Ontwerp van een aanbrug

Bijlagen

Definitief

Opleiding en afstudeerrichting:
Hogeschool Utrecht (HU), Civiele Techniek (CiT) Voltijd
Cursuscode: TCIT-AFO8-08

Afstudeerbegeleiders HU:
1e begeleider: Ing. M.L.M. Zegers
2e begeleider: Dr. Ir. J.A.M. Stuifbergen

Gegevens afstudeerders:
Naam: H.C. (Niek) Tromp
Studentnummer: 1187330
Naam: S.N. (Steven) Rijnbergen
Studentnummer: 1212897

Bedrijfsbegeleiders Grontmij:
1e begeleider: Ing. J. Blitterswijk
2e begeleider: Ing. H. Zuidema

Grontmij Nederland B.V.
Infrastructuur & Milieu
De Bilt, 11 januari 2010

Verantwoording

Titel	:	Ontwerp van een aanbrug
Subtitel	:	Bijlagen
Status	:	Definitief
Referentienummer	:	-
Revisie	:	01
Datum	:	11 januari 2010

Auteurs	:	Niek Tromp en Steven Rijnbergen
E-mail adres	:	niek.tromp@grontmij.nl; steven.rijnbergen@grontmij.nl
Gecontroleerd door	:	-
Paraaf gecontroleerd	:	-
Goedgekeurd door	:	-
Paraaf goedgekeurd	:	-
Contact	:	De Holle Bilt 22 3732 HM De Bilt Postbus 203 3730 AE De Bilt T +31 30 220 74 44 F +31 30 220 02 94 infraenmilieu@grontmij.nl www.grontmij.nl

Grontmij HOGESCHOOL UTRECHT

Inhoudsopgave

Tab 1	Bijlage 1: Voorschriften en belastingen
Tab 2	Bijlage 2: Handberekening en controle van de software
Tab 3	Bijlage 3: Voorspanning
Tab 4	Bijlage 4: Ontwerpen in ALP2000 en Dbet
Tab 5	Bijlage 5: Gebruikte zelf ontwikkelde spreadsheets
Tab 6	Bijlage 6: Detaillering wapening

Bijlage 1: Voorschriften en belastingen

Uitwerking voorschriften en belastingen

Inhoudsopgave

Inhoudsopgave 3
1 Ontwerp van de gekozen variant 5
1.1 Inleiding 5
1.2 Algemeen 5
1.2.1 Veiligheidsklasse en belastingfactoren 5
1.2.2 Vermoeiing 5
1.2.3 Referentieperiode 5
1.3 Belastingen 5
1.3.1 Permanente belastingen 5
1.3.2 Veranderlijke belastingen 6
1.3.3 Bijzondere belastingen 7
1.3.4 Veranderlijke belasting bij de grenstoestand voor vermoeiing 7
1.4 Eisen en bepalingsmethoden 7
1.4.1 Draagvermogen 7
1.4.2 Bruikbaarheidsgrenstoestanden 8
1.5 Opleggingen 9
1.6 Toetsing 9
1.6.1 Wringing 9
1.6.2 Dwarskracht en wringing 9
1.6.3 Scheurvorming 9
1.6.4 Vermoeiing 9
2 Verkeersbelasting op bruggen 11
2.1 Inleiding 11
2.2 Indeling van belastingen 11
2.3 Indeling van een rijweg in theoretische stroken 12
2.4 Belastingsmodellen 13
2.4.1 Verticale belastingen 13
2.4.2 Primair belastingssysteem (LM1) 13
2.5 Horizontale belastingen 15
2.5.1 Belastingen ten gevolge van remmen resp. aanzetten 15
2.5.2 Belasting door temperatuur 15
2.6 Belastingsmodellen voor vermoeiing 15
2.6.1 'Belastingsmodel 1 voor vermoeiing' 16
2.7 Correctiefactoren 16

3 Spreiding van lasten 17
3.1 Spreiding belastingsmodel 1 17
3.2 Voorbeeld volgens NEN 6706 17

1 Ontwerp van de gekozen variant

1.1 Inleiding

De brugconstructie is berekend volgens de NEN 6723 “Voorschriften beton – Bruggen – Constructieve eisen en rekenmethoden”.

Deze norm bevat eisen voor het draagvermogen en de vervormingen waaraan brugconstructies van gewapend of voorgespannen beton moeten voldoen en bevat eveneens de bepalingsmethoden aan de hand waarvan kan worden getoetst of aan de eisen wordt voldaan.

1.2 Algemeen

1.2.1 Veiligheidsklasse en belastingfactoren

Voor betonnen bruggen in de gebruiksfase geldt veiligheidsklasse 3 volgens NEN6702 (Tabel 1).

Tabel 1 Belastingfactoren uiterste grenstoestand (NEN 6702, Tabel2)

	Veiligheidsklasse	Permanent		Veranderlijk	
		Normaal	Gunstig	Normaal	Gunstig
Fundamentele combinatie	3	1,2	0,9	1,5	-
	1-2-3	1,35*	0,9	-	-
Bijzondere combinatie	1-2-3	1,0	1,0	1,0	1,0

* Indien de permanente belasting één oorzaak heeft, mag in combinatie met gunstig werkende belasting de waarde van 1,35 zijn gereduceerd tot 1,2

1.2.2 Vermoeiing

Vermoeiing moet als uiterste grenstoestand worden opgevat en moet in **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** als bijzondere combinatie worden gezien.

1.2.3 Referentieperiode

Betonnen bruggen in de gebruiksfase moeten worden beschouwd als kunstwerken met een bijzondere maatschappelijke functie. De voorgeschreven referentieperiode is 100 jaar.

1.3 Belastingen

1.3.1 Permanente belastingen

1.3.1.1 Eigengewicht

Tot het eigengewicht moet het gewicht van de constructiedelen en het gewicht van niet-dragende elementen, die permanent op het beschouwde constructieonderdeel rusten, worden gerekend (rustende belasting). Zie Tabel 2.

Tabel 2 Soortelijk gewicht materialen

Materiaal	Soortelijk gewicht
Verdicht gewapend beton	2500 kg/m3
Asfalt	2500 kg/m3
ZOAB	2150 kg/m3
Staal	7800 kg/m3

1.3.1.2 Opgelegde vervormingen - Zettingen

Er moet rekening worden gehouden met belasting door optredende zettingen. De krachtsverdeling door zettingsverschillen in statisch onbepaalde constructies is afhankelijk van de wijze waarop zettingsverschillen zich ontwikkelen. Er kan onderscheid worden gemaakt tussen:

a) Plotselinge, eenmalige zetting van een steunpunt;
b) Langzaam voortschrijdende zetting, waarbij de uiteindelijke zetting na verloop van enkele jaren wordt bereikt.

1.3.1.3 Opgelegde vervormingen – Krimp- en kruipinvloeden

Er moet rekening worden gehouden met belasting door verhinderde krimp en kruip. Daarnaast moet rekening worden gehouden met wijziging van de krachtsverdeling door kruip.

Opgelegde vervormingen moeten door krimp in de uiterste grenstoestand als belasting in rekening worden gebracht. Door kruip kan de krachtsverdeling ten gevolge van zettingsverschillen van de steunpunten, verhinderde krimpverkorting en wijzigingen in het statisch systeem, wijzigingen ondergaan.

1.3.1.4 Belasting door voorspanning

Belastingen ten gevolge van voorspanning moeten worden bepaald met de evenwichtsbelastingsmethode. Hiertoe moeten alle belastingen die door het voorspanstaal op de betonconstructie worden uitgeoefend als uitwendige belastingen in rekening worden gebracht.

De representatieve waarden van de voorspanbelastingen zijn die waarden die behoren bij de voorspankracht in de beschouwde fase, zijnde de aaanvangsvoorspankracht F_{pi} of de werkvoorspankracht F_{pw} .

1.3.2 Veranderlijke belastingen

1.3.2.1 Primaire belasting

De primaire belastingen op het brugdek zijn beschreven in 2.4. Omdat het brugdek in zowel x- als y-richting gelijk blijft, hoeft er niet gerekend te worden met een dynamische vergrotingsfactor. Ook is er geen sprake van een eventuele belastingsreductie omdat de overspanning niet groter is dan 200 meter.

De representatieve belasting is in dit geval gelijk aan de primaire belasting.

Toepassing van de belastingmodellen LM2, LM3 en LM4 is niet aan de orde. LM2 is bedoeld voor toetsing van gewoon wegverkeer op gedrongen constructieve elementen en LM3 en LM4 dienen alleen gebruikt te worden indien dit door de opdrachtgever is voorgeschreven.

1.3.2.2 Momentane belasting

Tabel 3 ψ -factoren voor verkeersbruggen

Belastingsgeval	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LM1: Primair systeem TS	0,8	0,8 c	0,0
LM1: Primair systeem UDL	0,4	0,8 c	
LM2: Belasting door enkele as	0,0	0,8	0,0
LM3: Belasting door bijzondere voertuigen	0,0	1,0	0,0
LM4: Belasting door mensenmenigte	0,0	0,8	0,0
Horizontale belastingen	0,0	0,0	0,0
Belastingen op brugleuningen	0,0	0,0	0,0
Sneeuw	0,0	0,0	0,0
WInd	0,3 a	0,6	0,5
Temperatuur	0,0 b	0,8	0,5

a) Geldt niet voor de kracht F*w

b) Nader vast te stellen op een waarde ongelijk aan 0 bij analyse in verband met brosse breuk
c) In combinatie met bijzondere belastingen $\boldsymbol{\psi_1 = 0,5}$.

1.3.2.3 Windbelasting

De windbelasting wordt buiten beschouwing gelaten. Wel kunnen wij zeggen dat het dek als zal schijf werken en vervolgens de windbelasting overdragen naar de opleggingen. De opleggingen vallen buiten de scope van deze opdracht. Ook is de verhouding eigengewicht van het dek ten opzichte van de aangrijpende windbelasting, vele malen groter.

1.3.2.4 Leuningen

Belastingen op brugleuningen worden buiten beschouwing gelaten.

1.3.2.5 Sneeuw en ijs

Belastingen door sneeuw en ijs hoeven niet in rekening te worden gebracht, wel moeten er maatregelen worden getroffen die het optreden van sneeuw- en ijsbelasting beperken of voorkomen.

1.3.2.6 Klimatologische temperatuursinvloeden

Voor brugdekken van beton moet met belasting door vervormingen door temperatuurswisselingen rekening worden gehouden. Voor het bepalen van de vervormingen moeten zowel de invloeden door de jaarlijkse temperatuurswisselingen als de invloeden door de dagelijkse temperatuurswisselingen in beschouwing worden genomen. Dit wordt meegenomen in de toetsing van het dek.

1.3.2.7 Aanrijding van een schamprand of geleideconstructie op een brug voor wegverkeer.

Een geleideconstructie moet van een zodanige constructie zijn en op een dusdanige wijze aan de betonconstructie zijn verbonden, dat bij een aanrijding van de geleideconstructie door een voertuig bezwijken van het beton en/of het uittrekken van de verankeringen van de geleideconstructie uit het beton niet kan optreden.

1.3.3 Bijzondere belastingen

In dit rapport wordt er van uitgegaan dat er voldoende beschermde maatregelen worden genomen ter voorkoming van een belasting van de onder- of bovenbouw van de brug door een calamiteit.
Hieronder vallen onder andere een belasting door een verkeersongeval en een aanvaarbelasting bij bruggen over vaarwegen.

1.3.4 Veranderlijke belasting bij de grenstoestand voor vermoeiing

Om te bepalen of er sprake is van een onbeperkte vermoeiingslevensduur, mag worden gerekend met belastingmodel 1 voor vermoeiing.

1.4 Eisen en bepalingsmethoden

1.4.1 Draagvermogen

1.4.1.1 Eisen

Het draagvermogen van brugconstructies van gewapend of voorgespannen beton moet zo zijn dat bij de fundamentele belastingscombinaties geen van de grenstoestanden wordt overschreden.

1.4.1.2 Bepalingsmethoden

Bij het beschouwen van deze grenstoestanden moet van de belastingscombinaties van volgens 1.4.1.3 en van de rekenwaarden van de materiaaleigenschappen volgens hoofdstuk 6 van NEN6720 worden uitgegaan.

Volgens 4.1.3 van NEN6720 moeten als uiterste grenstoestanden worden onderscheiden:

a) Matriaalbreuk: breuk van kritieke delen van de constructie als gevolg van het overschrijden van de materiaalsterkte;
b) Verlies standzekerheid: verlies van het statisch evenwicht van de als star lichaam beschouwde constructie;
c) Instabiliteit: verlies van stabiliteit door knik of overschrijding materiaalsterkte;
d) Bezwijkmechanisme: ontstaan van een bezwijkmechanisme ten gevolge van plastische eigenschappen van de constructie;
e) Bezwijken door lokale krachtswerkingen

Voor bruggen welke aan wisselende verkeersbelastingen zijn onderworpen, moet tevens de grenstoestand voor vermoeiing worden beschouwd.

1.4.1.3 Belastingen

Voor de permanente- en veranderlijke belastingen wordt verwezen naar 1.2 en 1.3.

1.4.2 Bruikbaarheidsgrenstoestanden

1.4.2.1 Vervormingen, eisen

Vervormingen van bruggen voor wegverkeer moeten zo beperkt blijven dat de bruikbaarheidsgrenstoestanden voor het aanzien en voor het doelmatig functioneren niet worden overschreden.

Voor overspanningen groter dan 10 meter geldt dat de elastische doorbuiging kleiner moet zijn dan of gelijk zijn aan 1/300 van de overspanning. Daarnaast mag er in het rijdek geen grotere knik voorkomen dan die welke volgt uit een hellingsverandering van 1%.

1.4.2.2 Vervormingen, bepalingsmethoden

De bepalingsmethode bestaat uit het berekenen van de vervormingen en het toetsen van de vervormingen aan de eisen volgens **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.**, waarbij gerekend moet worden met de belastingen volgens **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** en de representatieve materiaaleigenschappen volgens hoofdstuk 6 van NEN6720.

1.4.2.3 Vervormingen, belastingen

Hiertoe dient ten behoeve van de veranderlijke belasting de incidentele combinatie $\gamma_{f;q} \times Q_{1;rep}$ te worden aangehouden, waarin de belastingfactor $(\gamma_{f;q})$ voor de verkeersbelasting 1,0 bedraagt, en waarin voor de representatieve waarde van de verkeersbelasting $(Q_{1;rep})$ de waarde uit 1.3.2.1 worden aangehouden. Voor de permanente belasting geldt eveneens een belastingsfactor 1,0.

1.4.2.4 Horizontale verplaatsing van het brugdek t.o.v. de ondersteuningsconstructie

De ondersteuningsconstructie valt buiten de scope van dit project.

1.4.2.5 Trillingen

Trillingen mogen het doelmatig gebruik van een constructieonderdeel niet belemmeren en trillingen mogen geen schade veroorzaken. Hinderlijke trillingen van constructieonderdelen moeten worden vermeden.

Voor verkeersbruggen waar geen voetgangers of fietsers te verwachten zijn, behoeft er niet getoetst te worden op trillingen

1.4.2.6 Eisen met betrekking tot scheurvorming

De mate van de scheurvorming in de gebruiksfase moet tot een zodanige aan het milieu aangepaste omvang beperkt blijven, dat geen aantasting van de wapening behoeft te worden verwacht.

1.4.2.7 Betondekking

In alle ontwerpen is rekening gehouden met een dekking van 50 mm.

1.5 Opleggingen

De opleggingen vallen buiten de scope van dit afstudeeronderzoek.

1.6 Toetsing

1.6.1 Wringing

De constructie moet getoetst worden op wringing. Gezien de beperkte tijd voor het afstuderen, hebben wij deze toetsing buiten beschouwing gelaten.

1.6.2 Dwarskracht en wringing

De constructie moet getoetst worden op een combinatie van dwarskracht en wringing. Gezien de beperkte tijd voor het afstuderen, hebben wij deze toetsing buiten beschouwing gelaten.

1.6.3 Scheurvorming

De resultaten van de toetsing op scheurvorming zijn te vinden in de berekeningen.

1.6.4 Vermoeiing

De resultaten van de toetsing op vermoeiing zijn te vinden in de berekeningen.

2 Verkeersbelasting op bruggen

2.1 Inleiding

Om zowel de belastingen ten gevolge van het wegverkeer op het brugdek als de weerstand van de constructie van het brugdek tegen deze belastingen te bepalen hebben wij gebruik gemaakt van de norm:

“NEN 6706; Technische grondslagen voor bouwconstructies – TGB 1990 – Verkeers-belastingen op bruggen”.

In deze norm zijn de veranderlijke verkeersbelastingen als gevolg van wegverkeer, voetgangers- en fietsverkeer en spoorwegverkeer vastgelegd, evenals de invloed van dynamische effecten (waaronder de centrifugaalbelasting), belastingen als gevolg van remmen en aanzetten, bijzondere belastingen en bijzondere transporten.

De belastingen worden weergegeven via modellen en zijn vastgelegd door middel van representatieve waarden. De norm is bedoeld om te worden toegepast bij ontwerp- en toetsingsberekeningen in de gebruiksfase.

Belastingen die tijdens de bouwfase optreden, bijvoorbeeld bij wegwerkzaamheden ten gevolge van grondverzetmachines, zijn niet meegenomen in de belastingsmodellen van deze norm.

2.2 Indeling van belastingen

Onder normale gebruiksomstandigheden moeten verkeersbelastingen en belastingen door voetgangers en fietsers, met inbegrip van de eventuele dynamische vergroting, als veranderlijke belastingen worden beschouwd. Deze veranderlijke belastingen worden door verscheidene belastingmodellen weergegeven.

De volgende representatieve waarden worden onderscheiden:

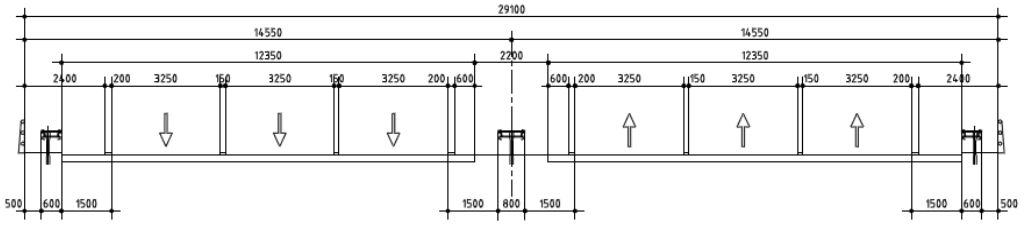
- Karakteristieke waarden, deze zijn statisch bepaald of nominaal vastgesteld op basis van deskundig inzicht.
- Statisch bepaalde waarden zijn waarden die met een voorgeschreven waarschijnlijkheid kunnen worden overschreden gedurende de ontwerplevensduur van een brug.
- Frequente waarden, deze worden geacht met een gemiddelde herhalingstijd van ongeveer één week voor te komen.
- Quasi-permanente waarden, hiervan wordt een drietal momentane waarden onderscheiden:
    - Een combinatiewaarde, die in de belastingcombinaties voor de uiterste grenstoestand (UGT) wordt gebruikt;
    - Een frequente waarde, die vooral met betrekking tot de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) wordt gebruikt;
    - Een quasi permanente waarde, welke met name voor lange-duur effecten is bedoeld.

Belastingen door het wegverkeer veroorzaken verticale, horizontale, statische en dynamische krachten. De belastingmodellen beschrijven niet de werkelijke belastingen maar zijn zo gekozen dat de daaruit voortvloeiende belastingeffecten de belastingeffecten ten gevolge van het werkelijke verkeer voorstellen.

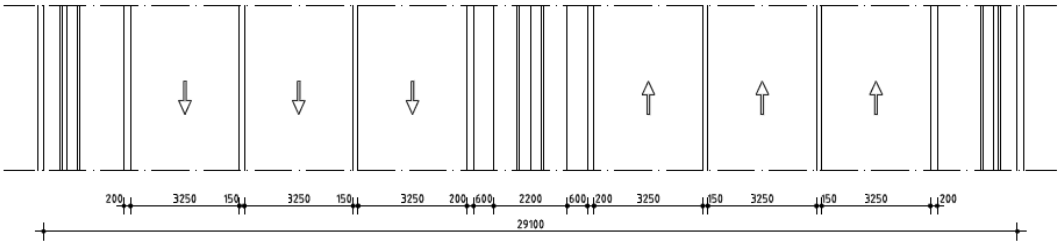
2.3 Indeling van een rijweg in theoretische stroken

Om toekomstige wijzigingen van de rijstroken op het brugdek te voorzien wordt de breedte van de rijweg opgedeeld in het grootst mogelijke aantal theoretische rijstroken. Voor een rijweg breder dan 6,0 meter geldt dat de breedte van de theoretische rijstrook 3,0 meter bedraagt. Omdat de rijweg meestal niet in veelvouden van 3,0 meter is opgedeeld, is de kans groot dat er een resterend oppervlak overblijft. Wanneer de hoogte van de schampkanten meer dan 100mm bedraagt, zoals bij ons het geval is, is de breedte van de rijweg gelijk aan de haakse afstand tussen de binnenzijden van de schampkanten.

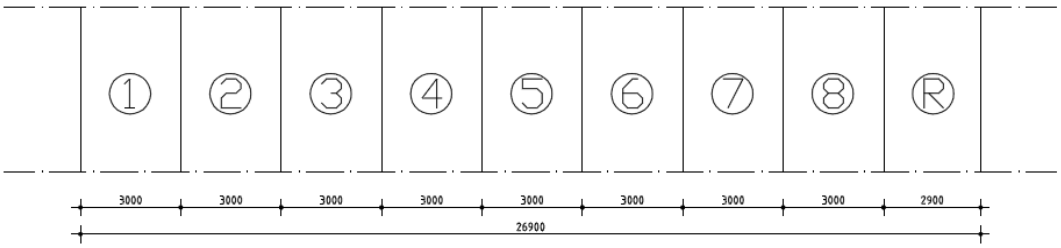
In onderstaande afbeelding (Figuur 1) is de doorsnede te zien met de wegindeling zoals deze zal zijn ter plaatse van ons rijdek. Ook is te zien hoe de rijweg in theoretische rijstroken is verdeeld.



DOORSNEDE STROOMWEG 2X3 100 KM/UUR



BOVENAANZICHT STROOMWEG 2X3 100 KM/UUR



INDELING IN THEORETISCHE RIJSTROKEN

Legenda	
1	*Theoretische rijstrook nummer 1*
2	*Theoretische rijstrook nummer 2*
3	*Theoretische rijstrook nummer 3*
4	*Theoretische rijstrook nummer 4*
5	*Theoretische rijstrook nummer 5*
6	*Theoretische rijstrook nummer 6*
7	*Theoretische rijstrook nummer 7*
8	*Theoretische rijstrook nummer 8*
R	*Resterend oppervlak*
W	*26,9 meter = breedte van de rijweg*
Wth;l	*3,0 meter = breedte van de theoretische rijstrook*
Wth;r	*2,9 meter = breedte van het resterend oppervlak*

Figuur 1 Indeling in theoretische rijstroken

2.4 Belastingsmodellen

De door ons te ontwerpen aanbrug betreft een brug voor wegverkeer zonder horizontaal of verticaal alignement.
Belastingen door het wegverkeer veroorzaken verticale, horizontale, statische en dynamische krachten. Hiervoor zijn een viertal belastingsmodellen opgesteld. Deze modellen beschrijven niet de werkelijke belastingen, maar zijn zo gekozen dat de daaruit voortvloeiende belastingseffecten de belastingseffecten ten gevolge van het werkelijke verkeer voorstellen.

2.4.1 Verticale belastingen

Om de belastingseffecten ten gevolge van het wegverkeer te bepalen voor zowel toetsingen met betrekking tot uiterste grenstoestanden als voor bepaalde bruikbaarheidsgrenstoestanden zijn er karakteristieke waarden van de verticale belastingen opgesteld.

- *Belastingmodel 1 (LM1):* Geconcentreerde belastingen (puntlasten) en gelijkmatig verdeelde belastingen, die het merendeel van het vrachtwagen- en personenwagenverkeer weergeven. Belastingmodel 1 is bedoeld voor de toetsing van globale en lokale belastingeffecten.
- *Belastingmodel 2 (LM2):* Één enkele aslast met een bepaald contactvlak van de banden om de dynamische invloeden van gewoon wegverkeer op gedrongen constructieve elementen te beschouwen. Belastingmodel 2 dient afzonderlijk te zijn beschouwd en is alleen bedoeld voor de toetsing van lokale belastingeffecten.
- *Belastingmodel 3 (LM3):* Een geheel van aslasten dat model staat dat model staat voor bijzondere voertuigen, die een route volgen waarop uitzonderlijke belastingen zijn toegestaan. Dit model dient alleen te zijn gebruikt indien de opdrachtgever dit heeft voorgeschreven. Belastingmodel 3 is alleen bedoeld voor de toetsing van globale en lokale belastingseffecten.
- *Belastingmodel 4 (LM4):* Belasting door een mensenmenigte. Dit model behoort alleen te zijn toegepast indien voorgeschreven door de opdrachtgever. Belastingmodel 4 is alleen bedoeld voor het uitvoeren resp. toetsen van globale berekeningen.

2.4.2 Primair belastingssysteem (LM1)

De opdrachtgever heeft geen eisen gesteld met betrekking tot bijzondere transporten of wensen met betrekking tot mensenmenigtes op de brug. De brug blijft in zowel horizontale als verticale richting gelijk, dus zullen er op basis hiervan geen dynamische invloeden ontstaan.
Om de lokale en globale belastingen op het brugdek te bepalen, dient alleen belastingmodel 1 gebruikt te worden:

Het primair belastingssysteem bestaat uit twee deelsystemen:

- Twee geconcentreerde aslasten (Tandemstelsel: TS), waarbij voor elke as(last) (de karakteristieke waarde) geldt:

  $(\alpha_Q\ Q_k)$

Waarin α_Q de correctiefactor is en Q_k de karakteristieke waarde van de geconcentreerde aslast is.

Per rijstrook moet één tandemstelsel in rekening zijn gebracht, waarbij een volledig tandemstelsel in beschouwing moet zijn genomen. Ieder tandemstelsel moet op de meest ongunstige positie op de rijstrook zijn geplaatst. In het model met het tandemstelsel heeft iedere as twee identieke wielen. De (karakteristieke waarde van de) geconcentreerde belasting per wiel (wiellast) is $(0.5\ \alpha_Q\ Q_k)$. Het contactoppervlak van elk wiel wordt opgevat als een vierkant met zijden van 0,40 meter.

- Gelijkmatig verdeelde belasting per oppervlakte (q) (UDL) met een (karakteristieke) waarde van

  $(\alpha_q\ q_k)$

Waarin α_q de correctiefactor is en q_k de karakteristieke waarde van de geconcentreerde aslast.

De gelijkmatig verdeelde belastingen per oppervlakte moeten alleen op de ongunstige delen van het invloedsvak zijn toegepast, zowel in lengte als in dwarsrichting.

Belastingmodel 1 moet zijn toegepast op iedere theoretische rijstrook en op de resterende oppervlakken. Voor theoretische rijstrook *i* wordt (de karakteristieke waarde van) de belasting als volgt aangegeven:

- ($\alpha_{Q;i}$ $Q_{i;k}$) voor het deelsysteem met geconcentreerde puntlasten
- ($\alpha_{q;i}$ $q_{i;k}$) voor het deelsysteem met een gelijkmatig verdeelde belasting per oppervlakte
- ($\alpha_{q;r}$ $q_{r;k}$) voor de resterende oppervlakken

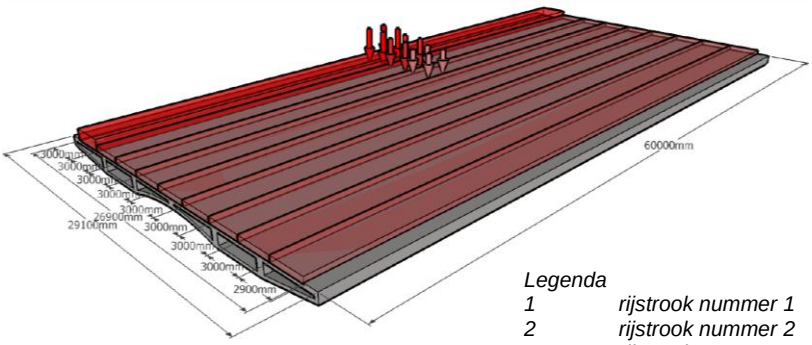
Voor het bepalen van globale belastingseffecten mag worden aangenomen dat tandemstelsels zich langs de assen van de theoretische rijstroken voortbewegen.

Indien de correctiefactoren ($\alpha_{Q;i}$, $\alpha_{q;i}$, $\alpha_{q;r}$) niet nader zijn gespecificeerd geldt: $\alpha_{Q;i} = \alpha_{q;i} = \alpha_{q;r} = 1$

Hieronder (**Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.** en Figuur 2) is Load Model 1 uitgewerkt en dusdanig op het dek geplaatst dat het maximale veldmoment wordt gevonden.

Tabel 4 Uitwerking LM1

Positie	Belastingssysteem met tandemstelsel (TS)	Belastingssysteem met gelijkmatig verdeelde belasting per oppervlakte (UDL)	
	Qi;k = {Qi;k} kN	qi;k = {qi;k} kN/m²	qr;k = {qr;k} kN/m²
Theoretische rijstrook nummer 1 (*i*=1)	300	9.0	-
Theoretische rijstrook nummer 2 (*i*=2)	200	2.5	-
Theoretische rijstrook nummer 3 (*i*=3)	100	2.5	-
Theoretische rijstrook nummer 4 (*i*=4)	-	2.5	-
Theoretische rijstrook nummer 5 (*i*=5)	-	2.5	-
Theoretische rijstrook nummer 6 (*i*=6)	-	2.5	-
Theoretische rijstrook nummer 7 (*i*=7)	-	2.5	-
Theoretische rijstrook nummer 8 (*i*=8)	-	2.5	-
Resterend oppervlak	-	-	2.5



Legenda

1	*rijstrook nummer 1*	*A*	*Qi;k = 300 kN, qi;k = 9.0 kN/m²*
2	*rijstrook nummer 2*	*B*	*Qi;k = 200 kN, qi;k = 2.5 kN/m²*
3	*rijstrook nummer 3*	*C*	*Qi;k = 100 kN, qi;k = 2.5 kN/m²*
4	*rijstrook nummer 4*	*D*	*qi;k = 2.5 kN/m²*
5	*rijstrook nummer 5*	*E*	*qi;k = 2.5 kN/m²*
6	*rijstrook nummer 6*	*F*	*qi;k = 2.5 kN/m²*
7	*rijstrook nummer 7*	*G*	*qi;k = 2.5 kN/m²*
8	*rijstrook nummer 8*	*H*	*qi;k = 2.5 kN/m²*
R	*resterend oppervlak*	*I*	*qr;k = 2.5 kN/m²*

Figuur 2 Dek met belasting, hier wordt het maximale veldmoment gevonden

2.5 Horizontale belastingen

2.5.1 Belastingen ten gevolge van remmen resp. aanzetten

Ten gevolge van de rembelasting moet een remkracht ($F_{l;b;k}$) in rekening zijn gebracht, die in lengterichting aangrijpt op de bovenzijde van het wegdek.
De karakteristieke waarde van (van $F_{l;b;k}$) – van ten hoogste 800 kN voor de totale breedte van de brug – moet zijn berekend als een percentage van het totaal van de maximale, verticale belastingen van het primaire belastingssysteem zoals dat wordt toegepast bij rijstrook 1. $F_{l;b;k}$ wordt als volgt bepaald:

$$F_{l;b;k} = 0{,}6\ \alpha_{Q;1}\ (2\ Q_{i;k}) + 0{,}10\ \alpha_{q;1}\ q_{1;k}\ W_{th;1}\ L$$

Met als voorwaarde: $\alpha_{Q;1} \times 180\ kN \leq F_{l;b;k} \leq 800\ kN$

De remkracht moet in rekening zijn gebracht als een kracht die langs resp. op de lengteas van iedere willekeurige rijstrook aangrijpt. Wanneer de invloeden van de excentriciteiten verwaarloosbaar zijn, dan mag de remkracht worden beschouwd als aangrijpend langs resp. op de as van de rijweg. De belasting mag in de belaste lengterichting zijn aangenomen als gelijkmatig verdeeld.

De versnellingskrachten ($F_{l;a;k}$) zijn gelijk aan de remkrachten, maar werken in tegengestelde richting.

2.5.2 Belasting door temperatuur

Opgelegde vervormingen.
Als uiterste grenzen waartussen de temperatuur van een brug kan wisselen, moet voor betonnen worden gerekend met een minimale waarde van -15º C en +35 º C. Het ontwerp van de brug moet worden opgezet met een temperatuur van +10 º C

2.6 Belastingsmodellen voor vermoeiing

Verkeer op bruggen geeft aanleiding tot een spanningsverloop c.q. een spanningshistogram dat tot vermoeiing kan leiden. Dit spanningshistogram is afhankelijk van de geometrie van de voertuigen, de grootte van de aslasten, de ruimte tussen de voertuigen, de samenstelling van het verkeer en de dynamische effecten.

Er zijn vijf ‘belastingsmodellen voor vermoeiing voor verticale belasting’ gedefinieerd. In het algemeen worden de horizontale belastingen daarbij niet beschouwd. Hierin is belastingmodel 5 het meest algemene model omdat het onafhankelijk is van het toegepaste constructiemateriaal, de overige vier ‘belastingsmodellen voor vermoeiing’ zijn gebaseerd op het constructiemateriaal staal. Voor betonnen en staalbetonbruggen moet de toetsing op vermoeiing worden uitgevoerd met belastingsmodel 4.

- Belastingsmodel 1 voor vermoeiing: Dit belastingsmodel is vergelijkbaar met het primaire belastingsysteem, maar de puntlasten worden voor 70% in rekening gebracht en de gelijkmatig verdeelde belasting wordt voor 30% meegenomen.
- Belastingsmodel 2 voor vermoeiing: Dit model bestaat uit een verzameling van geschematiseerde vrachtwagens welke gedefinieerd zijn door het aantal assen en de afstand tussen de assen, de meest voorkomende aslasten en de grootte van de contactvlakken van de wielen en de afstand van de dwarsrichting tussen de wielen.
- Belastingmodel 3 voor vermoeiing: Dit belastingsmodel bestaat uit slechts één voertuig met vier assen met elk twee identieke wielen
- Belastingsmodel 4 voor vermoeiing: Dit belastingsmodel bestaat uit een verzameling van ‘typen standaardvrachtwagens’, waarvan het gezamenlijke belastingseffect overeenkomt met resp. veroorzaakt door het gemiddelde verkeer op de Europese wegen. Iedere standaardvrachtwagen is gedefinieerd door het aantal assen en de onderlinge afstand tussen die assen, de equivalente belasting van iedere as (aslast), de contactvlakken van de wielen en de afstand in dwarsrichting tussen de wielen. Voor de gehele rijweg wordt het totale aantal voertuigen per jaar (∑Nobs;a;sl +

∑Nobs;a;fl) beschouwd. Iedere vrachtwagen wordt verondersteld de brug zonder aanwezigheid van andere voertuigen te passeren. (De brug zal wel met meer dan één vrachtauto tegelijk belast kunnen zijn)

- Belastingsmodel 5 voor vermoeiing: Dit belastingsmodel is gebaseerd op de directe toepassing van vastgestelde verkeersgegevens, in voorkomende gevallen aangevuld met geschikte statische en op grond van extrapolaties verkregen prognoses.

2.6.1 *'Belastingsmodel 1 voor vermoeiing'*

De belasting ten gevolge van het eigengewicht van de constructie is zoveel keer groter dan de belasting ten gevolge van de verkeersbelasting, dat het op basis van ervaring niet aannemelijk zal zijn dat ons ontwerp niet zal voldoen aan de toetsing op vermoeiing van de constructie.

Belastingsmodel 1 is een conservatieve benadering om de doorsnede op vermoeiing te toetsen. Dit belastingsmodel heeft dezelfde configuratie als het primaire belastingssysteem, waarbij de karakteristieke waarde van de aslasten gelijk is aan ($0{,}7\ \alpha_{Q;i}\ Q_{i;k}$) en die van de gelijkmatig verdeelde belasting per oppervlakte aan ($0{,}3\ \alpha_{q;i}\ q_{i;k}$) resp. ($0{,}3\ \alpha_{q;r}\ q_{r;k}$).
De maximale en minimale spanningen ($\sigma_{LM;max}$ en $\sigma_{LM;min}$) moeten zijn bepaald aan de hand van mogelijke positioneringen van dit belastingsmodel op de brug.

2.7 Correctiefactoren

De grootte van de correctiefactoren ($\alpha_{Q;i}$, $\alpha_{q;i}$ en $\alpha_{q;r}$) is afhankelijk van het te verwachten verkeer.

Indien de correctiefactoren niet nader zijn gespecificeerd, dan geldt: $\alpha_{Q;i} = \alpha_{q;i} = \alpha_{q;r} = 1$

Correctiefactoren kleiner dan 1 mogen alleen worden toegepast wanneer ze door de bevoegde instantie zijn vastgesteld of overeengekomen. Correctiefactoren groter dan 1 kunnen worden toegepast bij zogenaamde doelgroepstroken (vrachtverkeer).

3 Spreiding van lasten

3.1 Spreiding belastingsmodel 1

In het vorige hoofdstuk wordt belastingsmodel 1 beschreven.

3.2 Voorbeeld volgens NEN 6706

In 2.4.2 is te lezen dat het contactvlak van de wielen 0,4 bij 0,4 meter beslaat. Per wiel staat een aslast van 150 kN. De vlaklast op het asfalt bedraagt: 150 kN / (0,4 x 0,4) = 937,5 kN/m².

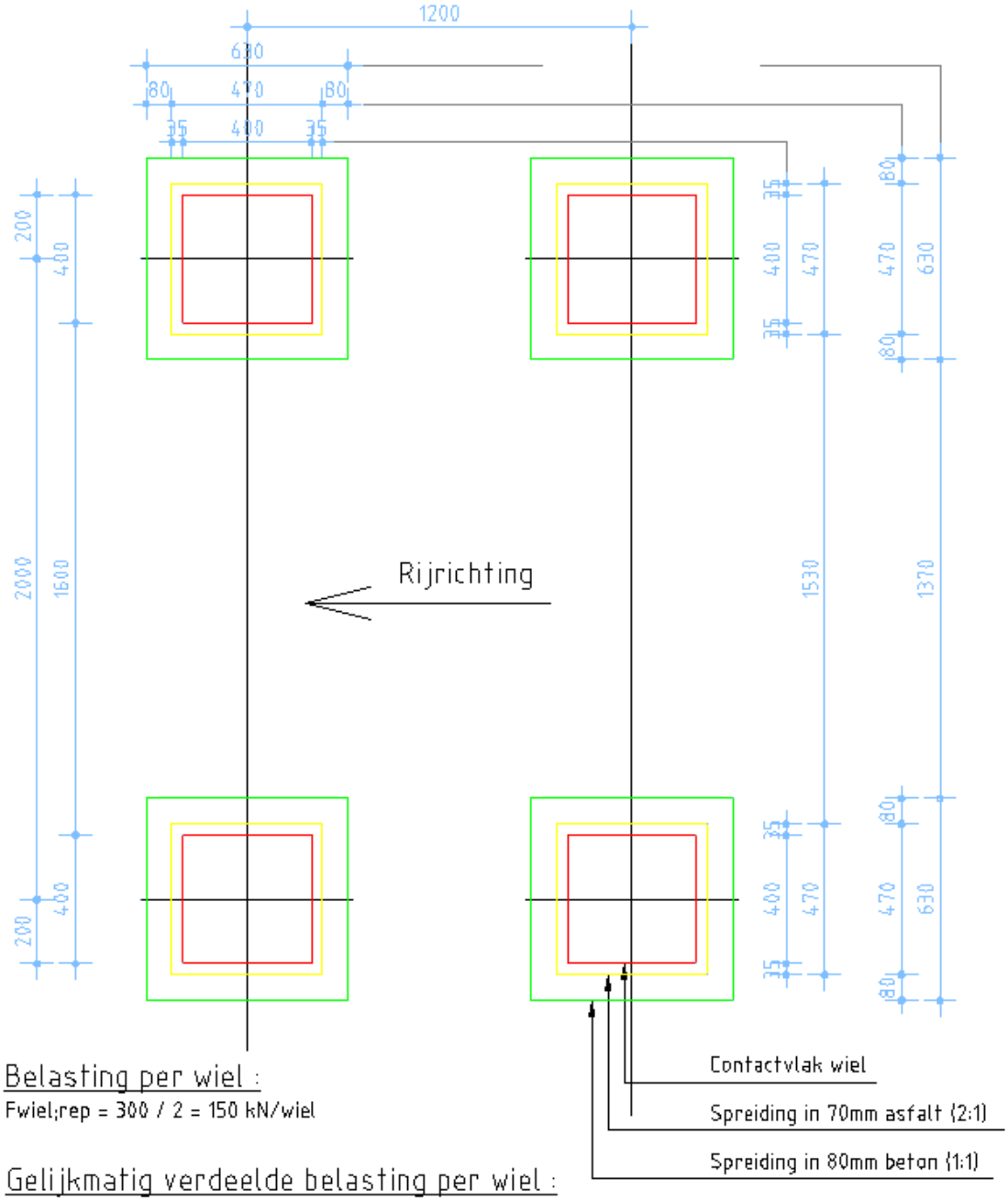
Aan de hand van een voorbeeld wordt toegelicht hoe de spreiding in de druklaag verloopt tot de systeemlijn (neturale lijn) met een asfalt dikte van 80mm en een druklaag van 160mm.

Hiervoor wordt de volgende spreiding aangehouden:
Spreiding in asfalt: 2:1
Spreiding in beton: 1:1

De vlaklast wordt door het asfalt gespreid van een last van 0,4m x 0,4m met een waarde van 937,5 kN/m², naar een vlaklast op de bovenkant van het beton van 0,47m x 0,47m, met een afname van de belasting tot 679,0 kN/m². In het hart van de druklaag is deze waarde afgenomen tot 377,9 kN/m² op een vlak van 0,63m x 0,63m.

Op de volgende pagina's is dit grafisch uitgewerkt in een AutoCAD tekening. Dit laststelsel zal op deze wijze worden ingevoerd in verdere berekeningen.

Laststelsel volgens de NEN6706 (Langs en dwars richtingen)

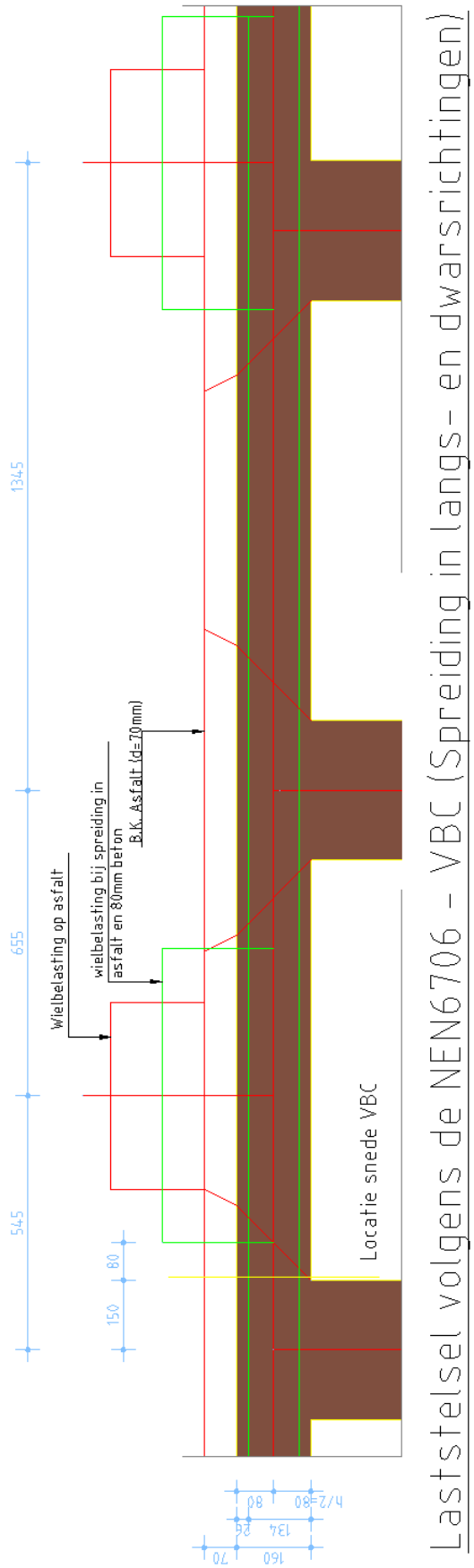


Belasting per wiel :

Fwiel;rep = 300 / 2 = 150 kN/wiel

Gelijkmatig verdeelde belasting per wiel :

Op afsalt :	qrep = 150/(0.40×0.40) = 937.5 kN/m^2
Op B.K. beton :	qrep = 150/(0.47×0.47) = 679.0 kN/m^2
Hart druklaag:	qrep = 150/(0.63×0.63) = 377.9 kN/m^2



Laststelsel volgens de NEN6706 – VBC (Spreiding in langs- en dwarsrichtingen)

Bijlage 2: Handberekening en controle

Handberekening volgens Guyon Massonnet en controle van de software

Inhoudsopgave

Inhoudsopgave 3
1 Inleiding 5
1.1 Inleiding 5
1.2 Inhoud van deze bijlage 5
1.3 Leeswijzer 5
2 Controle van de rekensoftware ALP2000 7
2.1 Inleiding 7
2.2 Guyon Massonnet 7
2.3 De theorie 7
2.4 De toepassing 8
2.5 Notaties 8
2.6 Uitleg notaties 9
2.6.1 K-factor 9
2.6.2 Effectieve breedte 9
2.6.3 Torsiefactor (α) 9
2.6.4 Stijfheidsfactor (θ) 10
2.7 Grafieken 10
2.8 Toepasbaarheid van de rekenmethode 10
3 Handberekening van een massieve plaat 11
3.1 Uitgangspunten 11
3.2 Bepaling K-factor 11
3.3 Belasting op het dek 13
3.3.1 Moment ten gevolge van het eigengewicht 14
3.3.2 Dwarskracht ten gevolge van het eigengewicht 14
3.3.3 Moment ten gevolge van de gelijkmatig verdeelde belasting 14
3.3.4 Moment ten gevolge van de puntlasten 15
3.3.5 Maximale waarden 16
4 Resultaten en vergelijking ALP2000 17
4.1 Inleiding 17
4.2 Vergelijking van de invoergegevens 17
4.3 Belastingsmodel 18
4.4 Dwarskracht en moment in de doorsnede 19
4.5 Conclusie 19

1 Inleiding

1.1 Inleiding

Wanneer er met een computerprogramma gerekend wordt, is het van belang dat de juiste waarden worden ingevoerd. Door eerst een handberekening te maken en deze vervolgens met de software te controleren, kan er vastgesteld worden of de juiste uitvoerresultaten verkregen worden.

1.2 Inhoud van deze bijlage

In deze bijlage is een handberekening gemaakt welke vervolgens wordt vergeleken met de verkregen resultaten berekend met de computerprogramma's.

De software waar mee gerekend zal worden betreft de programma's:

- Nemetscheck Scia Engineer 2009; Deze software is gebaseerd op de Eindige Elementen Methode (EEM) en geschikt om constructies te ontwerpen, berekenen en te controleren conform de geldende normen.
- Femmasse ALP2000; Met deze software is het mogelijke om gewapende en/of voorgespannen bruggen te ontwerpen.
- Femmasse Dbet; Met Dbet, ofwel Doorsnede Beton, is het mogelijk om (hogeresterkte-) betonnen doorsneden te wapenen en te toetsen.

1.3 Leeswijzer

Het bepalen van de krachten en spanningen ten gevolge van de verkeersbelasting in ALP2000 is gebaseerd is op de methode Guyon-Massonnet. Daarom wordt in hoofdstuk 2 een inleiding gegeven tot deze methode. Middels een uitwerking van twee Microsoft Excel-berekeningen worden in hoofdstuk 3 de momenten ten gevolge van het eigen gewicht en de veranderlijke belasting bepaald. In hoofdstuk 4 worden de uitvoerresultaten van de handberekening vergeleken.

2 Controle van de rekensoftware ALP2000

2.1 Inleiding

Om een voorgespannen betonnen ligger te bereken wordt er binnen Grontmij gewerkt met het computerprogramma “ALP2000”. Dit programma is ontwikkeld door Femmasse.

Omdat er niet blindelings kan worden uitgegaan van een correcte werking van de software of een foutieve invoer van de rekenwaarden, is het belangrijk een berekening te maken waarmee de software gecontroleerd kan worden,

ALP2000 is gebaseerd op de methode “Guyon Massonnet”. Middels deze methode is het mogelijk om de krachtsverdeling van laststelsels in (orthotrope) plaatbruggen te bepalen.

Deze berekeningswijze is vooral van belang voor balkroosterbruggen in gewapend of voorgespannen beton, maar is ook bruikbaar voor bruggen met een brugdek van gewapend beton op stalen liggers en plaatbruggen.

2.2 Guyon Massonnet

Guyon heeft, uitgaande van de orthotrope plaattheorie, een methode ontwikkeld waarbij het mogelijk is de verdeling van een last over de liggers en de bijbehorende momenten in de dwarsdragers te berekenen. Hierbij is geen rekening gehouden met de torsiestijfheid van de constructie. Omdat deze torsiestijfheid bij constructies in gewapend beton echter van grote invloed kan zijn, heeft Massonnet daarom een methode uitgewerkt waarbij wel rekening met deze torsiestijfheid wordt gehouden. Gevolg van deze aanvulling is dat de berekening iets omvangrijker is geworden, maar de nauwkeurigere uitkomsten leiden tot materiaal besparing.

Door middel van de ontwikkelde grafieken door Morice, Little en Rowe, voor het bepalen van de dwarsverdelingscoëfficienten, is de toegankelijkheid van deze berekeningsmethode een stuk verbeterd.

2.3 De theorie

De orthotrope plaattheorie gaat uit van neutrale vlakken, die in x- en y- richting even hoog liggen. In feite mag de theorie niet worden toegepast op balkroosters zonder dwarsdragers, waarbij de buigstijfheid in dwarsrichting alleen wordt geleverd door de rijvloer (de flens van de hoofdliggers).

In geval van een oneindig stijve dwarsdoorsnede, zullen geconcentreerde lasten door de volledige breedte van de plaat worden afgedragen naar de opleggingen. Indien de dwarsdoorsnede niet oneindig stijf is, zal deze voor een gedeelte meewerken met het afdragen van de belastingen naar de opleggingen.

Om de stijfheid van een doorsnede te bepalen, en de invloed hiervan op de belastingsafdracht, heeft Guyon een methode ontwikkeld, welke later is uitgebreid door Massonnet; de Guyon-Massonnet methode.

Figuur 1 Stijfheid en vervorming

In bovenstaande afbeelding (Figuur 1) is in het linker figuur een “slappe” plaat geschetst en in het rechterfiguur een “stijve” plaat. Hoe stijver de plaat, des te groter is de meewerkende breedte en des te kleiner zal het moment ten gevolge van de puntlast zijn.

2.4 De toepassing

Wanneer een last in een willekeurig punt van de brug staat, wordt het moment berekend dat deze last veroorzaakt en wordt dit gedeeld door het aantal hoofdliggers. Het werkelijke moment in een hoofdligger wordt berekend door het gemiddelde moment te vermenigvuldigen met de factor K voor die ligger.

Voor de berekening van de momenten in de dwarsbalken kunnen invloedslijnen worden geconstrueerd. Guyon gaat uit van een vast systeem van negen punten in de dwarsrichting, zie Figuur 2. In elk punt wordt een ligger gedacht, in de buitenste punten en halve ligger.

Figuur 2 Verdeling van de dwarsrichting

In tabellen wordt de waarde van K gegeven voor een ligger in elk van de punten $0, \frac{1}{4}b, \frac{1}{2}b, \frac{3}{4}b\ en\ b$, wanneer een last staat in één van de punten $-b$ tot $+b$. Omdat de punten symmetrisch zijn geplaatst ten opzicht van het midden, is het voldoende de liggers 0 tot en met b te beschouwen.

2.5 Notaties

Notatie	Betekenis	dimensies
$2a$	Theoretische overspanning van de brug	(l)
$2b'$	Werkelijke breedte van de brug	(l)
$2b$	Effectieve breedte van de brug	(l)
I	Traagheidsmoment van de hoofdligger	(l^4)
J	Traagheidsmoment van de dwarsdrager	(l^4)
p	Afstand h.o.h. van de hoofdliggers	(l)
q	Afstand h.o.h. van de dwarsdragers	(l)
i	$\frac{I}{p}$ of $\frac{I_{tot}}{2b}$: Traagheidsmoment per eenheid van effectieve breedte	(l^4/l)
j	$\frac{J}{p}$ of $\frac{J_{tot}}{2a}$: Traagheidsmoment per eenheid van lengte	(l^4/l)
I_{tot}	Traagheidsmoment van gehele dwarsdoorsnede van de brug	(l^4)
J_{tot}	Traagheidsmoment van gehele langsdoorsnede van de brug	(l^4)
I_o	Torsietraagheidsmoment van de hoofdligger	(l^4)
J_o	Torsietraagheidsmoment van de dwarsdrager	(l^4)
$I_{o\,tot}$	Torsietraagheidsmoment van gehele dwarsdoorsnede van de brug	(l^4)
$J_{o\,tot}$	Torsietraagheidsmoment van gehele langsdoorsnede van de brug	(l^4)
i_o	$\frac{I_o}{p}$ of $\frac{I_{o\,tot}}{2b}$: Torsietraagheidsmoment per eenheid van effectieve breedte	(l^4/l)
j_o	$\frac{J_o}{p}$ of $\frac{J_{o\,tot}}{2a}$: Torsietraagheidsmoment per eenheid van lengte	(l^4/l)
θ	Stijfheidsfactor	$(-)$
α	Torsiefactor	$(-)$
K	Dwarsverdelingscoëfficiënt	$(-)$
μ	Ordinaat van de invloedslijn voor de momenten van de dwarsdrager	$(-)$

2.6 Uitleg notaties

2.6.1 K-factor

De dwarsverdelingscoëfficiënt K geeft dus de verhouding tussen de verticale verplaatsing van een punt van de brug door de belasting $P(x)$, en de verplaatsing die dat punt zou krijgen als de belasting $P(x)$ over de gehele breedte van de brug was verdeeld. De zakkingen zijn voor de berekening van de constructies niet zo van belang als de momenten. Om een eenvoudig verband tussen zakking en moment te vinden, wordt de belasting $P(x)$ in een reeks van sinustermen geschreven:

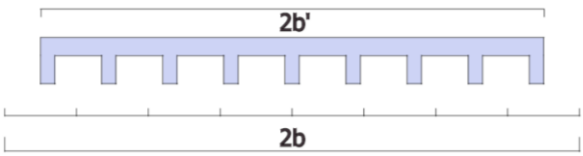
$$p\,(x) = \sum \gamma_m \sin\frac{m\pi x}{l} \qquad (m = 1,3,5 \ldots.)$$

De hierbij behorende zakking (w) is dan eveneens een sinusreeks. Door voor bepaling van de verhouding van de werkelijke zakking alleen van de eerste term van de reeksen uit te gaan, wordt een dwarsverdelingscoëfficiënt K gevonden, die voldoende nauwkeurig is om ook voor de momenten te gebruiken.

De factor K is onder andere afhankelijk van de stijfheid van de doorsnede en de weerstand tegen torsie.

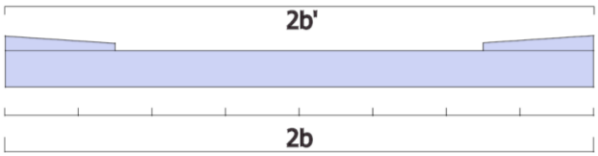
2.6.2 Effectieve breedte

De breedte, die voor de berekening nodig is, wordt de effectieve breedte genoemd. Het is niet altijd juist voor de breedte de afstand h.o.h. van de buitenste liggers te nemen.
Voor een balkrooster is de effectieve breedte $b = \frac{n}{n-1} \times b$, waarin n het aantal liggers betreft (Figuur 3):



Figuur 3 Effectieve breedte balk(rooster)

Voor een plaat is de effectieve breedte gelijk aan de werkelijke breedte (Figuur 4).



Figuur 4 Effectieve breedte plaat

2.6.3 Torsiefactor (α)

Hierbij wordt er gewerkt met een torsiefactor (α). Bij volledige torsiestijfheid (plaatbruggen) geldt: $\alpha = 1$. Hiervoor heeft Massonnet een tabel van K-waarden gemaakt. Indien er geen sprake is van volledige torsiestijfheid, zijn er nog 6 grafieken ontwikkeld met de K-waarde bij : $\alpha = 0$. Deze wordt aangeduid met K_o en die bij $\alpha = 1$ met K_1. Indien α ligt tussen de 0 en 1, dan ligt ook K_α tussen K_o en K_1.

$$\alpha = \frac{G(i_o + j_o}{2E\sqrt{i} \times j} \qquad G = \frac{E}{2(1+v)}$$

α ligt tussen 0 en 1
G is de glijdingsmodulus.
E is de elasticiteitsmodulus behorende bij de betonsterkteklasse
v is de dwarscontractiecoëfficient van Poisson (beton ca. 0,15)

K_α kan vrij nauwkeurig worden uitgedrukt in de interpolatiefunctie: $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$

2.6.4 Stijfheidsfactor (θ)

De stijfheidsfactor wordt bepaald aan de hand van het traagheidsmoment van de dwarsdoorsnede, het torsietraagheidsmoment van de dwarsdoorsnede, het traagheidsmoment van de langsdoorsnede en het torsietraagheidsmoment van de langsdoorsnede.

$$\theta = \frac{b}{2a}\sqrt[4]{\frac{i}{j}}$$

b is de halve effectieve breedte van de brug (2b is de effectieve breedte)
$2a$ is de theoretische overspanning van de brug
i is het traagheidsmoment per eenheid van effectieve breedte
j is het traagheidsmoment per eenheid van lengte

2.7 Grafieken

Guyon gaat uit van een vast systeem van negen punten in de dwarsrichting. In elk punt wordt een ligger gedacht. De twee buitenste punten: $-b$ en b worden als halve liggers gezien. Omdat de punten symmetrisch zijn geplaatst ten opzichte van het midden hoeven alleen de positieve liggers bekeken te worden. Aan de hand van de stijfheidsfactor en de torisiefactor kan de onderstaande tabel ingevuld worden met waarden afgelezen uit de grafieken 7 t/m 11. Met het aflezen ontstaan er altijd kleine afleesfouten

Plaats van de ligger	**Plaats van de last**									
	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{2}{4}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{2}{4}b$	$\frac{3}{4}b$	b	$\sum K.$
0										
$\frac{1}{4}b$										
$\frac{2}{4}b$										
$\frac{3}{4}b$										
b										

De afgelezen waarden kunnen op 2 manieren gecontroleerd worden:

1. Indien de grafiek foutloos wordt afgelezen dan zou de som van de waarden 8 zijn. De eerste en de laatste waarde worden voor de helft meegenomen. Er moet worden gecontroleerd of deze waarde niet teveel afwijkt van 8
2. Volgens de wederkerigheidswet van Maxwell is de doorbuiging c.q. het moment in een punt A ten gevolge van een belasting in punt B gelijk aan de doorbuiging c.q. moment in punt B aan een even grote belasting in punt A. Dit wil zeggen dat de waarden aan weerskanten van de gearceerde vakken gelijk moet zijn.

Indien er de torsiefactor tussen 0 en 1 ligt, zullen er dus drie van de bovenstaande tabellen moeten worden ingevuld. De eerste met de waarden voor K_o, de tweede met de waarden voor K_1 en een derde tabel (K_α) waarvan alle waarden zijn bepaald middels de interpolatiefunctie: $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$

Aan de hand van de grafiek "K_α" kan de k-factor worden bepaald voor de doorsnede. Zie de bijlage voor de toepassing.

2.8 Toepasbaarheid van de rekenmethode

Feitelijk gelden de benoemde berekeningsmethoden alleen voor aan beide zijden vrij opgelegde constructies. Uit modelproeven is gebleken dat de methoden ook zonder noemenswaardige fout voor doorgaande en uitkragende systemen kunnen worden toegepast, maar dan moet er wel met andere traagheidsmomenten van de hoofdliggers worden gerekend.

3 Handberekening van een massieve plaat

3.1 Uitgangspunten

Ten behoeve van de handberekening wordt uitgegaan van een massief statisch bepaald dek met een overspanning van 60 meter, een breedte van 29,1 meter en een hoogte van 2,4 meter. Voor het eigengewicht van het dek wordt gerekend met 2500 kg/m³ (25 kN/m³).

3.2 Bepaling K-factor

Bepalen van de torsiefactor (α):

Uit de theorie is op te maken dat de effectieve breedte van een plaat gelijk is aan de werkelijke breedte en dat een plaat volledig torsiestijf is, dus: $\alpha = 1$.

Bepalen van de stijfheidsfactor (θ):

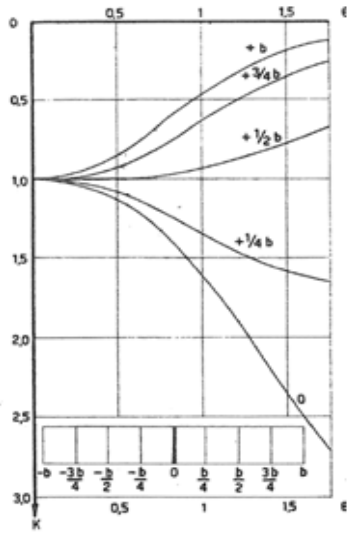
b =	*1455*	*cm*	*½ effectieve breedte*
2a =	*6000*	*cm*	*Theoretische overspanning*
Traagheidsmoment dwarsdoorsnede			
A =	*698400*	*cm^2*	*Oppervlakte dwarsdoorsnede*
I_{tot} =	*3352320000*	*cm^4*	*Traageheidsmoment dwarsdrsn ($^1/_{12}$ b h^3)*
i =	*1152000*	*cm^4/cm^1*	*(I / b)*
Torsietraagheidsmoment dwarsdoorsnede			
Plaat =	*2304000*	*cm^4/cm^1*	*Weerstandsmoment dwarsdrsn ($^1/_6$ d^3)*
Traagheidsmoment langsdoorsnede			
A =	*1440000*	*cm^2*	*Oppervlakte langsdoorsnede*
J_{tot} =	*6912000000*	*cm^4*	*Traagheidsmoment langsdrsn ($^1/_{12}$ b h^3)*
j =	*1152000*	*cm^4/cm^1*	*(I / b)*
Torsietraagheidsmoment langsdoorsnede			
Plaat =	*2304000*	*cm^4/cm^1*	*Weerstandsmoment langsdrsn ($^1/_6$ d^3)*

Stijfheidsfactor

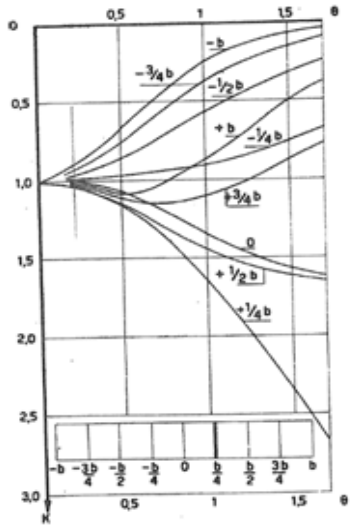
$$\theta = \frac{b}{2a}\sqrt[4]{\frac{i}{j}}$$

Θ = *0,243*

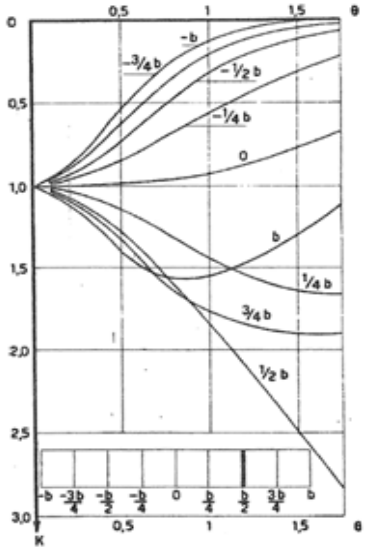
Nu bekend is dat $\alpha = 1$ en $\theta = 0{,}243$, kunnen uit de waarden van K uit de grafieken 7 t/m 11 worden afgelezen en kan Tabel 1 worden ingevuld.



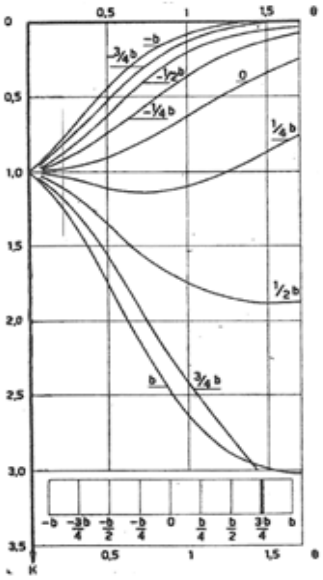
Grafiek 7 Verdelingscoëfficiënten K van een ligger in 0; torsiefactor α = 1



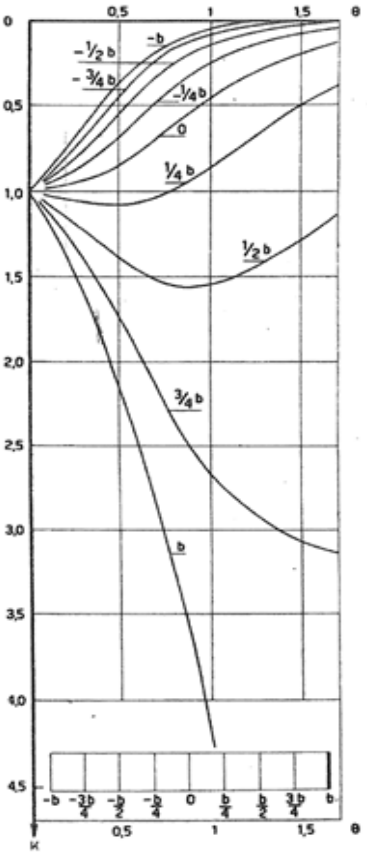
Grafiek 8 Verdelingscoëfficiënten K van een ligger in ¼b; torsiefactor α = 1



Grafiek 9 Verdelingscoëfficiënten K van een ligger in ½b; torsiefactor α = 1



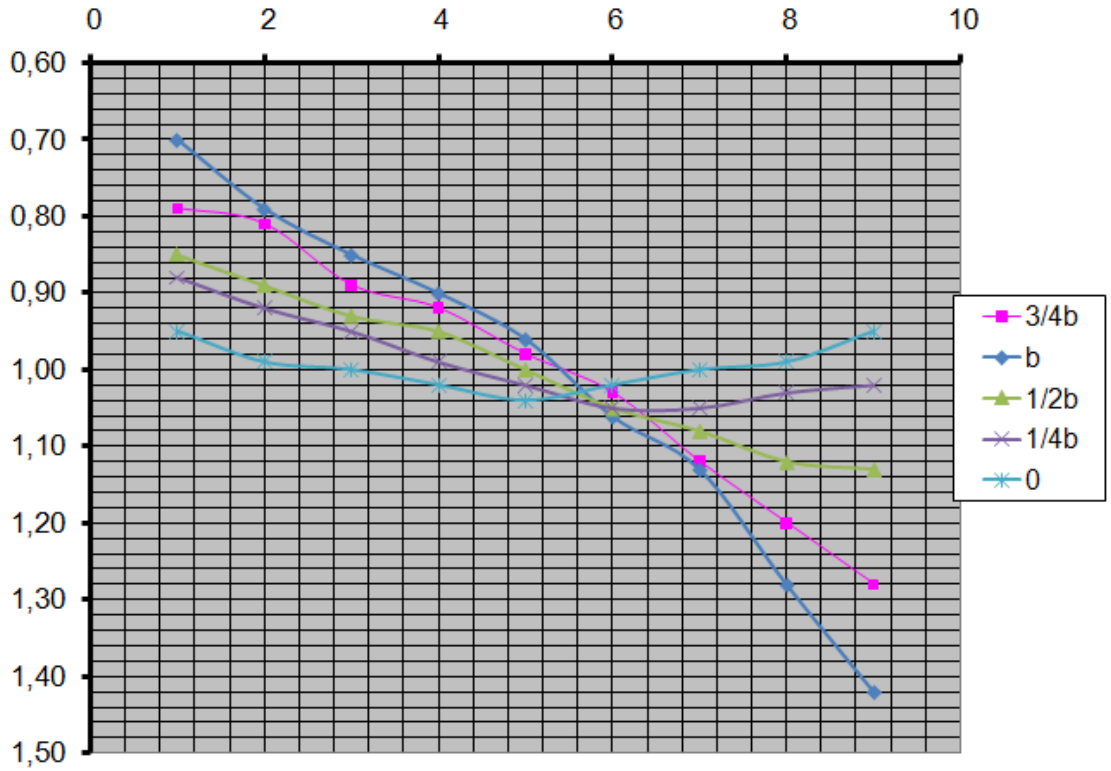
Grafiek 10 Verdelingscoëfficiënten K van een ligger in ¾b; torsiefactor α = 1



Grafiek 11 Verdelingscoëfficiënten K van een ligger in b; torsiefactor α = 1

Tabel 1 K-waarden

ligger	Plaats van de last									
	-b	-3/4b	-1/2b	-1/4b	0	1/4b	1/2b	3/4b	b	∑K
0	0,95	0,99	1,00	1,02	**1,04**	1,02	1,00	0,99	0,95	8,01
1/4b	0,88	0,92	0,95	**0,99**	1,02	**1,05**	1,05	1,03	1,02	7,96
1/2b	0,85	0,89	**0,93**	0,95	1,00	1,05	**1,08**	1,12	1,13	8,01
3/4b	0,79	**0,81**	0,89	0,92	0,98	1,03	1,12	**1,20**	1,28	7,99
b	**0,70**	0,79	0,85	0,90	0,96	1,06	1,13	1,28	**1,42**	8,03



Grafiek 1 Invloedslijnen van de dwarsverdelingscoëfficienten

Op basis van Tabel 1 is Grafiek 1 gegenereerd. Op de horizontale as stellen de punten 1 t/m 9 de punten –b t/m +b voor in de ligger.

In wordt de ligger verdeeld in 9 vaste punten.

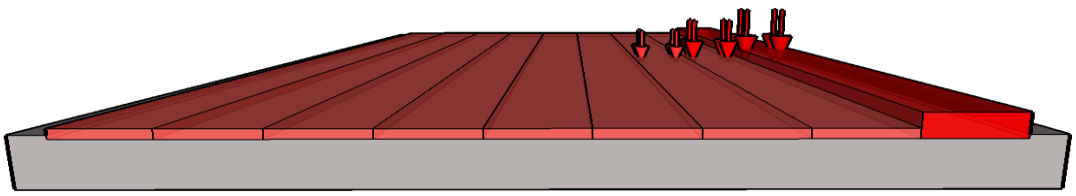
Voorbeeld: 4,00 staat voor de plaats -1/4b in de ligger en over de breedte van het dek, is dit 10,91 meter gemeten vanaf de linkerzijde van het dek.

Tabel 2 Vertaling breedte ligger in 9 vaste punten

-b	-3/4b	-1/2b	-1/4b	0	1/4b	1/2b	3/4b	b
1,00	**2,00**	**3,00**	**4,00**	**5,00**	**6,00**	**7,00**	**8,00**	**9,00**
0,00	3,64	7,28	10,91	14,55	18,19	21,83	25,46	29,10

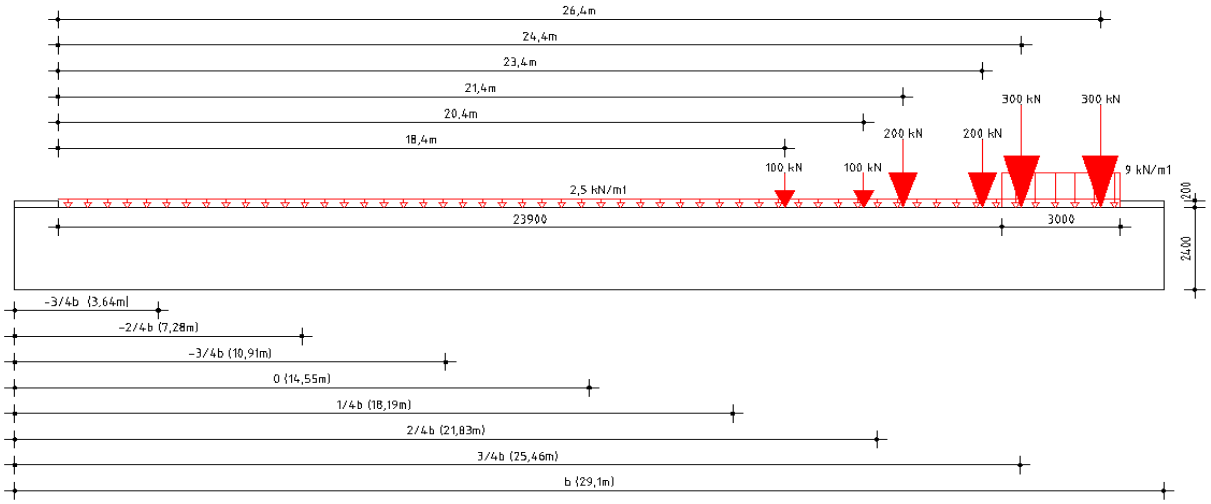
3.3 Belasting op het dek

Zoals in de literatuurstudie is toegelicht, kan belastingsmodel als in onderstaande afbeelding gevisualiseerd worden (Figuur 5)



Figuur 5 Dek met belastingsmodel 1, hier wordt het maximale veldmoment gevonden

In onderstaande doorsnede is de maatvoering, vanaf de linkerzijde van het dek, gegeven en de waarden van de lasten.



Figuur 6 Doorsnede t.p.v. de helft van de overspanning

3.3.1 Moment ten gevolge van het eigengewicht

De permanente belasting per strekkende meter dek bedraagt:
Q,tot = 29,1 x 2,4 x 25 = 1764 kN

Het totale moment is:
Mtot,rep = $1/8\ q \times l^2$ *= 1/8 x 1746 x 60² = 785700 kNm*

Het moment per strekkende meter bedraagt:
M,rep = 785700 / 29,1 = 27000 kNm

3.3.2 Dwarskracht ten gevolge van het eigengewicht

De dwarskracht ten gevolge van het eigen gewicht bedraagt:
V,rep = (29,1 x 2,4 x 60 x 25)/2 = 52380 kN

3.3.3 Moment ten gevolge van de gelijkmatig verdeelde belasting

De gelijkmatig verdeelde belasting bedraagt over het hele dek 2,5 kN/m² en ter plaatse van de zwaarst belaste rijstrook komt daar nog eens 6,5 kN/m² bij.

Het moment ten gevolge van de gelijkmatig verdeelde veranderlijke belasting van 2,5 kN/m² bedraagt:
Mtot,rep = $1/8\ q \times l^2$ *= 1/8 x (2,5x29,1) x 60² = 32737.5 kNm*

Per strekkende meter:
M,rep = 1/8 x 2,5 x 60² = 1125 kNm

Rekenwaarde (veiligheidsfactor 1,35 voor veranderlijke belasting)
M,d = 1520 kNm/m

Het resterende gedeelte van de veranderlijke gelijkmatig verdeelde belasting (6,5 kN/m²) kan als lijnlast van 3,0 x 6,5 = 19,5 kN (3,0 m is de breedte van de theoretische rijstrook). Deze lijnlast grijpt aan op 27,6 meter vanaf links (8,54 op schaal van 1 t/m 9), wat een K-factor van 1,36 geeft.

Het moment ten gevolge van deze lijnlast bedraagt:
M = $1/8\ q \times l^2$ *= 1/8 x 19,5 x 60² = 8775 kNm*

Door dit moment te vermenigvuldigen met 1,36 (K-factor bij deze lijnlast) mag de lijnlast over de gehele plaat verdeeld worden:

M,rep = (8775 x 1,36) / 29,1 = 410 kNm/m

Rekenwaarde (veiligheidsfactor 1,35 voor veranderlijke belasting)
M,d = 554 kNm/m

3.3.4 Moment ten gevolge van de puntlasten

Tabel 3 Puntlasten en K-waarden

Kracht:	100 kN	100 kN	200 kN	200 kN	300 kN	300 kN
Locatie:	18,4	20,4	21,4	23,4	24,4	26,4
	5,69	***6,31***	***6,62***	***7,24***	***7,55***	***8,16***
0:	1,03	1,01	1,01	1,00	0,99	0,98
1/4b:	1,04	1,05	1,05	1,05	1,04	1,03
1/2b:	1,03	1,06	1,07	1,09	1,10	1,12
3/4b:	1,01	1,06	1,09	1,14	1,16	1,21
b:	1,03	1,08	1,10	1,17	1,21	1,30

In Tabel 3 wordt geïnterpoleerd tussen de K-waarden van de verschillende liggers. Het aangrijpingspunt is de afstand gemeten vanaf de last tot de linkerzijde van het dek. Deze waarde wordt automatisch omgezet naar één van de negen punten van Guyon.

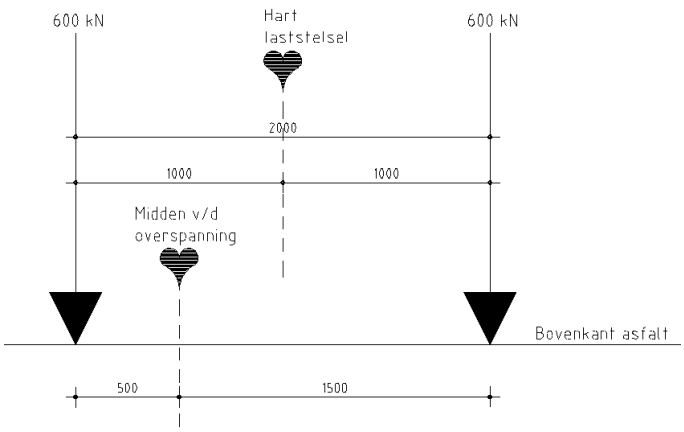
De puntlasten worden in feite boven de grafiek geplaatst, waaruit vervolgens in verticale richting (dus recht onder de last) de bijbehorende K-waarde kan worden afgelezen.

Tabel 4 Bepaling K-factor puntlasten

Uit bovenstaande tabel volgt een gewogen K-factor van 1,18 voor alle puntlasten op basis van onderstaande formule:

$$K = \frac{K_1 \times F_1 + K_2 \times F_2 + K_3 \times F_3 + K_4 \times F_4 + K_5 \times F_5 + K_6 \times F_6}{F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6}$$

In langsdoorsnede wordt het laststelsel op de meest ongunstige wijze geplaatst waarbij de lasten een som zijn van 300 kN +200 kN +100 kN = 600 kN. Deze meest ongunstigste plaatsing is dat de afstand tussen het hart van de lasten en het midden van de doorsnede, 0,25 x de afstand tussen de lasten en het midden van de doorsnede moet zijn.



Figuur 7 Plaats laststelsel in het midden van de overspanning

Voor het maximale moment ten gevolge van de puntlasten wordt een moment van 17405 kNm gevonden voor het gehele dek. Door dit moment te vermenigvuldigen met de gevonden K-factor van 1,18, mag deze gedeeld worden door de effectieve breedte van het dek.
M,rep = (17405 x 1,18) / 29,1 =706 kNm

Rekenwaarde (veiligheidsfactor 1,35 voor veranderlijke belasting)
M,d = 953 kNm

3.3.5 Maximale waarden

Ten behoeve van de controle, zal naar het maximale moment en de maximale dwarskracht worden gekeken.

Moment t.g.v. eigen gewicht:	*785700 kNm*
Dwarskracht t.g.v. het eigen gewicht	*52380 kN*
Moment t.g.v. gelijkmatig verdeelde belasting:	*32737.5 kNm*
Dwarskracht t.g.v. gelijkmatig verdeelde belasting:	*2182 kN*
Moment t.g.v. puntlasten:	*812 kNm/m*
Dwarskracht t.g.v. puntlasten:	*1241.4 kNm/m*
Totale moment:	*ca. 82.000 kNm*
Totale dwarskracht:	*ca. 55802 kN*

4 Resultaten en vergelijking ALP2000

4.1 Inleiding

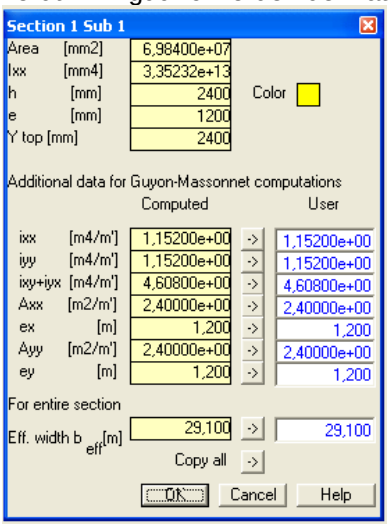
ALP2000 is een numerieke tool om gewapende en/of voorgespannen betonnen bruggen te ontwerpen. Ook kunnen bijvoorbeeld gecombineerde constructies van stalen liggers met een betonnen druklaag geanalyseerd worden.

De verschillende bouwfases van de constructies kunnen gesimuleerd worden, waarbij rekening worden gehouden met de effecten ten gevolge van krimp en kruip. Door de link tussen de constructiegegevens en diverse parameters, is het mogelijk constructies te optimaliseren met betrekking tot zaken als kosten.

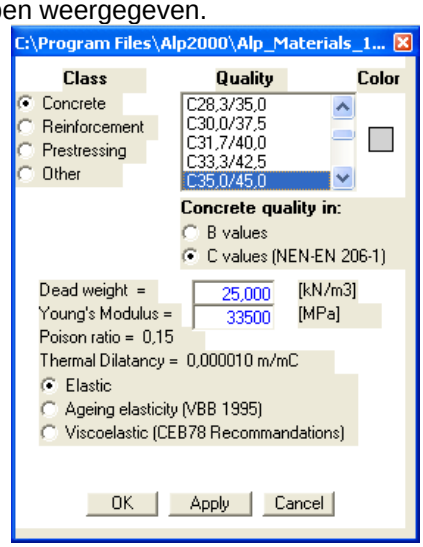
Dit programma is ontwikkeld in samenwerking met Rijkswaterstaat en toegepast voor tal van projecten.

4.2 Vergelijking van de invoergegevens

In het programma wordt een massieve plaat ingevoerd met een breedte van 29,1 meter en een hoogte van 2,4 meter. De overspanning is 60 meter en de afstand tussen de opleggingen bedraagt 59 meter. Uit onderstaand figuur (Figuur 8 Profieleigenschappen) is af te lezen en te controleren met welke oppervlaktes en de daarbij behorende traagheidsmomenten gerekend wordt. In Figuur 9 worden de materiaaleigenschappen weergegeven.



Figuur 8 Profieleigenschappen



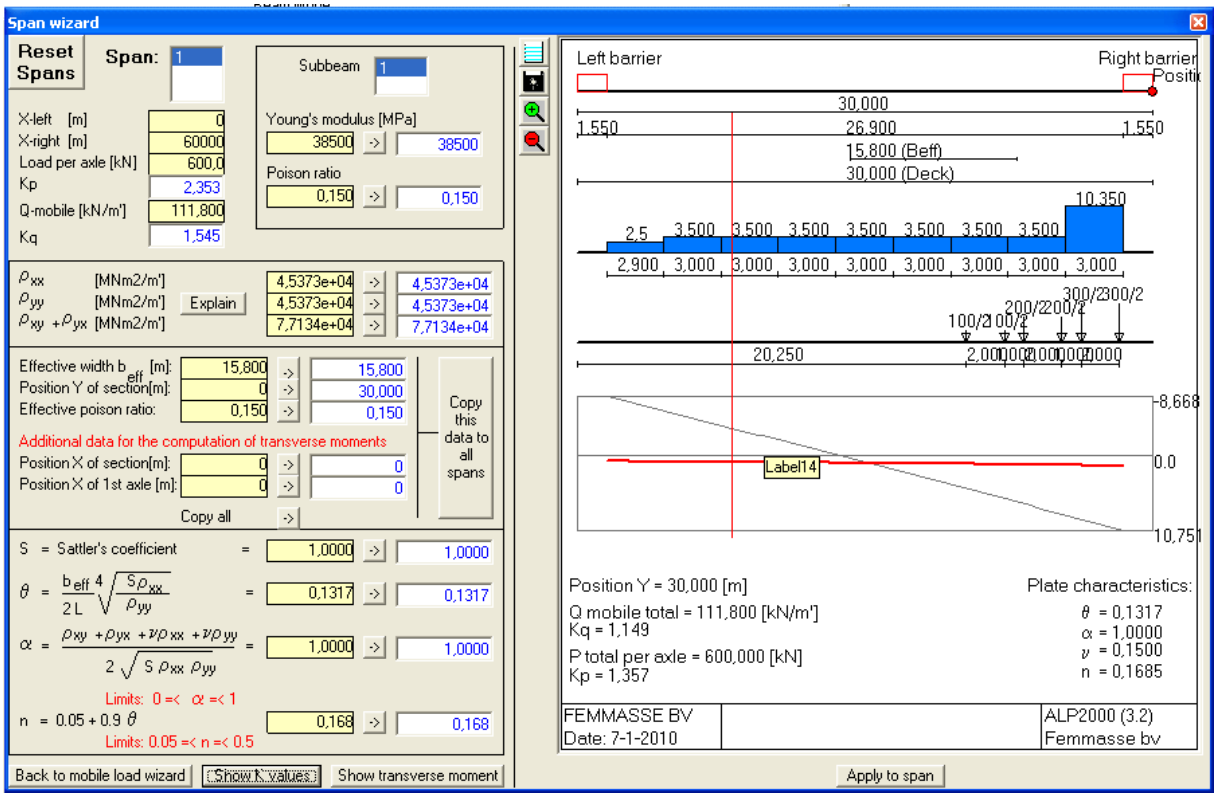
Figuur 9 Materiaaleigenschappen doorsnede

4.3 Belastingsmodel

In onderstaande afbeelding (Figuur 10) plaatst het programma het belastingsmodel op dusdanige wijze dat het maximale veldmoment verkregen wordt zodat de invloed van de belastingen en de momenten ten gevolge van de belastingen kunnen worden bepaald. Dit is te zien in het rechterdeel van de afbeelding en deze plaatsing komt overeen met de plaatsing welke is aangehouden in de handberekening.

De invloed van puntlasten op de totale constructie wordt bepaald middels de methode Guyon-Massonnet.

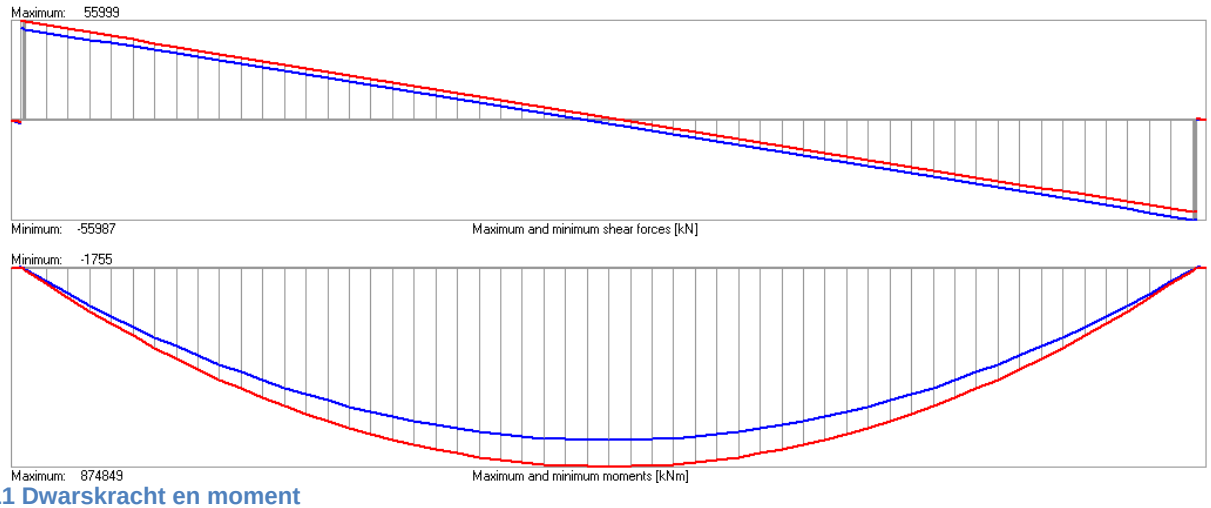
Wanneer deze uitvoerwaarden met de handberekening worden vergeleken, valt op dat de stijfheidsfactor in ALP2000 (0,1317) aanzienlijk lager is dan de stijfheidsfactor in de handberekening (0,2425). Dit verschil is te verklaren omdat de formules verschillen. In de handberekening is de stijfheidsfactor onafhankelijk van de betonsterkteklasse, terwijl dit in het programma wel wordt meegenomen.



Figuur 10 Span wizard

4.4 Dwarskracht en moment in de doorsnede

In onderstaande afbeelding is de dwarskracht en het maximale moment weergegeven.



Figuur 11 Dwarskracht en moment

Op bovenstaande afbeelding is een print screen van ALP2000 te zien met de maximale dwarskracht en het maximale moment.

De maximale dwarskracht, zonder belastingsfactoren bedraagt: 55999 kN
Het maximale moment, zonder belastingsfactoren bedraagt: 874849 kNm

4.5 Conclusie

Uit voorgaande kunnen wij concluderen dat de resultaten van de handberekening en de software overeenkomen. Het maximale moment in ALP2000 is iets groter, maar dit verschil zit waarschijnlijk in de invloed van het belastingsmodel voor de verkeersbelasting. In de handberekening is de invloed kleiner (door de grotere stijfheidsfactor) dan in de computerberekening.

Bijlage 3: Voorspanning

Literatuurstudie

Inhoudsopgave

Inhoudsopgave 3

1 ..... Inleiding 5

1.1 Het principe van voorspannen 5

1.2 Het aanbrengen van de voorspankracht 7

1.2.1 Methode 1: Voorspannen tussen onverplaatsbare punten 7

1.2.2 Methode 2: Voorspannen met voorgerekte stalen of kunststof strengen 7

1.2.3 Methode 3a: Voorspannen met nagerekte elementen, met aanhechting 7

1.2.4 Methode 3b: Voorspannen met nagerekte elementen, zonder aanhechting 7

1.3 Gebogen voorspanelementen 8

1.4 Voorgespannen beton versus gewapend beton 9

2 ..... Materialen en voorspansystemen 11

2.1 Voorspanstaal 11

2.2 Voorspansystemen 14

2.2.1 Voorspannen met nagerekt staal, met aanhechting (VMA) 14

2.2.2 Voorspannen met nagerekt staal, zonder aanhechting (VZA) 17

2.2.3 Voorspannen met voorgerekt staal 17

2.3 Beton 19

2.3.1 Druksterkte 19

2.3.2 Aanvangsdrukspanning 19

2.3.3 Elasticiteitsmodulus 19

2.3.4 Kruip 19

2.3.5 Krimp 20

2.3.6 Spanning – rekdiagram 21

2.3.7 Treksterkte 23

2.3.8 Relaxatie 23

2.3.9 Aanvangs- en werkvoorspanning 23

2.4 Aandachtspunten bij het spannen 24

3 ..... Schematisering, krachts- en spanningsverdeling 25

3.1 Bepaling van de krachtsverdeling 25

3.2 Spanningsgebieden 25
3.3 Centrische voorspanning 26
3.4 Excentrische voorspanning 27
3.5 Voorspannen van op buiging belaste constructies (variabele excentriciteit) 29
3.5.1 Voorspanning als belasting 29
3.5.2 Voorspannen met voorgerekt staal 33
3.5.3 Voorspannen met nagerekt staal 34
3.5.4 Het overdragen van de voorspankrachten 34
3.6 Het in rekening brengen van de elastische verkorting van de ligger bij het spannen van een ligger met een aantal voorspanelementen. 35
3.7 Wrijvingsverliezen 37

1 Inleiding

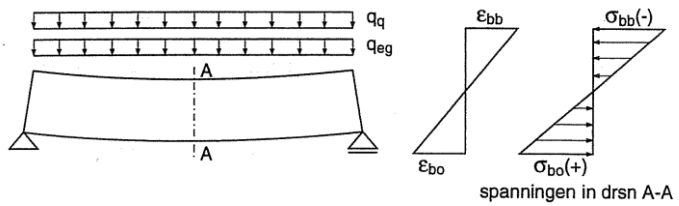
1.1 Inleinding

Deze bijlage is na een uitgebreide literatuurstudie voor onszelf geschreven en behoeft niet gelezen te worden ten behoeve van ons afstudeeronderzoek. Er worden in deze bijlage geen ontwerpkeuzes gemaakt.

1.2 Het principe van voorspannen

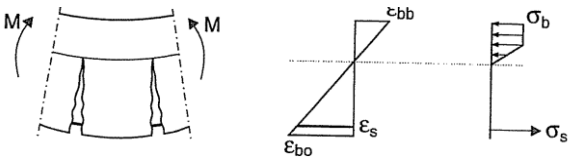
Het materiaal beton kan uitstekend drukspanningen, maar nauwelijks trekspanningen opnemen. Het ligt daarom ook voor de hand op zodanige wijze te construeren dat trekspanningen zoveel mogelijk worden vermeden.

Beschouwt men een statisch bepaald opgelegde balk van een homogeen, lineair elastisch materiaal, dan zal deze balk zijn eigen gewicht en de veranderlijke belasting moeten kunnen dragen. De grootste spanningen zullen optreden in het midden van de overspanning. Daarbij mag worden uitgegaan van een rechtlijnig verloop van de rekken ε en de spanningen σ over de hoogte van de doorsnede (Figuur 1).



Figuur 1 Spanningen t.g.v. eigen gewicht en veranderlijke belastingen in een balk van een homogeen lineair-elastisch materiaal

Vanwege de lage betontreksterkte zal een balk van gewapend beton reeds bij een kleine belasting scheuren, terwijl de breukdrukspanning van het materiaal dan nog lang niet is bereikt. Bij gewapend beton zal de langswapening na scheurvorming de trekkracht van het beton overnemen (Figuur 2).



Figuur 2 Gedrag van gewapend beton na scheurvorming

De balk is dan gescheurd, maar nog wel sterk genoeg om de belasting te dragen. Indien de scheurwijdten onder de belasting in de bruikbaarheidsgrenstoestand klein genoeg blijven, zullen deze scheuren geen nadelige invloed hebben op de levensduur. Bij het dimensioneren van constructies in gewapend beton stelt men daarom bepaalde grenzen aan de scheurwijdte. Bovendien mag de constructie niet teveel vervormen onder de maximale belasting in de bruikbaarheidsgrenstoestand, en moet deze over een zekere reserve tegen overbelasting

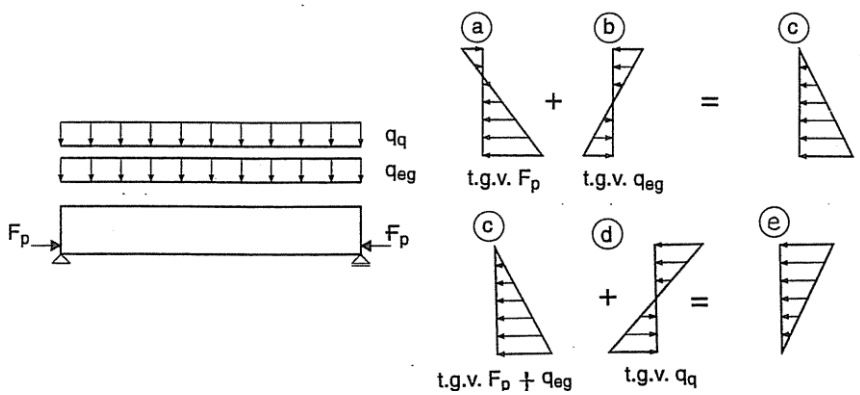
beschikken. Door een rationele keuze van afmetingen van het constructiedeel, wordt er meestal impliciet aan de vervormingeisen voldaan, terwijl de voor het moment in de uiterste grenstoestand benodigde langswapening veelal voldoende is om ervoor te zorgen dat de scheurwijdte-eisen niet maatgevend zijn.

Er zijn echter factoren waardoor de toepasbaarheid van gewapend beton wordt beperkt:

1. De draagkracht van het element kan niet onbeperkt worden opgevoerd door voortdurend de doorsnede van de wapening te vergroten. Vanaf een wapeningspercentage van circa 2% (afhankelijk van de toegepaste betonklasse en betonstaalsoort) wordt de betondruksterkte maatgevend in de bezwijktoestand, en zal het betonstaal de vloeigrens niet meer bereiken, waardoor een ongewenste brosse breuk van het element kan optreden. Bovendien kan een dergelijk hoog geconcentreerde wapening vaak moeilijk in de doorsnede worden ondergebracht.
2. Bij toename van de overspanning neemt het moment ten gevolge van het eigen gewicht meer dan evenredig toe ($^1/_8\, q_{eg} l^2$). De verhouding tussen de opneembare veranderlijke belasting en het eigen gewicht wordt al zeer snel ongunstig. Bovendien kunnen problemen ontstaan met de optredende vervormingen.

Scheurvorming onder de maximale belasting in de bruikbaarheidsgrenstoestand kan worden vermeden, door een drukkracht F_p op de onderste balkhelft aan te brengen. Daardoor ontstaan aan de onderkant van de balk grote drukspanningen, en aan de bovenzijde kleine trekspanningen (Figuur 3a). Door superpositie van de spanningen ten gevolge van het eigen gewicht (Figuur 3b), ontstaat in het midden van de balk een spanningsverdeling zoals weergegeven in Figuur 3c. Aan de bovenzijde treden geen of slechts kleine trekspanningen op, terwijl aan de onderzijde drukspanningen heersen. Deze drukspanningen zullen, indien men de balk ongescheurd wil houden, een bepaalde waarde niet mogen overschrijden.

Ten gevolge van de veranderlijke belasting ontstaan bovenin de balk drukspanningen en onderin trekspanningen, die gesuperponeerd moeten worden op de reeds aanwezige spanningsverdeling (Figuur 3c). Wanneer de volledige veranderlijke belasting (Figuur 3d) aanwezig is, treden aan de onderzijde dus geen of slechts kleine trekspanningen op, terwijl aan de bovenzijde aanvaardbare drukspanningen optreden (Figuur 3e).



Figuur 3 Spanningen in het midden van de balk t.g.v. de voorspankracht, het eigen gewicht en de veranderlijke belasting

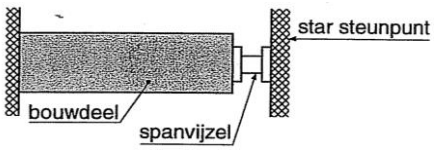
1.3 Het aanbrengen van de voorspankracht

Er zijn verschillende methoden om beton voor te spannen. De belangrijkste zijn:

1. Het gebruik maken van onverplaatsbare punten waartussen de constructie wordt voorgespannen.
2. Het instorten van gespannen draden uit hoogwaardige staal, ofwel voorspannen met voorgerekt staal (Engels: pretensioning).
3. Het spannen van voorspanelementen nadat het beton is verhard, ofwel voorspannen met nagerekt staal (Engels: posttensioning).

1.3.1 Methode 1: Voorspannen tussen onverplaatsbare punten

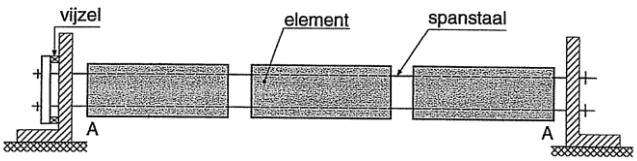
Het voor te spannen element wordt door middel van een hydraulische pers onder druk gezet tussen twee onverplaatsbare punten (bijvoorbeeld rotsmassa's of zeer vaste grondmassa's). De grote initiële voorspankracht zal grotendeels teniet worden gedaan door kruip en relaxatie van het beton. Deze methode van voorspannen is daarom uitsluitend geschikt voor tijdelijke constructies, tenzij regelmatig naspannen mogelijk blijft. Daarom wordt deze methode slechts bij uitzondering toegepast (Figuur 4).



Figuur 4 Voorspannen zonder voorspanstaal

1.3.2 Methode 2: Voorspannen met voorgerekte stalen of kunststof strengen

Nadat de voorspanstrengen in de bekisting op spanning zijn gebracht, wordt over het gedeelte A-A beton gestort. Na het verharden van het beton worden de vijzels ontspannen, en de uit het beton stekende strengen doorgezaagd; vanaf dit moment zijn de elementen voorgespannen. De voorspankracht wordt door middel van aanhechtspanningen over een bepaalde lengte (de overdrachtslengte l_o) van de strengen op het beton overgedragen. De grootte van de overdrachtslengte l_o hangt af van de spanning in het voorspanstaal en de profilering van dit voorspanstaal. Deze methode leent zich bij uitstek prefabricage van elementen (Figuur 5).



Figuur 5 Voorspannen met voorgerekt staal

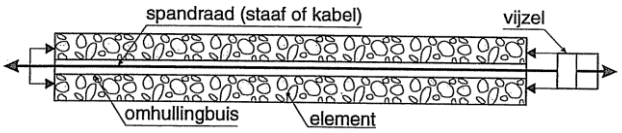
1.3.3 Methode 3a: Voorspannen met nagerekte elementen, met aanhechting

Eerst wordt het element gestort. Na verharding worden de kopvlakken als steun gebruikt voor de voorspanvijzels. De voorspankabels liggen in een omhullingbuis in het beton en worden na het spannen op de kopvlakken verankerd. Zodoende wordt de voorspankracht via de ankerplaten op het beton overgedragen. Vervolgens worden de omhullingbuizen geïnjecteerd met een speciale mortel, zodat de samenwerking tussen beton en voorspanelement mogelijk wordt en het voorspanstaal afdoende tegen corrosie is beschermd. (Figuur 6)

1.3.4 Methode 3b: Voorspannen met nagerekte elementen, zonder aanhechting

In plaats van het achteraf injecteren van de voorspankanalen met een mortel, wordt gebruik gemaakt van een van tevoren met vet en een kunststofmantel omhulde voorspankabel. Hierbij

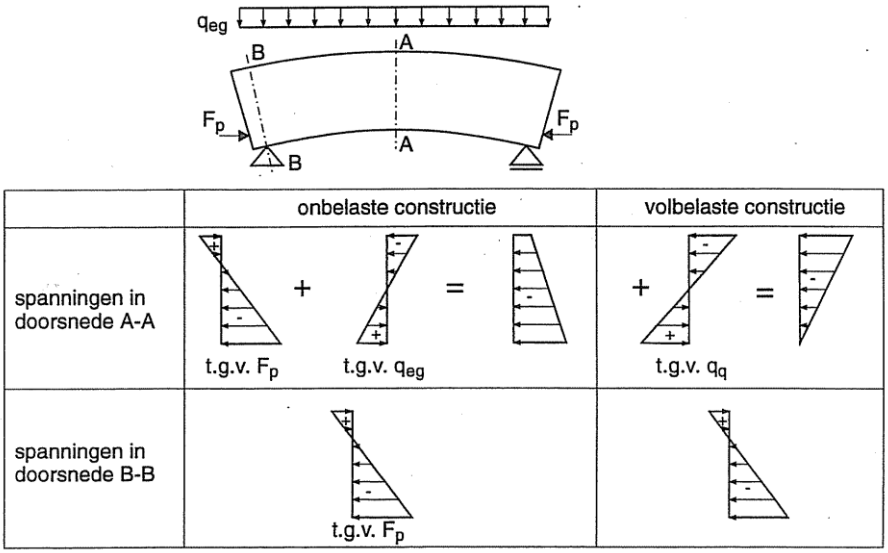
fungeert het vet als corrosieweringen wordt de complete kabel met kunststofmantel vóór het storten van het beton aangebracht. Na verharding worden de strengen gespannen en verankerd. (Figuur 6)



Figuur 6 Voorspannen met nagerekt staal

1.4 Gebogen voorspanelementen

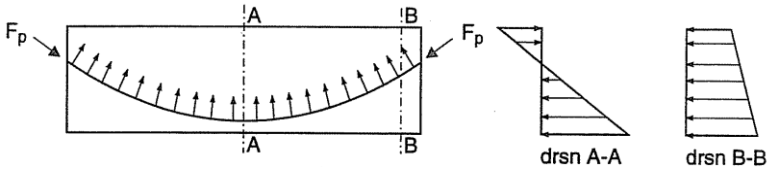
Bij de voorgespannen balk uit Figuur 3 is de voorspankracht op een zodanige manier aangebracht, dat de trekspanningen in de maatgevende doorsnede (het midden van de overspanning) ten gevolge van het eigen gewicht en de veranderlijke belasting volledig worden gecompenseerd. Bij de oplegging ontstaan door deze voorspanning echter trekspanningen aan de bovenzijde van de balk, die niet door het moment ten gevolge van het eigen gewicht worden gecompenseerd (Figuur 7)



Figuur 7 Spanningen in het midden van de balk en bij de opleggingen

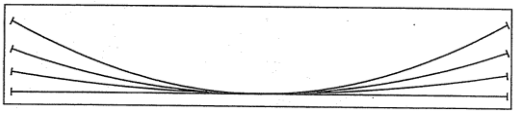
Daarom met het zwaartepunt van de voorspankabels bij de oplegging zo hoog mogelijk worden gelegd dan nergens de maximale trekspanningen worden overschreden. Meestal wordt de ligging van het zwaartepunt van de voorspankabels bij de oplegging zodanig gekozen, dat dit samenvalt met het zwaartepunt vaan de betondoorsnede. Indien een praktisch verloop aan de kabels wordt gegeven (Figuur 8), zullen de spanningen ten gevolge van de voorspanbelasting corresponderen met die ten gevolge van de belasting.

Nu werken er dus niet alleen de krachten F_p op de uiteinden van de balk, maar ook de krachtjes loodrecht op de kabels ten gevolge van de kromming van deze kabels, de zogenaamde krommingsdruk (q_p).

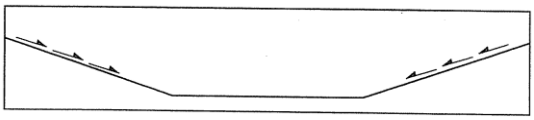


Figuur 8 Parabolisch verloop van de voorspanelementen

Meestal werkt men niet met één, maar met meerdere kabels (Figuur 9). De kabels worden dan zodanig aangebracht dat hun zwaartepunt ongeveer samenvalt met het in Figuur 8 geschetste verloop. Door de spreiding nabij de oplegging worden de ankerkrachten bovendien beter over de balkkop verdeeld.


Figuur 9 Kabelverloop bij de toepassing van meerdere kabels

Bij voorspanning met voorgerekt staal (Figuur 5) kan men, om een soortgelijk verloop van de voorspanning te verkrijgen, de voorspanstrengen een paar knikken geven (Figuur 10). Meestal laat men daarbij een aantal strengen rechtdoor lopen om een goede trekband te waarborgen, en laat men de rest van de voorspanstrengen oplopen. In verband met de bij de inleiding van de balkkop optredende spanningen, zal men de omhoog lopende strengen meestal zo gelijkmatig mogelijk over de hoogte van de balk verdelen.


Figuur 10 Geknikt kabelverloop van de voorspanelementen bij voorspanning met voorgerekt staal

De helling van de voorspankabel bij de oplegging heeft nog een bijkomend positief effect, namelijk de omhoog gerichte verticale component. Deze verticale component reduceert de dwarskracht ten gevolge van de belastingen, zodat er minder dwarskrachtwapening nodig is.

1.5 Voorgespannen beton versus gewapend beton

Door het optimale gebruik van de materiaaleigenschappen van beton en staal kan in voorgespannen beton, slanker worden geconstrueerd dan in gewapend beton. Bij een gelijkblijvende overspanning kan de constructiehoogte worden gereduceerd, wat een positieve invloed zal hebben op de afmetingen van de fundering, of kunnen de steunpunten verder uit elkaar worden geplaatst bij een gelijkblijvende constructiehoogte. Het ontbreken, of sterk beperken van scheurvorming bij voorgespannen beton in de bruikbaarheidsgrenstoestand, heeft voordelen ten aanzien van de waterdichtheid en weerstand tegen corrosie.

2 Materialen en voorspansystemen

2.1 Voorspanstaal

Bij de eerste pogingen om constructies voor te spannen werd betonstaal gebruikt. Door middel van een korte berekening zal worden aangetoond dat betonstaal, op lange duur, niet geschikt om een voorspankracht op een constructie uit te oefenen.

Een balk, met een lengte van 10 meter wordt centrisch voorgespannen met betonstaal FeB 500. Aangenomen wordt dat de aanvangsspanning in het staal na het spannen gelijk is aan $\sigma_{si} = 350\ N/mm^2$ en dat hierdoor een drukspanning in het beton ontstaat gelijk aan $\sigma'_b = 12\ N/mm^2$.

De rek van het staal is dan: $\varepsilon_s = \frac{350}{20000} = 1{,}75‰$

De totale verlenging van het betonstaal is daarbij: $\Delta l_s = 1{,}75 \times 10^{-3} \times 10000 = 17{,}5\ mm$

Indien voor de elasticiteitsmodulus E_b van het beton een waarde van $35000 N/mm^2$ wordt aangehouden, is de elastische verkorting van het beton ten gevolge van het aanbrengen van de voorspankracht: $\Delta l_{be} = \frac{12}{20000} \times 10000 = 3{,}4\ mm$

Kruip van het beton (plastische vervorming ten gevolge van een constante belasting) veroorzaakt een verkorting die ongeveer 2 á 3 maal zo groot is als de elastische verkorting, dus: $\Delta l_{bc} \approx 8\ mm$.

Door krimp van het beton (verkorting door uitdrogen), ontstaat bovendien een verkorting van circa 0,3‰, ofwel: $\Delta l_{br} = 0{,}03 \times 10^{-3} \times 10000 = 3\ mm$.

De totale verkorting ten gevolge van de elastische vervorming, de kruip en de krimp bedraagt dus ongeveer 14,4 mm. Van de oorspronkelijke verlenging van het staal van 17,5 mm resteert dan nog slechts 3,1 mm. De staalspanning σ_{si} daalt daardoor van $350\ N/mm^2$ tot $62\ N/mm^2$ en de betonspanning σ'_b van $12\ N/mm^2$ tot $2\ N/mm^2$. Betonstaal is dus ongeschikt voor het aanbrengen van een voorspankracht.

Om met succes te kunnen voorspannen moet de verkorting van het beton verhoudingsgewijs klein zijn ten opzichte van de verlenging van het gebruikte voorspanstaal. Dit kan worden bereikt door het toepassen van staal met een veel hogere breukspanning en breukrek; in aanmerking komen staalsoorten met een breukrekspanning van 900 tot 2000 N/mm^2.

Deze hoge staalkwaliteit wordt bereikt door een aanpassing van de chemische samenstelling van het staal, bijvoorbeeld door verhoging van het koolstofgehalte en door verbetering van de structuur van het staal door warmtebehandeling of mechanische nabehandeling (bijvoorbeeld koudvervormen).

Er zijn diverse soorten voorspanstaal te verkrijgen:

a. Staven met diameters van Ø15 tot Ø36 mm. De staalsoort varieert van FeP1030 tot FeP1230, waarbij het getal de gegarandeerde treksterkte in N/mm^2. Deze staven zijn gevormd uit koudgewalst staal en kunnen glad of geribd zijn. Geribde staven hebben betere aanhechtingseigenschappen, en bieden bovendien het belangrijke voordeel dat zij op iedere willekeurige plaats afgezaagd en verankerd, respectievelijk doorgekoppeld kunnen worden.

Tabel 1 Gegevens voorspanstaven

Staalsoort	Glad		Geribd	
	Diameter [mm]	Oppervlakte [mm²]	Diameter [mm]	Oppervlakte [mm²]
	26	531	26,5	551
FeP1030	32	804	32,0	804
	36	1018	36,0	1018
FeP1080	-	-	15,0	177
	-	-	26,5	551
FeP1230	32	804	32,0	804
	36	1018	36,0	1018

b. Draden met een diameter van Ø4 tot Ø12 mm. Deze draden zijn koudgetrokken en daarna thermisch nabehandeld; de staalsoort varieert van FeP1560 tot FeP1860. Het draadoppervlak kan glad, gegroefd of geribd zijn. De elasticiteitsmodulus van staven en draden bedraagt ongeveer 205000 N/mm^2.

Tabel 2 Gegevens voorspandraden

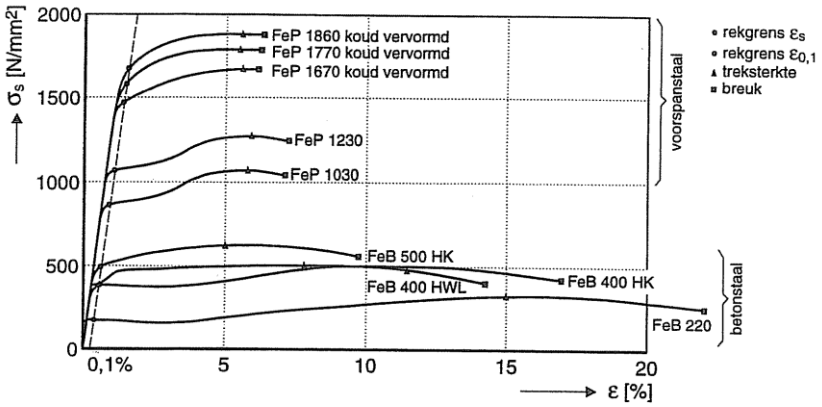
Staalsoort	Diameter draad [mm]	Oppervlakte [mm²]
FeP1760	8	50,3
	7	38,5
	6	28,3
FeP1770	5	19,6
	4	12,6

c. Strengen, opgebouwd uit 3 of 7 getordeerde draden. De diameter van de afzonderlijke draden varieert van Ø2 tot Ø5 mm. De staalsoort is FeP1860, de elasticiteitsmodulus bedraagt ongeveer 19500 N/mm^2

Tabel 3 Gegevens voorspanstrengen

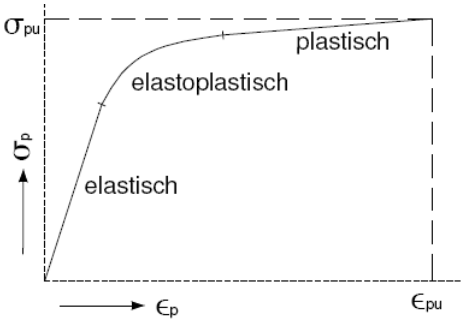
Streng type	Diameter streng [mm]	Oppervlakte [mm²]
	15,7	150
	15,2	139
7-draads	12,9	100
	12,5	93
	6,9	29
3-draads	7,5	29

Onderstaand figuur (Figuur 11) toont het spanning-rek (*σ-ε*)-diagram van een aantal verschillende staalsoorten. Voorspanstaal heeft vaak geen uitgesproken vloeigrens. In deze gevallen wordt als alternatief voor de vloeispanning vaak de waarde f_{prep} gebruikt: f_{prep} is de spanning waarbij, na ontspannen van het voorspanstaal, het staal een blijvende plastische rek heeft gekregen van 0,1%.



Figuur 11 Spanning-rek (σ-ε)-diagram van betonstaal en voorspanstaal

In het onderstaande figuur wordt een voorbeeld gegeven van een *σ-ε* –diagram van voorspanstaal (Figuur 12)



Figuur 12 Spanning-rekdiagram van voorspanstaal

De elasticiteitsmodulus van het staal volgt uit de helling van het eerste rechtlijnige gedeelte van het spanning-rekdiagram. Voor de rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus E_p moet worden aangehouden: $E_p = 200.000\ N/mm^2$

De rekenwaarde f_p van de 0,1%-rekgrens van het voorspanstaal volgt uit:

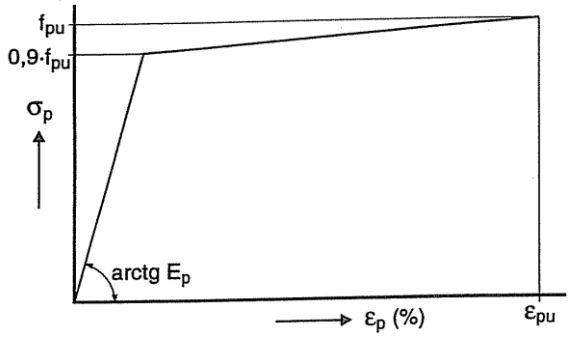
$$f_p = \frac{f_{prep}}{\gamma_m}$$

Waarbij voor het voorspanstaal geldt γ_m = 1,1

De in Figuur 11 weergegeven *σ-ε* –diagrammen zijn echter moeilijk te gebruiken bij de berekening van het opneembare moment in de uiterste grenstoestand (het breukmoment). Daarom wordt in Figuur 13 een geschematiseerd *σ-ε* –diagram weergegeven. De locatie van de knik in dit diagram, bij $\sigma_p = 0{,}9\ f_{pu}$ is zodanig gekozen dat het werkelijke kromlijnige diagram uit Figuur 11 zo goed mogelijk wordt benaderd. De rekenwaarde f_{pu} van de treksterkte van het voorspanstaal volgt uit:

$$f_{pu} = \frac{f_{purep}}{\gamma_m}$$

Waarin f_{purep} de representatieve waarde van de treksterkte is welke gelijk wordt gesteld aan het quotiënt van de karakteristieke waarde van de breukkracht en de nominale oppervlakte van het voorspanstaal. De representatieve waarde van de treksterkte f_{purep} komt overeen met het getal in de aanduiding van het type voorspanstaal. De materiaalfactor γ_m voor het voorspanstaal bedraagt 1,1.



Figuur 13 Geschematiseerd (σ-ε)-diagram van voorspanstaal

2.2 Voorspansystemen

In dit hoofdstuk zijn drie voorspantechnieken genoemd:

1. Voorspannen met nagerekt staal, met aanhechting.
2. Voorspannen met nagerekt staal, zonder aanhechting.
3. Voorspannen met voorgerekt staal.

2.2.1 Voorspannen met nagerekt staal, met aanhechting (VMA)

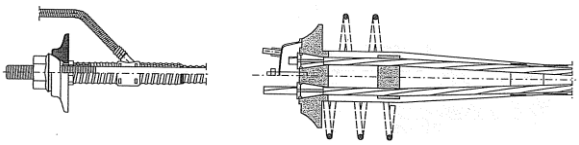
Zodra het beton voldoende druksterkte heeft ontwikkeld wordt bij deze methode het voorspanstaal gespannen. In het beton worden kanalen uitgespaard, waarin na het storten de staven, draadbundels of strengenbundels kunnen worden aangebracht, die vervolgens worden gespannen en verankerd. De holle ruimte tussen de voorspanelementen en de voorspankanalen wordt kort na het verankeren geïnjecteerd met een speciale cementmortel om het zeer corrosiegevoelige voorspanstaal te beschermen. Ten slotte worden de ankers ingestort in beton om ook deze tegen corrosie te beschermen. De voorspankanalen worden door middel van dunwandige stalen omhullingbuizen in het beton uitgespaard; de wanddikte van deze buizen bedraagt 0,2 tot 04 mm. De buizen, geproduceerd in lengten van circa 6 meter, worden door middel van koppelmoffen met elkaar verbonden (Figuur 15). De koppelmoffen worden afgeplakt om te voorkomen dat ongewenste lekkage van cementwater kan optreden waardoor er later, bij het spannen en injecteren van de voorspanelementen, problemen zouden kunnen ontstaan.

Het injecteren van de voorspankanalen wordt uitgevoerd onder een niet al te hoge druk omdat dit kan leiden tot het afdrukken van de dekking op de omhullingbuis, het ontstaan van splijtscheuren in het beton, dan wel het binnendringen van de injectiemortel in lege omhullingbuizen dichtbij het geïnjecteerde voorspankanaal. Tijdens het injecteren zal de ingesloten lucht zich op hooggelegen plaatsen in de omhullingbuis verzamelen. Daarom wordt op deze plaatsen een ontluchtingslang aan de omhullingbuis bevestigd, waardoor men in de gehele buis verzekerd is van een volledige injectie. Een slecht uitgevoerde injectie, waarbij luchtinsluitingen zijn achtergebleven, kan op een later tijdstip leiden tot corrosieschade.

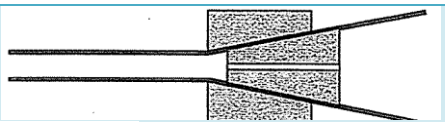
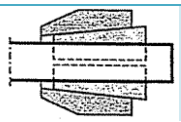
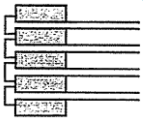
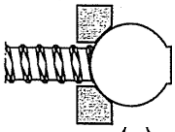
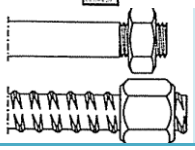
2.2.1.1 Verankering met behulp van ankerplaten

Er bestaan diverse technieken om voorspanstaal te verankeren of door te koppelen. Enkele vaak toegepaste methoden zullen worden behandeld.

Figuur 14 links toont een systeem voor een voorspanstaaf, rechts voor een kabel met strengen. Er zijn verschillende mogelijkheden om de staven, draden of strengen aan de platen te bevestigen. Deze zijn in Figuur 15 schematisch weergegeven.



Figuur 14 Verankering met behulp van ankerplaten (Systeem Dywidag)

Type Verankering	Draad	Streng	Staaf
Wiggen			
Opgestuikte kopjes			
Moer			

Figuur 15 Mogelijkheden voor het bevestigen van voorspanstaven,- draden of –strengen aan een ankerplaat

Bij de wigverankeringen worden meestal driedelige conische wiggen gebruikt, waarvan de binnenkant fijn en scherp getand, en de buitenkant glad is (Figuur 15, bovenste regel).

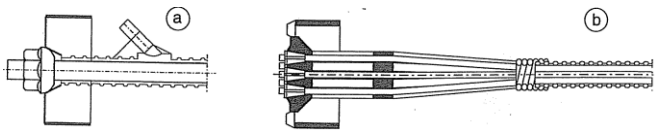
Bij het BBRV-systeem wordt de blokkering van de draad gerealiseerd door machinaal knoopjes op de draden te stuiken (Figuur 15, middelste regel).

Zoals ook in Figuur 14 werd geschetst, kan men ook nog verankeren met behulp van moeren (Figuur 15, onderste regel).

Doordat grote geconcentreerde krachten via de ankerplaten op het beton worden overgedragen, zullen de betondrukspanningen achter het anker veelal de normaal toegelaten waarden overschrijden. Door het aanbrengen van een spiraalwapening wordt een opsluiting gevormd; er ontstaat een alzijdige druk, waardoor deze hoge spanningen toch door het beton kunnen worden opgenomen. Om te voorkomen dat in het beton splijtscheuren ontstaan door het inleiden van de grote geconcentreerde ankerkrachten, wordt bovendien splijtwapening aangebracht.

2.2.1.2 Verankering door middel van een klokanker

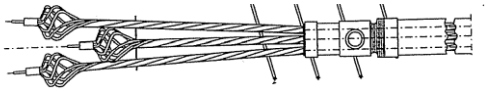
Bij het klokanker wordt de spiraalwapening vervangen door een cilindrische plaat. Figuur 16a toont een klokanker voor een voorspanstaaf en Figuur 16b voor een kabel met strengen.



Figuur 16 Klokanker (Systeem Dywidag)

2.2.1.3 Blinde verankering

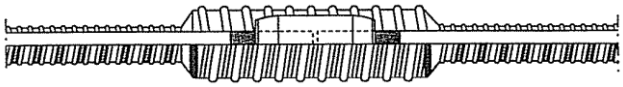
Deze wordt toegepast indien men de kabel slechts aan één kant kan of wil voorspannen. De strengen van de betreffende kabel worden hierbij aan het uiteinde gespreid, zodat de afzonderlijke strengen hun kracht via aanhechting kunnen overbrengen op het beton. Indien niet voldoende aanhechtlengte beschikbaar is, wordt ook wel een extra ankerplaat toegepast. Dit type anker wordt gebruikt bij grote massieve constructies.



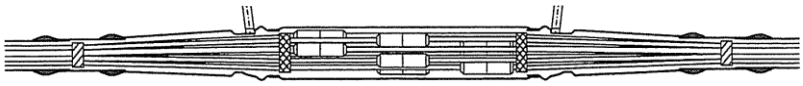
Figuur 17 Blinde verankering (Dywidag)

2.2.1.4 Koppelankers

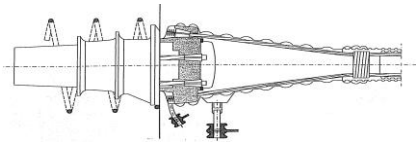
Soms is het noodzakelijk voorspanelementen door te koppelen, bijvoorbeeld bij een gefaseerde bouw. De eenvoudigste vorm hiervan is de schroefdraadkoppeling (Figuur 18). Voorspanelementen bestaande uit strengen, kunnen worden gekoppeld door de individuele strengen te koppelen (Figuur 19), of met behulp van tussenankerplaten en conische wiggen (Figuur 20).



Figuur 18 Koppeling van Dywidagstaven met behulp van een koppelmof



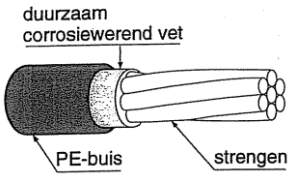
Figuur 19 Individuele koppeling van de afzonderlijke strengen



Figuur 20 Koppeling van uit strengen opgebouwde voorspanelementen met behulp van een tussenplaat

2.2.2 Voorspannen met nagerekt staal, zonder aanhechting (VZA)

Bij dit systeem wordt achteraf injecteren vervangen door het vooraf aanbrengen van een corrosiewerend middel om de streng. Daartoe worden de strengen reeds bij fabricage voorzien van een laag beschermend vet en een kunststof omhulling. De streng wordt zodoende duurzaam tegen corrosie beschermd.



Figuur 21 Tegen corrosiebeschermde monostreng

Vanwege de geringe doorsnede van het voorspanelement, en de kleine vereiste dekking, kan een relatief grote afstand van het voorspanelement tot de zwaartelijn van de betondoorsnede worden gerealiseerd. Dit is vooral van belang bij dunne constructiedelen.

Als voorspanelement worden hierbij meestal 7-draads strengen, staalsoort FeP1860, met een nominale doorsnede van 100 of 139 mm² (kerndiameter Ø12,9, respectievelijk Ø15,2mm). De hiermee te bereiken voorspankracht is afhankelijk van de spanning σ_{pi} na verankering van het voorspanstaal (kleinste waarde van 0,8f_{pu} en f_p). Voor het opheffen van de spanningsverliezen ten gevolge van de intrekking van de verankering, de wrijving en de elastische verkorting van het beton mag deze waarde tijdens het spannen, worden verhoogd met ten minste het percentage dat volgt uit:

$80\left(f_p/f_{pu} - 0{,}75\right) \not> 12$. De gegevens van deze voorspanstrengen zijn weergegeven in onderstaande tabel:

Tabel 4 Gegevens van voorspanstrengen, toegepast bij het systeem VZA

Staalsoort	**FeP1860**	
Kerndiameter [mm]	12,9	15,2
Staaldoorsnede [mm²]	100	139
Rekenwaarde breuklast ($\boldsymbol{A_p\, f_{pu}}$) [kN]	169	235
Maximale voorspankracht na verankeren [kN] $\boldsymbol{\sigma_{pi} = 0{,}8\, f_{pu}}$	135	188
Maximale voorspankracht tijdens spannen [kN] $\boldsymbol{\sigma_{po} = 0{,}8\, f_{pu} \times (1 + (f_p/f_{pu} - 0{,}75))}$ $\boldsymbol{\sigma_{po} = 0{,}8\, f_{pu} \times 1{,}086}$	146	204

2.2.3 Voorspannen met voorgerekt staal

Deze methode wordt voornamelijk toegepast bij het fabrieksmatig vervaardigen van betonelementen, zoals bijvoorbeeld heipalen, vloer- en dakplaten en liggers voor bruggen en bedrijfsgebouwen. Vaak werkt men met qua vorm gestandaardiseerde geprefabriceerde elementen. Omdat de voorspankracht door middel van aanhechting over de zogenaamde overdrachtslengte l_o op het beton wordt overgedragen, worden alleen enkelvoudige strengen of draden toegepast. De draden zijn licht geprofileerd, zodat de overdrachtslengte beperkt kan blijven. Een sterke profilering zou te grote splijtspanningen veroorzaken en aanleiding kunnen geven tot scheurvorming.

Er worden voorspanbanken gebruikt met spanbokken waartussen de strengen gespannen worden. Na het spannen wordt het beton in de banken gestort.

Na verharding van het beton wordt het betonelement met een cirkelzaag in de gewenste lengten gezaagd. De draden of strengen slippen hierbij over de overdrachtslengte het beton in (het einde ervan wordt 0,1 – 0,7 mm het element in getrokken), om op deze manier hun kracht via aanhechting op het beton over te dragen. Vanwege het ontbreken van de dekking op de uiteinden van de strengen, dient hierop bij elementen die buiten worden toegepast een corrosiewerend middel, bijvoorbeeld bitumen, te worden aangebracht.

Eerder in dit hoofdstuk werd opgemerkt dat het voorspanstaal aan het einde van de balk zodanig in de ligger doorsnede moet zijn aangebracht, dat aan de bovenzijde geen, of slechts kleine trekspanningen optreden. Bij betonelementen met kleine constructiehoogte is dat nog mogelijk met rechte voorspandraden. Bij grotere constructiehoogten, zoals bij bijvoorbeeld brugliggers, dient men de draden een geknikt verloop te geven.

De belangrijkste voordelen van voorspannen met voorgerekt staal zijn:

- Het is niet nodig om voorspankanalen te injecteren.
- Het spannen van afzonderlijke strengen of draden is betrekkelijk eenvoudig: men heeft slechts een lichte vijzel nodig.
- De relatief dure verankering ontbreekt.

In onderstaande tabel worden de materiaaleigenschappen van draden en strengen gegeven.

Tabel 5 Mechanische eigenschappen voorspanstaal

staalsoort	**type**	**treksterkte**		**breu krek**	**0,1% rekgrens**		**maximale trekspanning**		**knik in het $\sigma\varepsilon - diagram$**			
							Tijdens het spannen	Aanvangs spanning	t.b.v. UGT		t.b.v. BGT	
		f_{purep} N/mm^2	f_{pu} N/mm^2	ε_{pu} ‰			σ_{pi} $N/$		$0{,}9f_{pu}$ N/mm^2	ε_{pu} $0{,}9f_{pu}$ ‰	$0{,}9f_{purep}$ N/mm^2	ε_{pu} $0{,}9f_{purep}$ ‰
FeP1030	staaf	1030	935	35	835	760	790	750	840	4,20	925	4,63
FeP1080	staaf	1080	980	35	890	810	835	785	880	4,40	970	4,85
FeP1230	staaf	1230	1120	35	1080	980	985	895	1010	5,05	1105	5,53
FeP1670	draad	1670	1520	35	1440	1310	1325	1215	1370	6,85	1505	7,53
FeP1770	draad	1770	1610	35	1520	1380	1400	1290	1450	7,25	1595	7,98
FeP1860	Streng	1860	1690	35	1600	1450	1465	1350	1520	7,60	1675	8,38
Voor alle staalsoorten geldt Ep = 200000 N/mm^2												

2.3 Beton

De in rekening te brengen materiaaleigenschappen zijn voor gewapend beton en voorgespannen beton gelijk.

2.3.1 Druksterkte

De druksterkte f'_{bt} van het beton op het tijdstip van het aanbrengen van de volledige of gedeeltelijke voorspankracht moet voldoende hoog zijn.

$$f'_{bt} \geq 12\ N/mm^2 \qquad \text{en} \qquad f'_{bt} \geq f'_b \times \frac{F_{pt}}{F_{pi}}$$

F_{pt} = de voorspankracht op het tijdstip van aanspannen

F_{pi} = de maximaal toelaatbare aanvangsvoorspankracht op basis van de maximaal toelaatbare aanvangsspanning in het voorspanstaal.

2.3.2 Aanvangsdrukspanning

De aanvangsdrukspanning σ'_{bi} in de beton ten gevolge van F_{pi} mag niet te hoog zijn. In de doorsnede waar de aanvangsvoorspankracht over de volledige doorsnede gespreid is, moet voldaan worden aan:

$$\sigma'_{bi} \leq f'_{bt} \not> 0{,}75\, f'_b$$

Waarin f'_{bt} de rekenwaarde is van de druksterkte op het tijdstip van spannen, die gelijk is aan 0,6 maal de waarde van de karakteristieke druksterkte op dat tijdstip. Bij de bepaling van σ'_{bi} mag er van uit worden gegaan, dat het beton trekspanningen kan opnemen tot aan de gemiddelde buigtrekspanning f_{br}

2.3.3 Elasticiteitsmodulus

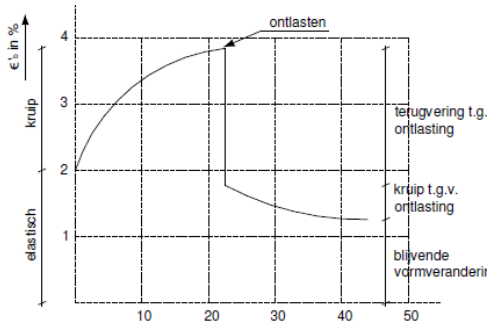
De elasticiteitsmodulus is voor gewapend en voorgespannen beton gelijk en bedraagt:

$$E'_b = \left(22250 + 250 \times f'_{ck}\right)\ [N/mm^2]$$

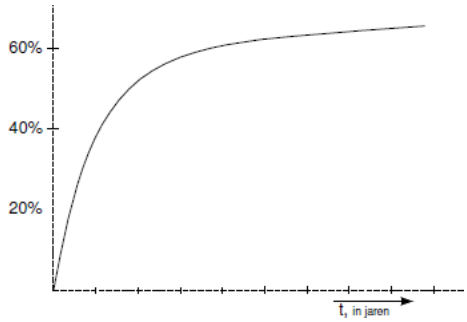
In deze waarde is rekening gehouden met het niet lineaire verloop van het σ – ε diagram. Voor de waarde van E'_b is 0,9 x de waarde van E'_b in de oorsprong aangehouden. De berekende waarde van de elasticiteitsmodulus is de korteduur E-modulus waarbij nog geen kruip in rekening is gebracht.

2.3.4 Kruip

Onder kruip wordt de tijdsafhankelijke toename van de elastische vervorming verstaan bij gelijkblijvende belasting. Bij ontlasting treedt een elastische terugvering op die tegengesteld is aan de kruip die reeds was opgetreden. Deze terugvering is minder groot dan de kruip, omdat gedurende de belastingtijd de E_{mod} van de beton is toegenomen. Onderstaande figuren ter verduidelijking, links het kruipverloop (Figuur 22), rechts het kruipdiagram van Glanville (Figuur 23).

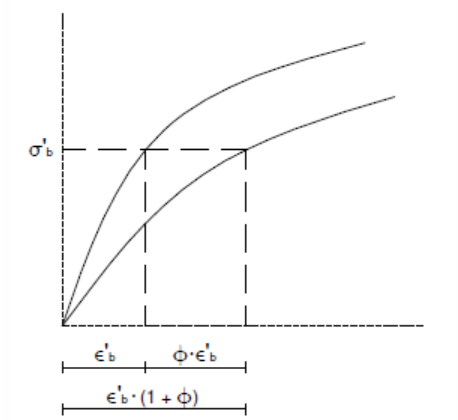


Figuur 22 Kruipverloop



Figuur 23 Kruipdiagram van Glanville

De invloed van de kruip wordt in rekening gebracht door een kruipcoëfficiënt ϕ in te voeren waarvoor geldt:



Figuur 24 Kruipcoëfficiënt

De uitdrukking $\frac{E'_b}{(1+{}^3/_4\phi)}$ is dan de rekenwaarde voor de elasticiteitsmodulus.

De kruipcoëfficiënt ϕ is samengesteld uit een groot aantal factoren, waarmee de invloed van de verschillende omstandigheden en uitgangspunten in rekening gebracht kunnen worden.

$$\phi = k_c \times k_d \times k_b \times k_h \times k_t \ngtr \phi_{max}$$

De waarden voor de factoren moeten ontleend worden aan de VBC art. 6.1.5. Voor de berekening van de verliezen ten gevolge van de kruipverkorting moet worden uitgegaan van de betonspanning ten gevolge van de representatieve waarden van de voorspanbelasting (P), de permanente belasting (G) en de momentane belasting (Q_m).

Bij voorspanning met aanhechting moet daarbij de betonspanning ter plaatse van het zwaartepunt van het voorspanstaal worden aangehouden.

Bij voorspanning zonder aanhechting moet de betonspanning ter plaatse van het zwaartepunt van de doorsnede worden genomen.

2.3.5 Krimp

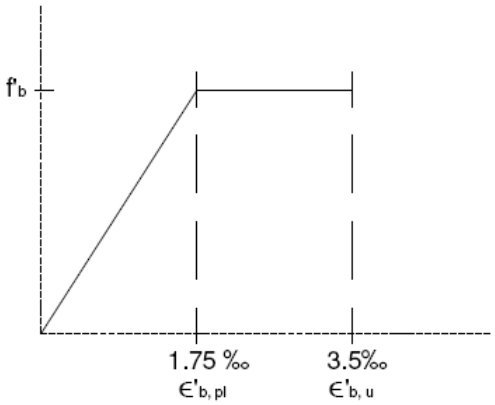
Krimp is evenals kruip een ingewikkeld en complex verschijnsel. De krimpverschijnselen worden meestal verklaard uit de fysisch- chemische omzettingen tussen water en cement, waarbij ondermeer een gel ontstaat. Dit gel bestaat hoofdzakelijk uit gehydrateerde calciumsilicaten en verkeert in quasivaste toestand, waarbij in de microscopisch kleine holten en kanalen nog water ingesloten is. Het uitdrogen van de gel en het verdampen van het water

uit de poriën en kanalen resulteert in de krimp. De verdamping gaat heel traag en daar waar het water aan de oppervlakte eerder uittreedt en sneller verdampt als in het inwendige van het lichaam, ontstaat een krimpgradiënt over de doorsnede. Hierbij is het mogelijk dat aan de buitenzijde trekspanningen en meer in het inwendige drukspanningen optreden. Ook kan stijging van de relatieve vochtigheid van de omgeving uitzetting ten gevolge hebben. Voor het bepalen van de werkvoorspankracht dient de krimpverkorting in rekening te worden gebracht. De verkorting ten gevolge van krimp (ε'_r) is ook weer samengesteld uit een aantal factoren, waarmee de invloed van de omstandigheden en uitgangspunten in rekening kan worden gebracht.

$$\varepsilon'_r = \varepsilon'_c \times k_b \times k_h \times k_p \times k_t \ngtr \varepsilon_{max}$$

2.3.6 Spanning – rekdiagram

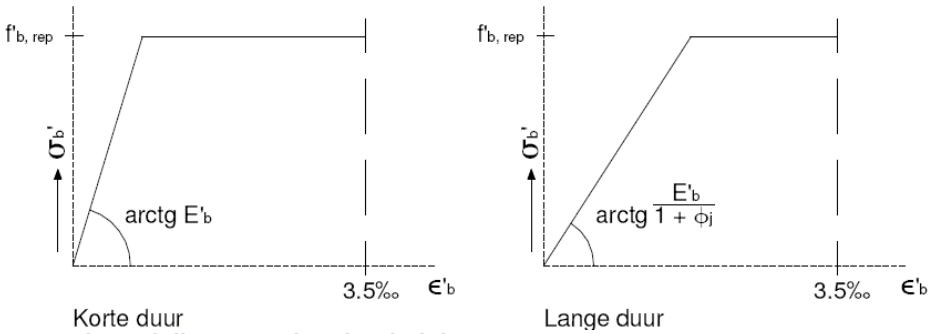
Het voorgeschreven spanning- rekdiagram is een vereenvoudiging van de werkelijkheid en geldt alleen voor de rekentoestand. In het geschematiseerde bi-lineaire σ – ε diagram is de kruip globaal in rekening gebracht. In de helling van de opgaande tak is de waarde van de langeduur E-modulus verwerkt. Hiervoor geldt Figuur 25.



Figuur 25 Spanning-rekdiagram

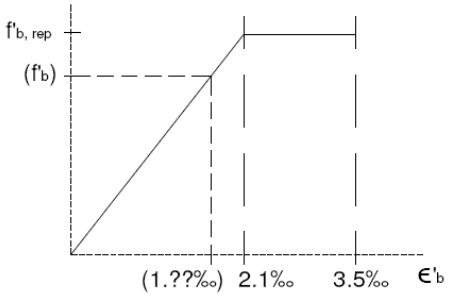
$$\frac{E'_b}{(1+{}^3/_4\phi\,)} = \frac{1000 \times f'_b}{1{,}75}$$

Voor de berekening van de doorbuiging in de gebruikstoestand moeten aangepaste diagrammen worden gebruikt. In onderstaande figuren worden deze σ – ε diagrammen weergegeven (Figuur 26).



Figuur 26 Spanning-rekdiagram m.b.t. doorbuiging

Voor de toetsing van scheurvorming moet het $\sigma - \varepsilon$ diagram aangepast worden tot de in onderstaande figuur aangegeven vorm en waarden voor f'_b en ε'_b.



Figuur 27 Spanning-rekdiagrammen m.b.t. scheurwijdte

2.3.7 Treksterkte

Bij bepaling van de aanvangsvoorspankracht mag er worden uitgegaan dat het beton trekspanningen kan opnemen tot aan de gemiddelde buigtreksterkte f_{rb}.

$f_{rb} = (1{,}6 - h) \times f_{bm} \not< f_{bm}$ Voorspanstaal

2.3.8 Relaxatie

Onder relaxatie wordt de tijdsafhankelijke spanningsdaling van het voorspanstaal verstaan, dat op een constante lengte en temperatuur wordt gehouden. De relaxatie is groter naarmate de aanvangsspanningen in het voorspanstaal hoger zijn. Ook neemt de relaxatie toe met stijgende temperatuur.

Het spanningsverlies in het voorspanstaal ten gevolge van relaxatie moet volgens onderstaande formule worden bepaald:

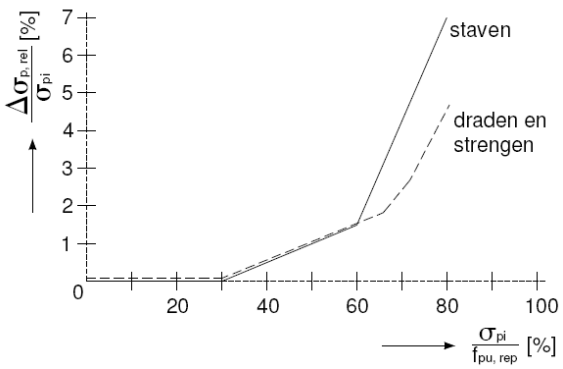
$$\Delta\sigma_p = 3 \times \Delta\sigma_{prel} \times (1 - 2\,\frac{\Delta\sigma_{pkr}}{\sigma_{pi}})$$

Waarin:

$\Delta\sigma_{prel}$ is de maximale relaxatie na 1000 uur

$\Delta\sigma_{pkr}$ is het spanningsverlies in het voorspanstaal ten gevolge van kruip en krimp van het beton

In onderstaande figuur wordt het verlies door relaxatie voor staven, draden en strengen weergegeven.



Figuur 28 Verband tussen relaxatie en spanningsniveau

2.3.9 Aanvangs- en werkvoorspanning

De aanvangsspanning in het voorspanstaal mag niet te hoog zijn. De kleinste waarde van onderstaande uitdrukkingen moet worden aangehouden:

$$F_{pi} \leq 0{,}8 \times A_p \times f_{pu} \text{ ---- } \sigma_{pi} \leq 0{,}8 \times f_{pu}$$

$$F_{pi} \leq \quad A_p \times f_p \text{ ---- } \sigma_{pi} \leq \quad f_{pu}$$

De grenswaarde voor de aanvangsspanning mag ter compensatie van de verliezen ten gevolge van intrekking in de verankering, wrijving en elastische verkorting van het beton, ten

hoogste tijdens het spannen worden overschreden met een percentage dat volgt uit de volgende formule:

$$80\left(f_p/f_{pu} - 0{,}75\right) \not> 12$$

Voor FeP1670, 1770, 1860 is dat respectievelijk: 8,95%, 8,57% en 8,64%

2.4 Aandachtspunten bij het spannen

Een betonconstructie zal ten gevolge van het voorspannen willen vervormen. Deze vervorming moet vrij kunnen optreden, ongehinderd door bekisting of starre opleggingen. Mocht deze vervorming desalniettemin toch worden verhinderd, dan dient ook rekening te worden gehouden met de krachten die voortvloeien uit deze verhinderde vervorming.

Tijdens het voorspannen wordt zowel de grootte van de voorspankracht als de verlenging van de voorspankabels gemeten. De constructeur dient van tevoren een minimum en een maximum van de voorspankracht en de verlenging te bepalen, en deze informatie door middel van een voorspanprotocol aan de spanploeg door te geven. Dit voorspanprotocol dient verder bij het spannen van een aantal voorspanelementen de spanvolgorde te omvatten, en moet aangeven of van één dan wel van twee zijden gespannen moet worden.

Het jonge beton moet zo snel mogelijk onder druk worden gezet om het ontstaan van krimpscheuren te voorkomen. Een bijkomend voordeel is dan bovendien dat de ondersteuningsconstructie snel kan worden verwijderd. Wanneer de betonsterkte nog te laag is, kunnen de spanelementen in etappes gespannen worden.

De constructeur dient zich te realiseren dat ten gevolge van de elastische verkorting van het beton, door het voorspannen van de constructie, reeds gespannen elementen weer wat aan voorspankracht zullen verliezen.

De maximale spanning in het voorspanstaal mag de kleinste waarde van $0{,}8f_{pu}$ of f_p niet mag overschrijden. Tijdens het spannen mag een hogere spanning worden toegelaten om de spanningsverliezen ten gevolge van de intrekking in de verankering, de wrijving en de elastische verkorting van het beton te compenseren; het percentage overspanning dat is toegestaan volgt uit: $80\left(f_p/f_{pu} - 0{,}75\right) \not> 12$.

De aanvangs(druk)spanning σ_{bi} na het aanbrengen van de aanvangsvoorspankracht moet voldoen aan: $\sigma'_{bi} \leq f'_{bt} \not> 0{,}75\, f'_b$. Hierin is f'_{bt} de rekenwaarde van de druksterkte op tijdstip t (= 0,6 maal de karakteristieke kubusdruksterkte). Indien f'_{bt} kleiner dan 12 N/mm^2 is, mag slechts een gedeeltelijke voorspankracht op het beton worden overgedragen. Bij de bepaling van σ'_{bi} mag ervan worden uitgegaan dat beton trekspanningen kan opnemen tot f_{br} (de gemiddelde buigtreksterkte van beton).

Verder dient te worden voldaan aan een aantal gestelde eisen betrekking tot de optredende (buig-) trekspanning, dan wel scheurwijdte, voor de bruikbaarheidsgrenstoestand.

3 Schematisering, krachts- en spanningsverdeling

3.1 Inleiding

Onder schematisering wordt het bepalen van systeemlijnen en het vaststellen van de geometrische grootheden, zoals overspanningen en afmetingen van de doorsnede, verstaan.

3.2 Bepaling van de krachtsverdeling

Bij de berekening van de krachtsverdeling bij voorgespannen beton mogen dezelfde theoriën gebruikt als bij gewapend beton:

- De niet-lineaire-elasticiteitstheorie
- De quasie-lineaire-elasticiteitstheorie
- De lineaire-elasticiteitstheorie
- De plasticiteitstheorie op basis van een bezwijkmechanisme
- De plasticiteitstheorie op basis van de evenwichtmethode

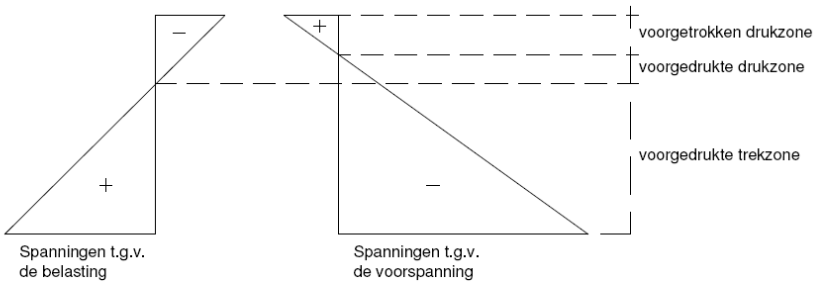
In ons onderzoek zullen wij ons beperken tot de lineaire elasticiteitstheorie.

Bij statisch bepaalde constructies zijn opgelegde vervormingen ten gevolge van temperatuur, krimp- en kruipverkorting niet van invloed op de krachtsverdeling in de constructie. Daarom gaan wij, ten behoeve van onze handberekening, uit van een statisch bepaalde constructie.

3.3 Spanningsgebieden

Tijdens het voorspannen en het gedeeltelijk of geheel aanbrengen van de uitwendige belastingen treden in de gebruikstoestand verschillende spanningstoestanden op. Bij een voorgespannen balk, opgelegd op twee steunpunten, kunnen de volgende spanningsgebieden worden onderscheiden.

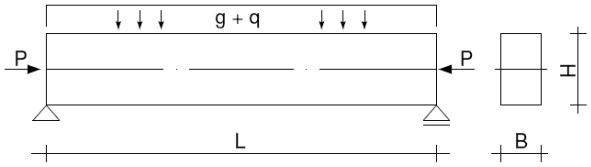
- Voorgedrukte Trekzone (VDTZ): Dit is het gedeelte in de dwarsdoorsnede waarin de trekspanningen ten gevolge van de uitwendige belastingen en drukspanningen ten gevolge van de voorspanning optreden.
- Voorgetrokken drukzone (VTDZ): Hieronder wordt het gedeelte van de dwarsdoorsnede verstaan waarin trekspanningen ten gevolge van de uitwendige belastingen en trekspanningen ten gevolge van de voorspanning optreden.
- Voorgedrukte drukzone (VDDZ): Dit is het gebied in de dwarsdoorsnede waarin de trekspanningen ten gevolge van de uitwendige belastingen en drukspanningen ten gevolge van de voorspanning optreden.



Figuur 29 Spanningsgebieden

3.4 Centrische voorspanning

Onder centrische voorspanning wordt verstaan dat de voorspanningkracht (P) in de gehele ligger in het zwaartepunt van de doorsnede aangrijpt. Zie Figuur 30:



Figuur 30 Belastinggeval - centrische voorspanning

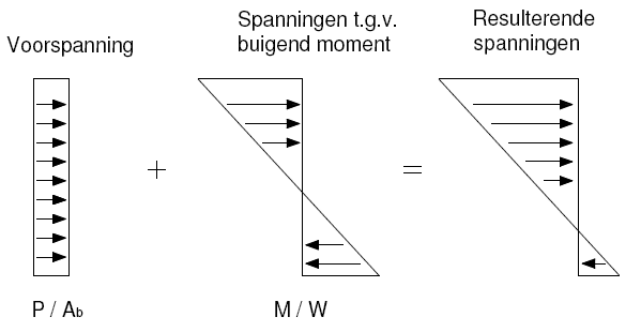
De spanningen in de middendoorsnede van de balk zijn:

$$\sigma_{bb} = \frac{P}{A_b} + \frac{M}{W} \qquad \sigma_{bo} = \frac{P}{A_b} - \frac{M}{W}$$

Indien aan de eis wordt voldaan dat geen trekspanningen in de middendoorsnede mogen optreden, geldt:

$$\frac{P}{A_b} = \frac{M}{W}$$

De spanningen ten gevolge van het voorspannen is dan gelijk aan de spanning ten gevolge van het moment. In de hierna volgende figuur zijn de spanningen ten gevolge van dit belastinggeval getekend.



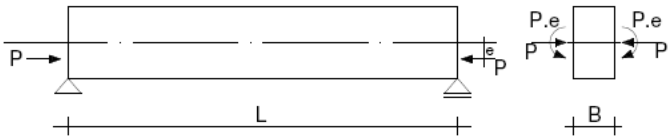
Figuur 31 Spanningsfiguren t.g.v. centrische voorspanning

Het opneembare moment is in dit geval blijkbaar gelijk aan:

$$M = P \times \frac{W}{A_b} = P \times \frac{h}{6} = P \times k$$ Waarin k de kernstraal is.

3.5 Excentrische voorspanning

Met rechte voorspankabels en over de gehele lengte van de ligger een constante excentriciteit (Figuur 32)



Figuur 32 Belastinggeval - constante excentriciteit

De doorsneden moeten nu berekend worden op:

- Een centrisch aangrijpende normaalkracht P
- Een moment met een grootte van $M_p = -P \times e$

Voor de spanningen in de middendoorsnede ten gevolge van P en g geldt:

$$\sigma_{bo} = -\frac{P}{A_b} - \frac{P \times e}{W} + \frac{M_g}{W} \quad (1) \qquad \text{(VDTZ)}$$

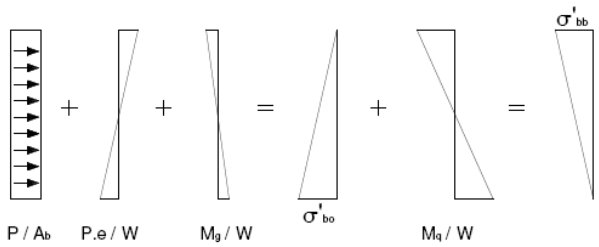
$$\sigma_{bb} = -\frac{P}{A_b} + \frac{P \times e}{W} - \frac{M_g}{W} \quad (2) \qquad \text{(VTDZ)}$$

Voor de spanningen in de middendoorsnede ten gevolge van P, g en q geldt:

$$\sigma_{bo} = -\frac{P}{A_b} - \frac{P \times e}{W} + \frac{M_g}{W} + \frac{M_q}{W} \quad (3) \qquad \text{(VDTZ)}$$

$$\sigma_{bo} = -\frac{P}{A_b} - \frac{P \times e}{W} + \frac{M_g}{W} + \frac{M_q}{W} \quad (4) \qquad \text{(VTDZ)}$$

Indien er weer wordt uitgegaan dat in de middendoorsnede geen trekspanningen mogen optreden, dan geldt voor de middendoorsnede onderstaande spanningstoestand ()



Figuur 33 Spanningsfiguren t.g.v. constante excentriciteit

Uit deze figuur blijkt nu dat voor het moment ten gevolge van de veranderlijke belasting geldt:

$$M_g = 2 \times P \times \frac{W}{A_b} = 2 \times P \times k = P \times (k_o + k_b)$$

Hieruit blijkt dat het opneembare moment bij de zelfde voorspankracht twee maal zo groot is geworden. Dit volgt ook uit de analytische oplossing van de combinatie van voorwaarde (2) en (3):

$$-\frac{P}{A_b}+\frac{P\times e}{W}-\frac{M_g}{W} \qquad = 0 \qquad (2)$$

$$-\frac{P}{A_b}-\frac{P\times e}{W}+\frac{M_g}{W}+\frac{M_q}{W} \quad = 0 \qquad (3)$$

+

$$-2\times\frac{P}{A_b}+\frac{M_q}{W} \qquad = 0$$

ofwel: $M_q = 2 \times P \times k$, als reeds grafisch gevonden was.

In de voorschriften wordt alleen σ_{bo} begrensd met betrekking op de aanvangsvoorspankracht. De grootte van σ_{bb} wordt begrensd door f'_b met betrekking tot het breukmoment, waarvoor moet gelden:

$$\gamma \times M = M_d \leq M_u$$

Indien $\sigma_{bo} = \sigma_{bb} = \sigma'_b$, dan is:

$$M_g = \sigma'_b \times W$$

Hieruit blijkt dat het eigengewicht van de balk het opneembare moment niet beïnvloed.

De excentriciteit van de voorspankracht wordt met waarde (2) berekend, waarvoor geldt:

$\sigma_{bb} = -\frac{P}{A_b}+\frac{P\times e}{W}-\frac{M_g}{W} = 0$ Hieruit volgt dat: $e = \frac{W}{A_b}+\frac{M_g}{P} = k + e$

Door de voorspankracht op een afstand e onder het onderkernpunt aan te laten grijpen, wordt de resulterende spanning ten gevolge van P en M_g ter plaatse van de bovenkant van de balk juist nul.

Omdat de voorspanning een recht verloop heeft zal voor de niet in het midden gelegen doorsnede gelden:

$$\sigma_{bb} = -\frac{P}{A_b}+\frac{P\times e}{W}-\frac{M_g}{W} > 0$$

Er zullen dan trekspanningen optreden ter plaatse van de bovenzijde van de balk. De trekspanning zal maximaal zijn ter plaatse van de oplegging en zal gelijk zijn aan:

$$\sigma_{bb} = \frac{M_g}{W}$$

Door het kabelverloop aan te passen aan het verloop van de momenten, kan dit worden voorkomen.

3.6 Voorspannen van op buiging belaste constructies (variabele excentriciteit)

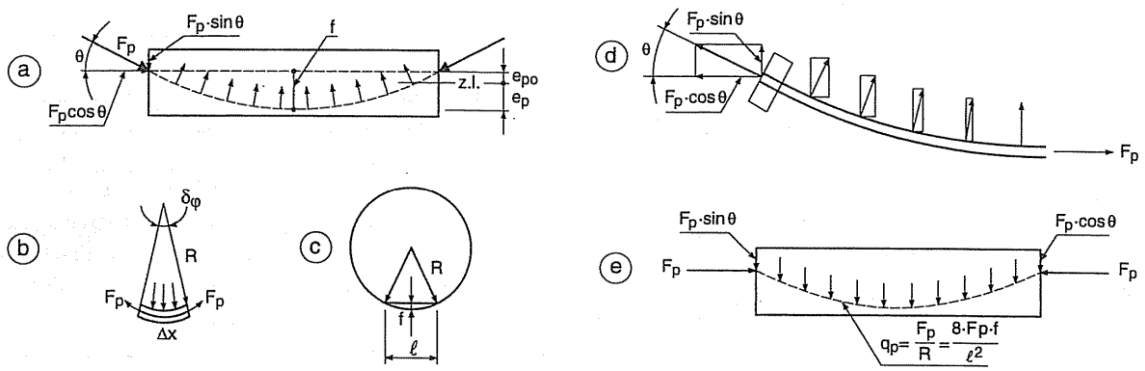
3.6.1 Voorspanning als belasting

Het verloop van het voorspanstaal in op buiging belaste constructies wordt hoofdzakelijk bepaald door twee factoren:

Het beoton mag onder de meest ongunstige belastingscombinatie niet, dan wel in beperkte mate scheuren, en dientengevolge wordt een grens gesteld aan de maximale trekspanning of scheurwijdte. Dit vereist veelal een lage ligging van het voorspanstaal ter plaatse van het midden van de balk en een hogere ligging nabij de opleggingen.

De voorspankracht moet kunnen worden verankerd. Om de bijbehorende grote ankerkrachten te kunnen overdragen moeten de ankerplaten een bepaalde minimum afmeting hebben. Bovendien moet bij de ankers een minimale onderlinge afstand worden aangehouden om ongunstige spanningsconcentraties te vermijden. Het zal dus noodzakelijk zijn om de voorspankabels naar de balkeinden toe te spreiden. In veel gevallen is de verankeringsproblematiek beslissend voor de keuze van het type voorspanelementen; vaak zal ook het uiteinde van het betonelement moeten worden verbreed om de benodigde ankers hierin onder te kunnen brengen.

Deze twee factoren leiden ertoe dat de voorspankabels gebogen (bij voorspannen met nagerekt staal) of geknikt (bij voorspannen met voorgerekt staal) verlopen. Hierdoor treden krommingsdrukken c.q. krachten op, die als belasting op de ligger werken, zie onderstaande figuur.



Figuur 34 Berekening van de krommingsdruk in een balk met een gebogen voorspanelement

a. **Werkelijke voorspanbelasting op de ligger**
b. **Krommingsdruk op kabelelementje met lengte Rdθ**
c. **Relatie kromtestraal R, liggerlengte l en pijl f**
d. **Krachten op de voorspankabel**
e. **Geschematiseerde voorspanbelasting op de ligger**

In dit voorbeeld verloopt de voorspankabel cirkelvormig, met straal R en pijl f (Figuur 34a). Aangenomen wordt dat de voorspankracht constant is over de hele lengte van de kabel. Figuur 34b toont een stukje van de gebogen kabel, uit de evenwichtsvoorwaarden volgt:

$q_p \times R \times \delta\varphi = F_p \times \delta\varphi$ Ofwel: $q_p = \frac{F_p}{R}$

Het verband tussen R en f volgt uit Figuur 34c: $f = R - \sqrt{(R^2 - \frac{1}{4} \times l^2)}$

Kwadrateren geeft: $f^2 - 2 \times f \times R + R^2 = R^2 - \frac{1}{4} \times l^2$ ofwel: $f^2 - 2 \times f \times R = -\frac{1}{4} \times l^2$

Veelal geldt $R >> f$ waardoor de term f^2 kan worden verwaarloosd, zodat geldt:

$$R = \frac{L^2}{8 \times e}$$

Substitutie van $R = \frac{L^2}{8 \times f}$ in $q_p = \frac{F_p}{R}$ geeft: $q_p = \frac{8 \times F_p \times f}{l^2}$

De door de voorspankabel uitgeoefende belasting wordt getoond in Figuur 34d.

Aan de einden van de ligger wordt de kracht F_p onder een hoek θ ingeleid (Figuur 34d). De kracht F_p kan dus worden ontbonden in een verticale kracht $F_p \times \sin\theta$ en een horizontale kracht $F_p \times \cos\theta$.

3.6.1.1 De evenwichtsbelastingmethode

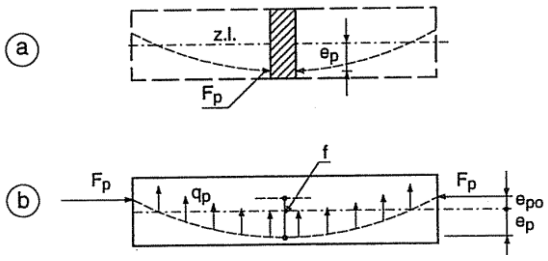
De hoek θ is meestal klein. Bij een liggerlengte van 25 meter en een pijl f van 0,80 meter geldt $\theta = 7{,}5°$. Dan geldt $F_p \times \cos\theta = 0{,}991 \times F_p$ en $F_p \times \sin\theta = 0{,}13 \times F_p$. De horizontale kracht die aan het liggereinde wordt ingeleid is dus met een goede benadering gelijk te stellen aan F_p.

Eenzelfde redenering geldt voor de krommingsdruk $q_p = F_p/R$. De verticale component is vrijwel gelijk aan F_p/R. De horizontale component is, in totaliteit, klein, immers ter plaatse van de liggereinden is de ingeleide kracht gelijk aan $F_p \times \cos\theta$ en in het balkmidden bij een wrijvingsloze kabel gelijk aan F_p. Bij een hoek $\theta = 7{,}5°$ is het verschil dus slechts $0{,}009 \times F_p$, hetgeen te verwaarlozen is.

Men kan dus rekenen met een voorspanbelasting op de ligger zoals aangegeven in Figuur 34e.

3.6.1.2 De snedemethode

Bij deze methode worden de spanningen per snede berekend. Onderstaand figuur () toont een geval, waarbij ter plaatse van het balkmidden sprake is van een kabelexcentriciteit e_p.



Figuur 35

a. **Berekening volgens de snedemethode**
b. **Berekening volgens de evenwichtsbelastingsmethode**

De betonspanningen aan de boven en onderzijde van de ligger volgen nu uit:

Onderzijde: $\sigma_{bo} = -\frac{F_p}{A_b} - \frac{F_p \times e_p}{W_{bo}}$

Bovenzijde: $\sigma_{bb} = -\frac{F_p}{A_b} + \frac{F_p \times e_p}{W_{bb}}$

Met de evenwichtbelastingsmethode zouden exact dezelfde waarden gevonden worden. De hierbij in te voeren belastingen zijn: een normaaldrukkracht F_p met een excentriciteit e_{po} aan de liggereinden en een opwaartse, gelijkmatig verdeelde krommingsdruk:

$q_p = \frac{F_p}{R} = \frac{8 \times F_p \times f}{l^2}$

Ter plaatse van de middendoorsnede van de ligger is er dus sprake van een buigend moment gelijk aan:

$$M = F_p \times e_{po} \times \frac{1}{8} \times q_p \times l^2 = F_p \times e_{po} \times \frac{1}{8} \times \frac{8 \times F_p \times f}{l^2} \times l^2 = F_p \times e_{po} \times F_p \times f = F_p \times e_p$$

En een centrische drukkracht F_p. Met deze waarden vindt met de spanningen σ_{bo} en σ_{bb} uit de vergelijkingen van de betonspanningen terug.

Op het eerste gezicht lijkt de snedemethode handiger dan de evenwichtsbelastingsmethode. Dit geldt echter slechts voor het geval dat de buigspanningen worden berekend in statisch bepaalde liggers, waarbij onder de belasting in de bruikbaarheidsgrenstoestand geen scheurvorming wordt toegelaten. Daartegenover biedt de evenwichtsbelastingsmethode de volgende voordelen:

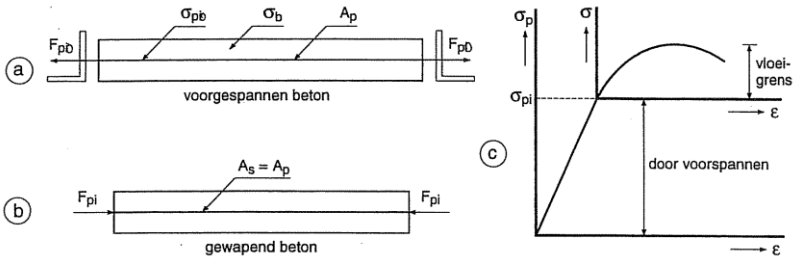
- De methode is geldig voor alle vormen van voorspanning, ongeacht sprake is van:
  “volledige voorspanning”, waarbij onder de belasting in de bruikbaarheidsgrenstoestand geen trekspanning in het beton wordt toegelaten,
  “beperkte voorspanning”, waarbij onder de belasting in de bruikbaarheidsgrenstoestand geen scheurvorming in het beton wordt toegelaten,
  “gedeeltelijke voorspanning”, waarbij onder de belasting in de bruikbaarheidsgrenstoestand scheurvorming wordt toegelaten.
- De methode leidt sneller tot resultaat bij statisch onbepaalde constructies.
- De methode leidt tot een beter inzicht in het gedrag van constructies en is daarom beter geschikt om mee te ontwerpen.

In deze uitwerking zal de snede methode alleen worden gebruikt voor het controleren van betonspanningen in statisch bepaalde liggers, waarbij in de gebruiksfase geen scheurvorming wordt toegelaten.

Bij voorspannen met nagerekt staal (zowel met als zonder aanhechting) is de voorspankracht F_{pi} die na de verankering op de ligger wordt uitgeoefend.

Bij voorspannen met voorgerekt staal is de voorspankracht de kracht F_{po}, die juist voor het doorzagen van de strengen op de spanbok op de spanbok wordt uitgeoefend. Deze laatste definitie kan worden begrepen door “ontlasten” te beschouwen als “belasten” met een kracht met een negatief teken.

Op grond van een dergelijke beschouwing van het “voorspannen” van constructies, onderscheidt een voorgespannen constructie zich nog nauwelijks van een constructie in gewapend beton met een, met de voorspankracht overeenkomende, uitwendige belasting. Zie ook Figuur 36.



Figuur 36 Vergelijking tussen het gedrag van een voorgespannen element en een gewapend betonelement waarop een uitwendige normaalkracht werkt.

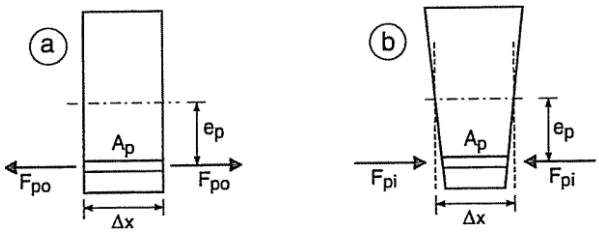
Figuur 36a toont een centrisch voorgespannen element in een spanbank. De strengen zijn nog verankerd aan de spanbokken en oefenen daarop een kracht F_{po} uit. Op dit tijdstip is de spanning in het voorspanstaal $\sigma_{po} = F_{po}/A_p$ en de spanning in het beton $\sigma_b = 0$. Ten gevolge van het aflaten van de voorspankracht van de spanbok wordt de kracht op het betonelement overgedragen. Volgens onderstaande vergelijking geldt:

$$\Delta\sigma_b = \frac{\frac{F_{po}}{A_b}}{l + n_e \times \omega_p} \qquad \Delta\sigma_p = \frac{n_e \times \omega_p \frac{F_{po}}{A_b}}{l + n_e \times \omega_p}$$

Nu wordt het met betonstaal gewapende element van Figuur 36b beschouwd, waarin de staaldoorsnede A_s gelijk is aan A_p van het voorgespannen element. In onbelaste toestand geldt $\sigma_s = 0$ en $\sigma_b = 0$. Wanneer dit element door een uitwendige kracht F_{pi} wordt belast, zal deze kracht zich op dezelfde wijze over de beton- en staaldoorsnede verdelen als bij het voorgespannen element. De spanningstoename is in beide gevallen gelijk. Het enige verschil is de aanvangsspanning σ_{pi} van het voorspanstaal, en daarmee de reserve tot aan de vloeigrens (Figuur 36c). Deze conclusie is belangrijk voor het begrip van de werking van voorspanning.

3.6.2 Voorspannen met voorgerekt staal

Wanneer, bij voorgerekt staal, de voorspankracht van de spanbokkken op het element wordt overgedragen, treedt een verkorting van het element op. Hierdoor zullen ook spanningsveranderingen in staal en beton optreden. Met betrekking tot de direct optredende staalspanningsafname wordt veelal over “elastische voorspanverliezen” gesproken. De grootte van de elastische verkorting, en de bijbehorende spanningsverandering, zijn belangrijk voor de spanningscontrole.



Figuur 37 Voorspannen met voorgerekt staal: situatie vóór (a) en ná (b) het spannen

Beschouwd wordt een stukje uit de ligger, die met rechte kabels met excentriciteit e_p wordt voorgespannen (Figuur 37). Vóór de overdracht van de voorspankracht op de ligger is de staalspanning $\sigma_{po} = F_{po}/A_p$. Door het overdragen van de voorspankracht op het element wordt dit korten: in het staal wordt zo een drukkracht $-\Delta F_p$ opgebouwd, die moet worden opgeteld bij de voorspankracht F_{po}. Op de netto betondoorsnede wordt dus de kracht $F_{po} - \Delta F_p$ uitgeoefend. Hierdoor ontstaat in het beton ter hoogte van het staal een verkorting:

$$\Delta l_b = \left(F_{po} - \Delta F_p\right) \times \left(\frac{1}{A_b} + \frac{e^2{}_p}{I_b}\right) \times \frac{\Delta x}{E_b}$$

Voor de verkorting van het staal geldt:

$$\Delta l_p = \frac{\Delta F_p}{A_p} \times \frac{\Delta x}{E_b}$$

Omdat moet gelden $\Delta l_b = \Delta l_p$ volgt hieruit voor de kracht die op het staal wordt overgedragen:

$$\Delta F_p = \frac{n_e \times \omega_p \times f}{1 + n_e \times \omega_p \times f} \times F_{po}$$

Waarbij: $f = \left(1 + \frac{A_b \times e^2{}_p}{I_b}\right)$, $\quad n_e = \frac{E_s}{E_b} \quad en\ \omega_p = \frac{A_p}{A_b}$

Op het beton wordt dus overgedragen:

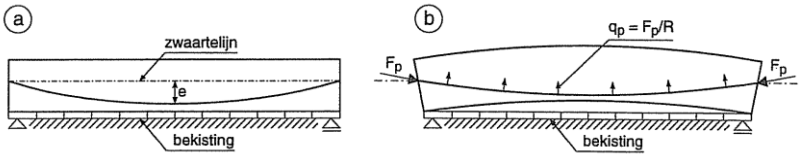
$$\Delta F_b = F_{po} - \Delta F_p = \frac{1}{1 + n_e \times \omega_p \times f} \times F_{po}$$

3.6.3 Voorspannen met nagerekt staal

Bij voorspannen met nagerekt staal worden de kabels na het verharden van het beton gespannen, en de voorspankanalen aansluitend geïnjecteerd met een speciale injectiemortel. Na verharding van de injectiemortel gedraagt de doorsnede zich als een samengestelde doorsnede: staal en beton werken nauw samen bij het opnemen van de belasting. Het voorspanstaal gedraagt zich dan op dezelfde wijze als het betonstaal in een gewapende ligger.

3.6.4 Het overdragen van de voorspankrachten

In tegenstelling tot voorspanning met voorgerekt staal werkt de voorspankracht bij nagerekt staal niet op de samengestelde doorsnede, omdat de samenwerking in die fase nog niet tot stand is gekomen. Door het spannen zal de ligger vervormen, waardoor ook het eigen gewicht wordt geactiveerd ()



Figuur 38 Voorspannen met nagerekt staal

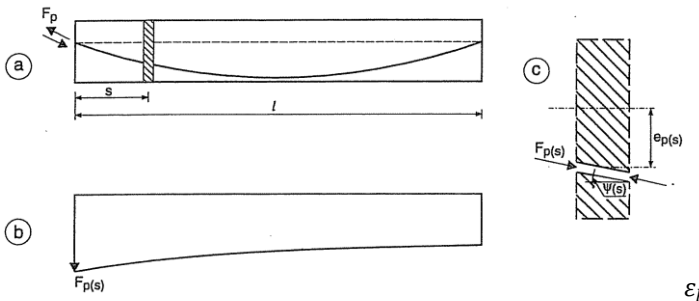
a. **Vóór het aanbrengen van de voorspanning**
b. **Ná het aanbrengen van de voorspanning**

Wanneer op het voorspanvijzel een kracht F_p wordt afgelezen, dan geldt voor de spanningen in het midden van de ligger (doorsnedemethoden)

Onderzijde: $\sigma_{bo} = \frac{M_{eg}}{W_{bo}} - \frac{F_p}{A_b} - \frac{F_p \times e_p}{W_{bo}}$

Bovenzijde: $\sigma_{bo} = -\frac{M_{eg}}{W_{bo}} - \frac{F_p}{A_b} + \frac{F_p \times e_p}{W_{bo}}$

Om ervan verzekerd te zijn dat de beoogde spanningen ook daadwerkelijk optreden, dient niet alleen de door de vijzel uitgeoefende kracht, maar ook de lengte waarover de kabel uit het beton getrokken te worden gemeten.



$$\varepsilon_{bp} = F_p(x) \times \cos(\psi(x)) \times \left(\frac{1}{A_b} + \frac{e^2{}_{(x)}}{I_b}\right) \times \frac{l}{E_b}$$

Figuur 39 Berekening van de verlenging van de voorspankabel

Voor de berekening van de uittrekking van de kabel wordt de ligger denkbeeldig in kleine stukjes verdeeld (Figuur 39). Hierbij dient men in rekening te brengen, dat spanningsverliezen zullen optreden ten gevolge van de wrijving tussen de kabel en de omhullingsbuis(Figuur 39).

De uittrekking is te bepalen uit de (echte) verlenging van het staal Δl_p en de verkorting van het beton Δl_b ter hoogte van het voorspanelement. Bij invoering van het (+)-teken voorverlenging en het (-)-teken voor verkorting volgt de uittrekking Δl van één kabel uit:

$\Delta l_{prel} = \Delta l_p - \Delta l_b$ (+ slip van de verankering)

De verlenging van het voorspanstaal volgt uit:

$$\Delta l_p = \int_0^l \varepsilon_p(x)dx = \int_0^l \frac{F_p(x)}{E_p \times A_p} dx$$

Bij een slanke constructie blijft de helling van het voorspanelement klein, waardoor $F_p(x) \times \cos(\psi(x)) \approx F_p(x)$. De verkorting van het beton Δl_b volgt gedeeltelijk uit de verkorting ten gevolge van de voorspanning, en gedeeltelijk uit de verlenging ten gevolge van het eigen gewicht, waaruit volgt:

$$\Delta l_b = \int_0^l \frac{F_p(x)}{E_b \times A_b} dx + \int_0^l \frac{-F_p(x) + e_p(x) + M_{eg}(x)}{E_p \times I_b} \times e_p(x)\, dx$$

Hieruit volgt voor de uittrekking:

$$\Delta l_{prel} = \int_0^l \frac{F_p(x)}{E_p \times A_p} dx + \int_0^l \frac{F_p(x)}{E_b \times A_b} dx + \int_0^l \frac{-F_p(x) + e_p(x) + M_{eg}(x)}{E_p \times I_b} \times e_p(x)\, dx$$

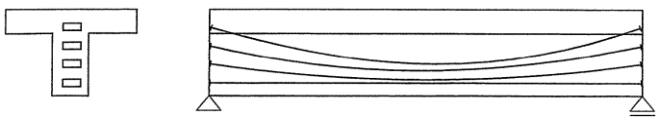
Meestal kan de laatste integraal worden verwaarloosd zodat geldt:

$$\Delta l_{prel} = \left(\frac{1}{E_p \times A_p} + \frac{1}{E_b \times A_b}\right) \times \int_0^l F_p(x) = \left(\frac{1}{E_p \times A_p} + \frac{1}{E_b \times A_b}\right) \times F_{pm} \times l$$

Waarin F_{pm} de gemiddelde waarde van F_p over de lengte l is.

3.7 Het in rekening brengen van de elastische verkorting van de ligger bij het spannen van een ligger met een aantal voorspanelementen.

Niet alleen de ligger zal korter worden door het spannen van één van de kabels, maar daarmee ook de reeds gespannen kabels. Voorafgaand aan het injecteren van de voorspankanalen verliezen de reeds gespannen kabels derhalve een deel van hun aanvangsspanning. Dit kan worden verduidelijkt aan de hand van onderstaand figuur (Figuur 40).



Figuur 40 Aanzicht en doorsnede van een ligger met een aantal voorspanelementen

Bij de bepaling van de relatieve verlenging aan de hand van de vergelijking in de vorige paragraaf werd reeds toegelicht dat de laatste integraal in de meeste praktijksituatie kan worden verwaarloosd. Daarom is het effect van de buiging van de ligger buiten beschouwing gelaten, en is alleen rekening gehouden met de verkorting in de lengterichting van de ligger.

Indien een voorspanelement met een kracht F_p wordt gespannen, dan zal een verkorting Δl_b optreden gelijk aan:

$$\Delta l_b = -\frac{F_p}{E_b \times A_b} \times l$$

De totale verkorting Δl_p in het eerste voorspanelement door het spannen van (n-1) andere voorspanelementen is:

$$\Delta l_p = -(n-1) \times \frac{F_{p \times l}}{E_b \times A_b}$$

Het verlies aan voorspankracht in het eerste voorspanelement bedraagt zodoende:

$$\Delta F_p = (n-1) \times F_p \times \frac{E_p \times A_p}{E_b \times A_b}$$

Het totale verlies bij n elementen bedraagt dan:

$$\sum \Delta F_p = \frac{n \times (n-1)}{2} \times F_p \times \frac{E_p \times A_p}{E_b \times A_b}$$

3.8 Voorbeeld

De ligger uit Figuur 40 heeft een doorsnede $A_b = 1 \times 10^6 mm^2$, een elasticiteitsmodulus $E_b = 30000\ N/mm^2$, en een voorspankracht per kabel $(A_p = 902\ mm^2)$ met $F_p = 875\ kN$

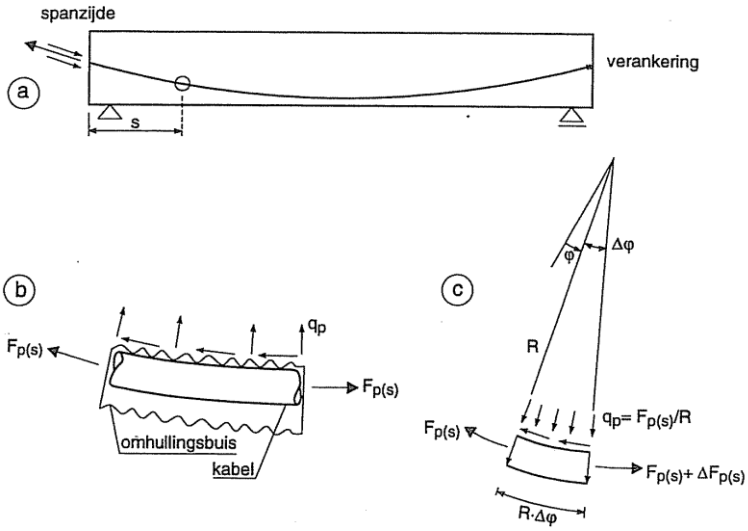
Voorspanelement	Verliezen ΔF_p in kN	Verliezen in %	Formule
1	15,8	1,8	$(4-1) \times 875 \times 10^3 \times \frac{(20 \times 10^5) \times 902}{(3 \times 10^4) \times (1 \times 10^6)} = 15{,}8$
2	10,5	1,2	$(3-1) \times 875 \times 10^3 \times \frac{(20 \times 10^5) \times 902}{(3 \times 10^4) \times (1 \times 10^6)} = 10{,}5$
3	5,3	0,6	$(2-1) \times 875 \times 10^3 \times \frac{(20 \times 10^5) \times 902}{(3 \times 10^4) \times (1 \times 10^6)} = 5{,}3$
4	-	-	$(1-1) \times 875 \times 10^3 \times \frac{(20 \times 10^5) \times 902}{(3 \times 10^4) \times (1 \times 10^6)} = 0$
Totaal	31,6	0,9	

Figuur 41 Verliezen per voorspanelement t.g.v. het spannen van de overige elementen

3.9 Wrijvingsverliezen

Bij het voorspannen met nagerekt staal gaat, vooral bij gebogen voorspanelementen, een deel van de voorspankracht verloren door de wrijving tussen de voorspankabel en de omhullingsbuis. De voorspankracht F_p is daarom niet constant over de lengte van de kabel, zie Figuur 39b.

Figuur 42a toont een ligger met een gebogen voorspankabel, waarvan een deel wordt weergegeven in Figuur 42b.



Figuur 42 Wrijving voorspankabel - omhullingsbuis

Voor de krommingsdruk geldt: $q_p = \frac{F_p(x)}{R}$

Bij een wrijvingscoëfficiënt μ voor het contactvlak voorspankabel-omhullingsbuis is de wrijvingskracht:

$$\mu \times q_p = \mu \times \frac{F_p(x)}{R}$$

In Figuur 42c is hetzelfde deel van de kabel met lengte $R \times \Delta\varphi$ nogmaals weergegeven:

$$\Delta F_p(x) = \mu \times \frac{F_p(x)}{R} \times R \times \Delta\varphi \rightarrow \frac{\Delta F_p(x)}{F_p(x)} \times \mu \times \Delta\varphi$$

Uit de integratie: $\int \frac{dF_p(x)}{F_p(x)} = \int \mu \times \Delta\varphi$ volgt: $\ln(F_p(x)) = -\mu \times \varphi + C$

Met behulp van de randvoorwaarden $F_p(x) = F_p$ en $\varphi = 0$ voor$x = 0$, wordt gevonden: C = $\ln(F_p)$

Substitutie van C = $\ln(F_p)$ in $\ln(F_p(x)) = -\mu \times \varphi + C$ geeft: $\ln\frac{F_p(\varphi)}{F_p} = -\mu \times \varphi$

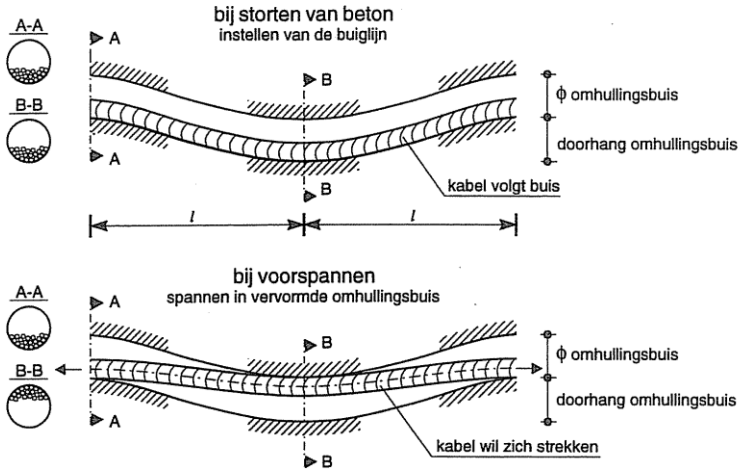
ofwel: $F_p(\varphi) = F_p \times e^{-\mu \times \varphi}$

In deze formule is φ de som (van de absolute waarden) van de hoekverdraaiingen (in radialen) van het voorspanelement, gerekend vanaf de voorspanvijzel. De wrijvingscoëfficiënt μ is afhankelijk van het voorspansysteem; zo geldt bijvoorbeeld voor strengen $\mu \approx 0{,}15 - 0{,}25$, en voor voorspanstaven $\mu \approx 0{,}25 - 0{,}50$.

Uit de praktijk is gebleken dat de resultaten niet altijd overeenstemmen met de theoretische juiste resultaten van $F_p(\varphi) = F_p \times e^{-\mu \times \varphi}$. Men maakt derhalve onderscheid tussen de "gewenste" hoekverdraaiing φ en de "ongewenste" hoekverdraaiing φ_l, die wordt veroorzaakt door het zogenaamde Wobble-effect.

Dit Wobble-effect ontstaat door ongewenste bochten in de omhullingsbuis, en de guirlandevormige doorbuigingen van deze omhullingsbuis tussen de steunpunten ().

In de praktijk bedraagt, bij de gangbare voorspansystemen, deze hoek φ_l , door het Wobble-effect 0 – 0,01 rad/m.



Figuur 43 Ontstaan van het Wobble-effect door de hoekverdraaiing

$F_p(x) = F_p \times e^{-\mu \times (\varphi + \varphi_l \times x)}$.

Hierin is φ_l de hoekverdraaiing (rad) per lengte-eenheid door het Wobble-effect, en x de afstand van de beschouwde doorsnede tot de voorspanvijzel.

Voor $\mu \times (\varphi + \varphi_l \times x)$ kan F_p worden benaderd door $F_p(x) = F_p \times [l - \mu \times (\varphi + \varphi_l \times x)]$

De laatste tijd wordt betwijfeld of het sommeren van de "gewenste" (φ) en de "ongewenste" (φ_l) hoekverdraaiing wel terecht is. Vanuit fysisch oogpunt bezien is het waarschijnlijk dat er een zekere interactie tussen $\varphi_l \times x$ en φ zal bestaan. Voor grote "gewenste" hoekverdraaiingen φ zal de ongewenste hoekverdraaiing $\varphi_l \times x$ gelijk aan nul worden.

Daarom is door Walter, Utescher en Schrek voorgestels om niet de som van φ en $\varphi_l \times x$ te nemen, doch slechts de grootste van deze twee bijdrage in rekening te brengen. Dan geldt:

$\varphi > \varphi_l \times x \rightarrow F_p(x) = F_p \times e^{-\mu \times \varphi}$ (a)

$\varphi < \varphi_l \times x \rightarrow F_p(x) = F_p \times e^{-\mu \times \varphi_l \times x}$ (b)

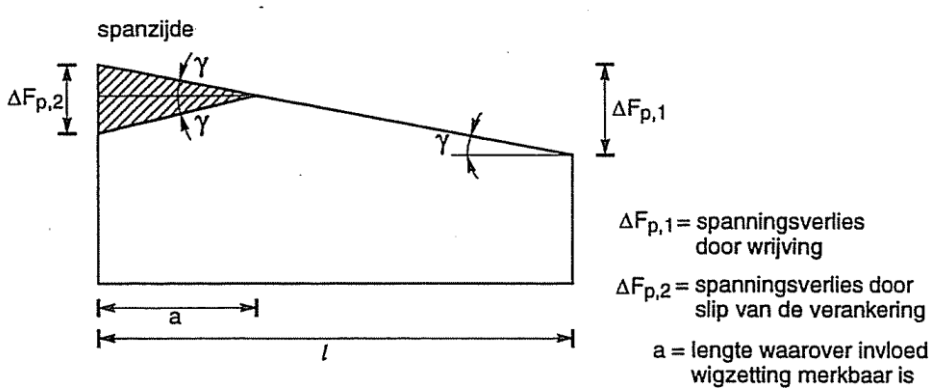
Naar gelang de toegepaste voorspantechniek is vergelijking b slechts geldig voor gebogen voorspanelementen waarbij wordt voldaan aan:

$$R \geq \frac{l}{\varphi_l}$$

Waarbij R de buigstraal van het voorspanelement, en φ_l de hoekverdraaiing ten gevolge van het Wobble-effect in rad/m, zijn.

De te gebruiken waarden van φ en φ_l dienen te worden ontleend aan de documentatie behorende bij het toegepaste voorspansysteem.

Bij een wigverankering (Figuur 44) moet ook rekening worden gehouden met een spanningsverlies ten gevolge van het intrekken van de verankering. Bij het aflaten van de kracht in de vijzel na het spannen, zullen de wiggen blijven slippen totdat de benodigde klemkracht is bereikt. Door deze slip zal een zeker spanningsverlies ontstaan, dat bij gebogen voorspanelementen, door wrijving tussen element en omhullingsbuis, slechts in de buurt van de verankering zal optreden. De slip van de voorspanstrengen of draden, ligt in het algemeen tussen de 5 en 15 mm.



Figuur 44 Spanningsverlies tgv slippen van de verankering aan de spanzijde

Bijlage 4: Ontwerpen in ALP2000 en Dbet

1.1 Inleiding

In deze bijlage is een overzicht van de onwerpen die getoetst zijn met Alp2000 en Dbet.
Deze ontwerpen zijn gebaseerd op doorsnede 1 van hoofdstuk 10.
Ontwerpen 1 t/m 4 zijn gebruikt om te onderzoeken welke plaatsing van de voorspanning in de lijven het gunstigst is. In ontwerp 1 zijn de voorspankabels naast elkaar gelegd. In ontwerp 2 zijn de voorspankabels in een driehoek geplaatst om de hefboomsarm groot te houden. In Ontwerp 3 zijn alle voorspankabels boven elkaar geplaatst. In ontwerp 4 zijn 2 voorspankabels beven elkaar gelegd met een grotere diameter.
Ontwerp 3 is nogmaals gedaan met betonsterkteklasse C35-45. Door beide ontwerpen met elkaar te vergelijken is het mogelijk geweest een uitspraak te doen over de meest voordelige Sterkteklasse.
Vervolgens is ontwerp 3 gekozen om uit te voeren in C70/85 met een hoogte van 1,8 meter.
Met de controle van Alp2000 en Dbet is het mogelijk geweest de langsdoorsnede te toetsen in de uiterste grens toestand. Ook zijn daarmee de scheurvormings- en de vermoeiingscontroles uitgevoerd.

1.2 Inhoudsopgave Ontwerpen

1.3 Ontwerp 1 met 3x type 6827 naast elkaar geplaatst

1.3.1 Uitdraai Alp2000

1.3.2 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het grootste veldmoment

1.3.3 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het midden steunpunt

1.4 Ontwerp 2 met 3x type 6827 in een driehoek geplaatst

1.4.1 Uitdraai Alp2000

1.4.2 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het grootste veldmoment

1.4.3 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het midden steunpunt

1.5 Ontwerp 3 met 3x type 6827 boven elkaar geplaatst

1.5.1 Uitdraai Alp2000

1.5.2 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het grootste veldmoment

1.5.3 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het midden steunpunt

1.6 Ontwerp 4 met 2x type 6837 boven elkaar geplaatst

1.6.1 Uitdraai Alp2000

1.6.2 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. de overspanning van 50m

1.6.3 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. de overspanning van 60m

1.6.4 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het midden steunpunt

1.6.5 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het steunpunt naast de overspanning van 60m

1.7 Ontwerp 3 met betonsterkte C35/45

1.7.1 Uitdraai Alp2000

1.7.2 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het grootste veldmoment

1.7.3 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het midden steunpunt

1.8 Ontwerp HSB met betonsterkte C70/85

1.8.1 Uitdraai Alp2000

1.8.2 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het steunpunt naast de overspanning van 50m

1.8.3 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het midden steunpunt

1.8.4 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. de overspanning van 60m

1.8.5 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het steunpunt naast de overspanning van 60m

1.8.6 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. het midden steunpunt op vermoeiing

1.8.7 Toetsing doorsnede met Dbet t.p.v. de overspanning van 60m op vermoeiing

Ontwerp 1 met 3x 6827 naast elkaar geplaatst

M A T E R I A L P R O P E R T I E S

Material: C45,0/55,0

Linear Elastic (Young's modulus at 28 days)

Young's modulus	:	36000	[MPa]
Poison ratio	:	0,150	[-]
Dead weight	:	25,00	[kN/m3]
Thermal dilation coefficient	:	0,000010	[m/moC]

Material: Fep 1860

Linear Elastic

Young's modulus	:	200000	[MPa]
Poison ratio	:	0,300	[-]
Dead weight	:	76,50	[kN/m3]
Thermal dilation coefficient	:	0,000010	[m/moC]

B A S I C S E C T I O N S

Section: 1 Construction Height: 2400 [mm]

Macro topic:	Value: [mm]
b	30000
b1l	3000
b2l	1800
b1r	3000
b2r	1800
h	2400
h1l	300
h2l	1800
h1r	300
h2r	1800
h3	300
d	1800
c	2700
n (number)	0
s	2
fl * 1000	1000
fr * 1000	1000

Section: 2 Construction Height: 2400 [mm]

Macro topic:	Value: [mm]
b	30000
b1l	3000
b2l	1800
b1r	3000
b2r	1800
h	2400
h1l	300
h2l	1800
h1r	300
h2r	1800
h3	300
d	1800
c	2170
n (number)	8
s	2
fl * 1000	1000
fr * 1000	1000

Section no	Subsection no	H [mm]	Y-top [mm]	e_top [mm]	Area [m2]	Ixx [m4]
1	1	2400	2400	1156,7	6,0300e+01	3,0114e+01
2	1	2400	2400	1110,2	2,9052e+01	2,1555e+01

E N V I R O N M E N T A L C O N D I T I O N S

Period no	From [days]	Until [days]	Temperature [oC]	Relative humidity [%]
1	0	10000	10	75

E X T R A T I M E S

Number	Time [days]
1	100,00
2	300,00
3	500,00
4	1000,00
5	3000,00
6	5000,00

B A S I C B E A M S

Beam no	X_left [mm]	X_Right [mm]	Length [mm]	Section at left no	Section at right no
1	0	4000	4000	1	1
2	4000	46000	42000	2	2
3	46000	54000	8000	1	1
4	54000	106000	52000	2	2
5	106000	110000	4000	1	1

Beam no	Subbeam no	Kn factor [-]	Ks Factor [-]	Material	Concreted at [days]	Deshuttered at [days]	Removed at [days]
1	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
2	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
3	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
4	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
5	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00

S U P P O R T S

Support no	X [mm]	Y [mm]	Horizontally fixed	Vertically fixed	Rotation fixed	Placed at [days]	Removed at [days]
1	600	-2400	False	True	False	0	10000,00
2	50000	-2400	True	True	False	0	10000,00
3	109400	-2400	False	True	False	0	10000,00

Support no	Spring X [kN/mm]	Spring Y [kN/mm]	Spring M [kNm/rad]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0

P O S T - P R E S T R E S S I N G

C O L L E C T I O N Ontwerp G R O U P 1

G R O U P P R O P E R T I E S

Number of Tendons	:	27
Area of one Tendon	:	4050 [mm2]
Limit stress at tensioning	:	1450 [MPa]
Limit stress after blocking	:	1305 [MPa]
Applied tensioning stress	:	1348 [MPa]
Relaxation	:	6,00 [%]
Additional loss: low	:	10,00 [%]
average	:	12,00 [%]
high	:	14,00 [%]
Tensioning method	:	first at left second at right
Tensioned at	:	28,00 [days]
Removed at	:	10000,00 [days]
Modulus of elasticity	:	200000 [MPa]
Friction coefficient: low	:	0,180000
average	:	0,200000
high	:	0,220000
Wobble effect: low	:	0,003000 [rad/m]
average	:	0,005000 [rad/m]
high	:	0,007000 [rad/m]

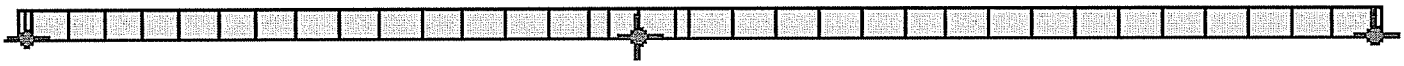
R E I N F O R C E M E N T
==========

No	Name	Beam-link	X-start [mm]	X-end [mm]
1	veld 4	4	54000	106000
2	veld 2	2	4000	46000
3	steun 2	3	46000	54000
4	steun 1	1	0	4000
5	steun 3	5	106000	110000

Details (Expl. Code 3 4 2 1 : 3 = no 4 = Subbeam 2 = Border 1 = Layer)

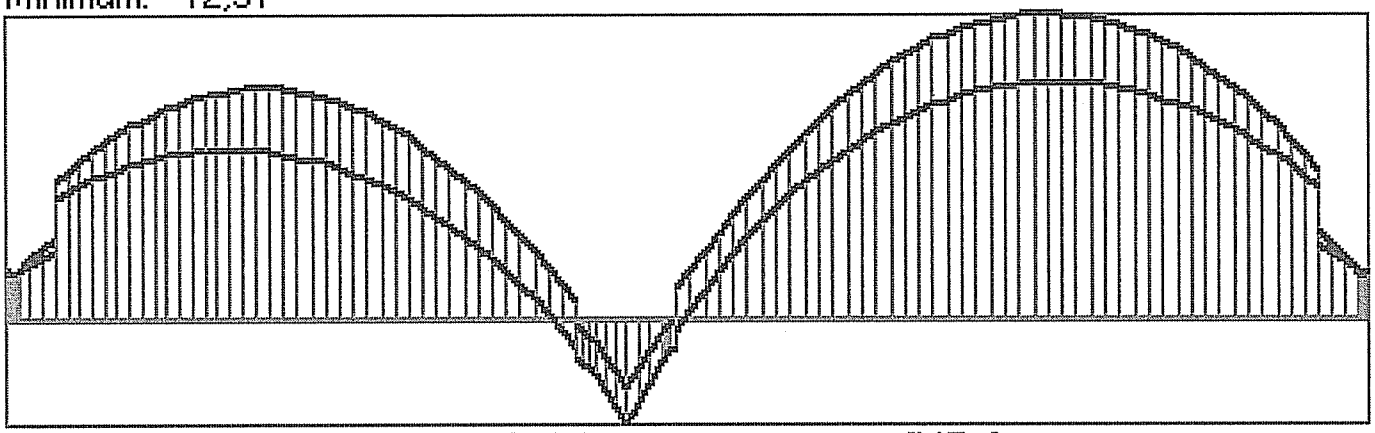
Code				Diam1	Diam2	Number			
1	1	1	1	32	25	295	35	35	FeB 500 HWL
2	1	1	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL
3	1	5	1	40	40	200	35	35	FeB 500 HWL
3	1	5	2	40	40	200	35	35	FeB 500 HWL
4	1	5	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL
5	1	5	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL

C O M P U T E D R E S U L T S
==========



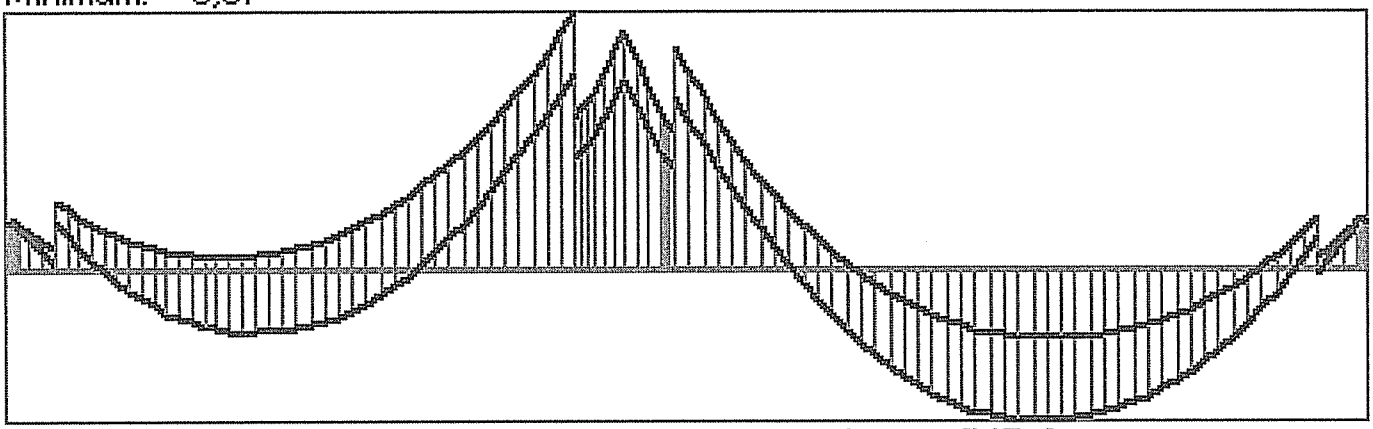
Construction stage at 9999,999 days

Minimum: -12,51



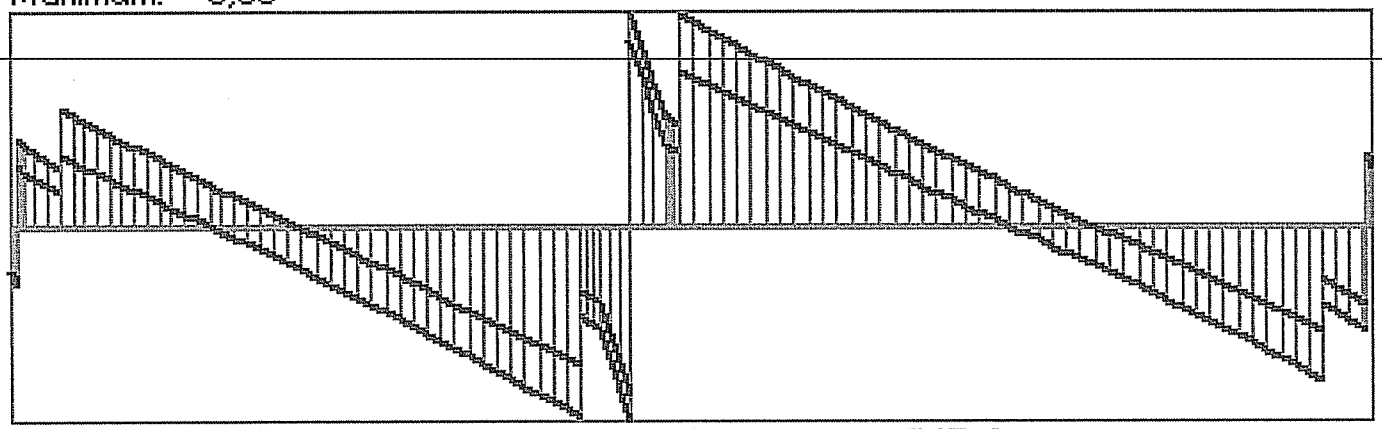
Maximum: 4,24 Maximum and minimum stresses at top [MPa]

Minimum: -9,37



Maximum: 5,45 Maximum and minimum stresses at bottom [MPa]

Maximum: 0,56



Minimum: -0,50 Maximum and minimum shear stresses [MPa]

Toetsing doorsnede ter plaatse van het grootste veldmoment

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 29 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -1215,73

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-115245,4	108965,5
Verschil:	-442,7	71960,3
	---	---
Belasting:	-115688,1	180925,8

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
Md 180925,8 [kNm] Mu 432700,2 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = 432700,2 [kNm]
B = 0 f = 507,2 [MPa]
xu = 356,9 [mm] d = 2278,1 [mm]
xu/d = 0,157 kxmax = 0,496
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 432700,2 [kNm] Mr = 184411,9 [kNm] 1.25 Md = 226157,2 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 29 links)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -1215,73

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-115245,4	108965,5
Verschil:	-442,9	59666,0
	---	---
Belasting:	-115688,3	168631,5

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   4,46 >    3,72 = fbm  [MPa]
   Advies: Volledig scheurenpatroon VBC 8.7.2
   As =  191187,1  [mm2] ;  Ap =  109350,1  [mm2]
   ka =   0,36385 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 25,0 mm    X = 16877,1 mm    Y = -2336,5 mm
  »OK«, staafafstand voldoet
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =   109,8 MPa
  Ø_km  = 25,00 mm      Ø_lim =  11,4 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     =  81,4 mm      s_lim =  97,8 mm     »OK«, staafafstand voldoet; "
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 25,0 mm    X = 16877,1 mm    Y = -2336,5 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 2,400 m       kr    = 0,500        ssr=   33,48 MPa   ss =  109,76 MPa
  Ø_km  = 25,00 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k4    =   0,6         k5    =   0,3        ksi=   1,000       h  =  2400,0 mm
  ssbm  =  4,37 MPa     ep    = 964,1 mm     ho =  1184,3 mm    zp =   220,1 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    = 0,364        ke =   1,000       fbm=    3,72 MPa
  ss_op =  4,46 MPa     ss_lim=  4,64 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  3,72 MPa
  ssbm  =  4,37 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  4,46 MPa     ss_lim=  0,87 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Toetsing doorsnede ter plaatse van het midden steunpunt

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 19 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -1061,72
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-109063,8	-190684,0
Verschil:	-351,1	9302,3
	---	---
Belasting:	-109415,0	-181381,7

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
Md -181381,7 [kNm] Mu -689446,7 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = -689446,7 [kNm]
B = 0 f = 469,8 [MPa]
xu = 651,6 [mm] d = 2312,7 [mm]
xu/d = 0,282 kxmax = 0,516
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 689446,7 [kNm] Mr = 213057,0 [kNm] 1.25 Md = 226727,1 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 19 links)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -1061,72
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-109063,8	-190684,0
Verschil:	-351,2	21055,4
	---	---
Belasting:	-109415,0	-169628,6

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   3,94 >    3,72 = fbm  [MPa]
   Advies: Volledig scheurenpatroon VBC 8.7.2
   As =  502654,8  [mm2] ;  Ap =  109350,1  [mm2]
   ka =   0,17868 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 40,0 mm    X = 22439,0 mm    Y = -55,0 mm
  »OK«, staafafstand voldoet
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =    85,9 MPa
  Ø_km  = 40,00 mm      Ø_lim =  14,5 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     = 150,2 mm      s_lim = 160,9 mm     »OK«, staafafstand voldoet; "
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 40,0 mm    X = 22439,0 mm    Y = -55,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 2,400 m       kr    = 0,500        ssr=   32,96 MPa   ss =   85,95 MPa
  Ø_km  = 40,00 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k4    =   0,6         k5    =   0,3        ksi=   1,000       h  =  2400,0 mm
  ssbm  =  1,97 MPa     ep    = 862,7 mm     ho =  1061,7 mm    zp =   199,0 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    = 0,179        ke =   1,000       fbm=    3,72 MPa
  ss_op =  3,94 MPa     ss_lim=  2,94 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  3,72 MPa
  ssbm  =  1,97 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  3,94 MPa     ss_lim=  0,39 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Ontwerp 2 met 3x 6827 in een driehoek geplaatst

M A T E R I A L P R O P E R T I E S

Material: C45,0/55,0

Linear Elastic (Young's modulus at 28 days)

Young's modulus	:	36000	[MPa]
Poison ratio	:	0,150	[-]
Dead weight	:	25,00	[kN/m3]
Thermal dilation coefficient	:	0,000010	[m/moC]

Material: Fep 1860

Linear Elastic

Young's modulus	:	200000	[MPa]
Poison ratio	:	0,300	[-]
Dead weight	:	76,50	[kN/m3]
Thermal dilation coefficient	:	0,000010	[m/moC]

B A S I C S E C T I O N S

Section: 1 Construction Height: 2400 [mm]

Macro topic:	Value: [mm]
b	30000
b11	3000
b21	1800
b1r	3000
b2r	1800
h	2400
h11	300
h21	1800
h1r	300
h2r	1800
h3	300
d	1800
c	2700
n (number)	0
s	2
fl * 1000	1000
fr * 1000	1000

Section: 2 Construction Height: 2400 [mm]

Macro topic:	Value: [mm]
b	30000
b11	3000
b21	1800
b1r	3000
b2r	1800
h	2400
h11	300
h21	1800
h1r	300
h2r	1800
h3	300
d	1800
c	2360
n (number)	8
s	2
fl * 1000	1000
fr * 1000	1000

Section no	Subsection no	H [mm]	Y-top [mm]	e_top [mm]	Area [m2]	Ixx [m4]
1	1	2400	2400	1156,7	6,0300e+01	3,0114e+01
2	1	2400	2400	1100,8	2,6316e+01	2,0792e+01

E N V I R O N M E N T A L C O N D I T I O N S

Period no	From [days]	Until [days]	Temperature [oC]	Relative humidity [%]
1	0	10000	10	75

E X T R A T I M E S

Number	Time [days]
1	100,00
2	300,00
3	500,00
4	1000,00
5	3000,00
6	5000,00

B A S I C B E A M S

Beam no	X_left [mm]	X_Right [mm]	Length [mm]	Section at left no	Section at right no
1	0	4000	4000	1	1
2	4000	46000	42000	2	2
3	46000	54000	8000	1	1
4	54000	106000	52000	2	2
5	106000	110000	4000	1	1

Beam no	Subbeam no	Kn factor [-]	Ks Factor [-]	Material	Concreted at [days]	Deshuttered at [days]	Removed at [days]
1	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
2	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
3	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
4	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
5	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00

S U P P O R T S

Support no	X [mm]	Y [mm]	Horizontally fixed	Vertically fixed	Rotation fixed	Placed at [days]	Removed at [days]
1	600	-2400	False	True	False	0	10000,00
2	50000	-2400	True	True	False	0	10000,00
3	109400	-2400	False	True	False	0	10000,00

Support no	Spring X [kN/mm]	Spring Y [kN/mm]	Spring M [kNm/rad]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0

P O S T - P R E S T R E S S I N G

C O L L E C T I O N Ontwerp G R O U P 1

G R O U P P R O P E R T I E S

Number of Tendons	:	27
Area of one Tendon	:	4050 [mm2]
Limit stress at tensioning	:	1450 [MPa]
Limit stress after blocking	:	1305 [MPa]
Applied tensioning stress	:	1348 [MPa]
Relaxation	:	6,00 [%]
Additional loss: low	:	10,00 [%]
average	:	12,00 [%]
high	:	14,00 [%]
Tensioning method	:	first at left second at right
Tensioned at	:	28,00 [days]
Removed at	:	10000,00 [days]
Modulus of elasticity	:	200000 [MPa]
Friction coefficient: low	:	0,180000
average	:	0,200000
high	:	0,220000
Wobble effect: low	:	0,003000 [rad/m]
average	:	0,005000 [rad/m]
high	:	0,007000 [rad/m]

R E I N F O R C E M E N T

No	Name	Beam-link	X-start [mm]	X-end [mm]
1	veld 4	4	54000	106000
2	veld 2	2	4000	46000
3	steun 2	3	46000	54000
4	steun 1	1	0	4000
5	steun 3	5	106000	110000

Details (Expl. Code 3 4 2 1 : 3 = no 4 = Subbeam 2 = Border 1 = Layer)

Code				Diam1	Diam2	Number			
1	1	1	1	25	25	250	35	35	FeB 500 HWL
2	1	1	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL
3	1	5	1	20	20	150	35	35	FeB 500 HWL
4	1	5	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL
5	1	5	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL

C O M P U T E D R E S U L T S

COMBINATION: combi 1

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)

P R E S T R E S S I N G

Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	113734	113734	-2,34	-2,34	0

COMBINATION: combi 2

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)
1,500 * variable loads
1,350 * variable loads
Case: (A) NEN 6706 7.2.2 LM1
1,000 * variable loads
Case: (A) boven 10 onder 0

P R E S T R E S S I N G

Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	114364	113752	-1,27	-2,31	1,03

COMBINATION: combi 3

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)
1,000 * variable loads
1,000 * variable loads
Case: (A) NEN 6706 7.2.2 LM1
1,000 * variable loads
Case: (A) boven 10 onder 0

P R E S T R E S S I N G

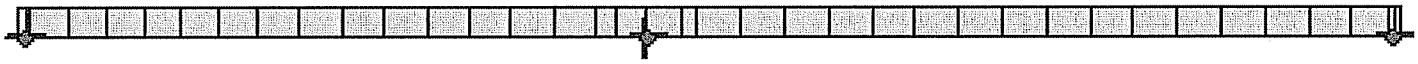
Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	114236	113782	-1,49	-2,26	0,77

COMBINATION: combi 4

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)
0,800 * variable loads

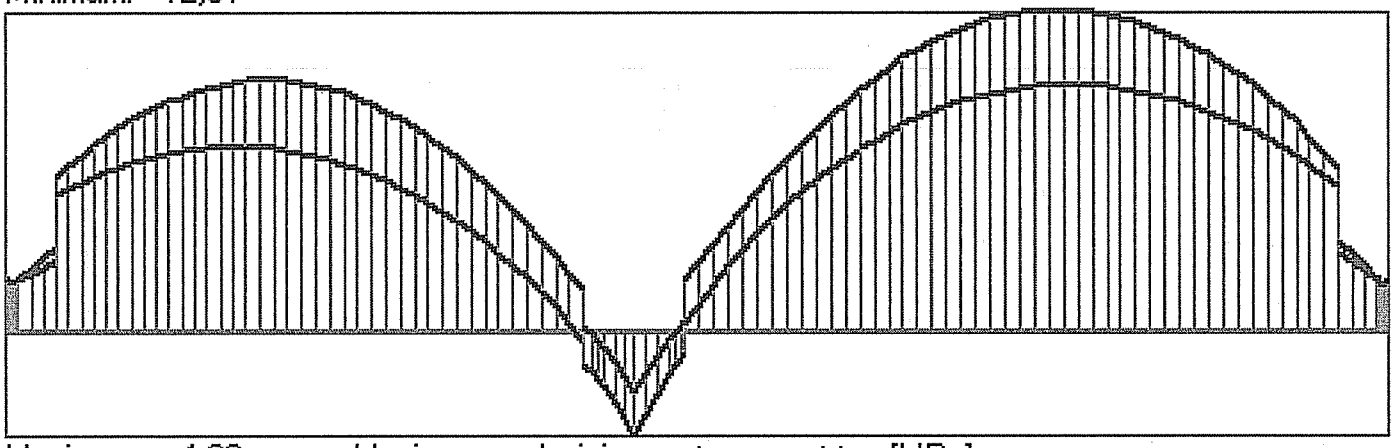
P R E S T R E S S I N G

Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	113734	113734	-2,34	-2,34	0



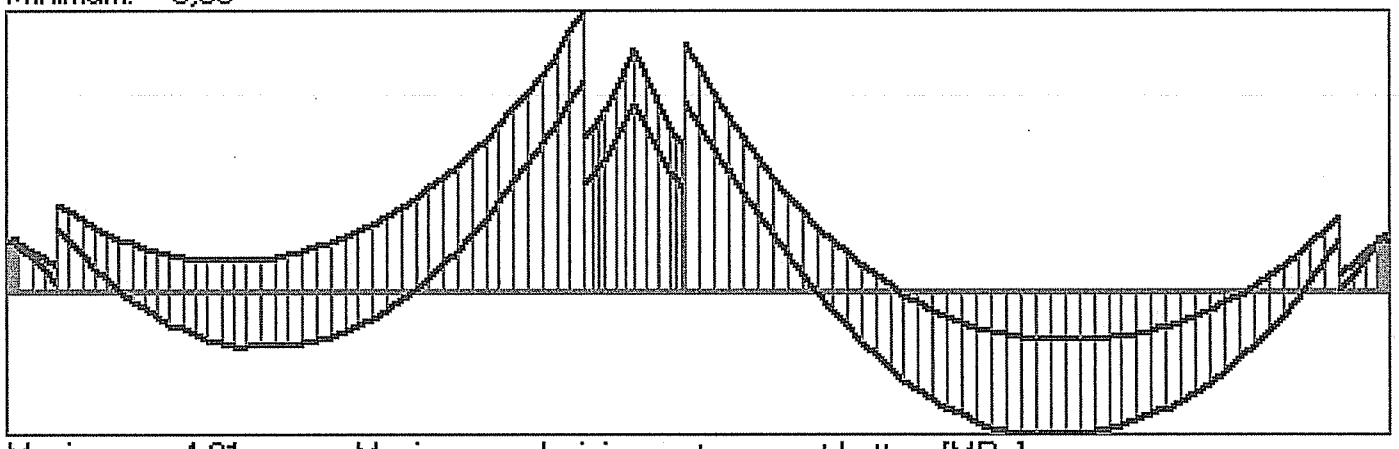
Construction stage at 9999,999 days

Minimum: -12,51



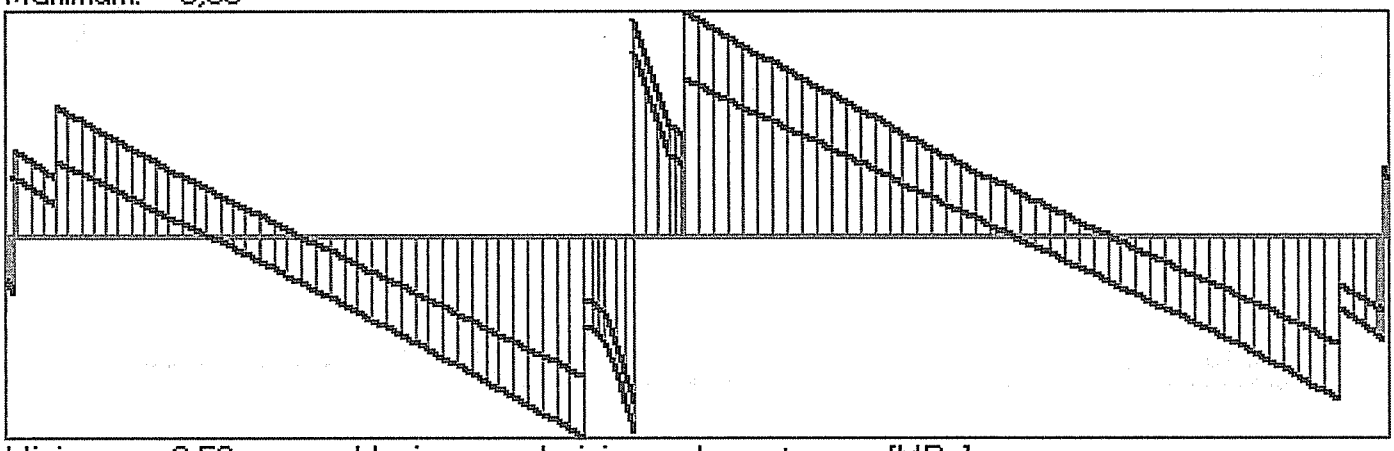
Maximum: 4,02 Maximum and minimum stresses at top [MPa]

Minimum: -9,39



Maximum: 4,81 Maximum and minimum stresses at bottom [MPa]

Maximum: 0,56



Minimum: -0,50 Maximum and minimum shear stresses [MPa]

Toetsing doorsnede ter plaatse van het grootste veldmoment

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 29 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -1189,51
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-115361,5	94346,9
Verschil:	-449,8	70817,6
	---	---
Belasting:	-115811,3	165164,5

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
Md 165164,5 [kNm] Mu 359618,2 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = 359618,2 [kNm]
B = 0 f = 499,9 [MPa]
xu = 306,5 [mm] d = 2236,4 [mm]
xu/d = 0,137 kxmax = 0,500
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 359618,2 [kNm] Mr = 180141,8 [kNm] 1.25 Md = 206455,7 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 29 links)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -1189,51
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-115361,5	94346,9
Verschil:	-449,7	58584,7
	---	---
Belasting:	-115811,2	152931,6

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   3,79 >    3,72 = fbm  [MPa]
   Advies: Volledig scheurenpatroon VBC 8.7.2
   As =  122718,5  [mm2] ;  Ap =  109350,1  [mm2]
   ka =   0,47120 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 25,0 mm    X = 19728,3 mm    Y = -2336,5 mm
  »OK«, staafafstand voldoet
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =   104,8 MPa
  Ø_km  = 25,00 mm      Ø_lim =  11,9 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     =  96,0 mm      s_lim = 108,5 mm     »OK«, staafafstand voldoet; "
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 25,0 mm    X = 19728,3 mm    Y = -2336,5 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 2,400 m       kr    = 0,500        ssr=       0 MPa   ss =  104,80 MPa
  Ø_km  = 25,00 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k4    =   0,6         k5    =   0,3        ksi=   1,000       h  =  2400,0 mm
  ssbm  =  4,72 MPa     ep    = 934,6 mm     ho =  1210,5 mm    zp =   275,9 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    = 0,471        ke =   0,999       fbm=    3,72 MPa
  ss_op =  3,79 MPa     ss_lim=  4,71 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  3,72 MPa
  ssbm  =  4,72 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  3,79 MPa     ss_lim=  0,94 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Toetsing doorsnede ter plaatse van het midden steunpunt

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 19 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -1133,38
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-109507,3	-162536,5
Verschil:	-374,4	6709,3
	---	---
Belasting:	-109881,7	-155827,2

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
Md -155827,2 [kNm] Mu -299188,6 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = -299188,6 [kNm]
B = 0 f = 569,6 [MPa]
xu = 326,6 [mm] d = 2202,7 [mm]
xu/d = 0,148 kxmax = 0,467
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 299188,6 [kNm] Mr = 188553,2 [kNm] 1.25 Md = 194784,1 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 19 links)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -1133,38
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-109507,3	-162536,5
Verschil:	-374,3	18447,2
	---	---
Belasting:	-109881,6	-144089,3

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   3,61 =<    3,72 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =   47123,9  [mm2] ;  Ap =  109350,1  [mm2]
   0.5 =< ka =   0,69884 <  1
   Advies: Toetsing VBC 8.7.4a mag worden toegepast

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 20,0 mm    X = 16918,1 mm    Y = -61,0 mm
  »FOUT«, zowel de diameter als de staafafstand voldoen niet
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =   176,9 MPa
  Ø_km  = 20,00 mm      Ø_lim =   7,1 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     = 200,7 mm      s_lim =  11,3 mm     »FOUT«, staafafstand te groot
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 20,0 mm    X = 16918,1 mm    Y = -61,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 2,400 m       kr    = 0,500        ssr=   17,87 MPa   ss =  176,89 MPa
  Ø_km  = 20,00 mm      Ø_lim =  29,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k4    =   0,6         k5   =   0,3         ksi=   1,000       h  =  2400,0 mm
  ssbm  =  1,84 MPa     ep    = 877,4 mm     ho =  1133,4 mm    zp =   256,0 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    = 0,699        ke =   0,954       fbm=    3,72 MPa
  ss_op =  3,61 MPa     ss_lim=  2,20 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  3,72 MPa
  ssbm  =  1,84 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  3,61 MPa     ss_lim=  0,37 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Ontwerp 3 met 3x 6827 boven elkaar geplaatst

M A T E R I A L P R O P E R T I E S

Material: C45,0/55,0

Linear Elastic (Young's modulus at 28 days)

Young's modulus	:	36000	[MPa]
Poison ratio	:	0,150	[-]
Dead weight	:	25,00	[kN/m3]
Thermal dilation coefficient	:	0,000010	[m/moC]

Material: Fep 1860

Linear Elastic

Young's modulus	:	200000	[MPa]
Poison ratio	:	0,300	[-]
Dead weight	:	76,50	[kN/m3]
Thermal dilation coefficient	:	0,000010	[m/moC]

B A S I C S E C T I O N S

Section: 1 Construction Height: 2400 [mm]

Macro topic:	Value: [mm]
b	30000
b1l	3000
b2l	1800
b1r	3000
b2r	1800
h	2400
h1l	300
h2l	1800
h1r	300
h2r	1800
h3	300
d	1800
c	2700
n (number)	0
s	2
fl * 1000	1000
fr * 1000	1000

Section: 2 Construction Height: 2400 [mm]

Macro topic:	Value: [mm]
b	30000
b1l	3000
b2l	1800
b1r	3000
b2r	1800
h	2400
h1l	300
h2l	1800
h1r	300
h2r	1800
h3	300
d	1800
c	2560
n (number)	8
s	2
fl * 1000	1000
fr * 1000	1000

Section no	Subsection no	H [mm]	Y-top [mm]	e_top [mm]	Area [m2]	Ixx [m4]
1	1	2400	2400	1156,7	6,0300e+01	3,0114e+01
2	1	2400	2400	1088,6	2,3436e+01	1,9983e+01

E N V I R O N M E N T A L C O N D I T I O N S

Period no	From [days]	Until [days]	Temperature [oC]	Relative humidity [%]
1	0	10000	10	75

E X T R A T I M E S

Number	Time [days]
1	100,00
2	300,00
3	500,00
4	1000,00
5	3000,00
6	5000,00

B A S I C B E A M S

Beam no	X_left [mm]	X_Right [mm]	Length [mm]	Section at left no	Section at right no
1	0	4000	4000	1	1
2	4000	46000	42000	2	2
3	46000	54000	8000	1	1
4	54000	106000	52000	2	2
5	106000	110000	4000	1	1

Beam no	Subbeam no	Kn factor [-]	Ks Factor [-]	Material	Concreted at [days]	Deshuttered at [days]	Removed at [days]
1	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
2	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
3	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
4	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
5	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00

S U P P O R T S

Support no	X [mm]	Y [mm]	Horizontally fixed	Vertically fixed	Rotation fixed	Placed at [days]	Removed at [days]
1	600	-2400	False	True	False	0	10000,00
2	50000	-2400	True	True	False	0	10000,00
3	109400	-2400	False	True	False	0	10000,00

Support no	Spring X [kN/mm]	Spring Y [kN/mm]	Spring M [kNm/rad]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0

P O S T - P R E S T R E S S I N G

C O L L E C T I O N Ontwerp G R O U P 1

G R O U P P R O P E R T I E S

Number of Tendons		:	27
Area of one Tendon		:	4050 [mm2]
Limit stress at tensioning		:	1450 [MPa]
Limit stress after blocking		:	1305 [MPa]
Applied tensioning stress		:	1346 [MPa]
Relaxation		:	6,00 [%]
Additional loss:	low	:	10,00 [%]
	average	:	12,00 [%]
	high	:	14,00 [%]
Tensioning method		:	first at left second at right
Tensioned at		:	28,00 [days]
Removed at		:	10000,00 [days]
Modulus of elasticity		:	200000 [MPa]
Friction coefficient:	low	:	0,180000
	average	:	0,200000
	high	:	0,220000
Wobble effect:	low	:	0,003000 [rad/m]
	average	:	0,005000 [rad/m]
	high	:	0,007000 [rad/m]

R E I N F O R C E M E N T
==========

No	Name	Beam-link	X-start [mm]	X-end [mm]
1	veld 4	4	54000	106000
2	veld 2	2	4000	46000
3	steun 2	3	46000	54000
4	steun 1	1	0	4000
5	steun 3	5	106000	110000

Details (Expl. Code 3 4 2 1 : 3 = no 4 = Subbeam 2 = Border 1 = Layer)

Code				Diam1	Diam2	Number			
1	1	1	1	20	20	130	35	35	FeB 500 HWL
2	1	1	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL
3	1	5	1	20	20	121	35	35	FeB 500 HWL
4	1	5	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL
5	1	5	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL

C O M P U T E D R E S U L T S
==========

COMBINATION: combi 1

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)

P R E S T R E S S I N G

Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	113712	113712	-3,04	-3,04	0

COMBINATION: combi 2

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)
1,500 * variable loads
1,350 * variable loads
Case: (A) NEN 6706 7.2.2 LM1
1,000 * variable loads
Case: (A) boven 10 onder 0

P R E S T R E S S I N G

Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	114348	113749	-1,98	-2,98	1,01

COMBINATION: combi 3

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)
1,000 * variable loads
1,000 * variable loads
Case: (A) NEN 6706 7.2.2 LM1
1,000 * variable loads
Case: (A) boven 10 onder 0

P R E S T R E S S I N G

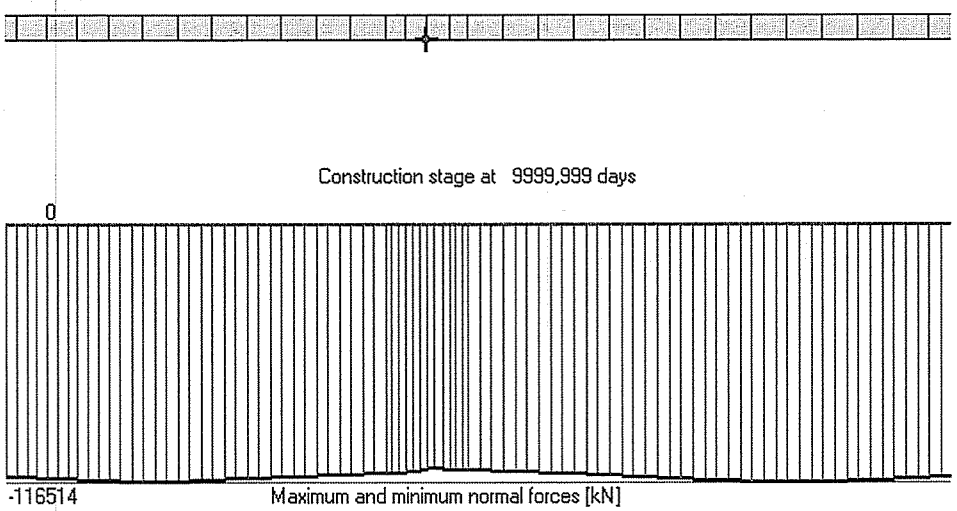
Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	114224	113780	-2,18	-2,93	0,74

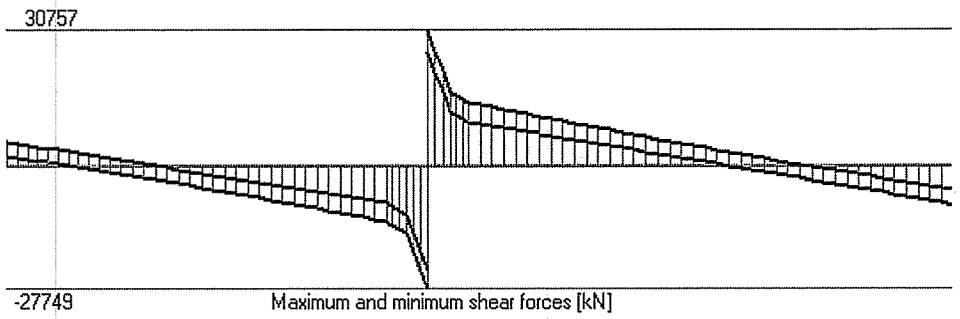
COMBINATION: combi 4

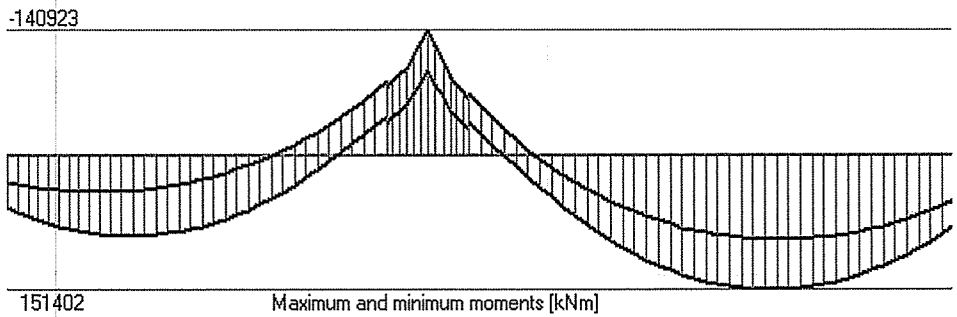
Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)
0,800 * variable loads

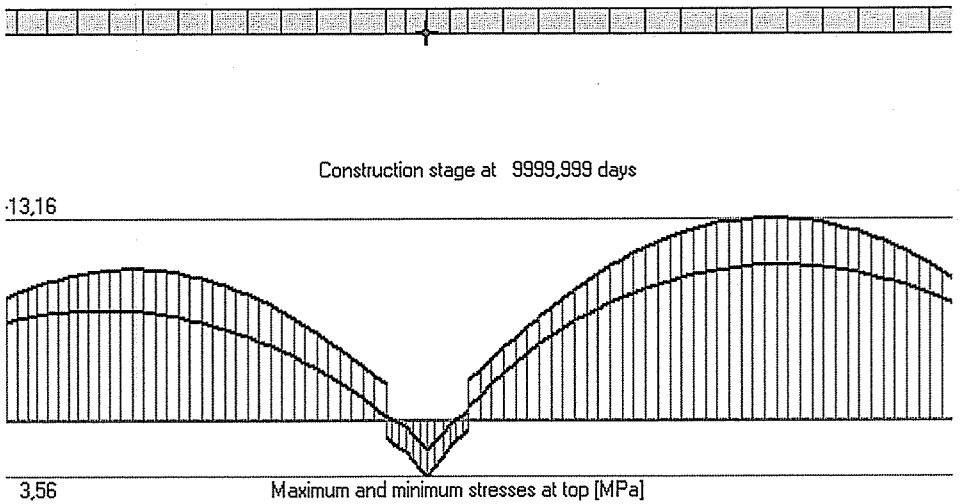
P R E S T R E S S I N G

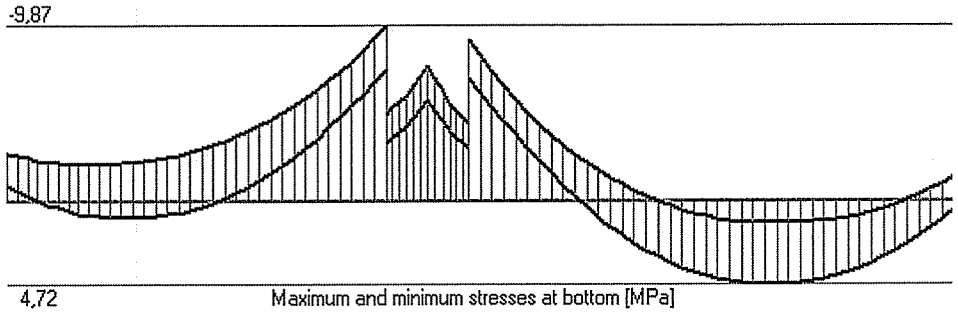
Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	113712	113712	-3,04	-3,04	0

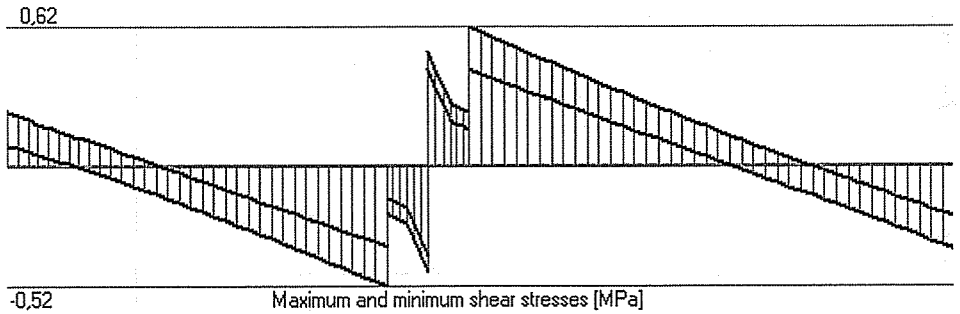

Construction stage at 9999,999 days
0
-116514
Maximum and minimum normal forces [kN]


30757
-27749
Maximum and minimum shear forces [kN]


-140923
151402
Maximum and minimum moments [kNm]


Construction stage at 9999,999 days
-13,16
3,56
Maximum and minimum stresses at top [MPa]


-9,87
4,72
Maximum and minimum stresses at bottom [MPa]


0,62
-0,52
Maximum and minimum shear stresses [MPa]

Toetsing doorsnede ter plaatse van het grootste veldmoment

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 29 rechts)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -1146,25
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-116083,4	90648,0
Verschil:	-424,6	66936,3
	---	---
Belasting:	-116507,9	157584,3

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
Md 157584,3 [kNm] Mu 273688,2 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = 273688,2 [kNm]
B = 0 f = 535,0 [MPa]
xu = 260,8 [mm] d = 2082,3 [mm]
xu/d = 0,125 kxmax = 0,483
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 273688,2 [kNm] Mr = 171054,5 [kNm] 1.25 Md = 196980,4 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 29 rechts)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -1146,25
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-116083,4	90648,0
Verschil:	-424,4	54682,9
	---	---
Belasting:	-116507,8	145330,9

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   3,69 =<    3,72 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =   40840,7  [mm2] ;  Ap =  109350,1  [mm2]
   0.5 =< ka =   0,72807 <  1
   Advies: Toetsing VBC 8.7.4a mag worden toegepast

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 20,0 mm    X = 18765,2 mm    Y = -2339,0 mm
  »FOUT«, zowel de diameter als de staafafstand voldoen niet
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =   149,6 MPa
  Ø_km  = 20,00 mm      Ø_lim =   8,4 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     = 185,3 mm      s_lim =  37,1 mm     »FOUT«, staafafstand te groot
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 20,0 mm    X = 18765,2 mm    Y = -2339,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 2,400 m       kr    = 0,500        ssr=   50,95 MPa   ss =  149,57 MPa
  Ø_km  = 20,00 mm      Ø_lim =  27,4  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k4    =   0,6         k5   =   0,3         ksi=   1,000       h  =  2400,0 mm
  ssbm  =  5,19 MPa     ep    = 840,1 mm     ho =  1253,7 mm    zp =   413,6 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    = 0,728        ke =   0,922       fbm=    3,72 MPa
  ss_op =  3,69 MPa     ss_lim=  4,20 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  3,72 MPa
  ssbm  =  5,19 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  3,69 MPa     ss_lim=  1,04 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Toetsing doorsnede ter plaatse van het midden steunpunt

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 19 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -1137,35
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-109677,6	-146800,7
Verschil:	-327,5	3747,7
	---	---
Belasting:	-110005,1	-143053,0

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
Md -143053,0 [kNm] Mu -280245,7 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = -280245,7 [kNm]
B = 0 f = 576,1 [MPa]
xu = 319,1 [mm] d = 2087,4 [mm]
xu/d = 0,153 kxmax = 0,465
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 280245,7 [kNm] Mr = 188286,3 [kNm] 1.25 Md = 178816,3 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 19 links)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -1137,35
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-109677,6	-146800,7
Verschil:	-327,5	15618,7
	---	---
Belasting:	-110005,1	-131181,9

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   3,12 =<    3,72 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =   38013,3  [mm2] ;  Ap =  109350,1  [mm2]
   0.5 =< ka =   0,74204 <  1
   Advies: Toetsing VBC 8.7.4a mag worden toegepast

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 20,0 mm    X = 6516,5 mm    Y = -61,0 mm
  »FOUT«, zowel de diameter als de staafafstand voldoen niet
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =   153,8 MPa
  Ø_km  = 20,00 mm      Ø_lim =   8,1 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     = 249,3 mm      s_lim =  32,6 mm     »FOUT«, staafafstand te groot
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 20,0 mm    X = 6516,5 mm    Y = -61,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 2,400 m       kr    = 0,500        ssr=   57,38 MPa   ss =  153,77 MPa
  Ø_km  = 20,00 mm      Ø_lim =  24,7  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k4    =   0,6         k5    =   0,3        ksi=   1,000       h  =  2400,0 mm
  ssbm  =  1,84 MPa     ep    = 737,4 mm     ho =  1137,4 mm    zp =   400,0 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    = 0,742        ke =   0,914       fbm=    3,72 MPa
  ss_op =  3,12 MPa     ss_lim=  2,06 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  3,72 MPa
  ssbm  =  1,84 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  3,12 MPa     ss_lim=  0,37 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Ontwerp 3 met 3x 6827 boven elkaar geplaatst

Ontwerp 3 met c35/45

M A T E R I A L P R O P E R T I E S

Material: C35,0/45,0

Linear Elastic (Young's modulus at 28 days)

Young's modulus	:	33500	[MPa]
Poison ratio	:	0,150	[-]
Dead weight	:	25,00	[kN/m3]
Thermal dilation coefficient	:	0,000010	[m/moC]

Material: Fep 1860

Linear Elastic

Young's modulus	:	200000	[MPa]
Poison ratio	:	0,300	[-]
Dead weight	:	76,50	[kN/m3]
Thermal dilation coefficient	:	0,000010	[m/moC]

B A S I C S E C T I O N S

Section: 1 Construction Height: 2400 [mm]

Macro topic:	Value: [mm]
b	30000
b11	3000
b21	1800
b1r	3000
b2r	1800
h	2400
h11	300
h21	1800
h1r	300
h2r	1800
h3	300
d	1800
c	2700
n (number)	0
s	2
fl * 1000	1000
fr * 1000	1000

Section: 2 Construction Height: 2400 [mm]

Macro topic:	Value: [mm]
b	29100
b11	2550
b21	1800
b1r	2550
b2r	1800
h	2400
h11	300
h21	1800
h1r	300
h2r	1800
h3	300
d	1800
c	2560
n (number)	8
s	2
fl * 1000	1000
fr * 1000	1000

Section no	Subsection no	H [mm]	Y-top [mm]	e_top [mm]	Area [m2]	Ixx [m4]
1	1	2400	2400	1156,7	6,0300e+01	3,0114e+01
2	1	2400	2400	1103,7	2,3031e+01	1,9673e+01

E N V I R O N M E N T A L C O N D I T I O N S

Period no	From [days]	Until [days]	Temperature [oC]	Relative humidity [%]
1	0	10000	10	75

E X T R A T I M E S

Number	Time [days]
1	100,00
2	300,00
3	500,00
4	1000,00
5	3000,00
6	5000,00

B A S I C B E A M S

Beam no	X_left [mm]	X_Right [mm]	Length [mm]	Section at left no	Section at right no
1	0	4000	4000	1	1
2	4000	46000	42000	2	2
3	46000	54000	8000	1	1
4	54000	106000	52000	2	2
5	106000	110000	4000	1	1

Beam no	Subbeam no	Kn factor [-]	Ks Factor [-]	Material	Concreted at [days]	Deshuttered at [days]	Removed at [days]
1	1	1,000	1,000	C35,0/45,0	0	28,00	10000,00
2	1	1,000	1,000	C35,0/45,0	0	28,00	10000,00
3	1	1,000	1,000	C35,0/45,0	0	28,00	10000,00
4	1	1,000	1,000	C35,0/45,0	0	28,00	10000,00
5	1	1,000	1,000	C35,0/45,0	0	28,00	10000,00

S U P P O R T S

Support no	X [mm]	Y [mm]	Horizontally fixed	Vertically fixed	Rotation fixed	Placed at [days]	Removed at [days]
1	600	-2400	False	True	False	0	10000,00
2	50000	-2400	True	True	False	0	10000,00
3	109400	-2400	False	True	False	0	10000,00

Support no	Spring X [kN/mm]	Spring Y [kN/mm]	Spring M [kNm/rad]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0

P O S T - P R E S T R E S S I N G

C O L L E C T I O N Ontwerp G R O U P 1

G R O U P P R O P E R T I E S

Number of Tendons		:	27
Area of one Tendon		:	4050 [mm2]
Limit stress at tensioning		:	1450 [MPa]
Limit stress after blocking		:	1305 [MPa]
Applied tensioning stress		:	1346 [MPa]
Relaxation		:	6,00 [%]
Additional loss:	low	:	10,00 [%]
	average	:	12,00 [%]
	high	:	14,00 [%]
Tensioning method		:	first at left second at right
Tensioned at		:	28,00 [days]
Removed at		:	10000,00 [days]
Modulus of elasticity		:	200000 [MPa]
Friction coefficient:	low	:	0,180000
	average	:	0,200000
	high	:	0,220000
Wobble effect:	low	:	0,003000 [rad/m]
	average	:	0,005000 [rad/m]
	high	:	0,007000 [rad/m]

R E I N F O R C E M E N T
==========

No	Name	Beam-link	X-start [mm]	X-end [mm]
1	veld 4	4	54000	106000
2	veld 2	2	4000	46000
3	steun 2	3	46000	54000
4	steun 1	1	0	4000
5	steun 3	5	106000	110000

Details (Expl. Code 3 4 2 1 : 3 = no 4 = Subbeam 2 = Border 1 = Layer)

Code				Diam1	Diam2	Number			
1	1	1	1	25	20	240	35	35	FeB 500 HWL
2	1	1	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL
3	1	5	1	32	32	200	35	35	FeB 500 HWL
4	1	5	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL
5	1	5	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL

C O M P U T E D R E S U L T S
==========

COMBINATION: combi 1

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)

P R E S T R E S S I N G

Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	113723	113723	-3,13	-3,13	0

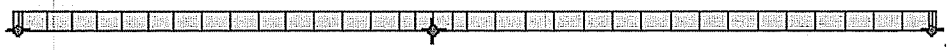
COMBINATION: combi 2

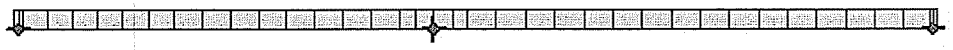
Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)
1,500 * variable loads
1,350 * variable loads
Case: (A) NEN 6706 7.2.2 LM1 - test
1,000 * variable loads
Case: (A) boven 10 onder 0

P R E S T R E S S I N G

Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	114341	113750	-2,11	-3,09	0,98

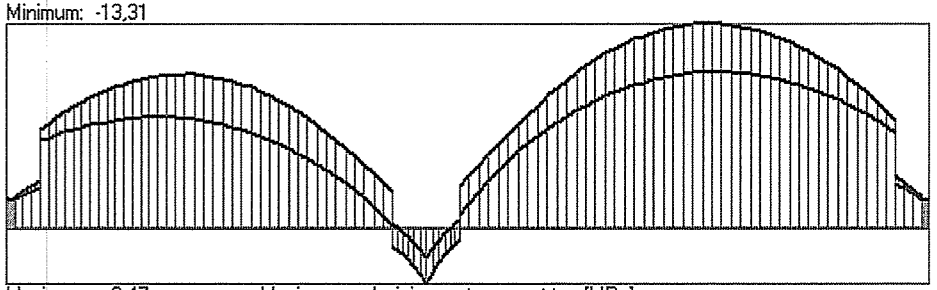
```
-------------------------------------------------------
 COMBINATION:  combi 3
-------------------------------------------------------
Construction stage at   9999,999 [days]
Basic loads in combination:
  1,000 * dead weight
  1,000 * permanent loads
  1,000 * prestressing (average friction)
  1,000 * variable loads
  1,000 * variable loads
         Case: (A) NEN 6706 7.2.2 LM1 - test
  1,000 * variable loads
         Case: (A) boven 10 onder 0

P R E S T R E S S I N G
-----------------------
                                        Averages of:
                         -------------------------------------------------------
Collection      Group:  Max.Force  Min.Force  Max.Concr.  Min.Concr.  Difference
                             [kN]       [kN]       [MPa]       [MPa]        [MPa]
Ontwerp           1       114219     113781      -2,31       -3,03         0,72

-------------------------------------------------------
 COMBINATION:  combi 4
-------------------------------------------------------
Construction stage at   9999,999 [days]
Basic loads in combination:
  1,000 * dead weight
  1,000 * permanent loads
  1,000 * prestressing (average friction)
  0,800 * variable loads

P R E S T R E S S I N G
-----------------------
                                        Averages of:
                         -------------------------------------------------------
Collection      Group:  Max.Force  Min.Force  Max.Concr.  Min.Concr.  Difference
                             [kN]       [kN]       [MPa]       [MPa]        [MPa]
Ontwerp           1       113723     113723      -3,13       -3,13            0
```





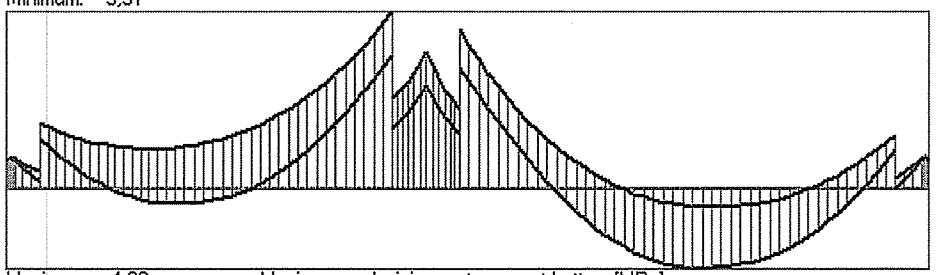
Construction stage at 9999,999 days

Minimum: -13,31



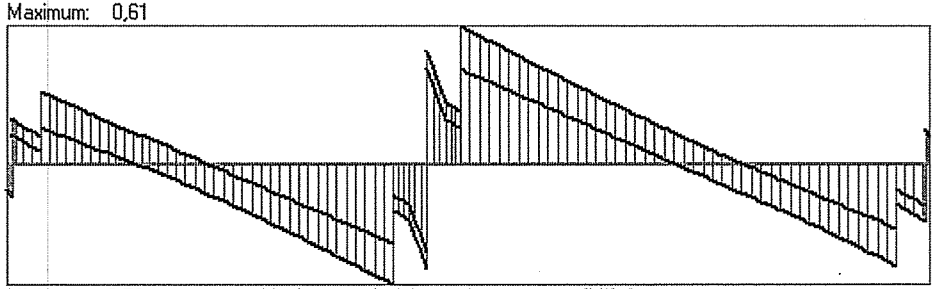
Maximum: 3,47 Maximum and minimum stresses at top [MPa]

Minimum: -9,91



Maximum: 4,36 Maximum and minimum stresses at bottom [MPa]

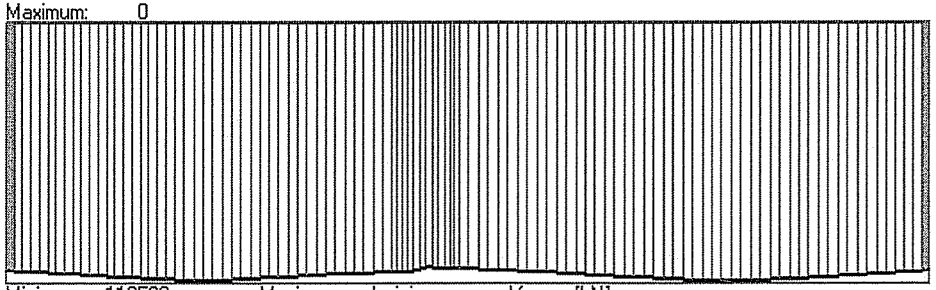
Maximum: 0,61



Minimum: -0,52 Maximum and minimum shear stresses [MPa]

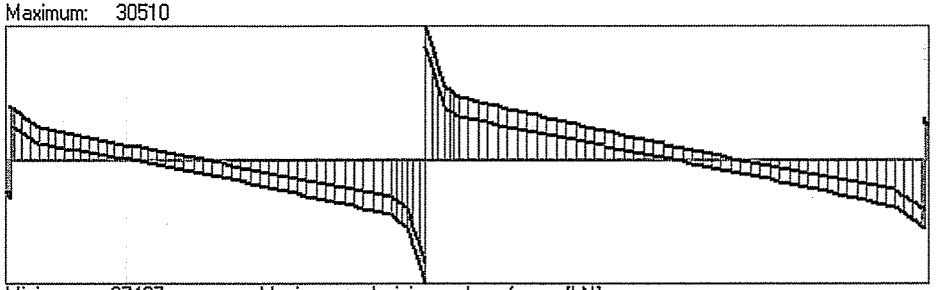
Construction stage at 9999,999 days

Maximum: 0



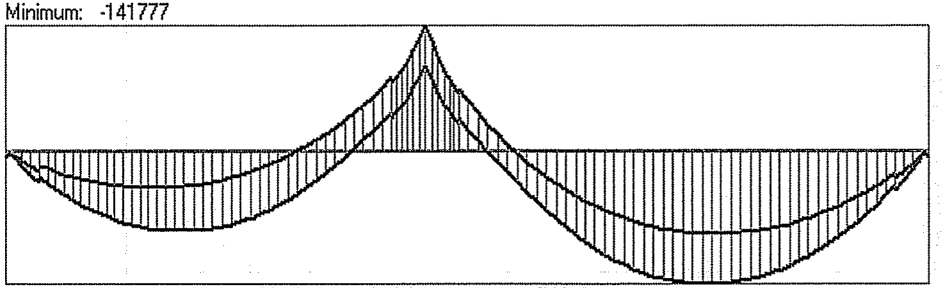
Minimum: -116539 Maximum and minimum normal forces [kN]

Maximum: 30510



Minimum: -27437 Maximum and minimum shear forces [kN]

Minimum: -141777



Maximum: 148330 Maximum and minimum moments [kNm]

Toetsing doorsnede ter plaatse van het grootste veldmoment

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 28 rechts)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -1202,33
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-115452,4	90339,6
Verschil:	-405,6	69246,0
	---	---
Belasting:	-115858,0	159585,7

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
Md 159585,7 [kNm] Mu 316668,0 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = 316668,0 [kNm]
B = 0 f = 510,9 [MPa]
xu = 379,0 [mm] d = 2124,6 [mm]
xu/d = 0,178 kxmax = 0,495
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 316668,0 [kNm] Mr = 171326,0 [kNm] 1.25 Md = 199482,1 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 28 rechts)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -1202,33
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-115452,4	90339,6
Verschil:	-405,3	57090,2
	---	---
Belasting:	-115857,8	147429,8

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   3,22 =<    3,23 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =   96604,0  [mm2] ;  Ap =  109350,1  [mm2]
   0.5 =< ka =   0,53094 <  1
   Advies: Toetsing VBC 8.7.4a mag worden toegepast

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 25,0 mm    X = 19853,7 mm    Y = -2336,5 mm
  »OK«, staafafstand voldoet
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =   104,8 MPa
  Ø_km  = 25,00 mm      Ø_lim =  11,9 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     = 100,1 mm      s_lim = 108,7 mm     »OK«, staafafstand voldoet; "
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 25,0 mm    X = 19853,7 mm    Y = -2336,5 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 2,400 m       kr    = 0,500        ssr=   38,11 MPa   ss =  104,75 MPa
  Ø_km  = 25,00 mm      Ø_lim =  44,1  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k4    =   0,6         k5   =   0,3         ksi=   1,000       h  =  2400,0 mm
  ssbm  =  5,37 MPa     ep    = 734,2 mm     ho =  1197,7 mm    zp =   463,5 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    = 0,531        ke =   0,947       fbm=    3,23 MPa
  ss_op =  3,22 MPa     ss_lim=  4,82 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  3,23 MPa
  ssbm  =  5,37 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  3,22 MPa     ss_lim=  1,07 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Toetsing doorsnede ter plaatse van het midden steunpunt

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 19 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -1108,13
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-109674,6	-149932,6
Verschil:	-353,5	2809,4
	---	---
Belasting:	-110028,0	-147123,2

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
Md -147123,2 [kNm] Mu -378790,4 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = -378790,4 [kNm]
B = 0 f = 511,9 [MPa]
xu = 492,9 [mm] d = 2198,2 [mm]
xu/d = 0,224 kxmax = 0,494
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 378790,4 [kNm] Mr = 178467,5 [kNm] 1.25 Md = 183904,0 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 19 links)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -1108,13
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-109674,6	-149932,6
Verschil:	-353,5	14687,5
	---	---
Belasting:	-110028,1	-135245,1

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   3,07 =<    3,23 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =  160849,5  [mm2] ;  Ap =  109350,1  [mm2]
   ka =   0,40470 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 32,0 mm    X = 10272,2 mm    Y = -67,0 mm
  »FOUT«, zowel de diameter als de staafafstand voldoen niet
  k1    =  1250         k2    =   250         kc =   1,000        m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000         dss=        0 MPa   ss =   109,3 MPa
  Ø_km  = 32,00 mm      Ø_lim =  11,4 mm      »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     = 150,2 mm      s_lim =  98,6 mm      »FOUT«, staafafstand te groot
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 32,0 mm    X = 10272,2 mm    Y = -67,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000         kc =   1,000        ksi=   1,000
  h     = 2,400 m       kr    = 0,500         ssr=   41,00 MPa    ss =  109,34 MPa
  Ø_km  = 32,00 mm      Ø_lim =  39,8  mm     eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k4    =   0,6         k5    =   0,3         ksi=   1,000        h  =  2400,0 mm
  ssbm  =  1,87 MPa     ep    = 708,1 mm      ho =  1108,1 mm     zp =   400,0 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    = 0,405         ke =   0,979        fbm=    3,23 MPa
  ss_op =  3,07 MPa     ss_lim=  2,57 MPa     eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =     0         k7    =   0,2         fbm =  3,23 MPa
  ssbm  =  1,87 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  3,07 MPa     ss_lim=  0,37 MPa     eis:    ss_op < ss_lim
```

As 120.637 voldoet ook

Ontwerp 4 met 2x 6837 boven elkaar geplaatst

M A T E R I A L P R O P E R T I E S

Material: C45,0/55,0

Linear Elastic (Young's modulus at 28 days)

Young's modulus	:	36000	[MPa]
Poison ratio	:	0,150	[-]
Dead weight	:	25,00	[kN/m3]
Thermal dilation coefficient	:	0,000010	[m/moC]

Material: Fep 1860

Linear Elastic

Young's modulus	:	200000	[MPa]
Poison ratio	:	0,300	[-]
Dead weight	:	76,50	[kN/m3]
Thermal dilation coefficient	:	0,000010	[m/moC]

B A S I C S E C T I O N S

Section: 1 Construction Height: 2400 [mm]

Macro topic:	Value: [mm]
b	30000
b1l	3000
b2l	1800
b1r	3000
b2r	1800
h	2400
h1l	300
h2l	1800
h1r	300
h2r	1800
h3	300
d	1800
c	2700
n (number)	0
s	2
fl * 1000	1000
fr * 1000	1000

Section: 2 Construction Height: 2400 [mm]

Macro topic:	Value: [mm]
b	30000
b1l	3000
b2l	1800
b1r	3000
b2r	1800
h	2400
h1l	300
h2l	1800
h1r	300
h2r	1800
h3	300
d	1800
c	2540
n (number)	8
s	2
fl * 1000	1000
fr * 1000	1000

Section no	Subsection no	H [mm]	Y-top [mm]	e_top [mm]	Area [m2]	Ixx [m4]
1	1	2400	2400	1156,7	6,0300e+01	3,0114e+01
2	1	2400	2400	1090,0	2,3724e+01	2,0064e+01

E N V I R O N M E N T A L C O N D I T I O N S

Period no	From [days]	Until [days]	Temperature [oC]	Relative humidity [%]
1	0	10000	10	75

E X T R A T I M E S

Number	Time [days]
1	100,00
2	300,00
3	500,00
4	1000,00
5	3000,00
6	5000,00

B A S I C B E A M S

Beam no	X_left [mm]	X_Right [mm]	Length [mm]	Section at left no	Section at right no
1	0	4000	4000	1	1
2	4000	46000	42000	2	2
3	46000	54000	8000	1	1
4	54000	106000	52000	2	2
5	106000	110000	4000	1	1

Beam no	Subbeam no	Kn factor [-]	Ks Factor [-]	Material	Concreted at [days]	Deshuttered at [days]	Removed at [days]
1	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
2	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
3	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
4	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00
5	1	1,000	1,000	C45,0/55,0	0	28,00	10000,00

S U P P O R T S

Support no	X [mm]	Y [mm]	Horizontally fixed	Vertically fixed	Rotation fixed	Placed at [days]	Removed at [days]
1	600	-2400	False	True	False	0	10000,00
2	50000	-2400	True	True	False	0	10000,00
3	109400	-2400	False	True	False	0	10000,00

Support no	Spring X [kN/mm]	Spring Y [kN/mm]	Spring M [kNm/rad]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0

P O S T - P R E S T R E S S I N G

C O L L E C T I O N Ontwerp G R O U P 1

G R O U P P R O P E R T I E S

Number of Tendons		:	18
Area of one Tendon		:	5550 [mm2]
Limit stress at tensioning		:	1450 [MPa]
Limit stress after blocking		:	1305 [MPa]
Applied tensioning stress		:	1346 [MPa]
Relaxation		:	6,00 [%]
Additional loss:	low	:	10,00 [%]
	average	:	12,00 [%]
	high	:	14,00 [%]
Tensioning method		:	first at left second at right
Tensioned at		:	28,00 [days]
Removed at		:	10000,00 [days]
Modulus of elasticity		:	200000 [MPa]
Friction coefficient:	low	:	0,180000
	average	:	0,200000
	high	:	0,220000
Wobble effect:	low	:	0,003000 [rad/m]
	average	:	0,005000 [rad/m]
	high	:	0,007000 [rad/m]

R E I N F O R C E M E N T
==========

No	Name	Beam-link	X-start [mm]	X-end [mm]
1	veld 4	4	54000	106000
2	veld 2	2	4000	46000
3	steun 2	3	46000	54000
4	steun 1	1	0	4000
5	steun 3	5	106000	110000

Details (Expl. Code 3 4 2 1 : 3 = no 4 = Subbeam 2 = Border 1 = Layer)

Code				Diam1	Diam2	Number			
1	1	1	1	32	25	250	35	35	FeB 500 HWL
2	1	1	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL
3	1	5	1	20	20	150	35	35	FeB 500 HWL
4	1	5	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL
5	1	5	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL

C O M P U T E D R E S U L T S
==========

COMBINATION: combi 1

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)

P R E S T R E S S I N G

Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	103748	103748	-2,46	-2,46	0

COMBINATION: combi 2

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)
1,500 * variable loads
1,350 * variable loads
Case: (A) NEN 6706 7.2.2 LM1
1,000 * variable loads
Case: (A) boven 10 onder 0

P R E S T R E S S I N G

Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	104370	103780	-1,32	-2,40	1,08

COMBINATION: combi 3

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)
1,000 * variable loads
1,000 * variable loads
Case: (A) NEN 6706 7.2.2 LM1
1,000 * variable loads
Case: (A) boven 10 onder 0

P R E S T R E S S I N G

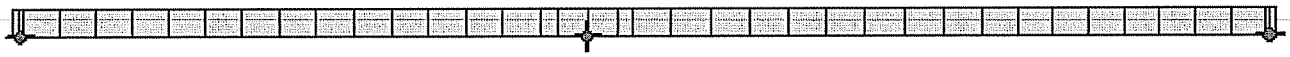
Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	104248	103811	-1,54	-2,34	0,80

COMBINATION: combi 4

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)
0,800 * variable loads

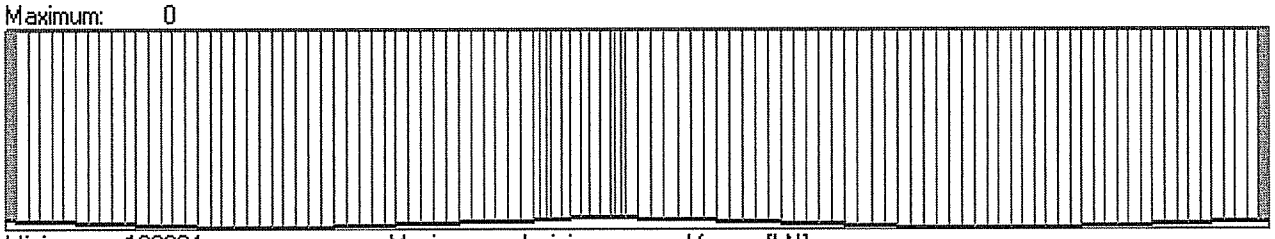
P R E S T R E S S I N G

Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
Ontwerp	1	103748	103748	-2,46	-2,46	0



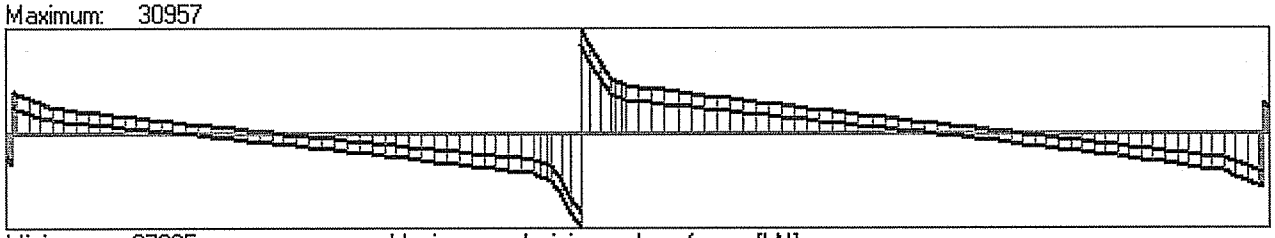
Construction stage at 9999,999 days

Maximum: 0



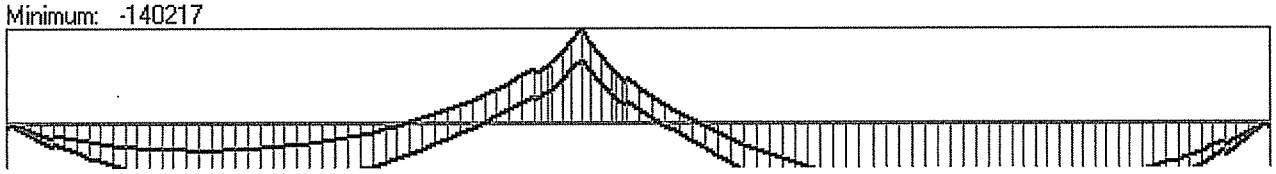
Minimum: -106364 Maximum and minimum normal forces [kN]

Maximum: 30957



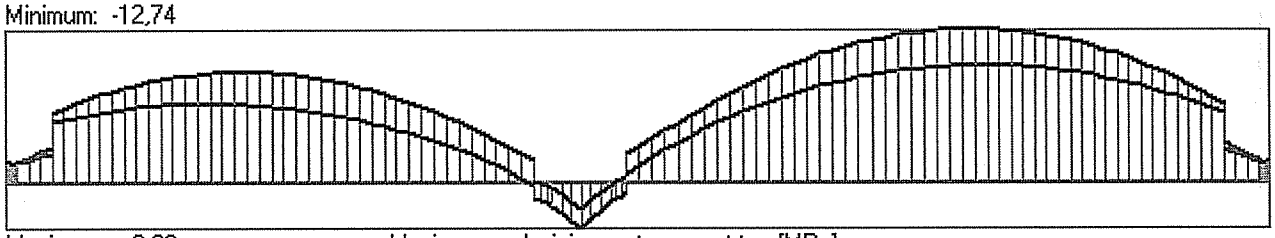
Minimum: -27905 Maximum and minimum shear forces [kN]

Minimum: -140217



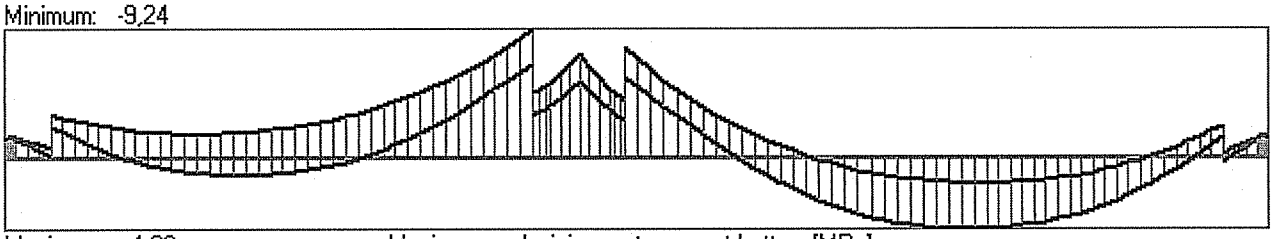
Construction stage at 9999,999 days

Minimum: -12,74



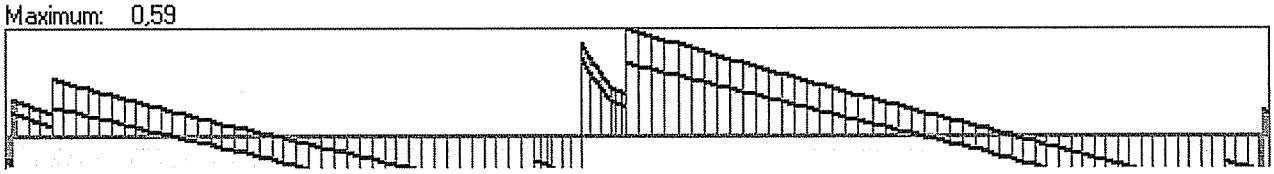
Maximum: 3,69 Maximum and minimum stresses at top [MPa]

Minimum: -9,24



Maximum: 4,99 Maximum and minimum stresses at bottom [MPa]

Maximum: 0,59



Toetsing ter plaatse van de overspanning van 50m

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 9 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -1127,09
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-105460,8	36217,3
Verschil:	-154,2	55830,1
	---	---
Belasting:	-105615,1	92047,4

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, let op: doorsnede niet op betonstuik bezweken.
Md 92047,4 [kNm] Mu 223394,7 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = 223394,7 [kNm]
B = 0 f = 549,4 [MPa]
xu = 227,9 [mm] d = 1890,6 [mm]
xu/d = 0,121 kxmax = 0,476
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 223394,7 [kNm] Mr = 159932,0 [kNm] 1.25 Md = 115059,3 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 9 links)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -1127,09
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-105460,8	36217,3
Verschil:	-154,4	46383,5
	---	---
Belasting:	-105615,2	82600,8

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   0,48 =<    3,72 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =   20106,2  [mm2] ;  Ap =         0  [mm2]
   ka =         0 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 16,0 mm    X = 20092,1 mm    Y = -2341,0 mm
  »OK«, zowel de diameter als de staafafstand voldoen
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =     4,0 MPa
  Ø_km  = 16,00 mm      Ø_lim = 311,7 mm     »OK« kenmiddellijn voldoet
  s     = 241,6 mm      s_lim =6103,2 mm     »OK«, staafafstand voldoet; "
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 16,0 mm    X = 20092,1 mm    Y = -2341,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 2,400 m       kr    = 0,500        ssr=   66,14 MPa   ss =    4,01 MPa
  Ø_km  = 16,00 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k4    =   0,6         k5    =   0,3        ksi=   1,000       h  =  2400,0 mm
  ssbm  =  4,56 MPa     ep    =     0 mm     ho =  1272,9 mm    zp =  1272,9 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    =     0        ke =   0,900       fbm=    3,72 MPa
  ss_op =  0,48 MPa     ss_lim=  4,91 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  3,72 MPa
  ssbm  =  4,56 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  0,48 MPa     ss_lim=  0,91 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Toetsing ter plaatse van de overspanning van 60m

```
Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 30 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel:  Y = -1089,98
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens          N[kN]       M(A)[kNm]
Permanent:             -105882,7         85443,1
Verschil:                 -405,0         68397,6
                       ---------       ---------
Belasting:             -106287,8        153840,7

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
  »OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
  Md 153840,7 [kNm]        Mu 363575,6 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
  »OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
  Geen drukwapening
  Mu     = 363575,6 [kNm]
  B      =      0           f      =   486,7 [MPa]
  xu     =  309,4 [mm]      d      = 2242,2 [mm]
  xu/d   =  0,138           kxmax = 0,507
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
  »OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
  Mu = 363575,6 [kNm]      Mr = 166595,8 [kNm]  1.25 Md = 192300,9 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 30 links)

  Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
  De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
  Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel:  Y = -1089,98
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens          N[kN]       M(A)[kNm]
Permanent:             -105882,7         85443,1
Verschil:                 -405,1         56060,9
                       ---------       ---------
Belasting:             -106287,8        141504,0
```

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   3,90 >    3,72 = fbm  [MPa]
   Advies: Volledig scheurenpatroon VBC 8.7.2
   As =  161890,2  [mm2] ;  Ap =   99900,1  [mm2]
   ka =   0,38160 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 25,0 mm    X = 147,0 mm    Y = -2336,5 mm
  »OK«, staafafstand voldoet
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =   104,5 MPa
  Ø_km  = 25,00 mm      Ø_lim =  12,0 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     =  96,1 mm      s_lim = 109,2 mm     »OK«, staafafstand voldoet; "
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 25,0 mm    X = 147,0 mm    Y = -2336,5 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 2,400 m       kr    = 0,500        ssr=   38,14 MPa   ss =  104,53 MPa
  Ø_km  = 25,00 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k4    =   0,6         k5   =   0,3         ksi=   1,000       h  =  2400,0 mm
  ssbm  =  4,87 MPa     ep    = 892,6 mm     ho =  1199,6 mm    zp =   307,0 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    = 0,382        ke =   1,000       fbm=    3,72 MPa
  ss_op =  3,90 MPa     ss_lim=  5,01 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  3,72 MPa
  ssbm  =  4,87 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  3,90 MPa     ss_lim=  0,97 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Toetsing ter plaatse van het midden steunpunt

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 19 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -1156,72
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-99476,7	-145553,7
Verschil:	-325,6	5337,0
	---	---
Belasting:	-99802,2	-140216,7

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
Md -140216,7 [kNm] Mu -274594,6 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = -274594,6 [kNm]
B = 0 f = 567,7 [MPa]
xu = 301,7 [mm] d = 2171,8 [mm]
xu/d = 0,139 kxmax = 0,468
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 274594,6 [kNm] Mr = 182010,2 [kNm] 1.25 Md = 175270,9 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 19 links)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -1156,72
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-99476,7	-145553,7
Verschil:	-325,6	17093,4
	---	---
Belasting:	-99802,3	-128460,3

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   3,27 =<    3,72 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =   47123,9  [mm2] ;  Ap =   99900,1  [mm2]
   0.5 =< ka =   0,67948 <  1
   Advies: Toetsing VBC 8.7.4a mag worden toegepast

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 20,0 mm    X = 17721,0 mm    Y = -61,0 mm
  »FOUT«, zowel de diameter als de staafafstand voldoen niet
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =   169,6 MPa
  Ø_km  = 20,00 mm      Ø_lim =   7,4 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     = 200,7 mm      s_lim =  17,4 mm     »FOUT«, staafafstand te groot
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 20,0 mm    X = 17721,0 mm    Y = -61,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 2,400 m       kr    = 0,500        ssr=   61,01 MPa   ss =  169,63 MPa
  Ø_km  = 20,00 mm      Ø_lim =  20,7  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k4    =   0,6         k5    =   0,3        ksi=   1,000       h  =  2400,0 mm
  ssbm  =  1,67 MPa     ep    = 828,5 mm     ho =  1135,5 mm    zp =   307,0 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    = 0,679        ke =   0,947       fbm=    3,72 MPa
  ss_op =  3,27 MPa     ss_lim=  2,09 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  3,72 MPa
  ssbm  =  1,67 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  3,27 MPa     ss_lim=  0,33 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Toetsing ter plaatse van het steunpunt naast de overspanning van 60m

```
Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 36 rechts)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel:  Y = -1181,39
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens          N[kN]       M(A)[kNm]
Permanent:             -102528,2        33806,0
Verschil:                  -63,1         1631,3
                       ---------       ---------
Belasting:             -102591,3        35437,3

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
  »OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
  Md 35437,3 [kNm]        Mu -159450,4 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
  »OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
  Geen drukwapening
  Mu    = -150976,3 [kNm]
  B     =      0           f     =   599,9 [MPa]
  xu    =  267,5 [mm]      d     =  827,3 [mm]
  xu/d  =  0,323           kxmax = 0,455
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
  »OK«, 1,25 * Md is kleiner dan bezwijkmoment.
  Mu = 159450,4 [kNm]     Mr = 173908,5 [kNm]  1.25 Md = -44296,7 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 36 rechts)

  Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
  De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
  Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel:  Y = -1181,39
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens          N[kN]       M(A)[kNm]
Permanent:             -102528,2        33806,0
Verschil:                  -63,1         1947,7
                       ---------       ---------
Belasting:             -102591,3        35753,7

Toetsingscriteria:
   Sigb =  -5,81 =<    3,72 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =         0  [mm2] ;  Ap =         0  [mm2]
   ka =         0 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen voorspanning: Diameter = 356,6 mm   X = 12000,0 mm   Y =    -1572,7 mm
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen voorspanning: Diameter = 356,6 mm   X = 12000,0 mm   Y =    -1572,7 mm
  »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 2,400 m       kr    = 0,500        ssr=       0 MPa   ss =       0 MPa
  Ø_km  =356,65 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k4    =   0,6         k5    =   0,3        ksi=   1,000       h  =  2400,0 mm
  ssbm  =  4,28 MPa     ep    =     0 mm     ho =  1181,4 mm    zp =  1181,4 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    =     0        ke =   0,900       fbm=    3,72 MPa
  ss_op = -5,81 MPa     ss_lim=  4,69 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  3,72 MPa
  ssbm  =  4,28 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op = -5,81 MPa     ss_lim=  0,86 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Ontwerp HSB met hoogte van 1,8m en per lijf 3x 6827 boven elkaar.

M A T E R I A L P R O P E R T I E S

Material: C70,0/85,0

Linear Elastic (Young's modulus at 28 days)

Young's modulus	:	39300	[MPa]
Poison ratio	:	0,150	[-]
Dead weight	:	25,00	[kN/m3]
Thermal dilation coefficient	:	0,000010	[m/moC]

Material: Fep 1860

Linear Elastic

Young's modulus	:	200000	[MPa]
Poison ratio	:	0,300	[-]
Dead weight	:	76,50	[kN/m3]
Thermal dilation coefficient	:	0,000010	[m/moC]

```
B A S I C   S E C T I O N S
============================
Section: 1   Construction Height:     1800 [mm]
--------------------------------------------------
Macro topic:   Value: [mm]
    b           30000
    b11          3000
    b21          1800
    b1r          3000
    b2r          1800
    h            1800
    h11           300
    h21          1200
    h1r           300
    h2r          1200
    h3            300
    d            1200
    c            2700
    n (number)
                    0
    s               2
    fl * 1000
                 1000
    fr * 1000
                 1000
Section: 2   Construction Height:     1800 [mm]
--------------------------------------------------
Macro topic:   Value: [mm]
    b           30000
    b11          3000
    b21          1800
    b1r          3000
    b2r          1800
    h            1800
    h11           300
    h21          1200
    h1r           300
    h2r          1200
    h3            300
    d            1200
    c            2560
    n (number)
                    8
    s               2
    fl * 1000
                 1000
    fr * 1000
                 1000
Section: 3   Construction Height:     2200 [mm]
--------------------------------------------------
Macro topic:   Value: [mm]
    b           30000
    b11          3000
    b21          1800
    b1r          3000
    b2r          1800
    h            2200
    h11           300
    h21          1600
    h1r           300
    h2r          1600
    h3            300
    d            1200
    c            2700
    n (number)
                    0
    s               2
    fl * 1000
                 1000
    fr * 1000
                 1000
```

Section no	Subsection no	H [mm]	Y-top [mm]	e_top [mm]	Area [m2]	Ixx [m4]
1	1	1800	1800	860,8	4,5900e+01	1,2849e+01
2	1	1800	1800	815,6	2,1324e+01	9,8184e+00
3	1	2200	2200	1057,8	5,5500e+01	2,3281e+01

E N V I R O N M E N T A L C O N D I T I O N S

Period no	From [days]	Until [days]	Temperature [oC]	Relative humidity [%]
1	0	10000	10	75

E X T R A T I M E S

Number	Time [days]
1	100,00
2	300,00
3	500,00
4	1000,00
5	3000,00
6	5000,00

B A S I C B E A M S

Beam no	X_left [mm]	X_Right [mm]	Length [mm]	Section at left no	Section at right no
1	0	4000	4000	1	1
2	4000	46000	42000	2	2
3	46000	54000	8000	3	3
4	54000	106000	52000	2	2
5	106000	110000	4000	1	1

Beam no	Subbeam no	Kn factor [-]	Ks Factor [-]	Material	Concreted at [days]	Deshuttered at [days]	Removed at [days]
1	1	1,000	1,000	C70,0/85,0	0	28,00	10000,00
2	1	1,000	1,000	C70,0/85,0	0	28,00	10000,00
3	1	1,000	1,000	C70,0/85,0	0	28,00	10000,00
4	1	1,000	1,000	C70,0/85,0	0	28,00	10000,00
5	1	1,000	1,000	C70,0/85,0	0	28,00	10000,00

S U P P O R T S

Support no	X [mm]	Y [mm]	Horizontally fixed	Vertically fixed	Rotation fixed	Placed at [days]	Removed at [days]
1	600	-1800	False	True	False	0	10000,00
2	50000	-2200	True	True	False	0	10000,00
3	109400	-1800	False	True	False	0	10000,00

Support no	Spring X [kN/mm]	Spring Y [kN/mm]	Spring M [kNm/rad]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0

P O S T - P R E S T R E S S I N G

C O L L E C T I O N hsb G R O U P 1

G R O U P P R O P E R T I E S

Number of Tendons	:	27
Area of one Tendon	:	4050 [mm2]
Limit stress at tensioning	:	1450 [MPa]
Limit stress after blocking	:	1305 [MPa]
Applied tensioning stress	:	1345 [MPa]
Relaxation	:	6,00 [%]
Additional loss: low	:	10,00 [%]
average	:	12,00 [%]
high	:	14,00 [%]
Tensioning method	:	first at left second at right
Tensioned at	:	28,00 [days]
Removed at	:	10000,00 [days]
Modulus of elasticity	:	200000 [MPa]
Friction coefficient: low	:	0,180000
average	:	0,200000
high	:	0,220000
Wobble effect: low	:	0,003000 [rad/m]
average	:	0,005000 [rad/m]
high	:	0,007000 [rad/m]

R E I N F O R C E M E N T
==========

No	Name	Beam-link	X-start [mm]	X-end [mm]
1	veld 4	4	54000	106000
2	veld 2	2	4000	46000
3	steun 2	3	46000	54000
4	steun 1	1	0	4000
5	steun 3	5	106000	110000

Details (Expl. Code 3 4 2 1 : 3 = no 4 = Subbeam 2 = Border 1 = Layer)

Code				Diam1	Diam2	Number			
1	1	1	1	32	40	250	35	35	FeB 500 HWL
2	1	1	1	40	32	250	35	35	FeB 500 HWL
3	1	5	1	40	40	250	35	35	FeB 500 HWL
4	1	5	1	20	20	150	35	35	FeB 500 HWL
5	1	5	1	20	20	200	35	35	FeB 500 HWL

C O M P U T E D R E S U L T S
==========

COMBINATION: combi 1

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)

P R E S T R E S S I N G

Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
hsb	1	113019	113019	-3,13	-3,13	0

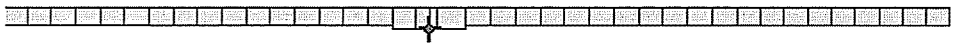
COMBINATION: combi 2

Construction stage at 9999,999 [days]
Basic loads in combination:
1,000 * dead weight
1,000 * permanent loads
1,000 * prestressing (average friction)
1,500 * variable loads
1,350 * variable loads
Case: (A) NEN 6706 7.2.2 LM1
1,000 * variable loads
Case: (A) boven 10 onder 0

P R E S T R E S S I N G

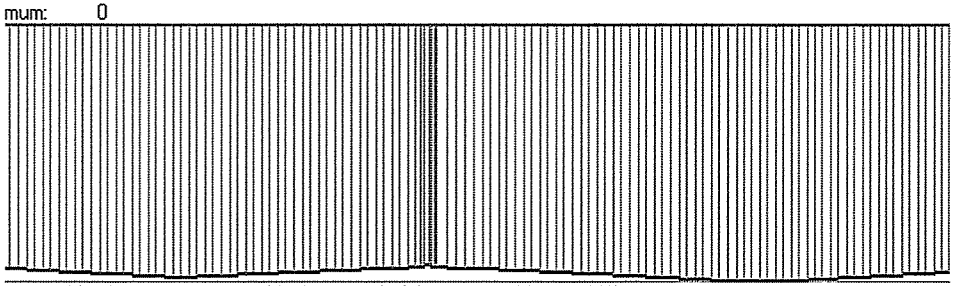
Collection	Group:	Averages of: Max.Force [kN]	Min.Force [kN]	Max.Concr. [MPa]	Min.Concr. [MPa]	Difference [MPa]
hsb	1	113703	112987	-1,89	-3,19	1,31

```
-------------------------------------------------------
 COMBINATION:  combi 3
-------------------------------------------------------
Construction stage at   9999,999 [days]
Basic loads in combination:
  1,000 * dead weight
  1,000 * permanent loads
  1,000 * prestressing (average friction)
  1,000 * variable loads
  1,000 * variable loads
        Case: (A) NEN 6706 7.2.2 LM1
  1,000 * variable loads
        Case: (A) boven 10 onder 0

P R E S T R E S S I N G
-----------------------
                                        Averages of:
                          -------------------------------------------------------
Collection      Group:  Max.Force  Min.Force  Max.Concr.  Min.Concr.  Difference
                             [kN]       [kN]       [MPa]       [MPa]       [MPa]
hsb                1       113558     113028      -2,15       -3,12        0,97

-------------------------------------------------------
 COMBINATION:  combi 4
-------------------------------------------------------
Construction stage at   9999,999 [days]
Basic loads in combination:
  1,000 * dead weight
  1,000 * permanent loads
  1,000 * prestressing (average friction)
  0,800 * variable loads

P R E S T R E S S I N G
-----------------------
                                        Averages of:
                          -------------------------------------------------------
Collection      Group:  Max.Force  Min.Force  Max.Concr.  Min.Concr.  Difference
                             [kN]       [kN]       [MPa]       [MPa]       [MPa]
hsb                1       113019     113019      -3,13       -3,13           0
```



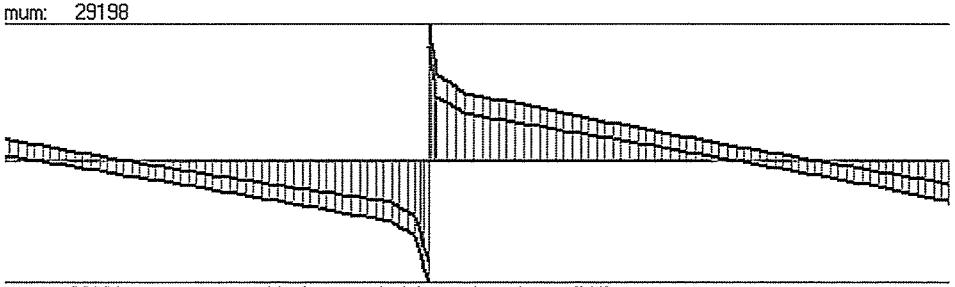
Construction stage at 9999,999 days

mum: 0



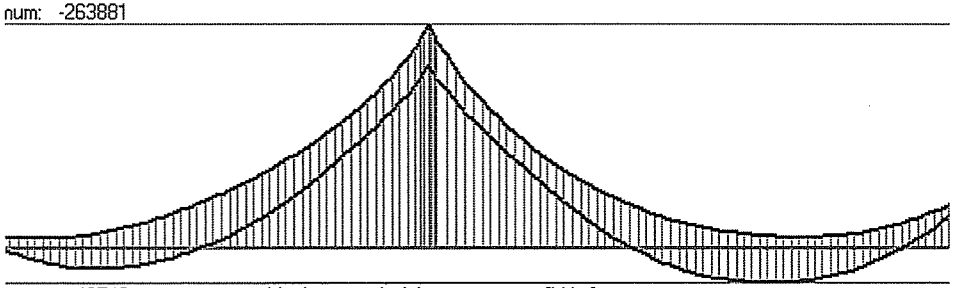
num: -116766 Maximum and minimum normal forces [kN]

mum: 29198

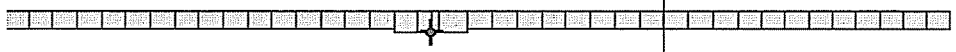


num: -26331 Maximum and minimum shear forces [kN]

num: -263881

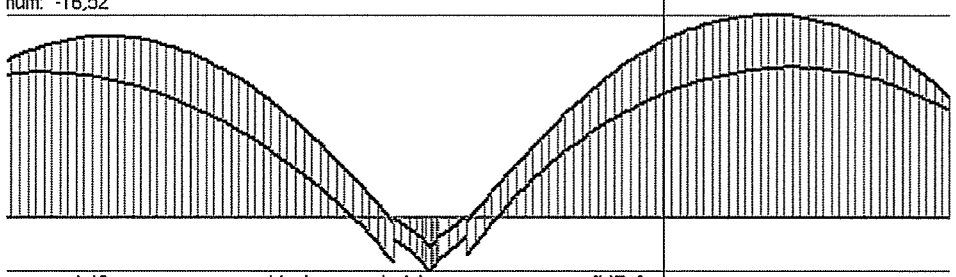


mum: 40742 Maximum and minimum moments [kNm]



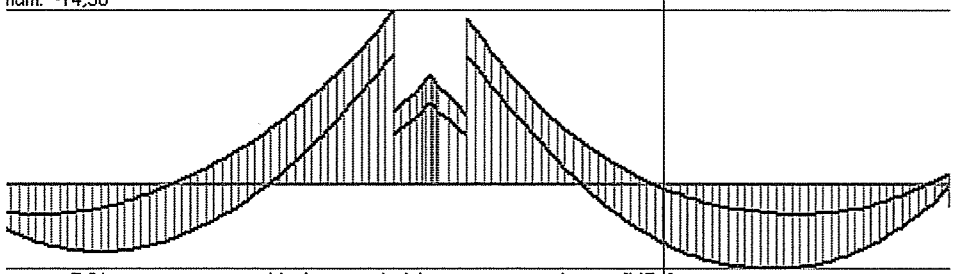
Construction stage at 9999,999 days

num: -16,52



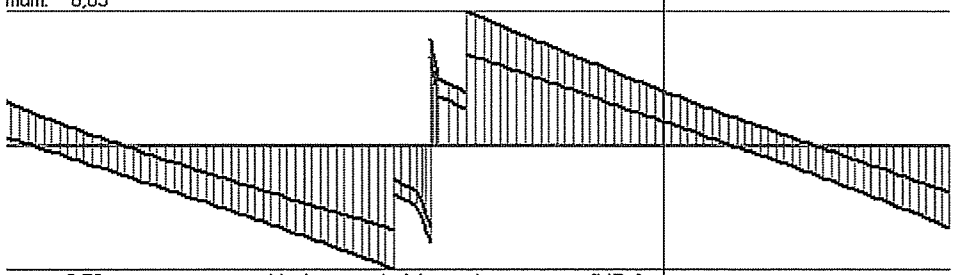
mum: 4,49 Maximum and minimum stresses at top [MPa]

num: -14,38



mum: 7,01 Maximum and minimum stresses at bottom [MPa]

mum: 0,65



num: -0,59 Maximum and minimum shear stresses [MPa]

Toetsing doorsnede ter plaatse van het steunpunt naast de overspanning van 50m

```
Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 3 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel:  Y = -846,83
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens          N[kN]       M(A)[kNm]
Permanent:             -110039,1         75326,2
Verschil:                   40,7         -260,2
                       ---------       ---------
Belasting:             -109998,4         75066,1

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
  »OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
  Md 75066,1 [kNm]         Mu -220465,0 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
  »OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
  Geen drukwapening
  Mu    = -220465,0 [kNm]
  B     =      0           f     =   564,2 [MPa]
  xu    =  231,5 [mm]      d     = 1606,9 [mm]
  xu/d  =  0,144           kxmax = 0,432
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
  »OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
  Mu = 220465,0 [kNm]      Mr = 143199,8 [kNm]  1.25 Md = -93832,6 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 3 links)

  Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
  De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
  Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel:  Y = -846,83
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens          N[kN]       M(A)[kNm]
Permanent:             -110039,1         75326,2
Verschil:                   40,7          -31,0
                       ---------       ---------
Belasting:             -109998,4         75295,2

Toetsingscriteria:
   Sigb =  -7,48 =<    4,61 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =         0  [mm2] ;  Ap =         0  [mm2]
   ka =         0 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 20,0 mm    X = 7081,9 mm    Y = -61,0 mm
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 20,0 mm    X = 7081,9 mm    Y = -61,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 1,800 m       kr    = 0,500        ssr=   40,70 MPa   ss =  -91,46 MPa
  Ø_km  = 20,00 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k4    =   0,6         k5    =   0,3        ksi=   1,000       h  =  1800,0 mm
  ssbm  =  2,37 MPa     ep    =     0 mm     ho =   846,8 mm    zp =   846,8 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    =     0        ke =   0,900       fbm=    4,61 MPa
  ss_op = -7,48 MPa     ss_lim=  3,13 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  4,61 MPa
  ssbm  =  2,37 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op = -7,48 MPa     ss_lim=  0,47 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Toetsing doorsnede in het midden van de kleinste overspanning van 50m

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 8 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -881,41
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-112740,9	80490,2
Verschil:	-47,1	43117,7
	---	---
Belasting:	-112788,1	123607,9

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
Md 123607,9 [kNm] Mu 316926,0 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = 316926,0 [kNm]
B = 0 f = 483,2 [MPa]
xu = 269,2 [mm] d = 1492,3 [mm]
xu/d = 0,180 kxmax = 0,470
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 316926,0 [kNm] Mr = 136397,5 [kNm] 1.25 Md = 154509,9 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 8 links)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -881,41
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-112740,9	80490,2
Verschil:	-47,1	34761,1
	---	---
Belasting:	-112788,1	115251,2

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   4,69 >    4,61 = fbm  [MPa]
   Advies: Volledig scheurenpatroon VBC 8.7.2
   As =  257610,6  [mm2] ;  Ap =         0  [mm2]
   ka =         0 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 40,0 mm    X = 7539,9 mm    Y = -1729,0 mm
  »OK«, staafafstand voldoet
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =    90,1 MPa
  Ø_km  = 40,00 mm      Ø_lim =  13,9 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     =  96,0 mm      s_lim = 147,5 mm     »OK«, staafafstand voldoet; "
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 40,0 mm    X = 7539,9 mm    Y = -1729,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 1,800 m       kr    = 0,500        ssr=   31,58 MPa   ss =   90,08 MPa
  Ø_km  = 40,00 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k4    =   0,6         k5    =   0,3        ksi=   1,000       h  =  1800,0 mm
  ssbm  =  5,71 MPa     ep    =     0 mm     ho =   918,6 mm    zp =   918,6 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    =     0        ke =   0,900       fbm=    4,61 MPa
  ss_op =  4,69 MPa     ss_lim=  5,84 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  4,61 MPa
  ssbm  =  5,71 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  4,69 MPa     ss_lim=  1,14 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Toetsing doorsnede ter plaatse van het midden steunpunt

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 21 rechts)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -1015,76
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-108281,5	-144425,2
Verschil:	-463,3	-8956,7
	---	---
Belasting:	-108744,8	-153381,9

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
Md -153381,9 [kNm] Mu -494174,3 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = -494174,3 [kNm]
B = 0 f = 485,9 [MPa]
xu = 368,1 [mm] d = 2065,0 [mm]
xu/d = 0,178 kxmax = 0,469
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 494174,3 [kNm] Mr = 202913,0 [kNm] 1.25 Md = 191727,4 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 21 rechts)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -1015,76
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-108281,5	-144425,2
Verschil:	-463,7	3486,5
	---	---
Belasting:	-108745,2	-140938,7

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   3,97 =<    4,61 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =  314159,3  [mm2] ;  Ap =  109350,1  [mm2]
   ka =   0,25820 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 40,0 mm    X = 7498,5 mm    Y = -95,0 mm
  »OK«, staafafstand voldoet
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =    81,2 MPa
  Ø_km  = 40,00 mm      Ø_lim =  15,4 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     = 120,0 mm      s_lim = 178,0 mm     »OK«, staafafstand voldoet; "
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 40,0 mm    X = 7498,5 mm    Y = -95,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 2,200 m       kr    = 0,500        ssr=   35,87 MPa   ss =   81,17 MPa
  Ø_km  = 40,00 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k4    =   0,6         k5    =   0,3        ksi=   1,000       h  =  2200,0 mm
  ssbm  =  2,08 MPa     ep    = 765,7 mm     ho =  1015,8 mm    zp =   250,1 mm
  dssbm =      0 MPa    ka    = 0,258        ke =   1,000       fbm=    4,61 MPa
  ss_op =  3,97 MPa     ss_lim=  2,94 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =      0        k7    =   0,2        fbm =  4,61 MPa
  ssbm  =  2,08 MPa     dssbm =      0 MPa
  ss_op =  3,97 MPa     ss_lim=  0,42 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Toetsing doorsnede in het midden van de grootste overspanning van 60m

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 37 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel: Y = -899,81
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-115762,1	86175,0
Verschil:	-553,0	59228,2
	---	---
Belasting:	-116315,0	145403,2

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
»OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
Md 145403,2 [kNm] Mu 357066,5 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
»OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
Geen drukwapening
Mu = 357066,5 [kNm]
B = 0 f = 476,4 [MPa]
xu = 272,6 [mm] d = 1681,5 [mm]
xu/d = 0,162 kxmax = 0,474
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
»OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
Mu = 357066,5 [kNm] Mr = 142947,7 [kNm] 1.25 Md = 181754,0 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 37 links)

Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel: Y = -899,81
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens	N[kN]	M(A)[kNm]
Permanent:	-115762,1	86175,0
Verschil:	-552,4	47377,5
	---	---
Belasting:	-116314,5	133552,5

```
Toetsingscriteria:
   Sigb =   5,68 >    4,61 = fbm  [MPa]
   Advies: Volledig scheurenpatroon VBC 8.7.2
   As =  257610,6  [mm2] ;  Ap =  109350,1  [mm2]
   ka =   0,29799 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 40,0 mm    X = 5904,6 mm    Y = -1729,0 mm
  »OK«, staafafstand voldoet
  k1    =  1250         k2    =   250        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =    99,7 MPa
  Ø_km  = 40,00 mm      Ø_lim =  12,5 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     =  96,0 mm      s_lim = 120,8 mm     »OK«, staafafstand voldoet; "
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 40,0 mm    X = 5904,6 mm    Y = -1729,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  1250         k3    = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 1,800 m       kr    = 0,500        ssr=   28,15 MPa   ss =   99,69 MPa
  Ø_km  = 40,00 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k4    =   0,6         k5    =   0,3        ksi=   1,000       h  =  1800,0 mm
  ssbm  =  6,08 MPa     ep    = 666,2 mm     ho =   900,2 mm    zp =   234,0 mm
  dssbm =     0 MPa     ka    = 0,298        ke =   1,000       fbm=    4,61 MPa
  ss_op =  5,68 MPa     ss_lim=  6,14 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »FOUT« maximale betonspanning te groot
  k6    =     0         k7    =   0,2        fbm =  4,61 MPa
  ssbm  =  6,08 MPa     dssbm =     0 MPa
  ss_op =  5,68 MPa     ss_lim=  1,22 MPa    eis:    ss_op < ss_lim
```

Toetsing doorsnede ter plaatse van het steunpunt naast de grootste overspanning van 60m

```
Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 45 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel:  Y = -852,85
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens          N[kN]       M(A)[kNm]
Permanent:             -111959,6         36545,8
Verschil:                    5,6           332,8
                       ---------       ---------
Belasting:             -111953,9         36878,6

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
  »OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
  Md 36878,6 [kNm]         Mu -195304,6 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
  »OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
  Geen drukwapening
  Mu     = -195304,6 [kNm]
  B      =      0          f      =   543,6 [MPa]
  xu     =  236,4 [mm]     d      = 1285,0 [mm]
  xu/d   =  0,184          kxmax = 0,441
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
  »OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
  Mu = 195304,6 [kNm]      Mr = 137252,4 [kNm]  1.25 Md = -46098,3 [kNm]

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Drsn. balk: 45 links)

  Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het 0 vlak.
  De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
  Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 3
Positie assenstelsel:  Y = -852,85
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens          N[kN]       M(A)[kNm]
Permanent:             -111959,6         36545,8
Verschil:                    5,6           570,4
                       ---------       ---------
Belasting:             -111953,9         37116,2

Toetsingscriteria:
   Sigb =  -4,90 =<    4,61 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =         0  [mm2] ;  Ap =         0  [mm2]
   ka =         0 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 20,0 mm    X = 8918,8 mm    Y = -61,0 mm
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is alleen Ma gevarieerd.
  Gekozen staaf: Diameter = 20,0 mm    X = 8918,8 mm    Y = -61,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1     =  1250          k3     = 20000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h      = 1,800 m        kr     = 0,500        ssr=   46,12 MPa   ss =  -34,42 MPa
  Ø_km   = 20,00 mm       Ø_lim =  50,0  mm     eis:   Ø_km < Ø_lim
VBC 8.7.4a: Ongescheurd veronderstelde doorsnede met scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k4     =   0,6          k5     =   0,3        ksi=   1,000       h  =  1800,0 mm
  ssbm   =  2,41 MPa      ep     =     0 mm     ho =   852,8 mm    zp =   852,8 mm
  dssbm  =     0 MPa      ka     =     0        ke =   0,900       fbm=    4,61 MPa
  ss_op  = -4,90 MPa      ss_lim=  3,17 MPa     eis:    ss_op < ss_lim
VBC 8.7.4b: Ongescheurd veronderstelde doorsnede zonder scheurbeperkende wapening
  »OK« maximale betonspanning voldoet
  k6     =     0          k7     =   0,2        fbm =  4,61 MPa
  ssbm   =  2,41 MPa      dssbm =      0 MPa
  ss_op  = -4,90 MPa      ss_lim=  0,48 MPa     eis:    ss_op < ss_lim
```

Toetsing vermoeiing midden steunpunt

```
Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 22 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel:  Y = -1015,15
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens          N[kN]       M(A)[kNm]
Permanent:             -108281,1       -144553,3
Verschil:                 -476,8         39221,7
                       ---------       ---------
Belasting:             -108758,0       -105331,6

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
  »OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
  Md -105331,6 [kNm]       Mu 110485,5 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
  »FOUT«, hoogte betondrukzone voldoet niet.
  Geen drukwapening
  Mu    = 108698,0 [kNm]
  B     =      0           f     =   632,2 [MPa]
  xu    =  137,6 [mm]      d     =  198,0 [mm]
  xu/d  =  0,695           kxmax = 0,404
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
  »OK«, 1,25 * Md is kleiner dan bezwijkmoment.
  Mu = 110485,5 [kNm]      Mr = 181078,6 [kNm]  1.25 Md = -131664,5 [kNm]

TOETSING VERMOEIING, TOETS VBB 8.6.2 (Drsn. balk: 22 links)

  Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 4
Positie assenstelsel:  Y = -1015,15
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens          N[kN]       M(A)[kNm]
Permanent:             -108281,1       -144553,3
Verschil:                 -475,6          388,7
                       ---------       ---------
Belasting A:           -108756,8       -144164,6

Permanent:             -108281,1       -144553,3
Verschil:                 -475,6          388,7
                       ---------       ---------
Belasting B:           -108756,8       -144164,6

  Doorsnede gescheurd verondersteld.

VBB 8.6.6.2.b (meest getrokken betonvezel, n=1,000e+08)
    Toetsing niet uigevoerd, beton is gescheurd.
TOETS VBB 8.6.6.2.a (meest gedrukte betonvezel, n=1,000e+08)
  »OK« meest gedrukte betonvezel voldoet
  beta     =     1,0 MPa     R         =   1,000 MPa
  ss_bdmin =   10,83 MPa     f_bdv     =    40,7 MPa
  ss_bdmax =   10,83 MPa     f_bduv    =   40,73 MPa
TOETS VBB 8.6.3 (meest getrokken staaf betonstaal, n=1,000e+08)
  »OK« meest getrokken staaf betonstaal voldoet
  m        =     9,0 MPa     jj_m      =    1,15
  dss_srep =   175,0 MPa     dss_snrep =   135,5 MPa
  ss_sdmin =    79,3 MPa
  ss_sdmax =    79,3 MPa     ss_su     =   197,1 MPa
TOETS VBB 8.6.3 (meest getrokken voorspanelement, n=1,000e+08)
  »OK« meest getrokken voorspanelement voldoet
  m        =     4,0 MPa     jj_m      =     1,1
  dss_prep =    95,0 MPa     dss_pnrep =    53,4 MPa
  ss_pdmin =  1060,0 MPa
  ss_pdmax =  1060,0 MPa     ss_pu     =  1108,6 MPa
```

Toetsing vermoeiing grootste veld

```
Toegepast Voorschrift VBC 1995.

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Drsn. balk: 35 links)

Toetsingen uitgevoerd waarbij met voorspanning met gemiddelde wrijving is rekening gehouden.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 2
Positie assenstelsel:  Y = -900,85
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens          N[kN]       M(A)[kNm]
Permanent:             -115712,2         80287,3
Verschil:                 -592,6         63338,6
                       ---------       ---------
Belasting:             -116304,7        143625,9

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
  »OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
  Md 143625,9 [kNm]        Mu 358873,8 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
  »OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
  Geen drukwapening
  Mu     = 358873,8 [kNm]
  B      =      0           f      =   475,3 [MPa]
  xu     =  272,3 [mm]      d      = 1692,3 [mm]
  xu/d   =  0,161           kxmax = 0,474
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
  »OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
  Mu = 358873,8 [kNm]      Mr = 144109,8 [kNm]  1.25 Md = 179532,3 [kNm]

TOETSING VERMOEIING, TOETS VBB 8.6.2 (Drsn. balk: 35 links)

  Toetsing uitgevoerd voor voorspanning met gemiddelde wrijving.

Situatie op t = 10000,0 dagen.
Belastinggeval: combi 4
Positie assenstelsel:  Y = -900,85
Attentie! De regels van de ROBK m.b.t. voorspanning zijn toegepast.

Belastinggegevens          N[kN]       M(A)[kNm]
Permanent:             -115712,2         80287,3
Verschil:                 -593,7          -416,2
                       ---------       ---------
Belasting A:           -116305,8         79871,0

Permanent:             -115712,2         80287,3
Verschil:                 -593,7          -416,2
                       ---------       ---------
Belasting B:           -116305,8         79871,0

  Doorsnede gescheurd verondersteld.

VBB 8.6.6.2.b (meest getrokken betonvezel, n=1,000e+08)
    Toetsing niet uigevoerd, beton is gescheurd.
TOETS VBB 8.6.6.2.a (meest gedrukte betonvezel, n=1,000e+08)
  »OK« meest gedrukte betonvezel voldoet
  beta     =     1,0 MPa     R         =   1,000 MPa
  ss_bdmin =   11,34 MPa     f_bdv     =    40,7 MPa
  ss_bdmax =   11,34 MPa     f_bduv    =   40,73 MPa
TOETS VBB 8.6.3 (meest getrokken staaf betonstaal, n=1,000e+08)
  »OK« meest getrokken staaf betonstaal voldoet
  m        =     9,0 MPa     jj_m      =    1,15
  dss_srep =   175,0 MPa     dss_snrep =   135,5 MPa
  ss_sdmin =     9,8 MPa
  ss_sdmax =     9,8 MPa     ss_su     =   127,6 MPa
TOETS VBB 8.6.3 (meest getrokken voorspanelement, n=1,000e+08)
  »OK« meest getrokken voorspanelement voldoet
  m        =     4,0 MPa     jj_m      =     1,1
  dss_prep =    95,0 MPa     dss_pnrep =    53,4 MPa
  ss_pdmin =  1069,2 MPa
  ss_pdmax =  1069,2 MPa     ss_pu     =  1117,8 MPa
```

Bijlage 5: Zelfgemaakte spreadsheets

1.1 Inleiding

In deze bijlage is een overzicht van de zelfgemaakt spreadsheets die wij voor het afstuderen gemaakt hebben. Deze programma's hebben we gemaakt om meer inzicht te krijgen in de stof. Voor het uiteindelijke ontwerp zijn de berekening gemaakt met behulp van de beschikbare software zoals: Alp2000, Dbet en SCIA Engineer.

1.2 Inhoudsopgave zelf ontwikkelde spreadsheets

Spreadsheet bepaling profiel eigenschappen

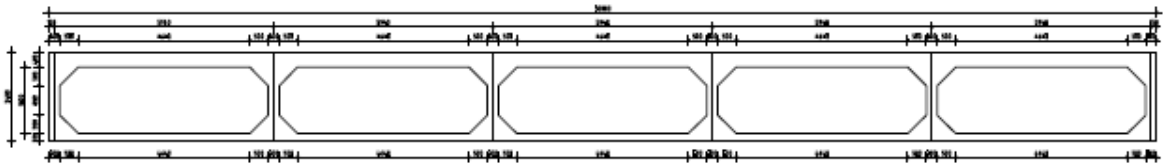
Spreadsheet bepaling benodigde wapening

Spreadsheet voor de berekening van de voorspanning

Bepaling zwaartepunt, traagheidsmoment en weerstandmoment van een doorsnede

Met deze spreadsheet is het mogelijk om van een doorsnede het traagheidsmoment, weerstandsmoment en de plaats van de neutrale lijn te bepalen.

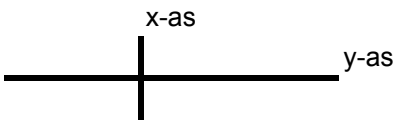
Eerst moet de doorsnede verdeeld worden in driehoeken en rechthoeken. Van deze driehoeken en rechthoeken moeten de oppervlakte worden gegeven en de afstand van het zwaartepunt van de figuur tot een vastgesteld punt. Dit moet zowel in de x richting als in de y richting gedaan worden
De spreadsheet berekent vervolgens het traagheidsmoment, het weerstandsmoment, de hoogte van de neutrale lijn en de grote van de kern.



Figuur 1 Voorbeeld doorsnede van een kokerbrug

Op de volgende pagina is een voorbeeld berekening gemaakt.

Berekening traagheidsmoment van een doorsnede



In deze eenvoudige spreadsheet is het zwaartepunt van de doorsnede en de grote van de kern te berekenen. Eerst moet de doorsnede verdeeld worden in vierkanten en driehoeken.
Vervolgens moet voor elk deeloppervlak aangegeven worden of het een driehoek is of een vierkant.
Voor elk deel oppervlak moet ook aangegeven worden wat de hoogte en de breedte is en wat de afstand is van het zwaartepunt van deze oppervlakte tot de onderkant van de figuur.
Deze handelingen moeten herhaald worden voor de berekening ten opzichte van de X-as.

Hoogte: 2400 mm

Breedte: 30000 mm

	Iy						**Ix**		
	driehoek?	breedte	hoogte	A	zy	Axz	a	zx	Axz
1		5940	400	2376000	2200	5227200000	11880	3120	7,41E+09
2		150	1800	270000	1100	297000000	8985	6015	1,62E+09
3		5950	200	1190000	100	119000000	11880	3120	3,71E+09
4		150	1800	270000	1100	297000000	14775	225	60750000
5	ja	500	500	125000	1933,3	241662500	14533,3	466,7	58337500
6	ja	500	500	125000	1933,3	241662500	9226,7	5773,3	7,22E+08
7	ja	500	500	125000	367	45875000	9226,7	5773,3	7,22E+08
8	ja	500	500	125000	367	45875000	14533,3	466,7	58337500
11		5940	400	2376000	2200	5227200000	5940	9060	2,15E+10
12		150	1800	270000	1100	297000000	3045	11955	3,23E+09
13		5950	200	1190000	100	119000000	5940	9060	1,08E+10
14		150	1800	270000	1100	297000000	8835	6165	1,66E+09
15	ja	500	500	125000	1933,3	241662500	8593,3	6406,7	8,01E+08
16	ja	500	500	125000	1933,3	241662500	3286,7	11713,3	1,46E+09
17	ja	500	500	125000	367	45875000	3286,7	11713,3	1,46E+09
18	ja	500	500	125000	367	45875000	8593,3	6406,7	8,01E+08
21		5940	400	2376000	2200	5227200000	0	15000	3,56E+10
22		150	1800	270000	1100	297000000	2895	17895	4,83E+09
23		5950	200	1190000	100	119000000	0	15000	1,79E+10

	Iy						Ix		
	driehoek?	breedte	hoogte	A	zy	Axz	a	zx	Axz
24		150	1800	270000	1100	297000000	2895	12105	3,27E+09
25	ja	500	500	125000	1933,3	241662500	2653,3	12346,7	1,54E+09
26	ja	500	500	125000	1933,3	241662500	2653,3	17653,3	2,21E+09
27	ja	500	500	125000	367	45875000	2653,3	17653,3	2,21E+09
28	ja	500	500	125000	367	45875000	2653,3	12346,7	1,54E+09
31		5940	400	2376000	2200	5227200000	5940	20940	4,98E+10
32		150	1800	270000	1100	297000000	8835	23835	6,44E+09
33		5950	200	1190000	100	119000000	5940	20940	2,49E+10
34		150	1800	270000	1100	297000000	3045	18045	4,87E+09
35	ja	500	500	125000	1933,3	241662500	3286,7	18286,7	2,29E+09
36	ja	500	500	125000	1933,3	241662500	8593,3	23593,3	2,95E+09
37	ja	500	500	125000	367	45875000	8593,3	23593,3	2,95E+09
38	ja	500	500	125000	367	45875000	3286,7	18286,7	2,29E+09
41		5940	400	2376000	2200	5227200000	11880	26880	6,39E+10
42		150	1800	270000	1100	297000000	14775	29775	8,04E+09
43		5950	200	1190000	100	119000000	11880	26880	3,2E+10
44		150	1800	270000	1100	297000000	8985	23985	6,48E+09
45	ja	500	500	125000	1933,3	241662500	9226,7	24226,7	3,03E+09
46	ja	500	500	125000	1933,3	241662500	14533,3	29533,3	3,69E+09
47	ja	500	500	125000	367	45875000	14533,3	29533,3	3,69E+09
48	ja	500	500	125000	367	45875000	9226,7	24226,7	3,03E+09
L		150	2400	360000	1200	432000000	14925	75	27000000
R		150	2400	360000	1200	432000000	14925	29925	1,08E+10
				23750000		33440375000			3,56E+11
y2:	1408 mm						yl:	15000	
y1:	992 mm						yr:	15000	

	a	I_y	b x h x a²	Iy + b x h x a2	I_y	b x h x a²	Iy + b x h x a2
1	791,9842105	31680000000	1,49032E+12	1,522E+12	6,9862E+12	3,35335E+14	3,42E+14
2	308,0157895	72900000000	25615906173	9,852E+10	506250000	2,17972E+13	2,18E+13
3	1308,015789	3966666667	2,03598E+12	2,04E+12	3,5107E+12	1,6795E+14	1,71E+14
4	308,0157895	72900000000	25615906173	9,852E+10	506250000	5,89412E+13	5,89E+13
5	525,2842105	1736111111	34490437729	3,623E+10	1736111111	2,64021E+13	2,64E+13
6	525,2842105	1736111111	34490437729	3,623E+10	1736111111	1,06415E+13	1,06E+13
7	1041,015789	1736111111	1,35464E+11	1,372E+11	1736111111	1,06415E+13	1,06E+13
8	1041,015789	1736111111	1,35464E+11	1,372E+11	1736111111	2,64021E+13	2,64E+13
11	791,9842105	31680000000	1,49032E+12	1,522E+12	6,9862E+12	8,38338E+13	9,08E+13
12	308,0157895	72900000000	25615906173	9,852E+10	506250000	2,50345E+12	2,5E+12
13	1308,015789	3966666667	2,03598E+12	2,04E+12	3,5107E+12	4,19875E+13	4,55E+13
14	308,0157895	72900000000	25615906173	9,852E+10	506250000	2,10755E+13	2,11E+13
15	525,2842105	1736111111	34490437729	3,623E+10	1736111111	9,2306E+12	9,23E+12
16	525,2842105	1736111111	34490437729	3,623E+10	1736111111	1,3503E+12	1,35E+12
17	1041,015789	1736111111	1,35464E+11	1,372E+11	1736111111	1,3503E+12	1,35E+12
18	1041,015789	1736111111	1,35464E+11	1,372E+11	1736111111	9,2306E+12	9,23E+12
21	791,9842105	31680000000	1,49032E+12	1,522E+12	6,9862E+12	0	6,99E+12
22	308,0157895	72900000000	25615906173	9,852E+10	506250000	2,26288E+12	2,26E+12
23	1308,015789	3966666667	2,03598E+12	2,04E+12	3,5107E+12	0	3,51E+12
24	308,0157895	72900000000	25615906173	9,852E+10	506250000	2,26288E+12	2,26E+12
25	525,2842105	1736111111	34490437729	3,623E+10	1736111111	8,8E+11	8,82E+11
26	525,2842105	1736111111	34490437729	3,623E+10	1736111111	8,8E+11	8,82E+11
27	1041,015789	1736111111	1,35464E+11	1,372E+11	1736111111	8,8E+11	8,82E+11
28	1041,015789	1736111111	1,35464E+11	1,372E+11	1736111111	8,8E+11	8,82E+11
31	791,9842105	31680000000	1,49032E+12	1,522E+12	6,9862E+12	8,38338E+13	9,08E+13
32	308,0157895	72900000000	25615906173	9,852E+10	506250000	2,10755E+13	2,11E+13
33	1308,015789	3966666667	2,03598E+12	2,04E+12	3,5107E+12	4,19875E+13	4,55E+13
34	308,0157895	72900000000	25615906173	9,852E+10	506250000	2,50345E+12	2,5E+12
35	525,2842105	1736111111	34490437729	3,623E+10	1736111111	1,3503E+12	1,35E+12
36	525,2842105	1736111111	34490437729	3,623E+10	1736111111	9,2306E+12	9,23E+12
37	1041,015789	1736111111	1,35464E+11	1,372E+11	1736111111	9,2306E+12	9,23E+12
38	1041,015789	1736111111	1,35464E+11	1,372E+11	1736111111	1,3503E+12	1,35E+12
41	791,9842105	31680000000	1,49032E+12	1,522E+12	6,9862E+12	3,35335E+14	3,42E+14
42	308,0157895	72900000000	25615906173	9,852E+10	506250000	5,89412E+13	5,89E+13

	a	I_y	b x h x a²	Iy + b x h x a2	I_y	b x h x a²	Iy + b x h x a2
43	1308,015789	3966666667	2,03598E+12	2,04E+12	3,5107E+12	1,6795E+14	1,71E+14
44	308,0157895	72900000000	25615906173	9,852E+10	506250000	2,17972E+13	2,18E+13
45	525,2842105	1736111111	34490437729	3,623E+10	1736111111	1,06415E+13	1,06E+13
46	525,2842105	1736111111	34490437729	3,623E+10	1736111111	2,64021E+13	2,64E+13
47	1041,015789	1736111111	1,35464E+11	1,372E+11	1736111111	2,64021E+13	2,64E+13
48	1041,015789	1736111111	1,35464E+11	1,372E+11	1736111111	1,06415E+13	1,06E+13
L	208,0157895	1,728E+11	15577404721	1,884E+11	675000000	8,0192E+13	8,02E+13
R	208,0157895	1,728E+11	15577404721	1,884E+11	675000000	8,0192E+13	8,02E+13

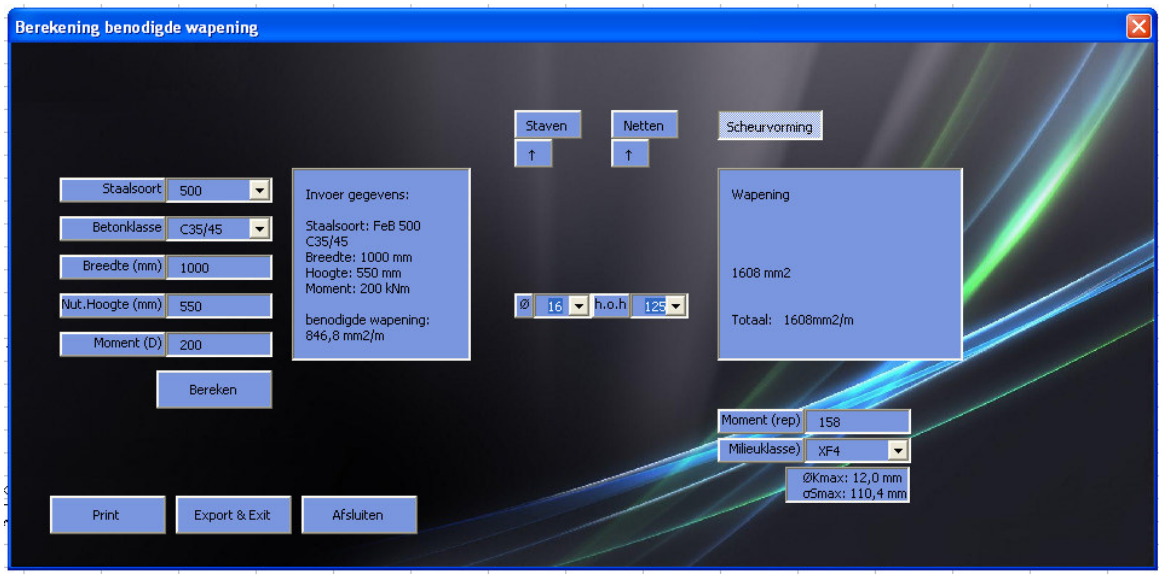
Iy:	2,09059E+13	mm^4
Wbo:	21074833339	mm^3
Won:	14847775194	mm^3
k1:	625,2	mm
k2:	887,4	mm
0,1h:	240	mm
e:	1168,0	mm

(aangenomen 1000kNm)

Mmax:	1E+09	Nmm
p:	557666,9	N
p:	557,7	kN
Mmin:	156511650	Nmm
	156,5	

ix:	1,8783E+15	mm^4
Wlinks:	1,2522E+11	mm^3
Wrechts:	1,2522E+11	mm^3
k1:	5272,4	mm
k2:	5272,4	mm

Bepaling wapening en benodigde dikte met zelfgemaakt Excel programma

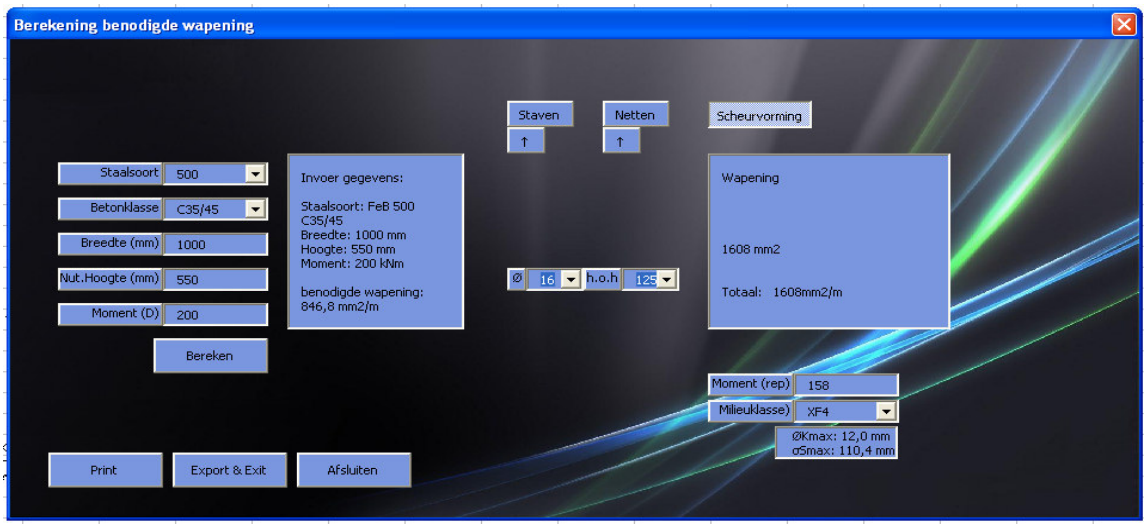


Figuur 1 Invoerscherm zelfgemaakt rekenprogramma

Met dit programma zijn de benodigde wapeningen berekend en is er gecontroleerd of een bepaalde hoogte van het dek voldoende is.
Hier is bij het onderzoek naar de verschillende h.o.h. afstanden tussen de lijven gebruik van gemaakt.
Op de volgende pagina staat een voorbeeld berekening.

Invoer

Staalsoort:	FeB 500		fs:	435 N/mm^2
Betonklasse:	C35/45		f'b:	27 N/mm^2
Breedte:	1000	mm	b:	1000 mm
Hoogte:	550	mm	d:	550 mm
Moment:	200	kNm	M:	200 kNm



Berekening

Stap 1

$$M = N_s \times z$$

$$N_s = A_s \times f_s$$

$$z = d - \frac{7}{18} \times X_u$$

$$X_u = \frac{A_s \times f_s}{\frac{3}{4} \times f'_b \times b}$$

Stap 2

$$M = A_s \times f_s \times \left(d - \frac{7}{18} \times \frac{A_s \times f_s}{\frac{3}{4} \times f'_b \times b} \right)$$

$$A_s \times f_s \times d - \left(A_s \times f_s \times \frac{7}{18} \times \frac{A_s \times f_s}{\frac{3}{4} \times f'_b \times b} \right) - M \times 10^6 = 0$$

Stap 3

$$A_s^2 \left(\frac{-7 \times f_s^2}{13{,}5 \times f'b \times b} \right) + A_s (f_s \times d) - M \times 10^6 = 0$$

A B C

Stap 4 A_s kan opgelost worden met de ABC formule:

$$A_s = \sqrt{B^2 - 4AC}$$

$$ABC \quad formule \quad = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$A_s = \frac{-f_s \times d + \sqrt{(f_s \times d)^2 - 4 \times \frac{-7 \times f_s^{\,2}}{13{,}5 \times f'b \times b} \times M \times 10^6}}{2 \times \frac{-7 \times f_s^{\,2}}{13{,}5 \times f'b \times b}}$$

Benodigde wapening

min As:	847	mm^2/m

Geplaatste wapening

As:	1608	mm^2/m
$\omega 0_{min}$:	0,21	%
$\omega 0_{max}$:	2,49	%
$\omega 0$:	0,29	%

Controle

As > min As:	Voldoet
$\omega 0 > \omega 0_{min}$:	Voldoet
$\omega 0 < \omega 0_{max}$:	Voldoet

Conclusie: **<u>Voldoet</u>**

Spreadsheet voorspanning

Deze spreadsheet is gemaakt om meer gevoel te krijgen voor de materie.
Voor de uiteindelijke berekening van het ontwerp is gebruik gemaakt van de programma's Alp2000 en Dbet. Deze spreadsheet is gemaakt voor studie doeleinden en is gebaseerd op het dictaat van de HU 'Inleiding voorgespannen beton'.

Liggergegevens

Betonkwaliteit:	C53/65	
Staalkwaliteit:	FeP 1860	
Milieuklassse:	XC1	
Aanhechting:	streng injectiemortel	
Oppervlakte A_b:	3,60E+05	mm^2
Traagheidsmoment I:	5,40E+10	mm^4
Weerstandsmoment W_b:	9,00E+07	mm^3
Weerstandsmoment W_o:	9,00E+07	mm^3
Overspanning L:	20	m
Hoogte:	1,2	m
Breedte:	0,4	m
Breedte lijf:	200	mm
Hoogte flens:	300	mm
Dekking:	80	mm ?
Afstand ondervezel tot neutrale lijn:	600	mm

Belastingscombinaties

B.G.T Bruikbaarheids grenstoestand

Minimaal belast	M_g:	450	kNm
Maximaal belat	M_g:	450	kNm
	M_q:	1800	kNm

U.G.T Uiterste grenstoestand

Minimaal belast	M_g:	405	kNm
Maximaal belast	M_g:	1620	kNm
	M_q:	1350	kNm

Bereken Xu

Bereken Xu 2

Berekening Fp en e, Voorspankracht en excentriciteit

F_{pi} Aanvangsvoorspankracht

VDTZ voorgedrukte trekzone

$\sigma'_{bi} \leq f'_{bt} \leq 0,75 * f'_b$

f'_{bt}:	rekenwaarde van de druksterkte op het tijdstip van spannen is gelijk aan 0,6 * de waarde van de karakteristieke druksterkte f'_{ck} op dat tijdstip	39	N/mm^2
f'_b:	rekenwaarde van de druksterkte van beton	39	N/mm^2
σ'_{bi}:	Aanvangsdrukpanning	29,25	N/mm^2

De maximale drukspanning in de ondervezels mag zijn:

(1) $$-\frac{F_{pi}}{A_b} - \frac{F_{pi} \times e}{W_o} + \frac{M}{W_o} \geq -29,25 \ N/mm^2$$

VTDZ voorgetrokken drukzone

$f_b < f_{br}$ $f_{br} = (1,6 - h) * f_{bm} > f_{bm}$

f_b:	rekenwaarde van de treksterkte van beton	2,15	N/mm^2
f_{br}:	gem buigtreksterkte van beton	4,3	N/mm^2
f_{bm}:	gemiddelde treksterkte van beton	4,3	N/mm^2
F'_{ck}:		65	N/mm^2

(2) $$-\frac{F_{pi}}{A_b} + \frac{F_{pi} \times e}{W_b} - \frac{M}{W_b} \leq 4,3 \ N/mm^2$$

F_{pw} werkvoorspankracht

A_s is veel kleiner dan A_p — A_s: Oppervlate voorspanstaal

ka= A_p / (A_p + A_s) ≈ 1 — A_p: Oppervlakte betondoorsnede

a_p > max (0,1h ; 50) — a_p: afstand voorspanstaal tot de meest getrokken rand — 120 mm

VTDZ — voorgetrokken drukzone

Voor de bovenvezel geldt dat a_p > 120 mm

$\sigma_b \leq k6 * f_{bm} + k7 * \sigma'_{bm}$

σ_b:	spanning in het beton		N/mm^2
k6:	factor volgens tabel 43 VBC	0,6	
k7:	factor volgens tabel 43 VBC	0,4	
f_{bm}:	gemiddelde treksterkte van beton	4,3	N/mm^2
σ'_{bm}:	gem betondrukspanning ten gevolge van de normaalkracht		N/mm^2

$\sigma_b \leq$ 2,58 + 0,4 σ'bm

$$-\frac{F_{pw}}{A_b} + \frac{F_{pw} \times e}{W_b} - \frac{M}{W_b} \leq 2{,}58 + 0{,}4\ \sigma'bm$$

Aangezien $F_{pw}/A_b = \sigma'_{bm}$ geldt dat:

$$\textbf{(3)} -\frac{(1+k7) \times F_{pw}}{A_b} + \frac{F_{pw} \times e}{W_b} - \frac{M}{W_b} \leq 2{,}58\ \text{N/mm}^2$$

VDTZ — voorgedrukte trekzone

a_p > max (0,1h ; 50) — a_p: afstand voorspanstaal tot de meest getrokken rand — 120 mm

$\sigma_b \leq ke * k4 * (1{,}5 + \sigma'_{bm}) * \sqrt{\xi} > k5\ f_{bm}$

σ_b:	spanning in het beton		N/mm^2
ke:	1 als $a_p \leq$ max (0,1h ; 50)	1	
k4:	factor volgens tabel 43 VBC	1,2	
σ'_{bm}:	gem betondrukspanning ten gevolge van de normaalkracht		N/mm^2
ξ:	aanhechtingsfactor volgens tabel 39 VBC	0,5	
k5:	factor volgens tabel 43 VBC	0,9	
f_{bm}:	gemiddelde treksterkte van beton	4,3	N/mm^2

$\sigma_b \leq$ 1,2 * (1,5 + σ'_{bm}) * √0,5 > 3,87

$\sigma_b \leq$ 1,27279221 + 0,8485 σ'_{bm} > 3,87

$$-\frac{F_{pw}}{A_b} - \frac{F_{pw} \times e}{W_o} + \frac{M_g}{W_o} + \frac{M_q}{W_o} \leq 1{,}27279221 + 0{,}8485\ \sigma'_{bm} \qquad 450$$

Aangezien $F_{pw}/A_b = \sigma'_{bm}$ geldt dat:

$$\textbf{(4)} \frac{(1 + ke \times k4 \times \sqrt{\xi}) \times F_{pw}}{A_b} - \frac{F_{pw} \times e}{W_o} + \frac{M_g}{W_o} + \frac{M_q}{W_o} \leq 1{,}272792206\ \text{N/mm}^2$$

Recapitulatie

voor de toelaatbare spanningen is dus gevonden:

(1) $-\frac{F_{pi}}{A_b} - \frac{F_{pi} \times e}{W_o} + \frac{M}{W_o}$ ≥ -29,25 N/mm^2 => $-\frac{F_{pi}}{A_b} - \frac{F_{pi} \times e}{W_o}$ ≥ -34,25

(2) $-\frac{F_{pi}}{A_b} + \frac{F_{pi} \times e}{W_b} - \frac{M}{W_b}$ ≤ 4,3 N/mm^2 => $-\frac{F_{pi}}{A_b} + \frac{F_{pi} \times e}{W_o}$ ≤ 9,3

(3) $-\frac{(1+k7) \times F_{pw}}{A_b} + \frac{F_{pw} \times e}{W_b} - \frac{M}{W_b}$ ≤ 2,58 N/mm^2 => $-\frac{(1 + k7) \times F_{pw}}{A_b} + \frac{F_{pw} \times e}{W_b}$ ≤ 7,58

(4) $-\frac{(1+ke \times k4 \times \sqrt{\zeta}) \times F_{pw}}{A_b} - \frac{F_{pw} \times e}{W_o} + \frac{M_g}{W_o} + \frac{M_q}{W_o}$ ≤ 1,27 N/mm^2 Waarom bgt_min_mg?

=> $-\frac{(1+ke \times k4 \times \sqrt{\zeta}) \times F_{pw}}{A_b} - \frac{F_{pw} \times e}{W_o}$ ≤ -23,73

Berekening excentriciteit

Aanname voorspanverlies is 13%

F_{pw}: 0,87 * Fpi

Uit de combinatie **(2)** en **(4)** volgt:

$-\frac{F_{pi}}{A_b} + \frac{F_{pi} \times e}{W_o}$ - 9,3 $-\frac{(1+ke \times k4 \times \sqrt{\zeta}) \times F_{pi}}{A_b} - \frac{F_{pi} \times e}{W_o}$ + -23,73 / 0,87 = 0

-2,848528137 $\frac{F_{pi}}{360000}$ + -36,5726526 = 0

F_{pi} = 4622,1 kN

e_{max} volgens **(2)** $e = \frac{\left(f_{bm} + \frac{M}{W} - \frac{F_{pi}}{A_b}\right) \times W_b}{F_{pi}}$ = 431,09 mm

e_{max} = 431,09 < 520 = 520,00 mm

Berekening F_{pi}

(1) $-\frac{F_{pi}}{A_b} - \frac{F_{pi} \times e}{W_o}$ ≥ -34,25 N/mm^2 F_{pi} ≤ 4003,2 kN

(2) $-\frac{F_{pi}}{A_b} + \frac{F_{pi} \times e}{W_o}$ ≤ 9,3 N/mm^2 F_{pi} ≤ 3100,0 kN

(3) $-\frac{(1+k7) \times F_{pw}}{A_b} + \frac{F_{pw} \times e}{W_b}$ ≤ 7,58 N/mm^2 F_{pw} ≤ 4012,9 kN
F_{pi} ≤ 4612,6 kN

(4) $-\frac{(1+ke \times k4 \times \sqrt{\zeta}) \times F_{pw}}{A_b} - \frac{F_{pw} \times e}{W_o}$ ≤ -23,73 N/mm^2 F_{pw} ≥ 2174,3 kN
F_{pi} ≥ 2499,2 kN

2499,2 < Fpi < 3100,0

Gekozen Fpi : 2500 kN

Berekening Voorspanstaal

$\sigma_{pi} \leq \min (f_p ; 0{,}8 * f_{pu})$

$f_{pu;rep}$:	Representatieve treksterkte voorspanstaal	1860	N/mm^2
f_{pu}:	Rekenwaarde treksterkte voorspanstaal	1690	N/mm^2
$f_{p;rep}$:	Representatieve 0,1% rekgrens voorspanstaal	1600	N/mm^2
f_p:	Rekenwaarde 0,1% rekgrens voorspanstaal	1450	N/mm^2
σ_{pi}:	Max aanvangsspanning in het voorspanstaal	1352	N/mm^2

$A_{p;min}$: 1849,1 mm^2

Gekozen wordt voor 19 strengen met een oppervlakte van 100 mm^2

A_p:	1900	mm^2
σ_{pi}:	1315,8	N/mm^2
σ_{pw}:	1144,7	N/mm^2

Breukmoment en breukveiligheid

U.G.T maximaal belast

F_{wp}:	2175	kN
e:	520	mm

q: $m = p \times e = \frac{q \times l^2}{8} \gg q = \frac{8 \times p \times e}{l^2}$ 22,62 kN/m opwaartse druk

$M_{d;resterend}$:	Het buigend moment - het opwaartse moment	1839	kNm
ε_{pw}:	σ_{pw} / E : rek van het voorspanstaal bij werkspanning	5,724	‰
E:	Elasticiteitsmodulus van voorspanstaal	200000	N/mm^2
$\varepsilon_{'bu}$:	Grenswaarde betonstuik	3,5	‰
ΔF_{pw}:	verandering horizontale kracht 0,20 * f_p * A_p	551000	N
F_{pw}:	Voorspankracht in werksituatie	2175000	N
f_{pu}:	Rekenwaarde treksterkte voorspanstaal	1690	N/mm^2
b:	breedte betondoorsnede	400	mm
f'_b:	Rekenwaarde van de druksterkte van het beton	39	N/mm^2
X_u:	hoogte van de drukzone in de u.g.t.	300,00	mm

Mu:

N'b: 3510,00 kN

De totale vervorming van het voorspanstaal is:

$\varepsilon_{pw;tot}$: $\varepsilon_{pw} + \varepsilon_{cu3} * (d - X_u) / X_u$ 15,29 ‰

De bijbehorende spanning in het voorspanstaal is:

0,9 * f_{pu}:		1521	N/mm^2
E:	Elasticitietsmodulus voorspanstaal	200000	N/mm^2
ε:	0,9 * f_{pu} / E * 1000	7,605	‰
ε_{pu}:	breukgrens	35	‰
σ_{pu}:	spanning in het voorspanstaal	1568,41	N/mm^2

De totale kracht in het voorspanstaal is dan:

N_{pu}: $\sigma_{pu} * A_p / 1000$ 2979,98 kN

De toename van de voorspankracht is:

ΔN_{pu}: $(\sigma_{pu} - \sigma_{pw}) * A_p / 1000$ 804,98 kN

$\sum=0 : N'_b = N_{pu} + \Delta N_{pu}$ -274,96

Het breukmoment is dus:

M_{pu}:	f_{pw} * (hoogte*1000-z_{bo}-X_u * 7/18) + N_{pu} * (d - X_u * 7/18	1858,58	kNm
M_d:	$M_g + M_q$ - P * e	1839,36	kNm

M_{pu} > M_d **Voldoet**

kxmax: 0,62091503
xu/d: 0,26785714

$$X_u = \frac{A_s \times f_s}{\frac{3}{4} \times f'_b \times b}$$

minimaal belast

F_{pi}:	2500	kN	X_u:	213,68	mm^2
e:	520	mm	N'_b:	2500	N/mm^2
q:	26	kN/m	ε_{pu}:	5,65	‰
M↑:	1300	kNm	σ_{pu}:	1130,49	N/mm^2
M↓:	405	kNm	N_{pu}:	2147,93	kN
$M_{d;res}$↑:	895	kNm	ΔN_{pu}:	352,07	kN

Md: 895 < Mu: 1291,17 **Voldoet**

Dwarskracht

Maximale neerwaartse belasting	Q_d↓:	36,79	kN
Maximale opwaartse belasting	Q_d↑:	17,00	kN
Maximale dwarskracht	V_d:	367,87	kN
	τ1:	0,86	N/mm^2
	kλ:	1	
	k_h:	1	
	ω:	0,85	
	τn:	0,91	N/mm^2
Totaal opneembare dwarskracht	τ1;d:	1,77	N/mm^2
Totaal optredende dwarskracht	τd:	1,64	N/mm^2

τd: 1,64 N/mm2 < τ1;d: 1,77 N/mm2

geen dwarskrachtwapening nodig

Vs:	14,84	kN	
Asv:	0,03	mm2/mm	(FeP 500)

Verliezen

Ter opheffing van de verliezen ten gevolge van intrekking van de verankering, wrijving en elastische verkorting van het beton mag de aanvangsspanning in het voorspanstaal verhoogd worden met: 8,64 %

σ_{pi}: 1468,8 N/mm^2

wrijvingsverliezen

Kruip

Ø: kc*kd*kb*kh*kt < Ømax
Ø: 0,833

kd:	1	(nog automatiseren)
kb:	0,7	
kh:	0,85	
Ømax:	1,2	

Bijlage 6: Detaillering van de wapening

1.1 Inhoudsopgave

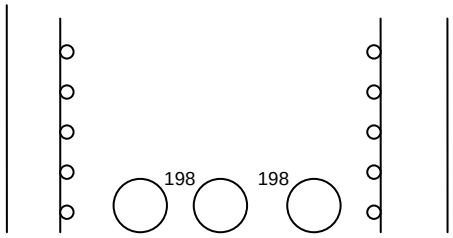
1.1 Inhoudsopgave 2
1.2 Inleiding 3
1.3 Ontwerpen met verschillende plaatsing voorspankabels 3
1.4 Ontwerp HSB 4
1.5 Wapening in de langsrichting 4
1.5.1 Buigwapening 4
1.5.2 Dwarskracht wapening 5
1.6 Wapening in de dwarsrichting 8
1.6.1 Controle dwarskracht 8
1.7 Conclusie: 12
1.8 Uitdraai Dbet 12
1.8.1 Steunpuntswapening midden 12
1.8.2 Steunpuntswapening overstek 12
1.8.3 Steunpuntswapening bovenflens 12
1.8.4 Veldwapening bovenflens 12
1.8.5 Aansluiting overstek met lijf 12

1.2 Inleiding

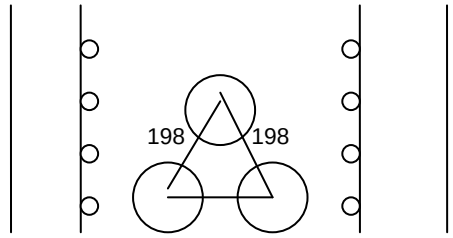
In deze bijlage wordt de wapening in de langs en in de dwarsrichting gedetailleerd.

1.3 Ontwerpen met verschillende plaatsing voorspankabels

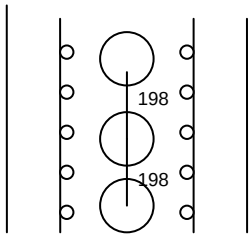
De verschillende manier om de voorspankabels te plaatsen in de lijven, (ontwerp 1 t/m 4) hebben gevolgen voor het gewicht en de benodigde wapening om aan de scheurvormingseis te voldoen. Hieronder staat een overzicht van de verschillende plaatsingsmogelijkheden.



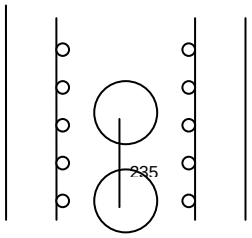
Ontwerp 1



Ontwerp 2



Ontwerp 3



Ontwerp 4

De plaats van de voorspankabels is er belangrijk en heeft ook gevolgen voor de benodigde wapening. Hieronder staat een overzicht van de benodigde wapening in het grootste veld.

	As veld overspanning 60m
Ontwerp 1	191187 mm^2
Ontwerp 2	122718 mm^2
Ontwerp 3	40840 mm^2
Ontwerp 4	161890 mm^2

Op basis van bovenstaand overzicht is er gekozen om ontwerp 3 toe te passen. In dit ontwerp zijn er 3 kabels van type 6827 boven elkaar geplaatst.
Hieruit valt te concluderen dat het gunstig is om de voorspankabels boven elkaar te plaatsen. Hierdoor wordt gewicht en materiaal bespaard, waardoor er een kleiner moment ontstaat en de spanning ten gevolge van de voorspankracht groter wordt.
Ontwerp 3 is gebaseerd op een dekhoogte van 2,4m. Het doel was om een slankere brug te ontwerpen.
Om een brugdek van 1,8m te realiseren is er besloten om HSB toe te passen.
Het HSB ontwerp is gebaseerd op ontwerp 3.

1.4 Ontwerp HSB

Betonklasse:	C70/85
Aantal kabels:	27
Type kabel:	6827
Oppervlakte per kabel:	4050 mm2
Optredende spanning in de kabels:	1348 N/mm2
HSB m^3:	2816 m^3
C70/85 € / m^3:	€ 236
Kosten beton:	€ 665.000
Verschil met C35/45:	€ 275.000

1.5 Wapening in de langsrichting

1.5.1 Buigwapening

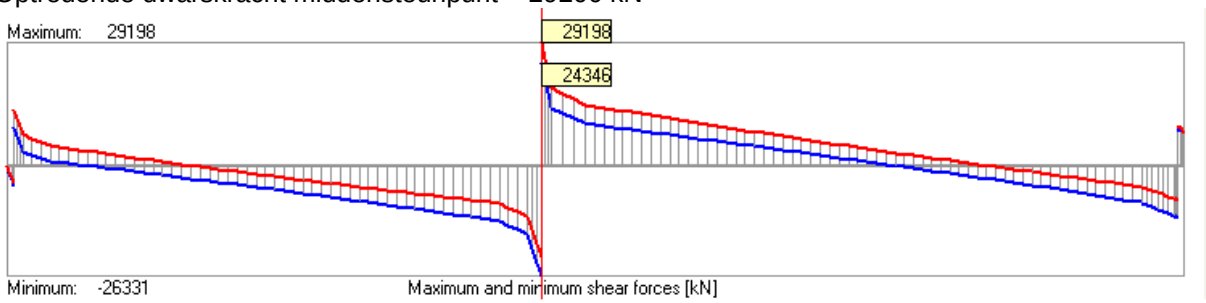
	Lengte	Dia 1	Dia 2	Aantal	h.o.h.
Steun 1:	4 m	Ø 20	Ø20	200	150 mm
Veld 1:	42 m	Ø 20	Ø 20	200	120 mm
Steun 2:	8 m	Ø 40	Ø 40	200	150 mm
Veld 2:	52 m	Ø 32	Ø 25	295	81 mm
Steun 3:	4 m	Ø 20	Ø 20	200	150 mm

Deze wapening is geplaatst met Alp2000 en gecontroleerd met Dbet. Deze resultaten zijn te vinden in bijlage 4. Deze wapening is gedimensioneerd op de optredende spanning in het midden van de overspanningen en boven de steunpunten. De veldwapening richting te opleggingen is op deze manier overgedimensioneerd. Het is mogelijk om minder wapening toe te passen omdat de optredende spanningen naar de opleggingen toe minder groot worden.

1.5.2 Dwarskracht wapening

1.5.2.1 middensteunpunt

Optredende dwarskracht middensteunpunt = 29200 kN



Figuur 1 dwarskracht t.p.v. middensteunpunt

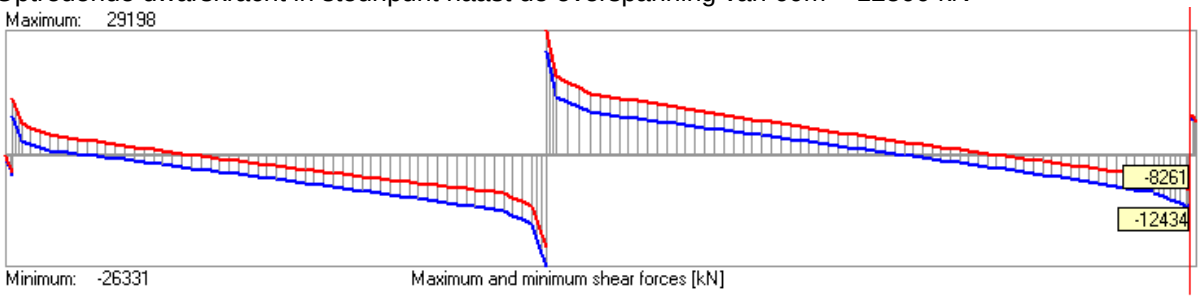
$$Vu = \tau_1 \times b \times d$$

τ_1 = minimaal 0,4 x fb.

Breedte = 24000mm
Dikte = 2200mm
Beton met de sterkteklasse C70/85 heeft een fb (treksterkte) van 2,35 N/mm^2
Uitgaande van een dekking van 50 mm is de nuttige hoogte (d) 550m
Vu = 0,4 x 2,35 x 24000 x 2150 = 48500 kN
Vu>Vd = Geen dwarskrachtwapening nodig in het middenstuk

1.5.2.2 Steunpunt naast de overspanning van 60m

Optredende dwarskracht in steunpunt naast de overspanning van 60m = 12500 kN



Figuur 2 dwarskracht t.p.v. rechter steunpunt

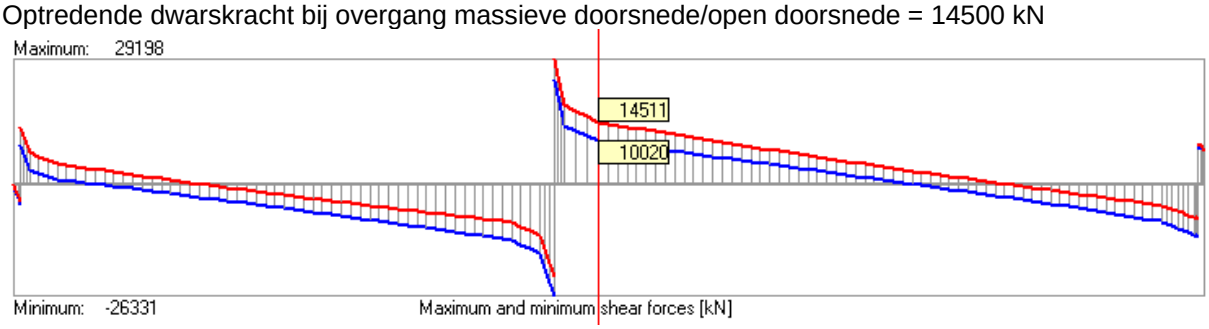
$$Vu = \tau_1 \times b \times d$$

τ_1 = 0,4 x 2,35 N/mm^2

Breedte = 24000mm
Dikte = 2200mm
Vu = 0,4 x 2,35 x 24000 x 1750 = 39500 kN
Vu>Vd = Geen dwarskrachtwapening nodig in de massieve doorsneden

1.5.2.3 Overgang massieve/open doorsnede 54m-59m

Optredende dwarskracht bij overgang massieve doorsnede/open doorsnede = 14500 kN



Figuur 3 dwarskracht t.p.v. overgang massieve doorsnede/open doorsnede

De dwarskracht moet in de opendoorsnede worden opgenomen door de lijven.
Er zijn 9 lijven. 14500 /9 = 1611 kN / lijf.

$Vu = \tau_1 \times b \times d$

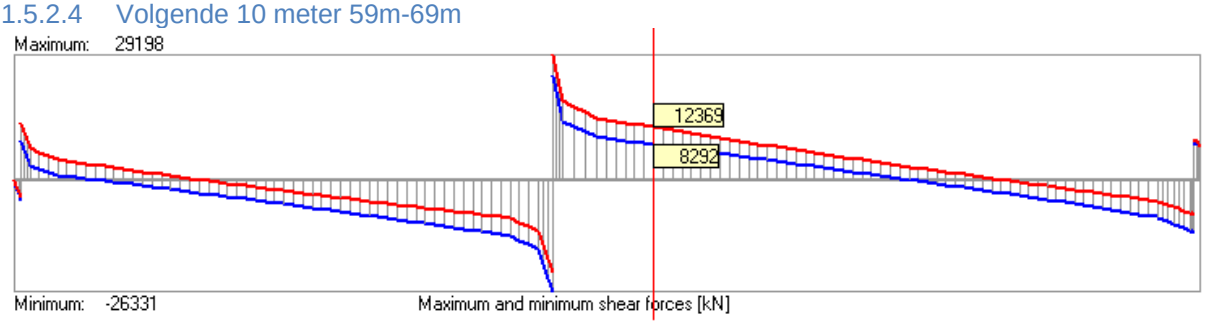
τ_1 = 0,4 x 2,35 N/mm^2

Breedte = 350mm
Dikte = 1750mm
Vu = 0,4 x 2,35 x 350 x 1750 = 575 kN / lijf
Vu<Vd = Er is dwarskrachtwapening nodig in de lijven bij de overgang. Deze dwarskracht wapening moet in staat zijn om 1611 – 575 = 1036 kN op te nemen.

$\tau_{s;\min}$ = 1036 x 1000 / (350 x 1750) = 1,69 N/mm^2

Keuze voor de eerste 5 meter: Ø12-150 (54m-59m)

1.5.2.4 Volgende 10 meter 59m-69m



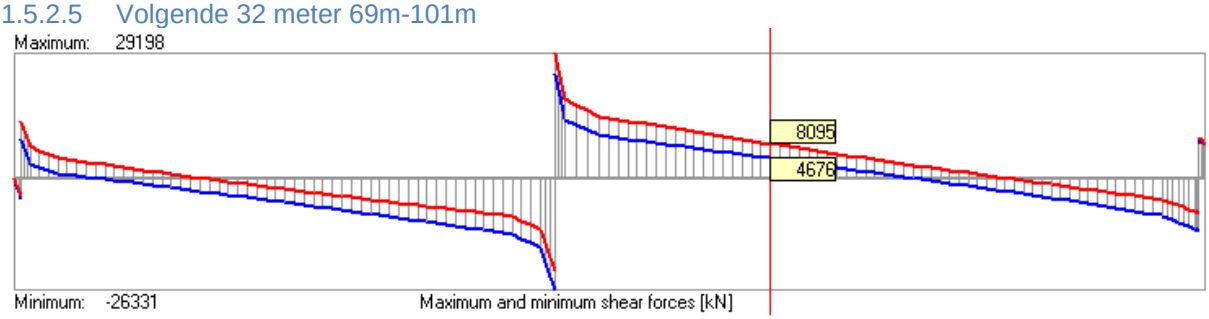
Figuur 4 dwarskracht op 59m vanaf links

Vd = 1375 kN / lijf
Vu = 575 kN / lijf
Vu<Vd = Er is dwarskrachtwapening nodig in de lijven bij de overgang. Deze dwarskracht wapening moet in staat zijn om 1375 – 575 = 800 kN op te nemen.

$\tau_{s;\min}$ = 800 x 1000 / (350 x 1750) = 1,3 N/mm^2

Keuze voor de volgende 10 meter: Ø12-200 (59m-69m)

1.5.2.5 Volgende 32 meter 69m-101m



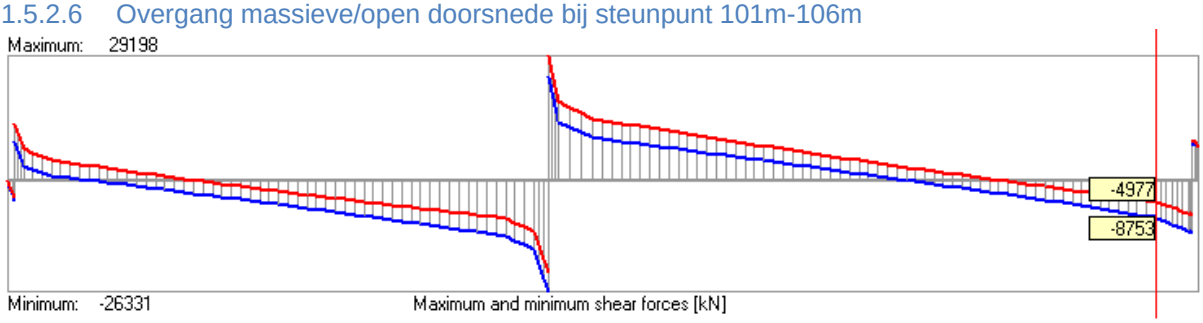
Figuur 5 dwarskracht op 64m vanaf links

Vd = 900 kN / lijf
Vu = 575 kN / lijf
Vu<Vd = Er is dwarskrachtwapening nodig in de lijven bij de overgang. Deze dwarskracht wapening moet in staat zijn om 900 – 575 = 325 kN op te nemen.

$\tau_{s;\min}$ = 325 x 1000 / (350 x 1750) = 0,53 N/mm^2

Keuze voor de volgende 32 meter: **Ø12-300 (69m-101m)**

1.5.2.6 Overgang massieve/open doorsnede bij steunpunt 101m-106m



Figuur 6 dwarskracht op 101m vanaf links

Vd = 972 kN / lijf
Vu = 575 kN / lijf
Vu<Vd = Er is dwarskrachtwapening nodig in de lijven bij de overgang. Deze dwarskracht wapening moet in staat zijn om 972 – 575 = 397 kN op te nemen.

$\tau_{s;\min}$ = 396 x 1000 / (350 x 1750) = 0,65 N/mm^2

Keuze voor de volgende 5 meter: **Ø12-300 (69m-101m)**
Deze controle was onnodig. De beugels die lopen van 69m-101m kunnen doorlopen tot 106m.

1.5.2.7 Dwarskracht wapening overspanning 50m

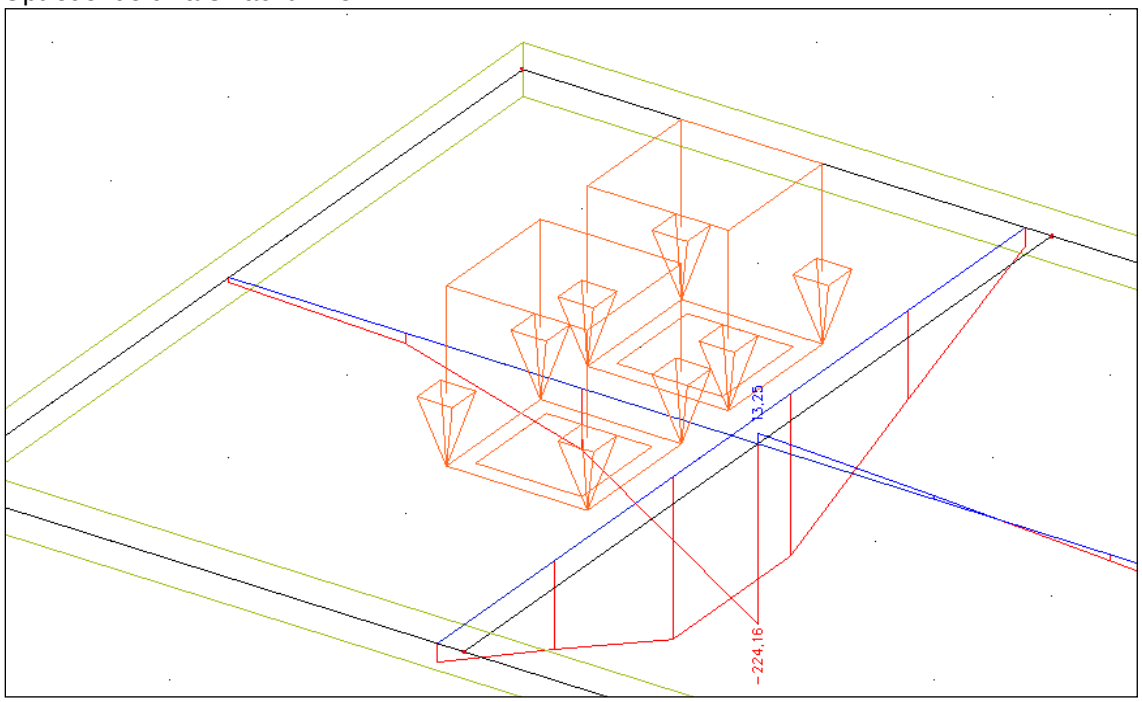
Voor deze overspanning wordt de dwarskrachtwapening van de grote overspanning gespiegeld om het middenpunt. Deze voldoet ruim.

1.6 Wapening in de dwarsrichting

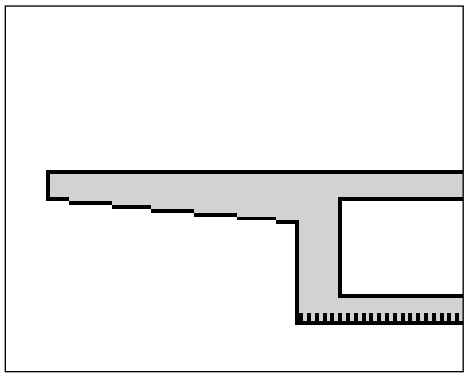
1.6.1 Controle dwarskracht

1.6.1.1 Controle dwarskracht aansluiting overstek

Optredende dwarskracht: 225 kN



Figuur 7 dwarskracht t.p.v. overstek



Figuur 8 overzicht aansluiting overstek

De dikte van het dek is 300mm. De dikte van de aansluiting van het overstek op het lijf is 600mm.

Het beton kan de volgende dwarskracht opnemen $Vu = \tau_1 \times b \times d$

τ_1 = minimaal 0,4 x fb.

Beton met de sterkteklasse C70/85 heeft een fb (treksterkte) van 2,35 N/mm^2

de nuttige hoogte (d) 550m

Vu = 0,4 x 2,35 x 1000 x 550 = 517 kN

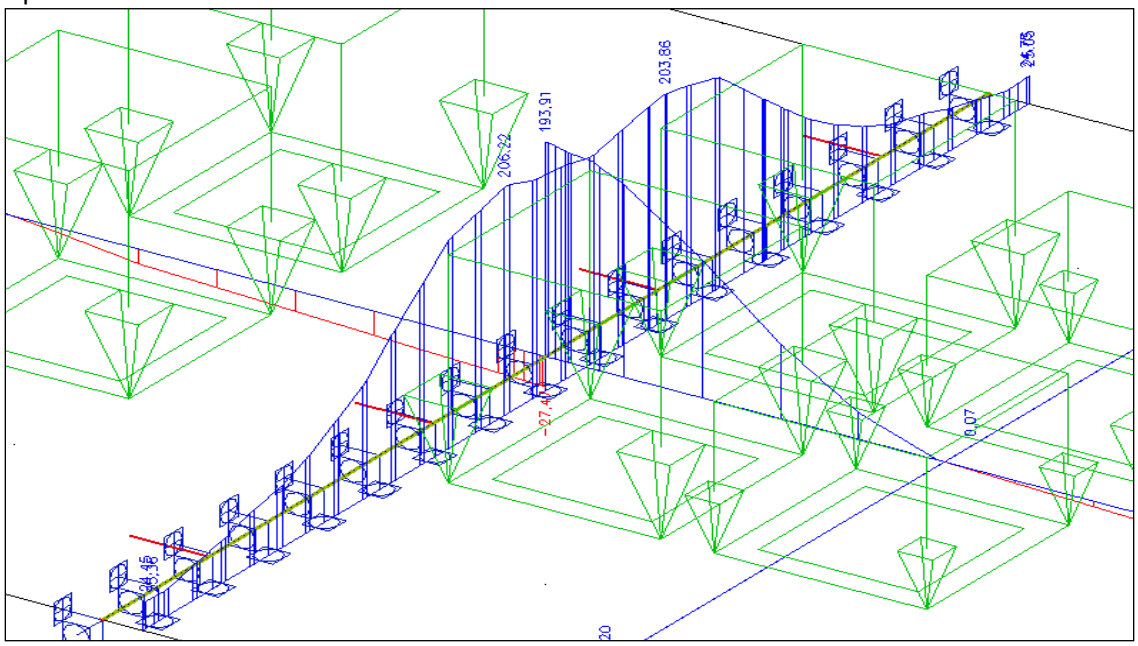
De opneembare dwarskracht is groter dan de optredende dwarskracht.

Er zijn dus geen beugels nodig om deze dwarskracht op te nemen.

De marge is zo groot dat de hoogte van de aansluiting verkleind kan worden. Toch is dit niet verstandig. Het opneembare moment van de steunpuntwapening wordt dan kleiner i.v.m. de kleiner wordende nuttige hoogte.

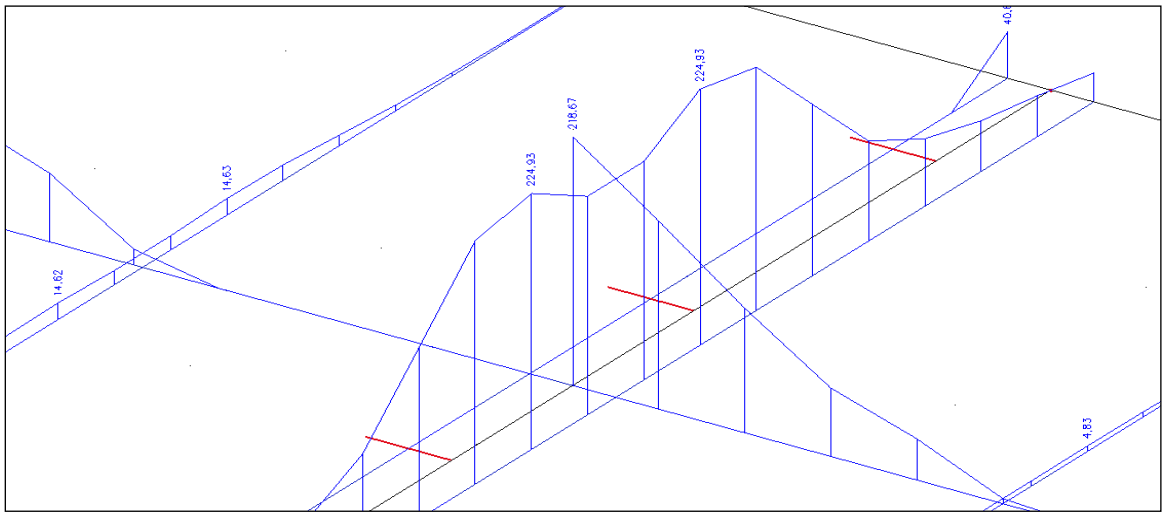
1.6.1.2 Controle dwarskracht aansluiting bovenflens

Optredende dwarskracht: 190 kN



Figuur 9 dwarskracht aansluiting bovenflens

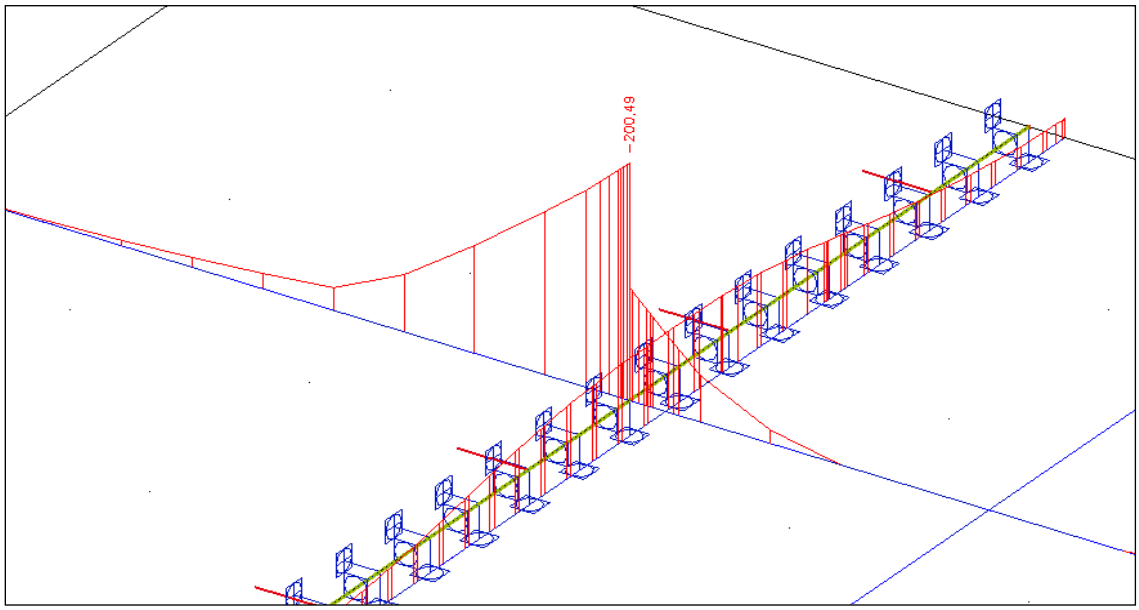
D = 300 – 50 = 250 mm
Vu = 0,4 x 2,35 x 1000 x 250 = 235 kN
Deze Vu is berekend zonder de afschuining van de hoeken. Hierdoor zal de hoogte toenemen en de opneembare dwarskracht kleiner zijn.
Een andere mogelijkheid is om de dwarskracht te controleren voorbij de afschuining van de hoeken. Beide gevallen zijn gunstiger dan de gebruikte berekening.
De dwarskracht bij de aansluiting van andere velden met de lijven kan hoger uitvallen zoals blijkt uit de figuur hieronder.



Figuur 10 maximale dwarskracht

De optredende belasting Vd = 225. De opneembare belasting Vu = 235. Deze doorsnede voldoet. Het verschil is krap, maar in deze berekening is geen rekening gehouden met de afschuining van de hoeken tussen de bovenflens en de lijven. Dit heeft een gunstig effect op de opneembare dwarskracht.

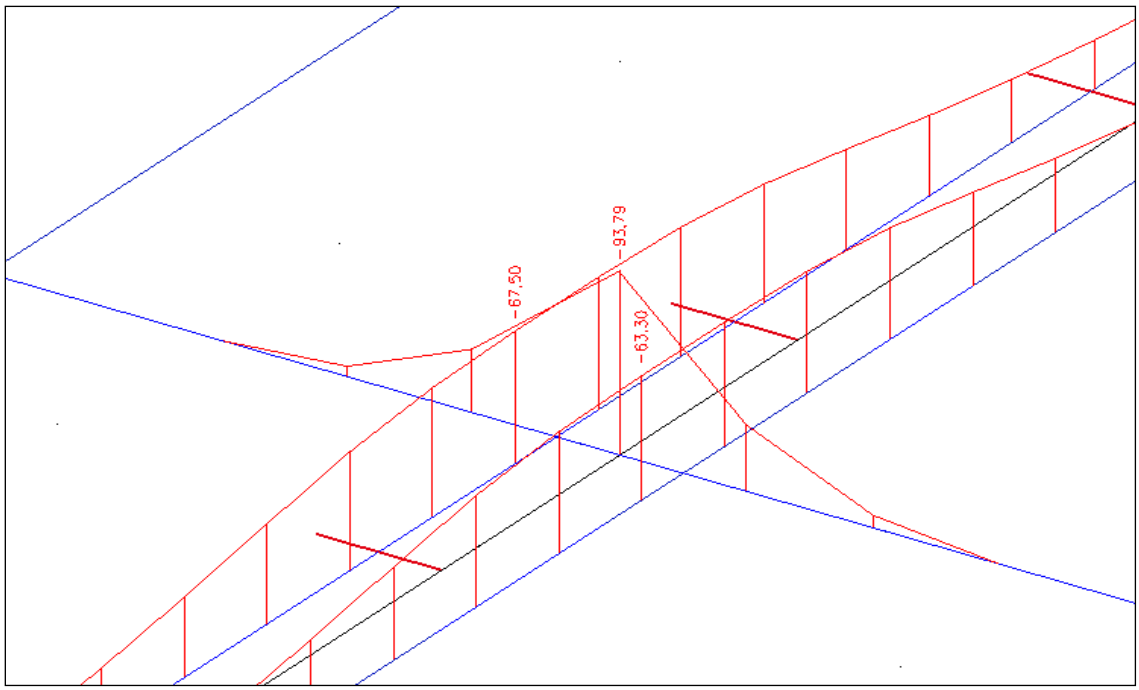
1.6.1.3 Steunpuntwapening overstek



Figuur 11 moment overstek

Ø16-150 voldoet zie bijlage 1.8
Md = 200 kN
Mrep = 158 kN

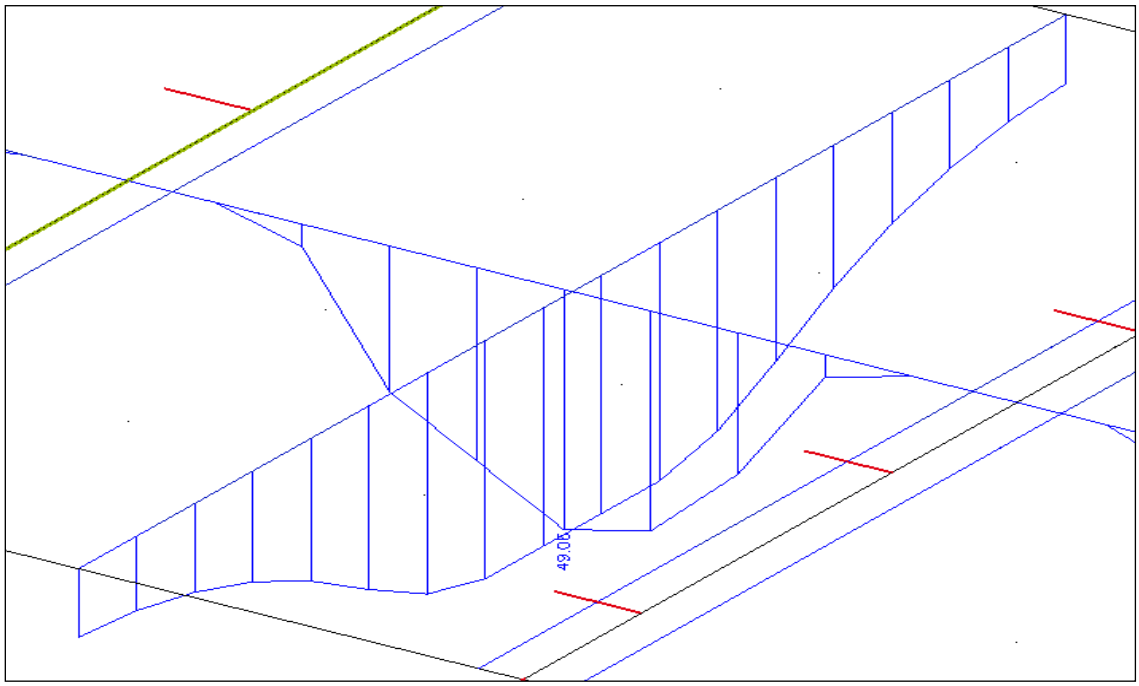
1.6.1.4 Steunpuntwapening midden



Figuur 12 moment midden

Ø16-100 voldoet zie 1.8
Md = 96 kN (binnenkant steunpunt bij overstek)
Mrep = 74 kN

1.6.1.5 Veldwapening



Figuur 13 moment veld

Ø16-120 voldoet zie 1.8
Md = 50 kN
Mrep = 38 kN

1.6.1.6 Wapening lijf dat aansluit op overstek

Ø16-100 voldoet zie 1.8
Md = 104 kN
Mrep = 85 kN

Overzicht wapening dwarsrichting

Plaats	**Wapening**
Steunpunt overstek	Ø16-150
Steunpunt midden	Ø16-100
Veldwapening	Ø16-120
Lijfwapening overstek (binnenkant)	Ø16-100

1.7 Conclusie:

Het is mogelijk om een brugdek met een hoogte van 1,8m te realiseren met sterkteklasse C70/85. De materiaalkosten van het beton zijn echter wel € 275.000 hoger dan bij een brugdek met een hoogte van 2,4m uitgevoerd met beton van sterkteklasse C35/45.

De steunpuntmomenten en de veldmomenten zijn weg te wapenen met staven Ø16. Opvallend is dat op de plaats van het grootste moment de minste wapening aanwezig is. De grote nuttige hoogte is daar de oorzaak van. De aansluiting van het overstek is 600mm dik. Dit is ruim voldoende om de dwarskracht op te nemen. Ook voor de wapening is deze hoogte ruim voldoende. Als optimalisatie is deze hoogte te verkleinen. Dit zou veel materiaal en gewicht besparen. Als de hoogte beperkt wordt tot 400mm. Dan zou dit bij een overspanning van 150m een materiaal besparing van € 7800 opleveren.

1.8 Uitdraai Dbet

1.8.1 Steunpuntswapening midden

1.8.2 Steunpuntswapening overstek

1.8.3 Steunpuntswapening bovenflens

1.8.4 Veldwapening bovenflens

1.8.5 Aansluiting overstek met lijf

1.8.1 Steunpuntswapening midden

```
ONTWERPGEGEVENS

Macro: Categorie: Plaat /  Type: rechthoekig
Topic:  Waarde [mm]:
  b            1000
  h             300
Zijde: 3  Beugeldiameter:      10,0 mm
  Laag  Materiaal:     C:  CL:  CR: Diameter1: Diameter2:    HoH: Aantal: Aanhechtfactor:
     1  FeB 500 HWL    50   50   50       10,0       10,0       0       0       1,00

Lijn wapening of voorspanning
  No    Xs      Ys     Xe     Ye  D      A  Hoh   n  ksi Materiaal     Do  dx  dy    Fp   sp
       [mm]    [mm]   [mm]   [mm][mm] [mm2] [mm]                     [mm][mm][mm]  [kN][MPa]
   1     50     250    950    250  16   201  100  10 1,00 FeB 500 HWL

Gebruikte Materialen uit de DataBase
Beton            f'ck     f'b      fb    fbm      E'b      Esg
B85                85      50    2,35   4,61    39300    27546
Betonstaal     fsrep       fs esu[o/o]                     Esg
FeB 500 HWL      500     435    3,25                   200000

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

Aanvullingen en wijzigingen volgens HSL 1000E (4 november 1999)

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Ontwerp)
Belastinggegevens              N[kN]    M(A)[kNm]    M(B)[kNm]
  +constant deel                   0  9,60000e+01            0
  variabele:                                 M(A)

  Dwarskracht Y':                  0  [kN]
  Dwarskracht X':                  0  [kN]
  Wringmoment  :                   0  [kNm]

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
  »OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
  Md 9,6000e+01 [kNm]     Mu 2,1037e+02 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
  »OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
  Mu    = 2,1037e+02 [kNm]
  B     =     0          f     =   434,8 [MPa]
  xu    =   25,2 [mm]    d     =  250,0 [mm]
  xu/d  =  0,101         kxmax =0,496
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
  »OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
  Mu = 2,1037e+02 [kNm]   Mr = 1,0596e+02 [kNm]  1.25 Md = 1,2000e+02 [kNm]

Detail uitvoer (uiterste grenstoestand, Mu).

  Mu ->B85 K-2 (x = 25,19 [mm])
  N  =            0 kN       M(A) =  2,10368e+02 kNm     M(B) =            0 kNm
  ee =       14,867 o/oo     kk(A)= 1,19112e-04 1/mm     kk(B)= 0,00000e+00 1/mm
  Veelhoek v1
  zijde   hoek e[o/oo]  s[MPa] bs e[o/oo] s[MPa] hoek   e[o/oo]  s[MPa] es  e[o/oo]  s[MPa]
   1         1  -3,000   -49,6                      2    -3,000   -49,6
   2         2  -3,000   -49,6                      3    32,734       0
   3         3  32,734       0                      4    32,734       0
   4         4  32,734       0                      1    -3,000   -49,6
  Groepswapening      maximaal         minimaal
  No           e[o/oo]  s[MPa]   e[o/oo]  s[MPa]
   1            26,778   434,8     26,778  434,8   FeB 500 HWL


Toegepast Voorschrift VBC 1995.

Aanvullingen en wijzigingen volgens HSL 1000E (4 november 1999)

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Ontwerp)

  Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het afspanvlak.
  De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Belastinggegevens              N[kN]    M(A)[kNm]    M(B)[kNm]
  +constant deel                   0  7,40000e+01            0
```

```
Adviezen keuze toetsingen:
   Sigb =   4,50 =<    4,61 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =    2010,6  [mm2] ;  Ap =         0  [mm2]
   ka =         0 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 16,0 mm    X = 50,0 mm    Y = 250,0 mm
  »OK«, staafafstand voldoet
  k1    =  2500         k2    =   500        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =   162,9 MPa
  Ø_km  = 16,00 mm      Ø_lim =  15,3 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     = 100,0 mm      s_lim = 177,0 mm     »OK«, staafafstand; voldoet; "
VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is de verhouding tussen N, Ma en Mb constant gehouden.
  Gekozen staaf: Diameter = 16,0 mm    X = 50,0 mm    Y = 250,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  2500         k3    = 40000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 0,300 m       kr    = 0,750        ssr=       0 MPa   ss =  162,87 MPa
  Ø_km  = 16,00 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim

Detail uitvoer (volledig scheurenpatroon).

  Mrep K-2 (x = 72,07 [mm])
  N  =            0 kN       M(A) =  7,40000e+01 kNm     M(B) =            0 kNm
  ee =        0,357 o/oo     kk(A)= 4,57692e-06 1/mm     kk(B)= 0,00000e+00 1/mm
  Veelhoek v1
  zijde   hoek e[o/oo]  s[MPa] bs e[o/oo] s[MPa] hoek   e[o/oo]  s[MPa] es  e[o/oo]  s[MPa]
   1         1  -0,330    -9,1                      2    -0,330    -9,1
   2         2  -0,330    -9,1                      3     1,043       0
   3         3   1,043       0                      4     1,043       0
   4         4   1,043       0                      1    -0,330    -9,1
  Groepswapening      maximaal         minimaal
  No           e[o/oo]  s[MPa]   e[o/oo]  s[MPa]
   1             0,814   162,9      0,814  162,9   FeB 500 HWL
```

1.8.2 Steunpuntswapening overstek

```
ONTWERPGEGEVENS

Macro: Categorie: Plaat /  Type: rechthoekig
Topic:  Waarde [mm]:
  b            1000
  h             600
Zijde: 3  Beugeldiameter:      10,0 mm
  Laag  Materiaal:     C:  CL:  CR: Diameter1: Diameter2:    HoH: Aantal: Aanhechtfactor:
     1  FeB 500 HWL    50   50   50       16,0       16,0       0       0       1,00

Lijn wapening of voorspanning
  No    Xs      Ys     Xe     Ye  D      A  Hoh   n  ksi Materiaal     Do  dx  dy    Fp   sp
       [mm]    [mm]   [mm]   [mm][mm] [mm2] [mm]                     [mm][mm][mm]  [kN][MPa]
   1     50     540    950    540  16   201  150   7 1,00 FeB 500 HWL

Gebruikte Materialen uit de DataBase
Beton            f'ck     f'b      fb    fbm      E'b      Esg
B85                85      50    2,35   4,61    39300    27546
Betonstaal     fsrep       fs esu[o/o]                     Esg
FeB 500 HWL      500     435    3,25                   200000

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

Aanvullingen en wijzigingen volgens HSL 1000E (4 november 1999)

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Ontwerp)
Belastinggegevens              N[kN]    M(A)[kNm]    M(B)[kNm]
  +constant deel                   0  2,00000e+02            0
  variabele:                                 M(A)

  Dwarskracht Y':                  0  [kN]
  Dwarskracht X':                  0  [kN]
  Wringmoment  :                   0  [kNm]

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
  »OK«, let op: doorsnede niet op betonstuik bezweken.
  Md 2,0000e+02 [kNm]     Mu 3,2504e+02 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
  »OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
  Mu    = 3,2504e+02 [kNm]
  B     =     0          f     =   434,8 [MPa]
  xu    =   26,5 [mm]    d     =  540,0 [mm]
  xu/d  =  0,049         kxmax =0,496
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
  »OK«, 1.25 Md is kleiner dan bezwijkmoment.
  Mu = 3,2504e+02 [kNm]   Mr = 4,0439e+02 [kNm]  1.25 Md = 2,5000e+02 [kNm]

Detail uitvoer (uiterste grenstoestand, Mu).

  Mu ->FeB 500 HWL K+2 (x = 26,50 [mm])
  N  =            0 kN       M(A) =  3,25037e+02 kNm     M(B) =            0 kNm
  ee =       17,310 o/oo     kk(A)= 6,32905e-05 1/mm     kk(B)= 0,00000e+00 1/mm
  Veelhoek v1
  zijde   hoek e[o/oo]  s[MPa] bs e[o/oo] s[MPa] hoek   e[o/oo]  s[MPa] es  e[o/oo]  s[MPa]
   1         1  -1,677   -46,2                      2    -1,677   -46,2
   2         2  -1,677   -46,2                      3    36,297       0
   3         3  36,297       0                      4    36,297       0
   4         4  36,297       0                      1    -1,677   -46,2
  Groepswapening      maximaal         minimaal
  No           e[o/oo]  s[MPa]   e[o/oo]  s[MPa]
   1            32,500   434,8     32,500  434,8   FeB 500 HWL


Toegepast Voorschrift VBC 1995.

Aanvullingen en wijzigingen volgens HSL 1000E (4 november 1999)

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Ontwerp)

  Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het afspanvlak.
  De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Belastinggegevens              N[kN]    M(A)[kNm]    M(B)[kNm]
  +constant deel                   0  1,58000e+02            0
```

```
Adviezen keuze toetsingen:
   Sigb =   2,52 =<    4,61 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =    1407,4  [mm2] ;  Ap =         0  [mm2]
   ka =         0 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is de verhouding tussen N, Ma en Mb constant gehouden.
  Gekozen staaf: Diameter = 16,0 mm    X = 500,0 mm    Y = 540,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  2500         k3    = 40000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 0,600 m       kr    = 0,600        ssr=       0 MPa   ss =  220,89 MPa
  Ø_km  = 16,00 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim

Detail uitvoer (onvolledig scheurenpatroon).

  Mrep K+2 (x = 95,33 [mm])
  N  =            0 kN       M(A) =  1,58000e+02 kNm     M(B) =            0 kNm
  ee =        0,508 o/oo     kk(A)= 2,48375e-06 1/mm     kk(B)= 0,00000e+00 1/mm
  Veelhoek v1
  zijde   hoek e[o/oo]  s[MPa] bs e[o/oo] s[MPa] hoek   e[o/oo]  s[MPa] es  e[o/oo]  s[MPa]
   1         1  -0,237    -6,5                      2    -0,237    -6,5
   2         2  -0,237    -6,5                      3     1,253       0
   3         3   1,253       0                      4     1,253       0
   4         4   1,253       0                      1    -0,237    -6,5
  Groepswapening      maximaal         minimaal
  No           e[o/oo]  s[MPa]   e[o/oo]  s[MPa]
   1             1,104   220,9      1,104  220,9   FeB 500 HWL
```

1.8.3 Steunpuntswapening bovenflens

```
ONTWERPGEGEVENS

Macro: Categorie: Plaat /  Type: rechthoekig
Topic:  Waarde [mm]:
  b            1000
  h             300
Zijde: 3  Beugeldiameter:      16,0 mm
  Laag  Materiaal:     C:  CL:  CR: Diameter1: Diameter2:    HoH: Aantal: Aanhechtfactor:
     1  FeB 500 HWL    30   30   30       32,0       32,0       0      12       1,00

Gebruikte Materialen uit de DataBase
Beton            f'ck     f'b      fb    fbm      E'b      Esg
B85                85      50    2,35   4,61    39300    27546
Betonstaal     fsrep       fs esu[o/o]                     Esg
FeB 500 HWL      500     435    3,25                   200000

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

Aanvullingen en wijzigingen volgens HSL 1000E (4 november 1999)

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Ontwerp)
Belastinggegevens              N[kN]    M(A)[kNm]    M(B)[kNm]
  +constant deel                   0  7,50000e+02            0
  variabele:                                 M(A)

  Dwarskracht Y':                  0  [kN]
  Dwarskracht X':                  0  [kN]
  Wringmoment  :                   0  [kNm]

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
  »OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
  Md 7,5000e+02 [kNm]     Mu 8,1025e+02 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
  »FOUT«, hoogte betondrukzone voldoet niet.
  Mu    = 8,1025e+02 [kNm]
  B     =     0            f     =   434,8 [MPa]
  xu    =  120,9 [mm]      d     =  238,0 [mm]
  xu/d  =  0,508           kxmax =0,496
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
  »OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
  Mu = 8,1025e+02 [kNm]   Mr = 1,3006e+02 [kNm]  1.25 Md = 9,3750e+02 [kNm]

Detail uitvoer (uiterste grenstoestand, Mu).

  Mu ->B85 K-2 (x = 120,90 [mm])
  N  =            0 kN       M(A) =  8,10245e+02 kNm     M(B) =            0 kNm
  ee =        1,088 o/oo     kk(A)= 2,48147e-05 1/mm     kk(B)= 0,00000e+00 1/mm
  Veelhoek v1
  zijde   hoek e[o/oo]  s[MPa] bs e[o/oo] s[MPa] hoek   e[o/oo]  s[MPa] es  e[o/oo]  s[MPa]
   1         1  -3,000   -49,6                      2    -3,000   -49,6
   2         2  -3,000   -49,6                      3     4,444       0
   3         3   4,444       0                      4     4,444       0
   4         4   4,444       0                      1    -3,000   -49,6
  Losse Wapening
  No           e[o/oo]  s[MPa]
   1             2,906   434,8    FeB 500 HWL
   2             2,906   434,8    FeB 500 HWL
   3             2,906   434,8    FeB 500 HWL
   4             2,906   434,8    FeB 500 HWL
   5             2,906   434,8    FeB 500 HWL
   6             2,906   434,8    FeB 500 HWL
   7             2,906   434,8    FeB 500 HWL
   8             2,906   434,8    FeB 500 HWL
   9             2,906   434,8    FeB 500 HWL
  10             2,906   434,8    FeB 500 HWL
  11             2,906   434,8    FeB 500 HWL
  12             2,906   434,8    FeB 500 HWL


Toegepast Voorschrift VBC 1995.

Aanvullingen en wijzigingen volgens HSL 1000E (4 november 1999)

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Ontwerp)

  Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het afspanvlak.
  De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Belastinggegevens              N[kN]    M(A)[kNm]    M(B)[kNm]
  +constant deel                   0            0            0
```

```
Adviezen keuze toetsingen:
   Sigb =      0 =<    4,61 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =    9651,0  [mm2] ;  Ap =         0  [mm2]
   ka =         0 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is de verhouding tussen N, Ma en Mb constant gehouden.
  Gekozen staaf: Diameter = 32,0 mm    X = 706,4 mm    Y = 238,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  2500         k3    = 40000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 0,300 m       kr    = 0,750        ssr=       0 MPa   ss =       0 MPa
  Ø_km  = 32,00 mm      Ø_lim =  50,0  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim

Detail uitvoer (onvolledig scheurenpatroon).

  Mrep K-2 (x = 164,75 [mm])
  N  =            0 kN       M(A) =            0 kNm     M(B) =            0 kNm
  ee =            0 o/oo     kk(A)= 0,00000e+00 1/mm     kk(B)= 0,00000e+00 1/mm
  Veelhoek v1
  zijde   hoek e[o/oo]  s[MPa] bs e[o/oo] s[MPa] hoek   e[o/oo]  s[MPa] es  e[o/oo]  s[MPa]
   1         1       0       0                      2         0       0
   2         2       0       0                      3         0       0
   3         3       0       0                      4         0       0
   4         4       0       0                      1         0       0
  Losse Wapening
  No           e[o/oo]  s[MPa]
   1                 0       0    FeB 500 HWL
   2                 0       0    FeB 500 HWL
   3                 0       0    FeB 500 HWL
   4                 0       0    FeB 500 HWL
   5                 0       0    FeB 500 HWL
   6                 0       0    FeB 500 HWL
   7                 0       0    FeB 500 HWL
   8                 0       0    FeB 500 HWL
   9                 0       0    FeB 500 HWL
  10                 0       0    FeB 500 HWL
  11                 0       0    FeB 500 HWL
  12                 0       0    FeB 500 HWL
```

1.8.4 Veldwapening bovenflens

```
ONTWERPGEGEVENS

Macro: Categorie: Plaat /  Type: rechthoekig
Topic:  Waarde [mm]:
  b            1000
  h             300
Zijde: 3  Beugeldiameter:      10,0 mm
  Laag  Materiaal:     C:  CL:  CR: Diameter1: Diameter2:    HoH: Aantal: Aanhechtfactor:
     1  FeB 500 HWL    50   50   50       10,0       10,0       0       0       1,00

Lijn wapening of voorspanning
  No    Xs      Ys     Xe     Ye  D      A  Hoh   n  ksi Materiaal     Do  dx  dy    Fp   sp
       [mm]    [mm]   [mm]   [mm][mm] [mm2] [mm]                     [mm][mm][mm]  [kN][MPa]
   1     30      90   1000     90  16   201  121   9 1,00 FeB 500 HWL

Gebruikte Materialen uit de DataBase
Beton            f'ck     f'b      fb    fbm      E'b      Esg
B85                85      50    2,35   4,61    39300    27546
Betonstaal     fsrep       fs esu[o/o]                     Esg
FeB 500 HWL      500     435    3,25                   200000

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

Aanvullingen en wijzigingen volgens HSL 1000E (4 november 1999)

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (Ontwerp)
Belastinggegevens              N[kN]    M(A)[kNm]    M(B)[kNm]
  +constant deel                   0  5,00000e+01            0
  variabele:                                 M(A)

  Dwarskracht Y':                  0  [kN]
  Dwarskracht X':                  0  [kN]
  Wringmoment  :                   0  [kNm]

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
  »OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
  Md 5,0000e+01 [kNm]     Mu 6,4185e+01 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
  »OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
  Mu    = 6,4185e+01 [kNm]
  B     =     0           f     =   434,8 [MPa]
  xu    =   22,7 [mm]     d     =   90,0 [mm]
  xu/d  =  0,252          kxmax =0,496
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
  »OK«, 1.25 Md is kleiner dan bezwijkmoment.
  Mu = 6,4185e+01 [kNm]   Mr = 9,6840e+01 [kNm]  1.25 Md = 6,2500e+01 [kNm]

Detail uitvoer (uiterste grenstoestand, Mu).

  Mu ->B85 K-2 (x = 22,67 [mm])
  N  =            0 kN       M(A) =  6,41847e+01 kNm     M(B) =            0 kNm
  ee =       16,853 o/oo     kk(A)= 1,32351e-04 1/mm     kk(B)= 0,00000e+00 1/mm
  Veelhoek v1
  zijde   hoek e[o/oo]  s[MPa] bs e[o/oo] s[MPa] hoek   e[o/oo]  s[MPa] es  e[o/oo]  s[MPa]
   1         1  -3,000   -49,6                      2    -3,000   -49,6
   2         2  -3,000   -49,6                      3    36,705       0
   3         3  36,705       0                      4    36,705       0
   4         4  36,705       0                      1    -3,000   -49,6
  Groepswapening      maximaal         minimaal
  No           e[o/oo]  s[MPa]   e[o/oo]  s[MPa]
   1             8,912   434,8      8,912  434,8   FeB 500 HWL


Toegepast Voorschrift VBC 1995.

Aanvullingen en wijzigingen volgens HSL 1000E (4 november 1999)

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (Ontwerp)

  Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het afspanvlak.
  De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Belastinggegevens              N[kN]    M(A)[kNm]    M(B)[kNm]
  +constant deel                   0  4,50000e+01            0
```

```
Adviezen keuze toetsingen:
   Sigb =   2,99 =<    4,61 = fbm  [MPa]
   Advies: Onvolledig scheurenpatroon VBC 8.7.3
   As =         0  [mm2] ;  Ap =         0  [mm2]
   ka =         0 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.3:  Onvolledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Bij het bepalen van ssr is de verhouding tussen N, Ma en Mb constant gehouden.
  Gekozen staaf: Diameter = 16,0 mm    X = 30,0 mm    Y = 90,0 mm
  »OK« kenmiddellijn voldoet
  k1    =  2500         k3    = 40000        kc =   1,000       ksi=   1,000
  h     = 0,300 m       kr    = 0,750        ssr=       0 MPa   ss =  320,51 MPa
  Ø_km  = 16,00 mm      Ø_lim =  33,1  mm    eis:   Ø_km < Ø_lim

Detail uitvoer (onvolledig scheurenpatroon).

  Mrep K-2 (x = 37,24 [mm])
  N  =            0 kN       M(A) =  4,50000e+01 kNm     M(B) =            0 kNm
  ee =        3,425 o/oo     kk(A)= 3,03719e-05 1/mm     kk(B)= 0,00000e+00 1/mm
  Veelhoek v1
  zijde   hoek e[o/oo]  s[MPa] bs e[o/oo] s[MPa] hoek   e[o/oo]  s[MPa] es  e[o/oo]  s[MPa]
   1         1  -1,131   -31,2                      2    -1,131   -31,2
   2         2  -1,131   -31,2                      3     7,981       0
   3         3   7,981       0                      4     7,981       0
   4         4   7,981       0                      1    -1,131   -31,2
  Groepswapening      maximaal         minimaal
  No           e[o/oo]  s[MPa]   e[o/oo]  s[MPa]
   1             1,603   320,5      1,603  320,5   FeB 500 HWL
```

1.8.5 Aansluiting overstek met lijf

```
ONTWERPGEGEVENS

Macro: Categorie: Plaat /  Type: rechthoekig
Topic:  Waarde [mm]:
  b            1000
  h             300

Lijn wapening of voorspanning
  No    Xs      Ys     Xe     Ye  D      A  Hoh   n  ksi Materiaal     Do  dx  dy    Fp   sp
       [mm]    [mm]   [mm]   [mm][mm] [mm2] [mm]                      [mm][mm][mm]  [kN][MPa]
   1     25      50    975     50  16   201  106  10 1,00 FeB 500 HWL

Gebruikte Materialen uit de DataBase
Beton            f'ck     f'b      fb    fbm      E'b      Esg
B85                85      50    2,35   4,61    39300    27546
Betonstaal     fsrep       fs esu[o/o]                     Esg
FeB 500 HWL      500     435    3,25                   200000

Toegepast Voorschrift VBC 1995.

Aanvullingen en wijzigingen volgens HSL 1000E (4 november 1999)

TOETSING UITERSTE GRENSTOESTAND (1)
Belastinggegevens              N[kN]    M(A)[kNm]    M(B)[kNm]
  +constant deel                   0  1,04000e+02            0
  variabele:                                M(A)

  Dwarskracht Y':                  0  [kN]
  Dwarskracht X':                  0  [kN]
  Wringmoment  :                   0  [kNm]

VBC 8.1.1: Bezwijkmoment
  »OK«, doorsnede op betonstuik bezweken.
  Md 1,0400e+02 [kNm]     Mu 2,1037e+02 [kNm]
VBC 8.1.3: Hoogte betondrukzone
  »OK«, hoogte betondrukzone voldoet.
  Mu    = 2,1037e+02 [kNm]
  B     =     0           f     =   434,8 [MPa]
  xu    =   25,2 [mm]     d     =  250,0 [mm]
  xu/d  =  0,101          kxmax =0,496
VBC 9.9.2.1: Scheurmoment
  »OK«, scheurmoment is kleiner dan bezwijkmoment.
  Mu = 2,1037e+02 [kNm]   Mr = 1,0596e+02 [kNm]  1.25 Md = 1,3000e+02 [kNm]

Detail uitvoer (uiterste grenstoestand, Mu).

  Mu ->B85 K-2 (x = 25,19 [mm])
  N  =            0 kN       M(A) =  2,10368e+02 kNm     M(B) =            0 kNm
  ee =       14,867 o/oo     kk(A)= 1,19115e-04 1/mm     kk(B)= -4,63740e-14 1/mm
  Veelhoek v1
  zijde   hoek e[o/oo]  s[MPa] bs e[o/oo] s[MPa] hoek   e[o/oo]  s[MPa] es  e[o/oo]  s[MPa]
   1         1  32,734       0                      2    32,734       0
   2         2  32,734       0                      3    -3,000   -49,6
   3         3  -3,000   -49,6                      4    -3,000   -49,6
   4         4  -3,000   -49,6                      1    32,734       0
  Groepswapening      maximaal         minimaal
  No           e[o/oo]  s[MPa]   e[o/oo]  s[MPa]
   1            26,779   434,8     26,779  434,8   FeB 500 HWL


Toegepast Voorschrift VBC 1995.

Aanvullingen en wijzigingen volgens HSL 1000E (4 november 1999)

TOETSING GEBRUIKSTOESTAND/SCHEURVORMING (1)

  Spanningsincrementen van voorspanstaal worden berekend vanaf het afspanvlak.
  De gemiddelde betonspanning wordt berekend volgens de VBC.
Belastinggegevens              N[kN]    M(A)[kNm]    M(B)[kNm]
  +constant deel                   0  8,50000e+01            0
```

```
Adviezen keuze toetsingen:
   Sigb =   5,17 >    4,61 = fbm  [MPa]
   Advies: Volledig scheurenpatroon VBC 8.7.2
   As =    2010,6  [mm2] ;  Ap =         0  [mm2]
   ka =         0 <  0.5
   Advies: Geen toetsing met betonspanningen

VBC 8.7.2:  Volledig ontwikkeld scheurenpatroon
  Gekozen staaf: Diameter = 16,0 mm    X = 658,3 mm    Y = 50,0 mm
  »OK«, staafafstand voldoet
  k1    =  2500         k2    =   500        kc =   1,000       m1 =   1,000
  ke    = 1,000         ksi   = 1,000        dss=       0 MPa   ss =   187,1 MPa
  Ø_km  = 16,00 mm      Ø_lim =  13,4 mm     »FOUT«, kenmiddellijn te groot
  s     = 105,6 mm      s_lim = 137,3 mm     »OK«, staafafstand; voldoet; "

Detail uitvoer (volledig scheurenpatroon).

  Mrep K-2 (x = 72,07 [mm])
  N  =            0 kN       M(A) =  8,50000e+01 kNm     M(B) =            0 kNm
  ee =        0,410 o/oo     kk(A)= 5,25727e-06 1/mm     kk(B)= -1,98431e-15 1/mm
  Veelhoek v1
  zijde   hoek e[o/oo]  s[MPa] bs e[o/oo] s[MPa] hoek   e[o/oo]  s[MPa] es  e[o/oo]  s[MPa]
   1         1   1,198       0                      2     1,198       0
   2         2   1,198       0                      3    -0,379   -10,4
   3         3  -0,379   -10,4                      4    -0,379   -10,4
   4         4  -0,379   -10,4                      1     1,198       0
  Groepswapening      maximaal         minimaal
  No           e[o/oo]  s[MPa]   e[o/oo]  s[MPa]
   1             0,935   187,1      0,935  187,1   FeB 500 HWL
```