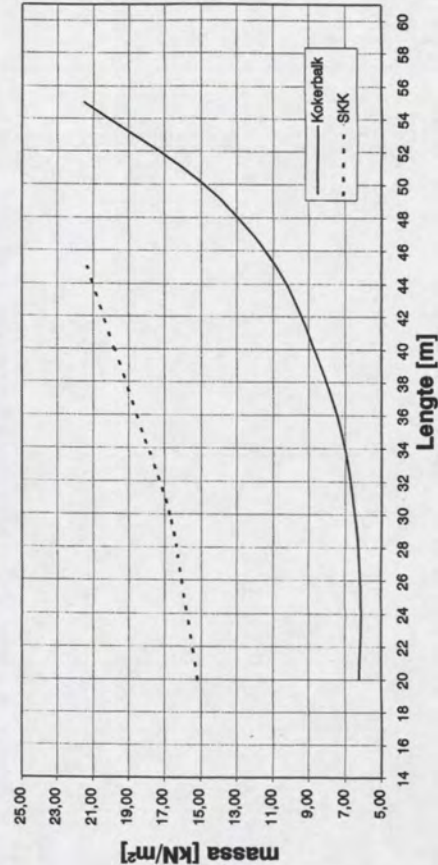
Betonverbruik per m (2c, h.o.h. 1,5 m)



Slankheid alternatief 2c, t.o.v. SKK



Eigen gewicht ligter 2c





## *Bijlage B-7*

### *Variant 3a*



**Gegevens alternatief 3a**

Lengte	Afmetingen ligger		Ombullingsbuis	Aantal str./buizen	Arm voorspanning (mm)	Bezuïjkeredenen
14,4	100	750	7 strengs	31 strengen 5 buizen	e(min) = 422	vermoeding beton
	1050	200				
19,2	115	750	7 strengs	36 strengen 6 buizen	e(min) = 599	vermoeding beton
	1420	180				
24,0	130	750	7 strengs	40 strengen 6 buizen	e(min) = 818	vergroten druklaag dwarskracht
	1790	175				
28,8	150	750	7 strengs	46 strengen 7 buizen	e(min) = 993	"
	2155	170				
33,6	165	750	7 strengs	52 strengen 8 buizen	e(min) = 1163	"
	2535	170				
40,8	205	750	7 strengs	60 strengen 9 buizen	e(min) = 1456	"
	3060	165				
45,6	210	750	7 strengs	67 strengen 10 buizen	e(min) = 1611	"
	3440	165				
50,4	230	750	7 strengs	73 strengen 11 buizen	e(min) = 1781	"
	3805	165				
55,2	255	750	7 strengs	80 strengen 12 buizen	e(min) = 1955	"
	4160	165				
60,0	275	750	7 strengs	87 strengen 13 buizen	e(min) = 2125	"
	4525	165				
		—				

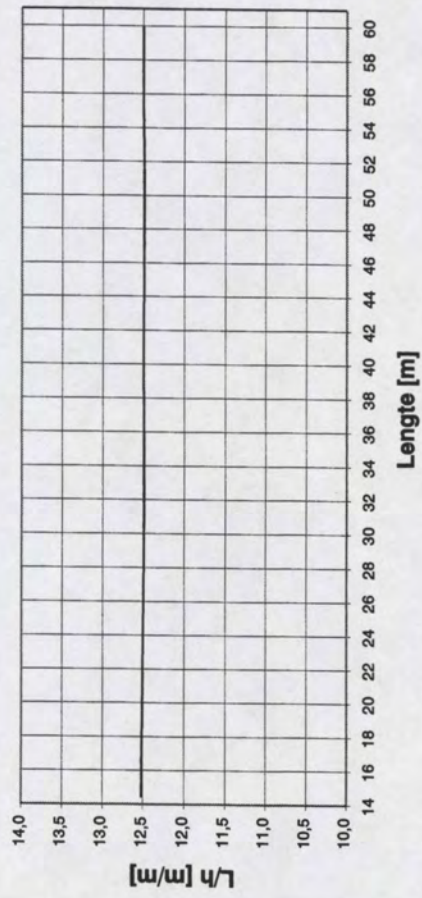


# Resultaten alternatief 3a

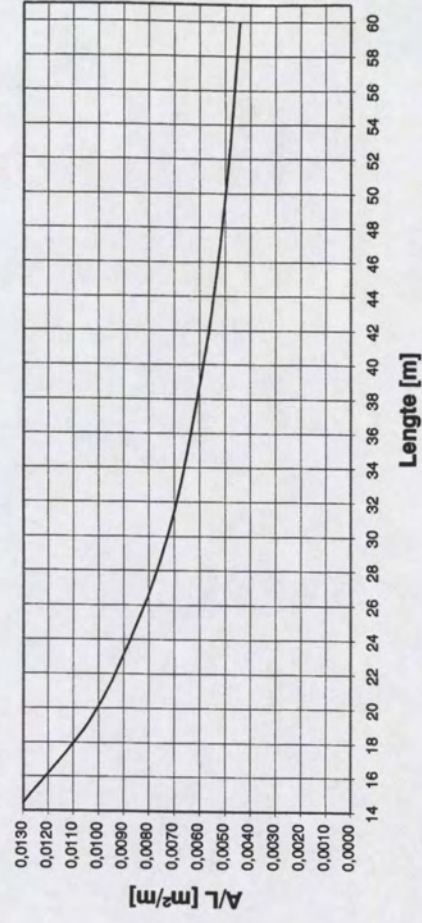
trogbrug $L/b = 12,5$								
Lengte	Opp. ( $m^2/m^1$ )	Opp. Gaten ( $m^2/m^1$ )	Opp. Beton ( $m^2/m^1$ )	A/L	h (m)	L/h	massa (kN/ $m^1$ )	m/L (kN/ $m^2$ )
14,4	0,2122	0,0247	0,1875	0,01302	1,150	12,5	85,57	5,94
19,2	0,2206	0,0212	0,1994	0,01039	1,535	12,5	118,62	6,18
24,0	0,2309	0,0212	0,2097	0,00874	1,920	12,5	155,13	6,46
28,8	0,2409	0,0247	0,2162	0,00751	2,305	12,5	194,29	6,75
33,6	0,2522	0,0282	0,2240	0,00667	2,690	12,5	237,25	7,06
40,8	0,2676	0,0317	0,2359	0,00578	3,265	12,5	305,68	7,49
45,6	0,2774	0,0353	0,2421	0,00531	3,650	12,5	354,21	7,77
50,4	0,2886	0,0388	0,2498	0,00496	4,035	12,5	407,23	8,08
55,2	0,3000	0,0423	0,2577	0,00467	4,415	12,5	463,71	8,40
60,0	0,3112	0,0458	0,2654	0,00442	4,800	12,5	522,76	8,71



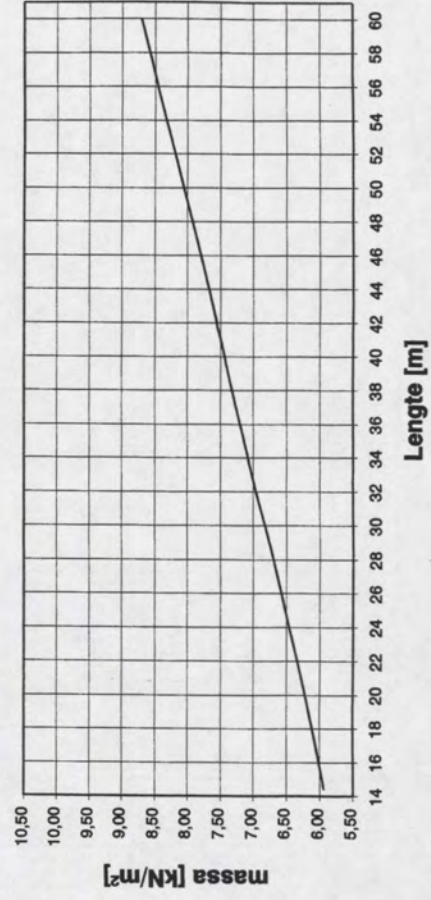
### Slankheid alternatief 3a



### Betonverbruik per m 3a



### Eigen gewicht trogbrug 3a





## *Bijlage B-8*

### *Variant 3b*



**Gegevens alternatief 3b**

Lengte	Afmetingen ligger	Omhullingsbuis	Aantal str. / buizen	Arm voorspanning (mm)	Bezwijkredenen
14,4	-	- strengs	- strengen - buizen	e(min) = -	-
19,2	-	- strengs	- strengen - buizen	e(min) = -	-
24,0	-	- strengs	- strengen - buizen	e(min) = -	-
28,8	295 1145	1250 305	19 strengs 84 strengen 5 buizen	e(min) = 565	vermoeding beton bezwijkmoment
33,6	310 1370	1250 270	19 strengs 89 strengen 5 buizen	e(min) = 738	"
40,8	345 1695	1250 255	19 strengs 105 strengen 6 buizen	e(min) = 903	dwarskracht bezwijkmoment
45,6	400 1880	1250 255	19 strengs 119 strengen 7 buizen	e(min) = 992	"
50,4	415 2105	1250 255	19 strengs 127 strengen 7 buizen	e(min) = 1142	"
55,2	460 2300	1250 255	19 strengs 141 strengen 8 buizen	e(min) = 1227	"
60,0	495 2505	1250 255	19 strengs 156 strengen 9 buizen	e(min) = 1308	"

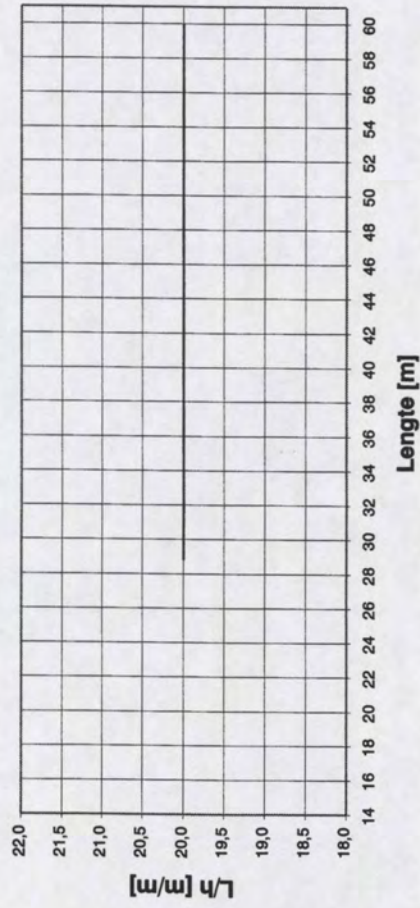


**Resultaten alternatief 3b**

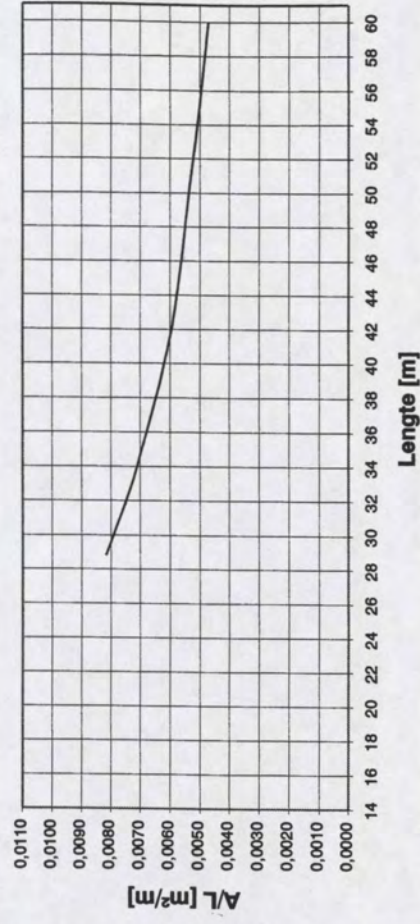
<i>trogbrug <math>L/h = 20</math></i>									
Lengte	Opp. (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Gaten (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Beton (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	A/L	h (m)	L/h	massa (kN/m <sup>1</sup> )	m/L (kN/m <sup>2</sup> )	
14,4	-	-	-	-	-	-	-	-	
19,2	-	-	-	-	-	-	-	-	
24,0	-	-	-	-	-	-	-	-	
28,8	0,2764	0,0409	0,2355	0,00818	1,440	20,0	222,86	7,74	
33,6	0,2822	0,0409	0,2413	0,00718	1,680	20,0	265,50	7,90	
40,8	0,2979	0,0490	0,2489	0,00610	2,040	20,0	340,35	8,34	
45,6	0,3151	0,0572	0,2579	0,00566	2,280	20,0	402,31	8,82	
50,4	0,3264	0,0572	0,2692	0,00534	2,520	20,0	460,58	9,14	
55,2	0,3421	0,0654	0,2767	0,00501	2,760	20,0	528,71	9,58	
60,0	0,3563	0,0735	0,2828	0,00471	3,000	20,0	598,58	9,98	



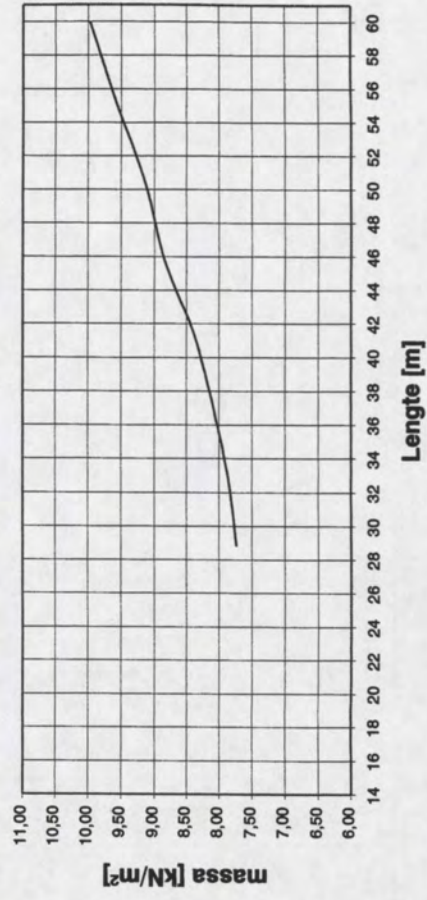
Slankheid alternatief 3b



Betonverbruik per m 3b



Eigen gewicht trogbrug 3b





## *Bijlage B-9*

*Variant 3c*



Gegevens alternatief 3c

Lengte	Afmetingen ligger	Ombullingsbuis	Aantal str./buizen	Arm voorspanning (mm)	Bezwijkredenen
14,4	90 1660	500 160	18 strengen 3 buizen	e(min) = 803	opbuiging dwarskracht vergrooten druklaag
19,2	150 1600	500 170	30 strengen 5 buizen	e(min) = 735	dwarskracht vergrooten druklaag
24,0	160 1590	750 180	46 strengen 7 buizen	e(min) = 698	dwarskracht vermoeding beton
28,8	260 1490	750 220	65 strengen 6 buizen	e(min) = 682	dwarskracht vermoeding beton bezwijkmoment
33,6	310 1440	1000 255	84 strengen 5 buizen	e(min) = 744	vermoeding beton bezwijkmoment
40,8	-	- strengs	- strengen - buizen	e(min) = -	-
45,6	-	- strengs	- strengen - buizen	e(min) = -	-
50,4	-	- strengs	- strengen - buizen	e(min) = -	-
55,2	-	- strengs	- strengen - buizen	e(min) = -	-
60,0	-	- strengs	- strengen - buizen	e(min) = -	-

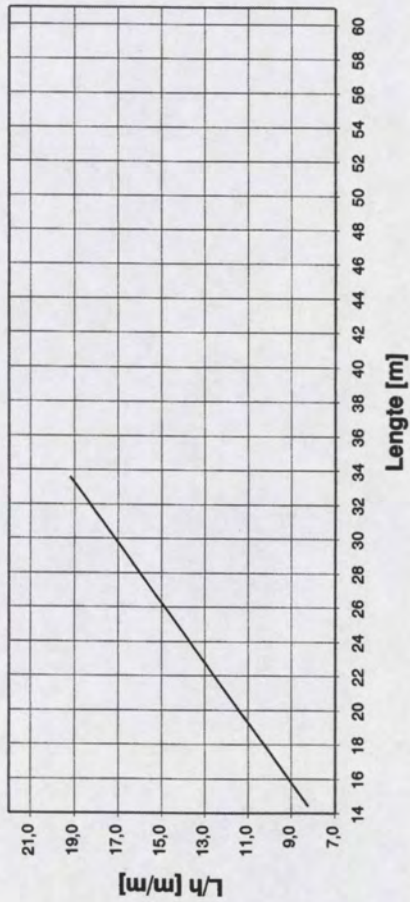


**Resultaten alternatief 3c**

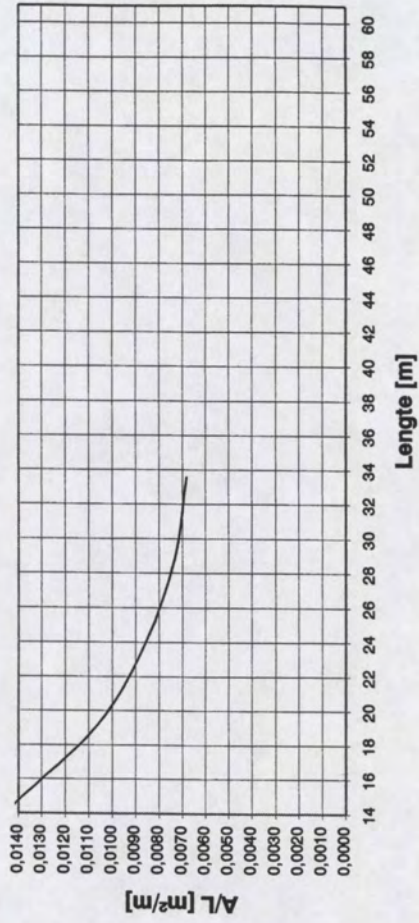
<i>trogbrug met constante hoogte</i>									
Lengte	Opp. (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Gaten (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	Opp. Beton (m <sup>2</sup> /m <sup>1</sup> )	A/L	h (m)	L/h	massa (kN/m <sup>1</sup> )	m/L (kN//m <sup>2</sup> )	
14,4	0,2160	0,0106	0,2054	0,01426	1,750	8,2	87,10	6,05	
19,2	0,2214	0,0176	0,2038	0,01061	1,750	11,0	119,03	6,20	
24,0	0,2302	0,0247	0,2055	0,00856	1,750	13,7	154,68	6,45	
28,8	0,2475	0,0357	0,2118	0,00735	1,750	16,5	199,55	6,93	
33,6	0,2703	0,0409	0,2294	0,00683	1,750	19,2	254,32	7,57	
40,8	-	-	-	-	-	-	-	-	
45,6	-	-	-	-	-	-	-	-	
50,4	-	-	-	-	-	-	-	-	
55,2	-	-	-	-	-	-	-	-	
60,0	-	-	-	-	-	-	-	-	



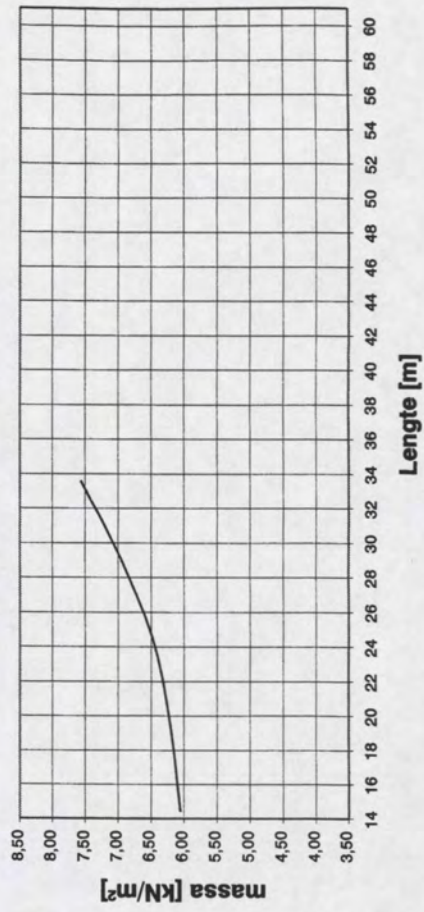
### Slankheid alternatief 3c



### Betonverbruik per m 3c



### Elgen gewicht trogbrug 3c





## *Bijlage C*

*Grafieken samengevoegde resultaten*



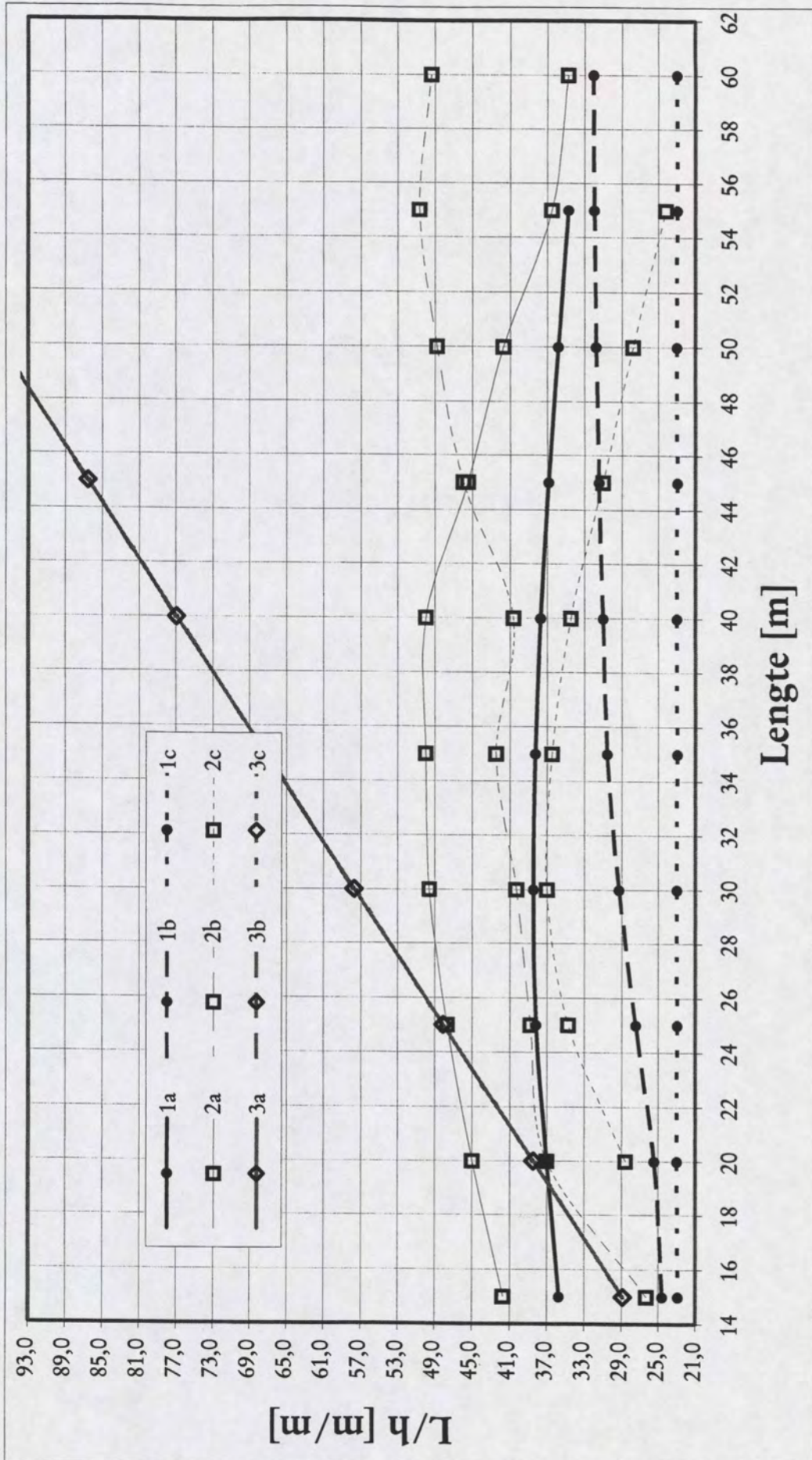




## *Bijlage C-1*

### *Slankheid*



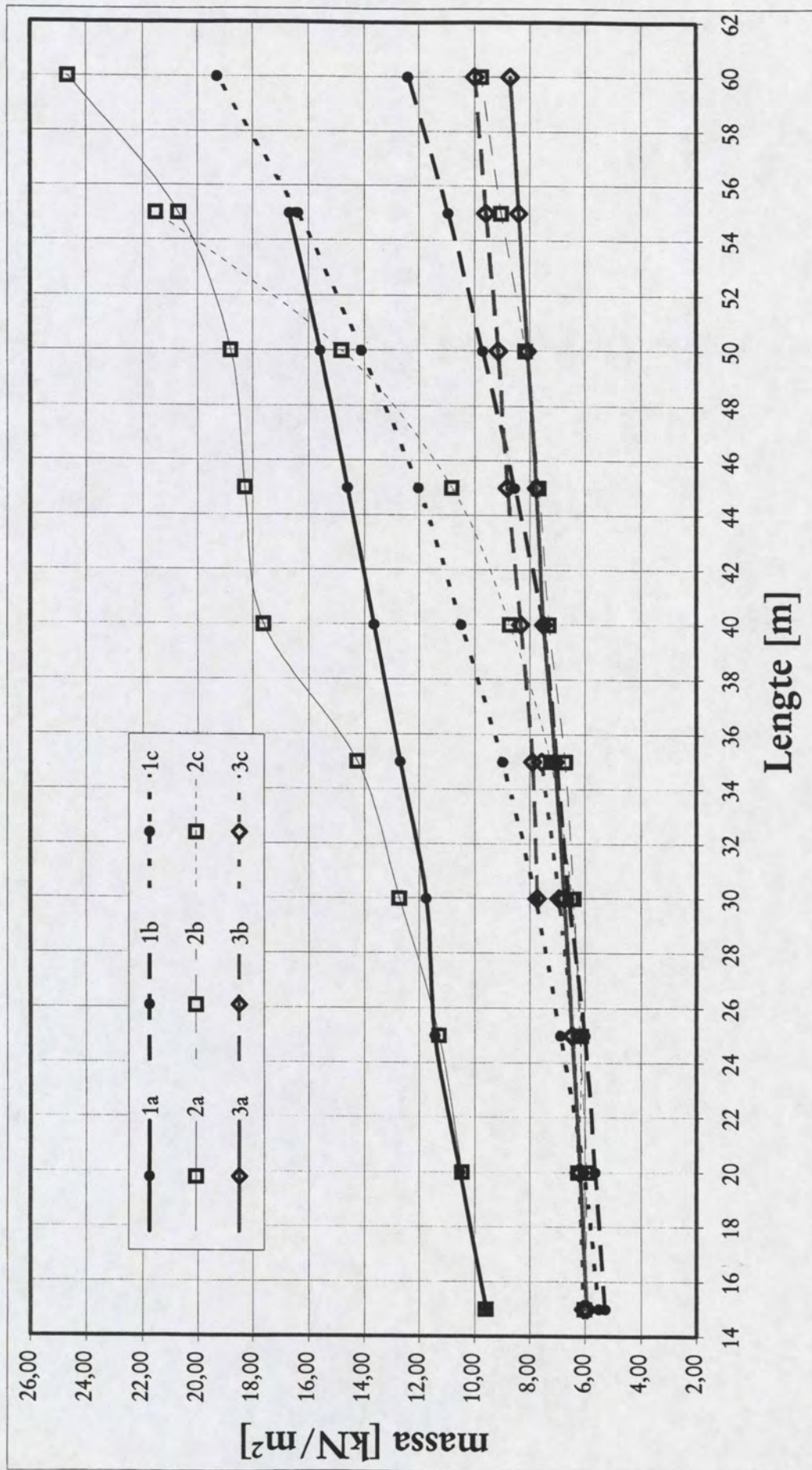




## *Bijlage C-2*

*Eigen gewicht*



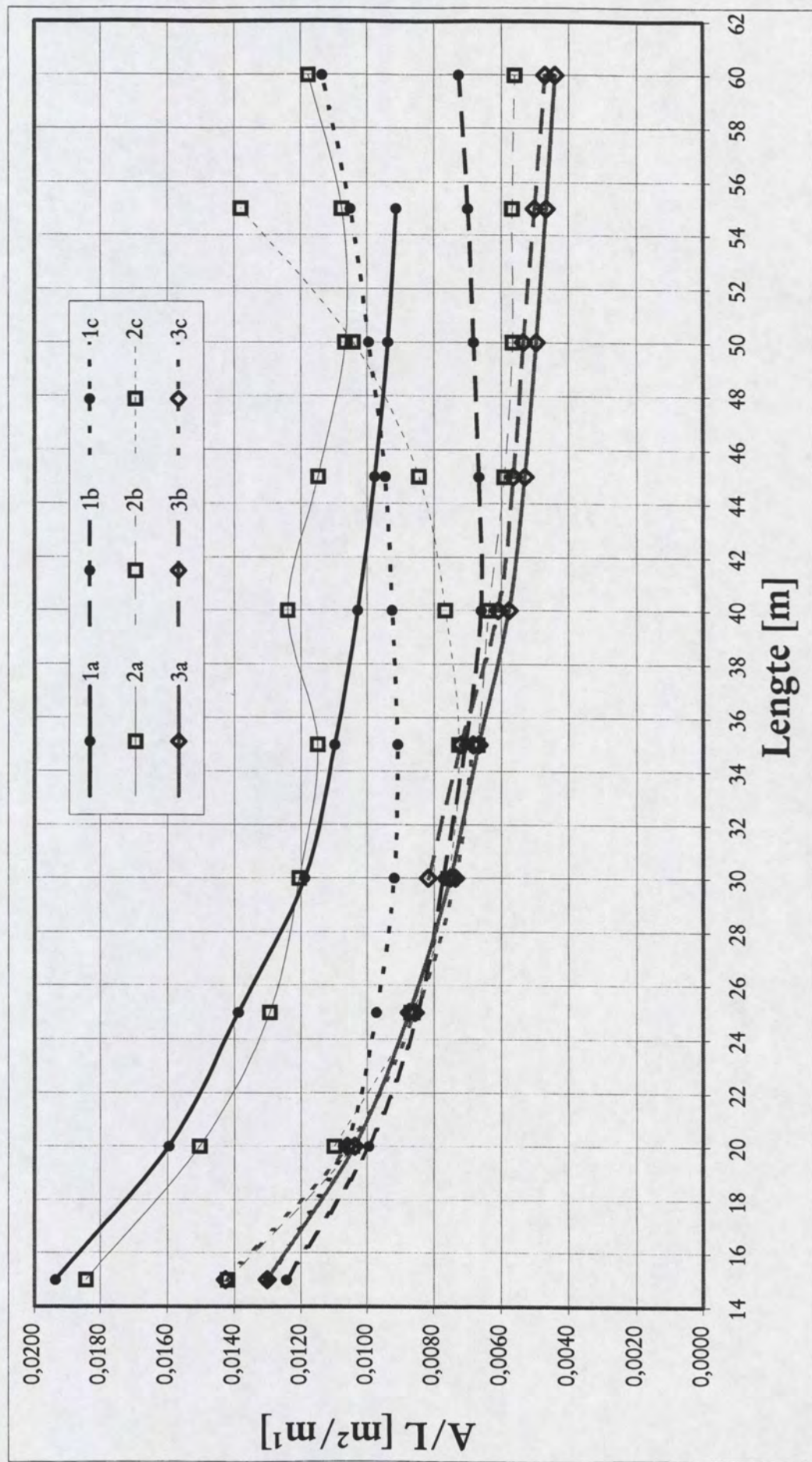




## *Bijlage C-3*

### *Betonverbruik*







## *Bijlage D*

### *Aanvulling berekening voor DO*



## Uitleg definitief ontwerp

Pagina 170

## Doorsnede grootheden rijdek

$$A_{sparing} = 2 * h_{sparing} * b_{sparing}$$

$$A_{beton;rijdek} = h_{rijdek} * 2400 - A_{sparingen}$$

$$I_{yy;rijdek} = 2 * \left\{ \frac{1}{12} * 2400 * d_{vloer}^3 + 2400 * d_{vloer} * a^2 \right\}$$

$$a = \frac{(h_{rijdek} - \frac{d_{vloer}}{2})}{2}$$

$$W_{rijdek} = \frac{I_{yy;rijdek}}{\frac{1}{2} * h_{rijdek}}$$

## Belastingen

$$S = 1 + C_0 * \frac{l}{h(100 + l)}$$

$$B = 0.6 + \frac{40}{100 + l}$$

$$q_{e.g.} = A_{beton;rijdek} * \rho_{beton}$$

$$q_{r.b.} = q_{slijtlaag} * b_{element}$$

$$q_{v.b.} = S * B * q_{verkeer} * b_{element} * 0.8$$

$$M_{punt} = \sum 0.8F * \frac{a_i(l - a_i)^2}{l^2}$$

$$a_i = \frac{l}{2} \pm 2.75 \text{ en}$$

$$a_i = \frac{l}{2} \pm 0.25$$

$$q_{punt} = \frac{12M_{inkl.}}{l_{rijdek}^2}$$

$$q_{mobiel} = q_{v.b.} + q_{punt}$$

$$R = \frac{1}{2 \left( \frac{e_p}{(\frac{1}{2}l)^2} \right)}$$

$$q_{p;kabel} = \frac{F_p}{R}$$

## Voorbeeld

$$A_{sparing} = 2 * 190 * 480 = 364800 \text{ mm}^2$$

$$A_{beton;rijdek} = 310 * 2400 - 364800 = 379200 \text{ mm}^2$$

$$a = (310 - 60 / 2) / 2 = 140 \text{ mm}$$

$$I_{yy;rijdek} = 2 * \left\{ \frac{1}{12} * 2400 * 60^3 + 2400 * 60 * 140^2 \right\}$$

$$= 4.86 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$W_{rijdek} = 4.86 * 10^9 / (0.5 * 310)$$

$$= 3.14 * 10^7 \text{ mm}^3$$

$$S = 1 + 0.7 * 13.5 / (0.310 * (100 + 13.5)) = 1.269$$

$$B = 0.6 + 40 / (100 + 13.5) = 0.95$$

$$q_{e.g.} = 0.379 * 28 = 10.62 \text{ kN/m}$$

$$q_{r.b.} = 1.5 * 2.4 = 3.6 \text{ kN/m}$$

$$q_{v.b.} = 1.269 * 0.95 * 4 * 2.4 * 0.8 = 9.28 \text{ kN/m}$$

$$M_{punt} = 453 \text{ kNm}$$

(de afstand van de wielstellen is niet volgens de V.B.B. '95, maar de afwijking hiervan is maximaal 3%)

$$q_{punt} = 12 * 453 / 13.5^2 = 36.05 \text{ kN/m}$$

$$q_{mobiel} = 9.28 + 36.05 = 45.33 \text{ kN/m}$$

$$q_{kabel} = -30 * 0.85 * 1350 / (337.5 * 1000) = -16.2 \text{ kN/m}$$

$$R = \frac{1}{2} (0.0675 / (6.75^2)) = 337.5 \text{ m}$$

$$q_{totaal} = 10.62 + 3.6 + 45.33 - 16.20 = 43.34 \text{ kN/m}$$



## Pagina 170 [vervolg]

*Rand rijdek* (73.44% inkl.% =  $i \cdot 100$ )

$$M_{rand;eg} = 0$$

$$M_{rand;rb} = -i \cdot \frac{1}{12} \cdot q_{rb} \cdot l^2$$

$$M_{rand;vb} = -i \cdot \frac{1}{12} \cdot q_{vb} \cdot l^2$$

$$M_{rand;punt} = -i \cdot M_{punt}$$

$$M_{rand;p;streng} = i \cdot M_{p;streng}$$

$$M_{rand;p;kabel} = i \cdot M_{p;kabel}$$

*Midden rijdek*

$$M_{midden;eg} = M_{rand;eg} + \frac{1}{8} q_{eg}$$

$$M_{midden;rb} = M_{rand;rb} + \frac{1}{8} q_{rb}$$

$$M_{midden;vb} = M_{rand;vb} + \frac{1}{8} q_{vb}$$

$$M_{midden;punt} = -M_{rand;punt} + 2.75 F_{punt} + 0.25 \cdot F_{punt} - 2 \cdot 6.75 \cdot F_{punt}$$

$$M_{midden;p;streng} = F_{p;streng} \cdot e_{streng}$$

$$M_{midden;p;kabel} = M_{rand;p;kabel} + \frac{1}{8} q_{p;kabel}$$

$$M_{rand;eg} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{rand;rb} = -0.734 \cdot 1/12 \cdot 3.6 \cdot 13.5^2 = -4.02 \cdot 10^7 \text{ kNm}$$

$$M_{rand;vb} = -0.734 \cdot 1/12 \cdot 9.3 \cdot 13.5^2 = -1.03 \cdot 10^8 \text{ kNm}$$

$$M_{rand;punt} = -0.734 \cdot 4.53 \cdot 10^8 = -3.33 \cdot 10^8 \text{ kNm}$$

$$M_{rand;p;str} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{rand;p;kab} = 0.734 \cdot 2.46 \cdot 10^8 = 1.81 \cdot 10^8 \text{ kNm}$$

$$M_{midden;eg} = 2.42 \cdot 10^8 \text{ kNm}$$

$$M_{midden;rb} = 4.19 \cdot 10^7 \text{ kNm}$$

$$M_{midden;vb} = 1.08 \cdot 10^8 \text{ kNm}$$

$$M_{midden;punt} = 4.36 \cdot 10^8 \text{ kNm}$$

$$M_{midden;p;str} = -1.43 \cdot 10^8 \text{ kNm}$$

$$M_{midden;p;kab} = -1.88 \cdot 10^8 \text{ kNm}$$

## Pagina 172

*Aantal strengen los rijdelement*

$$\sigma_b = -\frac{F_{pw}}{A_{b;r}} + \frac{M_{rijdek}}{W_r} \leq 0$$

$$F_{pw} = 0.85 \cdot F_{p0}$$

$$A_{p;totaal} = \frac{F_{p0}}{\sigma_{p0}}$$

*Aantal strengen inklemmingsmoment element*

$$\sigma_b = -\frac{F_{pw}}{A_{b;r}} + \frac{M_{rijdek}}{W_r} \leq 0$$

$$F_{p0} \geq \{9.90 \cdot 10^7 / 3.14 \cdot 10^7\} / \{0.88 / 3.79 \cdot 10^5\} \geq 1.36 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$A_{p;totaal} = 1.36 \cdot 10^6 / 1350 = 1.01 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$aantal \text{ str.} = 1.01 \cdot 10^3 / 150 = 6.72 = 7 \text{ strengen}$$

$$F_{p0} \geq \{3.98 \cdot 10^8 / 3.14 \cdot 10^7\} / \{0.83 / 3.79 \cdot 10^5\} \geq 5.80 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$A_{p;totaal} = 5.80 \cdot 10^6 / 1350 = 4.29 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$aantal \text{ str.} = 4.29 \cdot 10^3 / 150 = 28.62 = 29 \text{ strengen}$$



## Kruip, krimp en relaxatie voorspanstaal rijdek

Bij de berekening van het voorgerekt staal ondergaat dit staal kruip, krimp en relaxatie door het eigen gewicht, en nagerekt staal door de rustende belasting.

### Voorgerekt staal

Elastische verliezen

$$\sigma_b = -\frac{F_{pi}}{A_{b;r}} - \frac{F_{pi} * e_p * e_p}{I_b}$$

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$$\Delta F_p = \varepsilon_b E_p A_p$$

De waarden voor  $\varphi_{\max}$  en  $\varepsilon_{\max}$  zijn de maximale aan te houden rekenwaarden voor kruip en krimp volgens CUR aanbeveling 37.

### Kruip

$$\sigma_b = -\frac{F_{pi}}{A_{b;r}} - \frac{F_{pi} * e_p * e_p}{I_b} + \frac{M_{eg;rijdek} * e_p}{I_b}$$

$$\varepsilon_{be} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$$\varepsilon_{bc} = \varphi_{\max} * \varepsilon_{be}$$

$$\Delta \sigma_{kruip} = E_p * \varepsilon_{bc}$$

### Krimp

$$\Delta \sigma_{krimp} = E_p * \varepsilon_{\max}$$

### Relaxatie

$$\Delta \sigma_{p;rel} = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pu;rep}} * 100\%$$

$$\Delta \sigma_{pkr} = \Delta \sigma_{kruip} + \Delta \sigma_{krimp}$$

$$\Delta \sigma_p = 3 \Delta \sigma_{p;rel} \left( 1 - 2 \frac{\Delta \sigma_{pkr}}{\sigma_{pi}} \right)$$

$$\begin{aligned} \sigma_b &= -8 * 150 * 1350 / 379200 - \\ &\quad 1.62 * 10^6 * 115^2 / 4.86 * 10^9 \\ &= -8.7 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_b = 8.7 / 63000 = 0.14\%$$

$$\Delta F_p = 0.14 * 10^{-3} * 200 * 10^3 * 8 * 150 = 34 \text{ kN}$$

$$\text{overspannen staal: } (1620 + 34) / 1620 * 100\% = 2.2\% \leq 8.6\% \\ \text{Voldoet!}$$

$$\begin{aligned} \sigma_b &= -1.62 * 10^6 / 379200 - \\ &\quad 1.62 * 10^6 * 115^2 / 4.86 * 10^9 + \\ &\quad 2.42 * 10^8 * 115 / 4.86 * 10^9 \\ &= -3.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{be} = 3.0 / 63000 = 0.05\%$$

$$\varepsilon_{bc} = 1.4 * 0.05\% = 0.07\%$$

$$\Delta \sigma_{kruip} = 200 * 10^3 * 0.07\% = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{krimp} = 200 * 10^3 * 0.15\% = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{p;rel} = 1350 / 1860 * 100\% = 72.6\% \Rightarrow \text{NEN 6.3.6} \\ \Rightarrow 3.02\%$$

$$\Delta \sigma_{pkr} = \Delta \sigma_{kruip} + \Delta \sigma_{krimp} = 44 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_p = 3 * 0.0302 * 1350 * (1 - 2 * 44 / 1350) = 114 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{pw} = (1350 - 44 - 114) * 8 * 150 = 1.43 * 10^6 \text{ N}$$

$$F_{pi} = 8 * 150 * 1350 = 1.62 * 10^6 \text{ N}$$

$$F_{pw} / F_{pi} = 1.43 * 10^6 / 1.62 * 10^6 = 0.88$$



## Vervolg krimp, kruip, relaxatie

### Nagerekt staal

#### Wrijvingsverliezen

$$F_{pi}(x) = F_{pi} * e^{-\mu(\varphi + \varphi_1 x)}$$

$$\mu = 0.2, \varphi = e_p / \frac{1}{4} l_{rijdek} = 80 / 3375 = 0.02, \varphi_1 = 0.01$$

$$F_{pi} = F_{pi} * e^{-0.2(0.02 + 0.1 * 15)} \\ = 0.97 * F_{pi}$$

$$\Rightarrow 3.0\% \text{ overspannen} \leq 8.6\%, \text{ voldoet!}$$

#### Kruip

$$\sigma_b = -\frac{F_{pi}}{A_{b;r}} - \frac{F_{pi} * e_p * e_p}{I_b} + \frac{M_{rb} * e_p}{I_b}$$

$$\sigma_b = -30 * 150 * 1350 / 379200 - \\ 6.1 * 10^6 * 67.5^2 / 4.86 * 10^9 + \\ 4.19 * 10^7 * 67.5 / 4.86 * 10^9 \\ = -21.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{be} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$$\varepsilon_{be} = 21.1 / 63000 = 0.33\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = \varphi_{\max} * \varepsilon_{be}$$

$$\varepsilon_{bc} = 1.4 * 0.33\text{‰} = 0.46\text{‰}$$

$$\Delta\sigma_{kruip} = E_p * \varepsilon_{bc}$$

$$\Delta\sigma_{kruip} = 200 * 10^3 * 0.46\text{‰} = 92 \text{ N/mm}^2$$

#### Krimp

$$\Delta\sigma_{krimp} = E_p * \varepsilon_{\max}$$

$$\Delta\sigma_{krimp} = 200 * 10^3 * 0.15\text{‰} = 30 \text{ N/mm}^2$$

#### Relaxatie

$$\Delta\sigma_{p;rel} = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pu;rep}} * 100\%$$

$$\Delta\sigma_{p;rel} = 1350 / 1860 * 100\% = 72.6\% \Rightarrow \text{NEN 6.3.6} \\ \Rightarrow 3.02\%$$

$$\Delta\sigma_{pkr} = \Delta\sigma_{kruip} + \Delta\sigma_{krimp}$$

$$\Delta\sigma_{pkr} = \Delta\sigma_{kruip} + \Delta\sigma_{krimp} = 122 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_p = 3\Delta\sigma_{p;rel} \left( 1 - 2 \frac{\Delta\sigma_{pkr}}{\sigma_{pi}} \right)$$

$$\Delta\sigma_p = 3 * 0.0302 * 1350 * (1 - 2 * 122 / 1350) = 100 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{pu} = (1350 - 122 - 100) * 30 * 150 = 5.08 * 10^6 \text{ N}$$

$$F_{pi} = 8 * 150 * 1350 = 6.1 * 10^6 \text{ N}$$

$$F_{pu} / F_{pi} = 5.08 * 10^6 / 6.1 * 10^6 = 0.83$$

## Pagina's 172 t/m 174

Spanningscontroles volgens de uitleg bij bijlage A-1.

Zie methodiek A-1



## Kruip, krimp en relaxatie voorspanstaal hoofdligger

Bij de berekening van het voorgerekt staal ondergaat dit staal kruip, krimp en relaxatie door het eigen gewicht, en nagerekt staal door de rustende belasting.

### Voorgerekt staal

Elastische verliezen

$$\sigma_b = -\frac{F_{pi}}{A_{b;r}} - \frac{F_{pi} * e_p * e_p}{I_b}$$

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$$\Delta F_p = \varepsilon_b E_p A_p$$

Ook hier zijn de maximale waarden voor  $\varphi_{\max}$  en  $\varepsilon_{\max}$  aangehouden voor kruip en krimp volgens CUR aanbeveling 37.

### Kruip

$$\sigma_b = -\frac{F_{pi}}{A_b} - \frac{F_{pi} * e_p * e_p}{I_b} + \frac{M_{eg;hoofdligger} * e_p}{I_b}$$

$$\varepsilon_{be} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$$\varepsilon_{bc} = \varphi_{\max} * \varepsilon_{be}$$

$$\Delta \sigma_{kruip} = E_p * \varepsilon_{bc}$$

### Krimp

$$\Delta \sigma_{krimp} = E_p * \varepsilon_{\max}$$

### Relaxatie

$$\Delta \sigma_{p;rel} = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pu;rep}} * 100\%$$

$$\Delta \sigma_{pkr} = \Delta \sigma_{kruip} + \Delta \sigma_{krimp}$$

$$\Delta \sigma_p = 3 \Delta \sigma_{p;rel} \left( 1 - 2 \frac{\Delta \sigma_{pkr}}{\sigma_{pi}} \right)$$

$$\begin{aligned} \sigma_b &= -26 * 150 * 1350 / 7.04 * 10^5 - \\ &\quad 5.27 * 10^6 * 750^2 / 2.31 * 10^{11} \\ &= -20.3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_b = 20.3 / 63000 = 0.32\%$$

$$\Delta F_p = 0.32 * 10^{-3} * 200 * 10^3 * 26 * 150 = 250 \text{ kN}$$

$$\text{overspannen staal: } (5265 + 250) / 5265 * 100\% = 5\% \leq 8.6\% \\ \text{Voldoet!}$$

$$\begin{aligned} \sigma_b &= -5.27 * 10^6 / 6.98 * 10^5 - \\ &\quad 5.27 * 10^6 * 750^2 / 2.29 * 10^{11} + \\ &\quad 5.12 * 10^9 * 750 / 2.29 * 10^{11} \\ &= -3.7 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{be} = 3.7 / 63000 = 0.06\%$$

$$\varepsilon_{bc} = 1.4 * 0.06\% = 0.08\%$$

$$\Delta \sigma_{kruip} = 200 * 10^{-3} * 0.08\% = 16 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{krimp} = 200 * 10^{-3} * 0.15\% = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{p;rel} = 1350 / 1860 * 100\% = 72.6\% \Rightarrow \text{NEN 6.3.6} \\ \Rightarrow 3.02\%$$

$$\Delta \sigma_{pkr} = \Delta \sigma_{kruip} + \Delta \sigma_{krimp} = 46 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_p = 3 * 0.0302 * 1350 * (1 - 2 * 46 / 1350) = 106 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} F_{pw} &= (1350 - 46 - 106) * 26 * 150 = 4.67 * 10^6 \text{ N} \\ F_{pi} &= 26 * 150 * 1350 = 5.27 * 10^6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$F_{pw} / F_{pi} = 4.67 * 10^6 / 5.27 * 10^6 = 0.89$$



---

**Vervolg krimp, kruip, relaxatie**


---

**Nagerekt staal****Wrijvingsverliezen**

$$F_{pi}(x) = F_{pi} * e^{-\mu(\varphi + \varphi_i x)}$$

*De wrijvingsverliezen zijn verwaarloosbaar voor externe voorspanning!*

**Kruip**

$$\sigma_b = -\frac{F_{pi}}{A_b} - \frac{F_{pi} * e_p * e_p}{I_b} + \frac{M_{rb} * e_p}{I_b}$$

$$\varepsilon_{be} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$$\varepsilon_{bc} = \varphi_{\max} * \varepsilon_{be}$$

$$\Delta\sigma_{kruip} = E_p * \varepsilon_{bc}$$

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -57 * 150 * 1350 / 7.04 * 10^5 - \\ &\quad 11.5 * 10^6 * 350^2 / 2.29 * 10^{11} + \\ &\quad 1.05 * 10^9 * 350 / 2.29 * 10^{11} \\ &= -21.0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\alpha_e = 21.0 / 63000 = 0.33\text{‰}$$

$$\alpha_{te} = 1.4 * 0.33\text{‰} = 0.46\text{‰}$$

$$\Delta\sigma_{kruip} = 200 * 10^3 * 0.46\text{‰} = 92 \text{ N/mm}^2$$

**Krimp**

$$\Delta\sigma_{krimp} = E_p * \varepsilon_{\max}$$

$$\Delta\sigma_{krimp} = 200 * 10^3 * 0.15\text{‰} = 30 \text{ N/mm}^2$$

**Relaxatie**

$$\Delta\sigma_{p;rel} = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pu;rep}} * 100\%$$

$$\Delta\sigma_{pkr} = \Delta\sigma_{kruip} + \Delta\sigma_{krimp}$$

$$\Delta\sigma_p = 3\Delta\sigma_{p;rel} \left( 1 - 2 \frac{\Delta\sigma_{pkr}}{\sigma_{pi}} \right)$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{p;rel} &= 1350 / 1860 * 100\% = 72.6\% \quad \Rightarrow \text{NEN 6.3.6} \\ &\quad \Rightarrow 3.02\%\end{aligned}$$

$$\Delta\sigma_{pkr} = \Delta\sigma_{kruip} + \Delta\sigma_{krimp} = 122 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_p = 3 * 0.0302 * 1350 * (1 - 2 * 122 / 1350) = 100 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{pwo} = (1350 - 122 - 100) * 57 * 150 = 9.6 * 10^6 \text{ N}$$

$$F_{pi} = 57 * 150 * 1350 = 11.5 * 10^6 \text{ N}$$

$$F_{pwo} / F_{pi} = 9.6 * 10^6 / 11.5 * 10^6 = 0.84$$

---

**Pagina's 175 t/m 178**


---

Spanningscontroles volgens de uitleg bij bijlage A-1.

---

*Zie methodiek A-1*

---



# Ontwerp rijdek (één element)

## Meewerkende breedte:

$b_e = 9500 \text{ mm}$   
 $F_{\text{punt}} = 73,3 \text{ kN}$

## Stootcoëfficiënt:

$C_o = 0,7$   
 $S = 1,269$

## Last-lengte factor:

$B = 0,952$

## Algemene gegevens:

dekking = 20 mm  
 $z_x = 155,0 \text{ mm}$   
 $e_{\text{gem}} = 100,0 \text{ mm}$

$l_{\text{rijdek}} = 13,5 \text{ m}$   
 $h_{\text{rijdek}} = 310 \text{ mm}$   
 $b_{\text{rijdek}} = 2400 \text{ mm}$

$h_{\text{bovenfl.gem.}} = 60 \text{ mm}$   
 $h_{\text{onderfl.}} = 60 \text{ mm}$   
 $R_p = 337,5 \text{ m}$

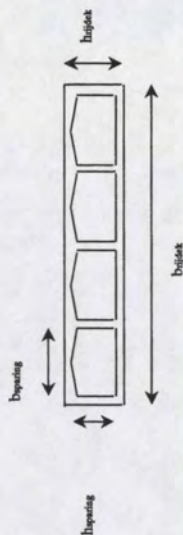
## Sparing:

$h = 190 \text{ mm}$   
 $b = 480 \text{ mm}$

Asparingen = 364800 mm<sup>2</sup>  
 Abeton;rijdek = 379200 mm<sup>2</sup>

$l_{\text{rijdek}} = 4,86\text{E}+09 \text{ mm}^4$

$W_{\text{rijdek}} = 3,14\text{E}+07 \text{ mm}^3$



## Totale gemiddelde belasting op de maatgevende ligger:

### Eigen gewicht:

$q_{e.g.} = 10,62 \text{ kN/m}$

### Rustende belasting:

$q_{r.b.} = 3,6 \text{ kN/m}$

### Mobiele belasting:

$q_{\text{verkeer}} = 9,28 \text{ kN/m}$   
 $q_{\text{punt}} = 36,05 \text{ kN/m}$   
 $q_{\text{mobiel}} = 45,33 \text{ kN/m}$

### Voorspanbelasting:

$q_{p,\text{streng}} = 0 \text{ kN/m}$   
 $q_{p,\text{kabel}} = -16,20 \text{ kN/m}$

### Totale belasting:

$q_{\text{totaal}} = 43,34 \text{ kN/m}$

## Rand

$M_{e.g.rijdek} = 0 \text{ Nmm}$

$M_{r.b.} = -5,47\text{E}+07 \text{ Nmm}$

$M_{\text{verk.}} = -1,41\text{E}+08 \text{ Nmm}$   
 $M_{\text{punt}} = -4,53\text{E}+08 \text{ Nmm}$   
 $M_{\text{mobiel}} = -5,94\text{E}+08 \text{ Nmm}$

$M_{p,\text{streng}} = 0 \text{ Nmm}$   
 $M_{p,\text{kabel}} = 2,46\text{E}+08 \text{ Nmm}$

$M_{p,\text{totaal}} = -4,03\text{E}+08 \text{ Nmm}$

## Midden

$M_{e.g.rijdek} = 2,42\text{E}+08 \text{ Nmm}$

$M_{r.b.} = 2,73\text{E}+07 \text{ Nmm}$

$M_{\text{verk.}} = 7,05\text{E}+07 \text{ Nmm}$   
 $M_{\text{punt}} = 3,16\text{E}+08 \text{ Nmm}$   
 $M_{\text{totaal}} = 3,87\text{E}+08 \text{ Nmm}$

$M_{p,\text{streng}} = -1,43\text{E}+08 \text{ Nmm}$   
 $M_{p,\text{kabel}} = -1,23\text{E}+08 \text{ Nmm}$

$M_{p,\text{totaal}} = 3,90\text{E}+08 \text{ Nmm}$



**Mate van inklemming**

inklemming	73,435 %
scharnier	26,565 %
$M_0 =$	-16,00 kNm
$M_1 =$	38,33 kNm
$M_2 =$	88,27 kNm
$M_3 =$	138,20 kNm

**Hoekverdraaiing hoofdligger:**

$GI_t \psi_{\text{hoofdligger}} =$	6812,06 kNm <sup>2</sup>
$GI_t =$	8,44E+05 kNm <sup>2</sup>
$\psi_{\text{hoofdligger}} =$	0,0080736

**Hoekverdraaiing rijdek:**

$w_{\text{max}} =$	34,06 mm
$\psi_{\text{rijdek}} =$	0,0080738

**Verschil hoekverdraaiing:**

$\psi_{\text{hoofdl.}} - \psi_{\text{rijd.}} =$	0,000000
---	----------

**Midden**

(100% ingeklemd rijdek)

$M_{\text{rand;e.g.}} =$	0 Nmm	$M_{\text{midden;e.g.}} =$	2,42E+08 Nmm
$M_{\text{rand;r.b.}} =$	-5,47E+07 Nmm	$M_{\text{midden;r.b.}} =$	2,73E+07 Nmm
$M_{\text{rand;verkeer}} =$	-1,41E+08 Nmm	$M_{\text{midden;verkeer}} =$	7,05E+07 Nmm
$M_{\text{rand;punt}} =$	-4,53E+08 Nmm	$M_{\text{midden;punt}} =$	3,16E+08 Nmm
$M_{\text{rand;p.streng}} =$	0 Nmm	$M_{\text{midden;p.streng}} =$	-1,43E+08 Nmm
$M_{\text{rand;p.}} =$	2,46E+08 Nmm	$M_{\text{midden;p.}} =$	-1,23E+08 Nmm
$M_{\text{rand;totaal}} =$	<b>-4,03E+08</b> Nmm	$M_{\text{midden;totaal}} =$	<b>3,90E+08</b> Nmm

(100% scharnierend rijdek)

$M_{\text{rand;e.g.}} =$	0 Nmm	$M_{\text{midden;e.g.}} =$	2,42E+08 Nmm
$M_{\text{rand;r.b.}} =$	0 Nmm	$M_{\text{midden;r.b.}} =$	8,20E+07 Nmm
$M_{\text{rand;verkeer}} =$	0 Nmm	$M_{\text{midden;verkeer}} =$	2,11E+08 Nmm
$M_{\text{rand;punt}} =$	0 Nmm	$M_{\text{midden;punt}} =$	7,69E+08 Nmm
$M_{\text{rand;p.streng}} =$	0 Nmm	$M_{\text{midden;p.streng}} =$	-1,43E+08 Nmm
$M_{\text{rand;p.}} =$	0 Nmm	$M_{\text{midden;p.}} =$	-3,69E+08 Nmm
$M_{\text{rand;totaal}} =$	<b>0</b> Nmm	$M_{\text{midden;totaal}} =$	<b>7,93E+08</b> Nmm

( 73,44 % inkl.

26,57 % sch.)

$M_{\text{rand;e.g.}} =$	0 Nmm	$M_{\text{midden;e.g.}} =$	2,42E+08 Nmm
$M_{\text{rand;r.b.}} =$	-4,02E+07 Nmm	$M_{\text{midden;r.b.}} =$	4,19E+07 Nmm
$M_{\text{rand;verkeer}} =$	-1,03E+08 Nmm	$M_{\text{midden;verkeer}} =$	1,08E+08 Nmm
$M_{\text{rand;punt}} =$	-3,33E+08 Nmm	$M_{\text{midden;punt}} =$	4,36E+08 Nmm
$M_{\text{rand;p.streng}} =$	0 Nmm	$M_{\text{midden;p.streng}} =$	-1,43E+08 Nmm
$M_{\text{rand;p.}} =$	1,81E+08 Nmm	$M_{\text{midden;p.}} =$	-1,88E+08 Nmm
$M_{\text{rand;totaal}} =$	<b>-2,96E+08</b> Nmm	$M_{\text{midden;totaal}} =$	<b>4,97E+08</b> Nmm

**Nota bene:**

De verandering van momenten ten gevolge van de invloed van kruip van het beton is niet meegenomen in de berekening.



Aantal strengen los rijdekelement:

$e = 115 \text{ mm}$

$M_{e.g.;rijdek} = 2,42E+08 \text{ Nmm}$   
 $M_{p.;rijdek} = -1,43E+08 \text{ Nmm}$   
 $M_{rijdek} = 9,90E+07 \text{ Nmm}$

$$F_{pw} = 0,88 * F_{p0}$$

$F_{p0} >= 1360975 \text{ N}$

$A_p = 1008,13 \text{ mm}^2$

aantal = 6,72 strengen  
 7 strengen

Controle spanningen:

Controle op rijdek rand:

$\sigma'_{b,b} = 0,97 \text{ N/mm}^2$  **Voldoet**  
 $\sigma'_{b,o} = -8,14 \text{ N/mm}^2$  **Voldoet**

Controle op rijdek veldmidden:

$\sigma'_{b,b} = -6,75 \text{ N/mm}^2$  **Voldoet**  
 $\sigma'_{b,o} = -0,43 \text{ N/mm}^2$  **Voldoet**

Aantal strengen inklemmingsmoment één element:

$e = 67,5 \text{ mm}$

$M_{midden;r.b.} = 4,19E+07 \text{ Nmm}$   
 $M_{midden;verkeer} = 1,08E+08 \text{ Nmm}$   
 $M_{midden;punt} = 4,36E+08 \text{ Nmm}$   
 $M_{midden;p.} = -1,88E+08 \text{ Nmm}$   
 $M_{rijdek} = 3,98E+08 \text{ Nmm}$

$$F_{pw} = 0,83 * F_{p0}$$

$F_{p0} >= 5795978 \text{ N}$

$A_p = 4293,32 \text{ mm}^2$

aantal = 28,62 strengen  
 29 strengen

Controle spanningen (rijdek veldmidden):

Controle op  $t = 0$ :

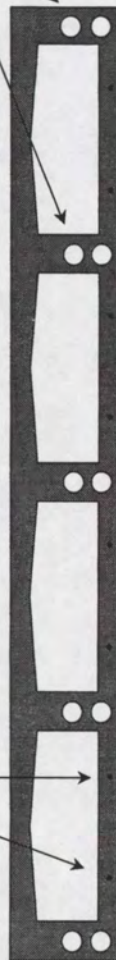
$\sigma'_{b,b} = -8,32 \text{ N/mm}^2$  **Voldoet**  
 $\sigma'_{b,o} = -17,66 \text{ N/mm}^2$  **Voldoet**

Controle op  $t = \text{oneindig}$ :

$\sigma'_{b,b} = -25,68 \text{ N/mm}^2$  **Voldoet**  
 $\sigma'_{b,o} = -0,31 \text{ N/mm}^2$  **Voldoet**

8 strengen voor één los element

10 omhullingsbuizen voor 30 strengen  
 in het midden van de overspanning  
 voor het opnemen van veldmiddenmoment in rijdek  
 en nabij opleggingen voor het inklemmingsmoment





Totale voorspankracht

Rand

$$F_{p0} \geq 5,80E+06 \text{ N}$$

$$5,80E+03 \text{ kN}$$

Veldmidden

$$F_{p0} \geq 7,16E+06 \text{ N}$$

$$7,16E+03 \text{ kN}$$

Controle doorbuiging:

$$w = 20,8 \text{ mm}$$

$$w_{\max} = 45,0 \text{ mm}$$

Constructie voldoet aan doorbuigingseis

Controle spanningen (rand):

Controle op  $t = 0$ :

$$\sigma'_{b,b} = -17,47 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

$$\sigma'_{b,o} = -8,51 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

Controle op  $t = \text{oneindig}$ :

$$\sigma'_{b,b} = -3,56 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

$$\sigma'_{b,o} = -22,42 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

Controle spanningen (veldmidden):

Controle op  $t = 0$ :

$$\sigma'_{b,b} = -14,53 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

$$\sigma'_{b,o} = -17,56 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

Controle op  $t = \text{oneindig}$ :

$$\sigma'_{b,b} = -31,89 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

$$\sigma'_{b,o} = -0,20 \text{ N/mm}^2 \text{ Voldoet}$$

Controle dwarskracht (rand):

$$V_{\max} = 305 \text{ kN}$$

$$305116 \text{ N}$$

$$\tau_d = 6,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_1 = 10,29 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d < \tau_1$$

Constructie voldoet op dwarskracht



Vermoeiing rijdek (rijdek veldmidden):

<i>Factoren voor mobiele belasting (langsrichting):</i>	
$f_3 =$	1,403
$K_e =$	0,500
$\beta =$	1,351
$B_v =$	0,670
$S =$	1,269
$\alpha =$	1,0

Controle op  $t =$  oneindig vermoeiing (bovenzijde):

$\sigma'_{b,b;\max} =$	-15,47 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma'_{b,b;\min} =$	-31,45 N/mm <sup>2</sup>

Controle op  $t =$  oneindig vermoeiing (onderzijde):

$\sigma'_{b,o;\min} =$	-18,50 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma'_{b,o;\max} =$	-2,52 N/mm <sup>2</sup>

Controle bezwijkmoment:

$N'_b =$	-1,56E+07 N	$-N'_b$	$N_s$
$N_s =$	9,13E+06 N		
Inwendige hefboomarm: 165 mm			
$M_d =$	7,27E+08 Nmm	$M_d$	$M_u$
$M_u =$	1,51E+09 Nmm		

Voldoet

Voldoet

Toetsing:

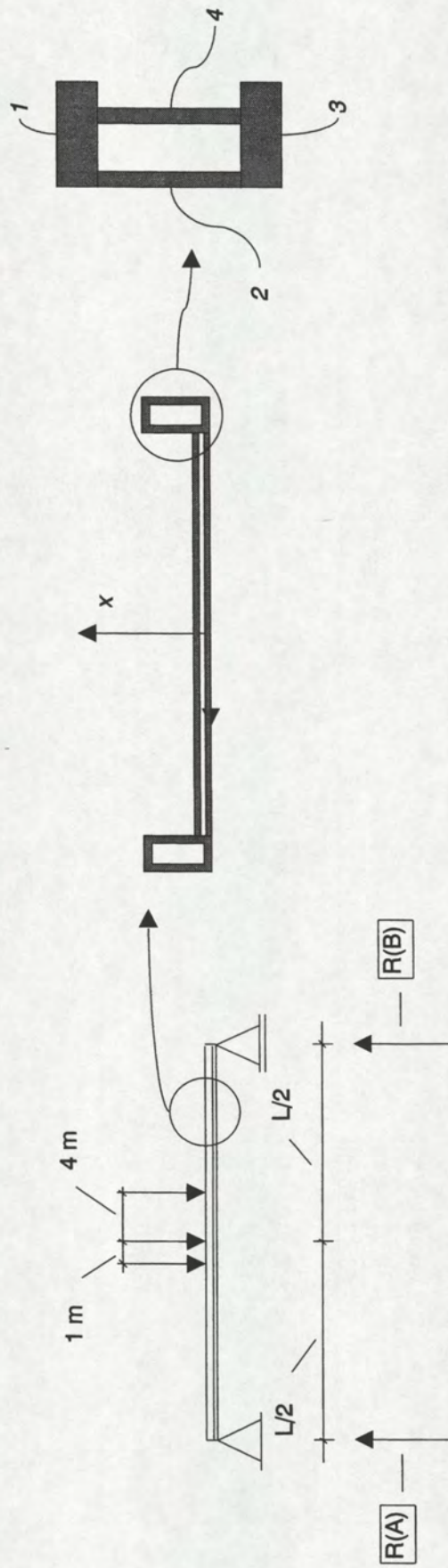
Drukzone:	
$\beta =$	1,0
$n =$	1,0E+08
$f'_{b,v} =$	-74,38 N/mm <sup>2</sup>
$R =$	0,49
$f'_{b,u,v} =$	-31,97 N/mm <sup>2</sup>
	< -31,45 N/mm <sup>2</sup>
Constructie voldoet	

Toetsing:

Voorgedrukte trekzone:	
$\beta =$	0,9
$n =$	1,0E+08
$f'_{b,v} =$	-74,38 N/mm <sup>2</sup>
$R =$	0,14
$f'_{b,u,v} =$	-24,61 N/mm <sup>2</sup>
	< -18,50 N/mm <sup>2</sup>
Constructie voldoet	



# Definitief ontwerp Trogbrug



## Algemene gegevens:

overspanning L: 28,8 m  
 verkeersklasse: 60  
 L/h: 18,00  
 massa beton: 28 kN/m<sup>3</sup>  
 massa slijtlaag: 1,5 kN/m<sup>2</sup>

R(A) = 279,1 kN  
 R(B) = 320,7 kN  
 M(max) = 3818,61 kNm  
 = 3863,03 kNm (met F(punt) = 200 kN)

## Rijdek

A(lengte) = 379200 mm<sup>2</sup>  
 A(dwars) = 2133000 mm<sup>2</sup>

## Hoofdligger

	h (mm)	b (mm)
1	310	810
2	980	100
3	980	100
4	310	810
	698200 mm <sup>2</sup>	

A(ligger) =

## Zwaartepunt

	A (mm <sup>2</sup> )	x (mm)	S(x) (mm <sup>3</sup> )
1	251100	1445,0	3,63E+08
2	98000	800,0	7,84E+07
3	98000	800,0	7,84E+07
4	251100	155,0	3,89E+07
	698200		5,59E+08

hoofdliggers

z(hoofdligger) = 800,0 mm  
 z(trogbrug) = 410,2 mm



Berekenen traagheidsmoment:

Stootcoëfficiënt:  
 $C_0 = 0,7$   
 $S = 1,098$

Last-lengte factor:

$B = 0,911$

Puntlast:

$F_{\text{punt}} = 199,9 \text{ kN}$

Totale gemiddelde belasting op de maatgevende ligger:

Eigen gewicht:

$q_{e.g.} = 49,41 \text{ kN/m}$

Rustende belasting:

$q_{r.b.} = 10,13 \text{ kN/m}$

Mobiele belasting:

$q_{\text{verkeer}} = 26,99 \text{ kN/m}$

$q_{\text{punt}} = 36,83 \text{ kN/m}$

$q_{\text{mobiel}} = 63,82 \text{ kN/m}$

Voorspanbelasting:

$F_{p,\text{streng}} = 4680000 \text{ N}$

$F_{p1} = 117,4 \text{ kN}$

$F_{p2} = 234,8 \text{ kN}$

$q_{\text{totaal}} = 123,36 \text{ kN/m}$

Hoofdligger

1  $1,06\text{E}+11 \text{ mm}^4$   
 2  $7,84\text{E}+09 \text{ mm}^4$   
 3  $7,84\text{E}+09 \text{ mm}^4$   
 4  $1,06\text{E}+11 \text{ mm}^4$   
 $I_{\text{hoofdligger}} = 2,29\text{E}+11 \text{ mm}^4$

$W_{\text{hoofdligger, onder}} = 2,86\text{E}+08 \text{ mm}^3$

$W_{\text{hoofdligger, boven}} = 2,86\text{E}+08 \text{ mm}^3$

$M_{e.g.} = 5,12\text{E}+09 \text{ Nmm}$

$M_{r.b.} = 1,05\text{E}+09 \text{ Nmm}$

$M_{\text{verk.}} = 2,80\text{E}+09 \text{ Nmm}$

$M_{\text{punt}} = 3,82\text{E}+09 \text{ Nmm}$

$M_{\text{mobiel}} = 6,62\text{E}+09 \text{ Nmm}$

$M_{p,\text{streng}} = -3,51\text{E}+09 \text{ Nmm}$

$M_p = -7,04\text{E}+08 \text{ Nmm}$

$M_p = -2,82\text{E}+09 \text{ Nmm}$

$M_{\text{totaal}} = 5,76\text{E}+09 \text{ Nmm}$

750 mm

6 m

12 m

e =

a<sub>1</sub> =

a<sub>2</sub> =



Voorspanning:		Gegevensvoorspanstaal:	
Bepalen aantal strengen op $t = \text{oneindig}$ :		diameter: 15,7 mm	h.o.h. afstand: 40 mm
		dekking = 20 mm	$\sigma_{p0}$ : 1350 N/mm <sup>2</sup>
			$A_{p,\text{streng}}$ : 150 mm <sup>2</sup>
$F_{pw} = 0,84 * F_{p0}$			
$F_{p0} >=$		1,12E+07 N	
		1,12E+04 kN	
$A_{p,\text{totaal}} =$		8,28E+03 mm <sup>2</sup>	
aantal =		55,18 strengen	
		56 strengen	
Omhuilingsbuis:		19	
diameter:		102 mm	
aantal buizen:		1 boven elkaar	
		3 langs elkaar	
Rekenwaarden zeer hoge sterkte beton			
druksterkte =		180 N/mm <sup>2</sup>	
treksterkte =		8 N/mm <sup>2</sup>	
buigtreksterkte =		20 N/mm <sup>2</sup>	
schuifsterkte =		8 N/mm <sup>2</sup>	
E =		63.000 N/mm <sup>2</sup>	
Contere doorbuiging:			
W =		36,2 mm	
$W_{\text{max}}$ =		96,0 mm	
Constructie voldoet aan doorbuigingseis			
Contere dwarskracht:			
$V_{\text{max}}$ =		305116 N	
		305 kN	
$\tau_d$ =		4,67 N/mm <sup>2</sup>	
$\tau_1$ =		11,41 N/mm <sup>2</sup>	
$\tau_d < \tau_1$			
Constructie voldoet op dwarskracht			
Contere spanningen:			
Contere op $t = 0$ : (alleen strengen)			
Rand			
$\sigma'_{b,b} =$		5,58 N/mm <sup>2</sup>	Voldoet
$\sigma'_{b,o} =$		-18,98 N/mm <sup>2</sup>	Voldoet
Veldmidden			
$\sigma'_{b,b} =$		-3,70 N/mm <sup>2</sup>	Voldoet
$\sigma'_{b,o} =$		-9,71 N/mm <sup>2</sup>	Voldoet
Contere op $t = \text{oneindig}$ : (incl. kabels)			
Rand			
$\sigma'_{b,b} =$		-7,86 N/mm <sup>2</sup>	Voldoet
$\sigma'_{b,o} =$		-32,43 N/mm <sup>2</sup>	Voldoet
Veldmidden			
$\sigma'_{b,b} =$		-40,29 N/mm <sup>2</sup>	Voldoet
$\sigma'_{b,o} =$		0,00 N/mm <sup>2</sup>	Voldoet



Vermoeiing brugligger:

Factoren voor mobiele belasting (langsrichting):	
$f_3 =$	1,632
$K_e =$	0,500
$\beta =$	1,408
$B_v =$	0,835
$S =$	1,098
$\alpha =$	1,0

Controle op t = oneindig vermoeiing (bovenzijde):

$\sigma'_{b;b,min} =$	-17,30 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma'_{b;b,max} =$	-33,12 N/mm <sup>2</sup>

Controle op t = oneindig vermoeiing (onderzijde):

$\sigma'_{b;o,min} =$	-23,31 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma'_{b;o,max} =$	-7,49 N/mm <sup>2</sup>

$F(\text{punt;verm.}) = 183,4 \text{ kN}$

$R(A) = 256,0 \text{ kN}$

$R(B) = 294,2 \text{ kN}$

$M(\text{punt;verm.}) = 3,50\text{E}+09 \text{ kNm}$

Controle bezwijkmoment:

$N'_b = -2,71\text{E}+07 \text{ N}$	$-N'_b$	$>$	$N_s$
$N_s = 1,42\text{E}+07 \text{ N}$			Voldoet
Inwendige hefboomarm: 1095 mm			
$M_d = 1,22\text{E}+10 \text{ Nmm}$	$M_d$	$<$	$M_u$
$M_u = 1,56\text{E}+10 \text{ Nmm}$			Voldoet

Toetsing:

Drukzone:

$\beta = 1,0$

$n = 1,0\text{E}+08$

$f'_{b,v} = -74,38 \text{ N/mm}^2$

$R = 0,52$

$f'_{b;u,v} = -33,25 \text{ N/mm}^2$

$<$  Constructie voldoet

Toetsing:

Voorgedrukte trekzone:

$\beta = 0,9$

$n = 1,0\text{E}+08$

$f'_{b,v} = -74,38 \text{ N/mm}^2$

$R = 0,32$

$f'_{b;u,v} = -30,26 \text{ N/mm}^2$

$<$  Constructie voldoet