

Hoge sterkte betonnen schuiven in de Stormvloedkering Oosterschelde  
*Haalbaarheidsonderzoek*

Januari 1998

A.J.M. Keuzenkamp

---



  
**TU Delft**  
Technische Universiteit Delft

**Faculteit der Civiele Techniek**  
Vakgroep Waterbouwkunde  
Sectie Waterbouwkunde



BIBLIOTHEEK  
Bouwdienst Rijkswaterstaat  
Postbus 20.000  
3502 LA Utrecht

BIBLIOTHEEK BOUWDIENST RIJKSWATERSTAAT  
NR. C6502 BOW.....

## Hoge sterkte betonnen schuiven in de Stormvloedkering Oosterschelde

Haalbaarheidsonderzoek

*Faculteit der Civiele Techniek  
Vakgroep Waterbouwkunde  
Sectie Waterbouwkunde*

Delft, januari 1998

Afstudeerder: Arjan Keuzenkamp  
Commissie: Prof. drs .ir. J.K. Vrijling  
Ir. K.G. Bezuijen  
Dr. ir. C. van der Veen  
Ir. J.T. de Vries (Bouwdienst Rijkswaterstaat)

# Voorwoord

Het eind is in zicht; dit afstudeerverslag vormt het laatste onderdeel van mijn studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft.

Ik wil Jelle de Vries bedanken, die zonder aan de TU verbonden te zijn direct toezegde om in mijn afstudeercommissie plaats te nemen. Niet alleen heb ik veel gehad aan zijn adviezen, hij heeft mij ook in contact gebracht met een aantal specialisten op het gebied van de Stormvloedkering Oosterschelde. Ook de overige leden van de afstudeercommissie ben ik veel dank verschuldigd voor hun adviezen en hun tijd.

Joke, Teun en Agnes, bedankt voor de vele ritjes naar het station en alle opbeurende woorden op het moment dat de computer weer eens niet deed wat ik wilde.

Arjan Keuzenkamp  
Delft, januari 1998

# Inhoud

Voorwoord.....	ii
Samenvatting.....	ix
<b>Hoofdstuk 1.....</b>	<b>1</b>
<i>Inleiding</i>	
1.1 Aanleiding voor het afstudeeronderzoek.....	2
1.2 Doel van het rapport.....	3
1.3 Structuur van het onderzoek / rapportindeling.....	3
1.3.1 Literatuuronderzoek.....	3
1.3.2 Opstellen van programma van eisen en alternatieven.....	3
1.3.3 Berekening.....	3
1.3.4 Kostenvergelijking, conclusies en aanbevelingen.....	4
<b>Hoofdstuk 2.....</b>	<b>5</b>
<i>Beschrijving van de huidige kering</i>	
2.1 Inleiding.....	6
2.2 Een stukje geschiedenis.....	6
2.2.1 Inleiding.....	6
2.2.2 Ontwikkelingen vóór 1953.....	6
2.2.3 Het Deltaplan.....	8
2.2.4 Conclusie.....	11
2.3 Een milieuvriendelijk ontwerp.....	12
2.3.1 Inleiding.....	12
2.3.2 Een 'open' kering.....	12
2.3.3 Fundering op putten.....	13
2.3.4 Het monolietpijler-ontwerp.....	15
2.3.5 Conclusie.....	17
2.4 Een betonnen kering met stalen schuiven.....	17
2.4.1 Inleiding.....	17
2.4.2 Ontwerp van de pijlers.....	17
2.4.3 Ontwerp van de schuiven.....	20
2.4.4 Ontwerp van de bewegingswerken.....	23
2.4.5 Conclusie.....	27
<b>Hoofdstuk 3.....</b>	<b>28</b>
<i>Programma van eisen</i>	
3.1 Inleiding.....	29
3.2 Randvoorwaarden.....	30
3.2.1 Voorwaarden, opgelegd door de huidige kering.....	30
3.2.1.1 Minimale en maximale schuifafmetingen.....	30
3.2.1.2 Minimaal en maximaal schuifgewicht.....	31
3.2.2 Belastingen.....	32
3.2.2.1 Belasting ten gevolge van eigen gewicht, golfklappen en opdrijving.....	32
3.2.2.2 Vervalbelasting & horizontale golfbelasting.....	32
3.2.2.3 Belasting ten gevolge van stroming.....	34
3.2.2.4 Belasting door de bewegingswerken.....	34
3.2.2.5 Belasting door zetting van de pijlers.....	34
3.2.2.6 Windbelasting.....	34
3.2.2.7 Overige belasting.....	35

3.2.3	Materialen .....	35
3.2.3.1	Beton.....	35
3.2.3.2	Staal.....	35
3.3	Operationele eisen .....	36
3.3.1	Wapeningsstaal in combinatie met onbeschermd voorspanstaal.....	36
3.3.2	Alléén wapeningsstaal aanwezig of in combinatie met beschermd voorspanstaal.....	37
3.4	Functionele, onderhoudbaarheids- en uitvoeringseisen.....	37
3.4.1	Functionele eisen.....	37
3.4.2	Onderhoudbaarheidseisen.....	37
3.4.3	Uitvoeringseisen.....	37
3.5	Uitgangspunten.....	38
<b>Hoofdstuk 4.....</b>		<b>39</b>
<i>Alternatieve schuifontwerpen</i>		
4.1	Inleiding .....	40
4.2	Manier van sluiten .....	41
4.2.1	Verticale sluiting.....	41
4.2.1.1	Van boven naar beneden.....	41
4.2.1.2	Van beneden naar boven.....	42
4.2.2	Horizontale sluiting .....	42
4.2.3	Sluiting om een verticale as.....	42
4.2.4	Sluiting om een horizontale as.....	42
4.2.4.1	Deuren, bevestigd aan de dorpels .....	42
4.2.4.2	Eén deur, bevestigd in het midden van de pijlers.....	43
4.2.5	Keuze .....	44
4.3	Vorm van de schuif .....	44
<b>Hoofdstuk 5.....</b>		<b>46</b>
<i>Dimensionering driedubbele T-liggerschuif</i>		
5.1	Inleiding .....	47
5.2	Bepaling van de benodigde betondoorsnede .....	48
5.2.1	Keuze van het aantal lijven.....	48
5.2.2	Bepaling van de lijf- en flensdikte.....	48
5.2.3	Bepaling van de lijfhoogte.....	49
5.3	Bepaling van de benodigde voorspanning.....	53
5.4	Bepaling van de momentcapaciteit.....	57
5.4.1	Uiterst opneembaar moment in belastingsituatie I.....	57
5.5	Evaluatie.....	60
<b>Hoofdstuk 6.....</b>		<b>62</b>
<i>Dimensionering kokerliggerschuif</i>		
6.1	Inleiding .....	63
6.2	Bepaling van de vorm en afmetingen van de kokerligger .....	64
6.2.1	Flenzen.....	64
6.2.2	Lijven .....	65
6.3	Bepaling van de benodigde voorspanning.....	67
6.3.1	Belastingen .....	67
6.3.2	Voorspanning.....	69
6.3.3	Controle.....	71
6.4	Bepaling van de verliezen .....	73

6.4.1	Wrijving en wigzetting .....	73
6.4.2	Krimp, kruip en relaxatie .....	74
6.4.3	Verlies op $t=1$ .....	76
6.4.4	Verlies op $t=\infty$ .....	78
6.5	Controle aanvangsdrukspanning .....	80
<b>Hoofdstuk 7.....</b>		<b>82</b>
<i>Moment- en dwarskrachtcapaciteit kokerliggerschuif</i>		
7.1	Bepaling van de uiterst opneembare momenten .....	83
7.1.1	Belastingssituatie I .....	83
7.1.2	Belastingssituatie II .....	87
7.2	Bepaling van de uiterst opneembare dwarskracht .....	90
<b>Hoofdstuk 8.....</b>		<b>93</b>
<i>Detailtering kokerliggerschuif</i>		
8.1	Inleiding .....	94
8.2	Ontwerp van de afzonderlijke flenzen op moment .....	94
8.2.1	Beschouwing .....	94
8.2.2	Noordzeeflens .....	95
8.2.2.1	Uiterste grenstoestand .....	96
8.2.2.2	Bruikbaarheidsgrenstoestand .....	97
8.2.2.3	Uiteindelijke wapening .....	99
8.2.3	Oosterscheldeflens .....	100
8.2.3.1	Uiterste grenstoestand .....	100
8.2.3.2	Bruikbaarheidsgrenstoestand .....	101
8.2.3.3	Uiteindelijke wapening .....	102
8.3	Ontwerp van de afzonderlijke flenzen op dwarskracht .....	103
8.3.1	Beschouwing .....	103
8.3.2	Noordzeeflens .....	104
8.3.3	Oosterscheldeflens .....	107
8.4	Ontwerp van de afzonderlijke lijven op moment .....	108
8.4.1	Beschouwing .....	108
8.4.2	Onderste lijf .....	109
8.4.3	Middelste drie lijven .....	110
8.4.4	Bovenste lijf .....	110
8.5	Ontwerp van de afzonderlijke lijven op dwarskracht .....	111
8.5.1	Onderste lijf .....	111
<b>Hoofdstuk 9.....</b>		<b>112</b>
<i>Kostenvergelijking, conclusies en aanbevelingen</i>		
9.1	Kostenvergelijking .....	113
9.1.1	Bepaling van de kosten per onderdeel van de kokerliggerschuif .....	113
9.1.1.1	beton .....	113
9.1.1.2	Voorspanning .....	113
9.1.1.3	Wapening .....	113
9.1.1.4	Bekisting .....	115
9.1.2	Bepaling van de totale kosten van de kokerliggerschuif .....	116
9.1.3	Vergelijking .....	116
9.2	Conclusies .....	117
9.3	Aanbevelingen .....	118

Symbolen .....	119
Literatuur.....	122
<b>Bijlage A.....</b>	<b>125</b>
<i>Hoge sterkte lichtbeton</i>	
A-1 Inleiding.....	126
A-2 Betontechnologie.....	127
A-2.1 Definitie.....	127
A-2.2 Materialen.....	127
A-2.2.1 Cement.....	127
A-2.2.2 Silica fume.....	127
A-2.2.3 Water.....	127
A-2.2.4 Hulpstoffen.....	127
A-2.2.4.1 Superplastificeerder.....	127
A-2.2.4.2 Luchtbelvormer.....	128
A-2.2.5 Toeslagmaterialen.....	128
A-2.2.4.1 Liapor.....	128
A-2.2.4.2 Lytag.....	128
A-2.3 Mengselsamenstelling.....	128
A-3 Toeslagmateriaal.....	129
A-3.1 Inleiding.....	129
A-3.2 Korrelvorm en oppervlaktestructuur.....	129
A-3.3 Sterkte van het toeslagmateriaal.....	130
A-3.4 Vochtgehalte en waterabsorptie.....	130
A-3.5 Het bepalen van de korrelverdeling.....	130
A-3.6 Verschillen in korrelvolumegewicht van de diverse fracties.....	130
A-4 Verwerking.....	131
A-4.1 Het samenstellen van de betonmengsels.....	131
A-4.2 Verwerking van de betonmengsels.....	131
A-4.2.1 Inleiding.....	131
A-4.2.2 Mengen.....	131
A-4.2.3 Transport.....	131
A-4.3 Storten en verdichten.....	132
A-4.4 Afwerken.....	132
A-4.5 Verharding van de betonspecie.....	132
A-5 Mechanische eigenschappen.....	133
A-5.1 Druksterkte en volumegewicht.....	133
A-5.2 Treksterkte.....	133
A-5.3 Buigtreksterkte.....	133
A-5.4 Vervormingseigenschappen.....	133
A-5.5 Elasticiteitsmodulus.....	133
A-5.6 Krimp en kruip.....	134
A-5.6.1 Krimp.....	134
A-5.6.2 Kruip.....	134
A-5.7 Gedrag van lichtbeton ten opzichte van water.....	134
A-5.8 Betondekking.....	134
A-5.9 Aanhechting.....	134
A-6 Duurzaamheid.....	135
A-6.1 Schademechanismen.....	135
A-6.2 Microstructuren lichtbeton.....	135
A-6.3 Vries/dooiweerstand.....	135
A-6.4 Permeabiliteit.....	136
A-6.5 Carbonatie.....	136
A-6.5 Praktijkervaring.....	136



<b>Bijlage B</b> .....	<b>137</b>
<i>Benadering horizontale waterbelasting</i>	
B-1 Invoer .....	138
B-2 Uitvoer en interpretatie .....	140
<i>B-2.1 Belasting situatie I</i> .....	<i>140</i>
B-2.1.1 Hydrostatische waterdruk aan Noordzeezijde van de schuif .....	140
B-2.1.2 Hydrostatische waterdruk aan Oosterscheldezijde van de schuif .....	141
B-2.1.3 Golfbelasting.....	141
<i>B-2.2 Belasting situatie II</i> .....	<i>142</i>
<b>Bijlage C</b> .....	<b>143</b>
<i>Voorspanssystemen</i>	
<b>Bijlage D</b> .....	<b>149</b>
<i>Kokerliggerschuif in Pc-Frame</i>	
D-1 Belastinggeval I .....	150
D-2 Belastinggeval II .....	154
<b>Bijlage E</b> .....	<b>159</b>
<i>Schuifhoogte en fundatieniveau</i>	

# Samenvatting

#### *Oorzaak*

De reden van dit haalbaarheidsonderzoek is het corrosieprobleem van de huidige stalen schuiven in de Stormvloedkering Oosterschelde. Tijdens de bouw van de kering bleek het verven van de schuiven een langdurig proces. Zozeer zelfs, dat men dreigde de officiële opening niet te gaan halen. In overleg met de aannemer is toen besloten een andere coating op de 32 betreffende schuiven aan te brengen die van mindere kwaliteit was, maar sneller droogde. Op 4 oktober 1986 is de opening volgens schema verlopen.

In 1994 is men begonnen de 32 schuiven schoon te stralen en opnieuw van een beschermingssysteem te voorzien. Men verwacht dat de schuiven met deze coating eens in de tien jaar een groot (dus duur) onderhoud moeten krijgen en dat na dertig jaar de schuiven volledig vervangen moeten worden. De eerste schuiven moeten al over een paar jaar worden vervangen omdat tegen de tijd dat men aan het onderhoud van deze schuiven toe is, deze al zover zijn gecorrodeerd alleen vervangen nog een optie is. Voldoende redenen om een haalbaarheidsonderzoek te doen naar minder corrosiegevoelige betonnen schuiven.

#### *Randvoorwaarden*

Er is reeds aan het begin van de studie vanuit gegaan dat slechts de schuiven vervangen mogen worden, omdat anders het ontwerp met betonnen schuiven bij voorbaat te duur zou worden. Dit betekende dat de lengte en breedte van een betonnen schuif gelijk zijn aan die van een stalen schuif. Het profiel in dikterichting mag nog wel vrij gekozen worden.

Buiten eisen aan de afmetingen zijn eisen aan het gewicht gesteld. Omdat de hydraulische cilinders in het verleden behoorlijk zijn overgedimensioneerd, mogen de betonnen schuiven een gewicht hebben van 1100 ton. De kracht die de bewegingswerken kunnen duwen is iets groter, maar bij het ontwerp is hiervoor ook 1100 ton aangehouden.

Vanwege de sterke gewichtseis is het ontwerp gemaakt in hoge sterkte lichtbeton.

#### *Duurzaamheid*

De scheurwijdte-eisen en de aan te houden dekkingen zijn overgenomen en aangepast uit een onderzoek naar de duurzaamheidseisen dat is gedaan voor de Stormvloedkering in de Nieuwe Waterweg. Hierbij is uitgegaan van een onderhoudsvrije ontwerpduur van 100 jaar.

#### *Uitgangspunten*

Het ontwerp van de schuif is slechts gemaakt met hoge sterkte lichtbeton. De ontwerpeisen die daarvoor zijn gebruikt zijn grotendeels de eisen, geldig voor hoge sterkte grindbeton. Slechts op een aantal punten zijn deze aangepast naar lichtbeton, omdat hiervoor nog geen norm beschikbaar is. Verder zijn de eindharren niet in detail gedimensioneerd, wat met name van belang is voor de inleiding van de krachten uit de hydraulische cilinders.

#### *Ontwerp*

Op basis van de gewichtseis is voor de flenzen en lijven de minimale afmeting van 300 mm toegepast. Voor de keuze van het aantal lijven is naar een optimum gezocht tussen meerdere lijven en een dünnere schuif, of minder lijven met een grotere schuifdikte. Gekozen is voor vijf lijven, waaronder de boven- en een onderzijde van de koker. Er zijn 55 VSL voorspankabels VMA P6-19 toegepast.

Voor de gedetailleerde wapening wordt u verwezen naar het verslag.

#### *Conclusie*

Een betonnen schuif blijkt niet alleen technisch haalbaar, maar ook economisch goed te kunnen concurreren met de stalen schuiven. Wanneer de kostenbepaling van de betonnen schuif zeer ruim wordt opgezet, komen deze schuiven toch al snel een factor twee goedkoper uit een nieuw ontwerp van de stalen schuiven. De beperkte onderhoudskosten van het beton ten opzichte van het staal zijn daarbij nog niet meegenomen.

Opgemerkt dient te worden dat het ontwerp voornamelijk is gebaseerd op de normen die gelden voor grindbeton, terwijl met lichtbeton is gewerkt vanwege het gebrek aan normen met betrekking tot het nieuwe lichtbeton. Verwacht wordt echter dat met beton met een iets lagere sterkte of een iets hoger volumiek gewicht ook tot een goed ontwerp gekomen moet kunnen worden.

#### *Aanbevelingen*

De studie heeft aangetoond dat een betonnen ontwerp een goed concurrerende optie is voor de stalen schuiven. Aanbevolen wordt zodoende direct een gedetailleerd ontwerp te maken in zowel B85, als B105 en wanneer mogelijk, zolang het verfwerk aan de huidige schuiven stop te zetten.

# Hoofdstuk 1

*Inleiding*

## 1.1 Aanleiding voor het afstudeeronderzoek

De Stormvloedkering Oosterschelde is gebouwd in de drie stroomgeulen die zich in de monding bevinden. In deze geulen zijn betonnen pijlers geplaatst, die stevig zijn ingepakt in een stenen drempel, en het resterende doorstroomprofiel is afgesloten met beweegbare stalen schuiven. Vanwege het zeer agressieve milieu waarin de schuiven zich bevinden, is op de schuiven een beschermende coating aangebracht om corrosie tegen te gaan. Het aanbrengen van de coating bleek een langdurig proces te zijn, voornamelijk vanwege de lange droogtijd van de afzonderlijke lagen, waardoor men dreigde de officiële opening niet te halen. De schuiven voor de geulen 'Hammen' en 'Schaar' zouden op tijd klaar zijn, maar voor de 32 schuiven van 'Roompot' moest een andere oplossing worden gezocht. In overleg met de aannemers heeft men toen een minder goede, maar sneller drogende coating toegepast en is de opening volgens schema verlopen. Op 4 oktober 1986 werd de Stormvloedkering Oosterschelde officieel geopend door H.M. Koningin Beatrix, in het bijzijn van een groot aantal hoogwaardigheidsbekleders. Op 5 november 1987 is met de opening van de autoweg de totale kering gereedgekomen.

Ruim tien jaar na de ingebruikneming van de kering blijkt de 'snellere' coating misschien toch niet de beste keuze geweest te zijn. De schuiven van Hammen en Schaar zijn tussen 1993 en 1995 bijgeplekt (zwakke plekken zijn gerepareerd). Zij bleken nog in zo'n goede staat te verkeren, dat Rijkswaterstaat verwacht dat het eens in de tien jaar bijplekken ook in de toekomst voldoende zal blijven. De schuiven van Roompot zijn er minder goed aan toe. Om deze schuiven terug in goede staat te brengen is men in 1994 begonnen ze volledig schoon te stralen en van een nieuwe beschermlaag te voorzien. Op dit moment is men er echter nog niet uit of dit wel de juiste oplossing is en wel om de volgende redenen:

- De coating die is toegepast op de schuiven van Hammen en Schaar en heeft bewezen voldoende bescherming te bieden, mag vanwege de huidige milieu-eisen niet meer worden gebruikt. Van de nieuwe coating weet men niet zeker of deze wél voldoet.
- Omdat de kering te allen tijde zijn functie moet blijven vervullen, mogen er in de zomerperiode maar een beperkt aantal schuiven tegelijk buiten bedrijf worden gesteld. Tussen 15 oktober en 15 april mag zelfs helemaal niet aan de schuiven worden gewerkt. Dit betekent dat er maar drie à vier schuiven per jaar gereviseerd kunnen worden. Daar het corrosieproces betrekkelijk snel gaat, weet men niet zeker of de laatste schuiven op tijd behandeld kunnen worden.

Het repareren en van nieuwe coating voorzien van de grotere schuiven kost tussen de 4 en 4,5 miljoen gulden. Wanneer blijkt dat de laatste paar schuiven door corrosie zodanig zijn beschadigd dat zij volledig vervangen moeten worden, wordt dit zelfs 8 à 9 miljoen gulden per schuif. Aangezien de kans bestaat dat er op termijn weer grote kosten gemaakt moeten worden wanneer de nieuwe coating niet voldoende bescherming blijkt te bieden, is het zinvol om ook andere oplossingen te zoeken.

## 1.2 Doel van het rapport

*Dit afstudeerverslag zal de resultaten weergeven van een onderzoek naar de mogelijkheid om hoge sterkte beton toe te passen als vervangend materiaal voor de huidige stalen schuiven in de Roompot.*

Sinds de bouw van de Oosterscheldekering is de kennis met betrekking tot nieuwe constructiematerialen enorm toegenomen. Hoge sterkte beton is hiervan een voorbeeld. Door de hogere druksterkte kan slanker geconstrueerd worden, waardoor beton bij grotere overspanningen is gaan concurreren met staal. Buiten de hogere druksterkte heeft hoge sterkte beton ten opzichte van conventioneel beton een hogere duurzaamheid, verwerkbaarheid en slijtvastheid, en is het beter bestand tegen chloride-indringing.

Het grootste deel van dit rapport zal gewijd zijn aan het onderzoek naar de technische haalbaarheid. Wanneer het haalbaar blijkt hoge sterkte betonnen schuiven toe te passen, zal daarnaast globaal een kostenvergelijking worden gemaakt.

## 1.3 Structuur van het onderzoek / rapportindeling

### 1.3.1 Literatuuronderzoek

Om een beeld te krijgen van alles wat er gespeeld heeft bij de totstandkoming van de Oosterscheldekering, wordt begonnen met een literatuurstudie. Buiten het 'waarom' van de kering zoals deze nu is, wordt een antwoord gezocht op het 'hoe' van de huidige kering. Om een concurrerend schuifontwerp te maken, mag zo min mogelijk aan de bestaande situatie worden veranderd; aan iedere verandering hangt namelijk een prijskaartje. Afmetingen van de huidige kering worden zodoende randvoorwaarden voor het nieuwe ontwerp. Hoofdstuk 2 geeft een beschrijving van de huidige kering.

### 1.3.2 Opstellen van programma van eisen en alternatieven

Om tot een goed ontwerp te kunnen komen, moet helder zijn wat er van het ontwerp wordt verwacht, wat de randvoorwaarden zijn en wat er bijvoorbeeld niet in het ontwerp zal worden meegenomen. Al deze voorwaarden worden in hoofdstuk 3, het programma van eisen, bij elkaar gezet. In hoofdstuk 4 wordt een aantal alternatieve oplossingen onder elkaar gezet en op de mogelijkheden bekeken. Aan het eind van dit hoofdstuk wordt gekozen welke alternatieven verder worden uitgewerkt. Dit blijken er twee te zijn, namelijk een schuif met een samengesteld profiel van drie T-liggers en een kokerliggerschuif.

### 1.3.3 Berekening

Op dit punt in het onderzoek kan worden begonnen met de berekening. De opbouw van de berekening zal voor beide ontwerpen hetzelfde zijn. Begonnen wordt met een globale dimensionering op basis van vuistregels, waarna stap voor stap, controle na controle, het ontwerp wordt aangepast en geoptimaliseerd totdat aan alle gestelde eisen wordt voldaan.

Hoofdstuk 5 is een beschrijving van de eerste stap in dit cyclische ontwerpproces voor de driedubbele T-liggerschuif. Reeds aan het eind van dit hoofdstuk is ondanks het feit dat het slechts een eerste stap betreft, al duidelijk dat verder uitwerken van de T-liggerschuif niet zal leiden tot een goed ontwerp. Zodoende is besloten direct verder te gaan met de berekening van de kokerliggerschuif. Omdat dit hoofdstuk in combinatie met de berekening van de kokerliggerschuif wél een stuk inzicht in het ontwerp verschaft, is het in het verslag opgenomen.

In de hoofdstukken 6,7 en 8 wordt de berekening van de kokerliggerschuif gepresenteerd. Hier wordt in tegenstelling tot hoofdstuk 5, de laatste en definitieve stap van het cyclische ontwerpproces beschreven. In hoofdstuk 6 worden de afmetingen en de hoeveelheid voorspanning bepaald, in hoofdstuk 7 wordt gecontroleerd of de moment- en dwarskrachtcapaciteit van de gedimensioneerde schuif groot genoeg zijn en in hoofdstuk 8 worden de afzonderlijke onderdelen van de schuif gecontroleerd.

#### ***1.3.4 Kostenvergelijking, conclusies en aanbevelingen***

Wanneer de schuif technisch haalbaar zou blijken, zou een kostenvergelijking worden gemaakt tussen de het repareren en/of vervangen van de huidige stalen schuiven en toepassen van nieuwe betonnen schuiven. In hoofdstuk 9 wordt deze vergelijking getoond en worden daaraan conclusies verbonden. Het hoofdstuk wordt afgesloten met enige aanbevelingen.



# Hoofdstuk 2

*Beschrijving van de huidige kering*

## 2.1 Inleiding

Na de stormramp van 1953 waarbij 1.800 mensenlevens te betreuren waren en 150.000 hectaren land werden overstroomd, is een plan ontwikkeld om een dergelijke ramp in de toekomst te voorkomen. Dit zogenoemde Deltaplan voorzag in de afsluiting van de zeearmen in het zuidwesten van ons land door middel van dammen. Alleen de Westerschelde en de Rotterdamse Waterweg dienden open te blijven vanwege de achterliggende havens. De grootste zeearm, de Oosterschelde, zou worden afgesloten met een dichte dam.

Een beschrijving van het Deltaplan en een aantal ontwikkelingen dat daaraan vooraf ging, is terug te vinden in paragraaf 2.2 van dit hoofdstuk. Paragraaf 2.3 is toegespitst op de Oosterscheldekering: de politiek beladen overstap naar een 'open' ontwerp waarbij het milieu gespaard zou blijven en een beschrijving van de alternatieven. Paragraaf 2.4 geeft tenslotte een technische beschrijving van de kering. Achtereenvolgens worden de pijlers, de schuiven en de bewegingswerken behandeld.

## 2.2 Een stukje geschiedenis

### 2.2.1 Inleiding

Hoewel de basis voor de Deltawerken al ver vóór 1953 was gelegd, kan men stellen dat de ernstige gevolgen van de stormvloed in dat jaar voor de ontwikkeling van de Deltawerken beslissend zijn geworden. De enorme verliezen schiepen een bereidheid bij het Nederlandse volk om, evenals het geval was geweest bij de Zuiderzeewerken, een zeer groot waterbouwkundig werk te ondernemen en daarvoor financiële offers te brengen. Beide werken hadden dezelfde fundamentele voordelen: kustverkorting en daardoor een doelmatiger en goedkoper te onderhouden eerste linie tegen het water en vorming van zoetwaterreservoirs in de strijd tegen de verzilting van binnenwateren en bodem. Er was echter één groot verschil. Eeuwenlang had men vastgehouden aan de hoogste waargenomen waterstand als maatstaf voor de dijkhoogte. Daarmee was de mens altijd een slag achter op zijn ervijand de zee. Dat beleid is met de Deltawerken fundamenteel veranderd.

### 2.2.2 Ontwikkelingen vóór 1953

In 1929 werd de 'Studiedienst van de Benedenrivieren, Zeearmen en Kusten' opgericht door dr. ir. J. A. Ringers, directeur-generaal van de Rijkswaterstaat. Dit naar aanleiding van vragen omtrent de bevaarbaarheid van de Westerschelde, in verband met de Belgische Schelde-Rijnverbinding.

In die eerste jaren stond de bevordering van de scheepvaartbelangen hoog genoteerd. Men had de bedoeling niet alleen meer te vertrouwen op de grote praktische ervaring die generaties van Nederlandse ingenieurs zich hadden verworven, maar door systematisch uitgevoerde waarnemingen tevens het mechanisme van de getijwateren te leren kennen. Men wilde methoden ontwikkelen die het mogelijk zouden maken van tevoren na te gaan welk effect bepaalde waterbouwkundige ingrepen op de waterstaatkundige toestand hebben; dit door middel van berekening, al dan niet gesteund door waterloopkundige modelproeven.

Na enige jaren kwam de Studiedienst tot de conclusie dat de zandhonger van de bouwnijverheid de benedenrivieren wel op diepte zou houden en zo de bevaarbaarheid zou garanderen. Het oorspronkelijke doel van de studies van de commissie viel hiermee weg, maar zij studeerde verder en vergaarde grote kennis van getij, stroming en transport van sediment. In 1934 werd een berekening uitgevoerd naar de gevolgen van inpoldering van de Biesbos. Hoewel de voorgestelde inpoldering en afsluitingen het verlies van een belangrijke vloedkom betekenden, zou in Dordrecht slechts een verhogend effect van 9 cm merkbaar zijn. De aandacht voor de Dordtse waterkeringen bracht evenwel het besef dat deze veel te laag waren.

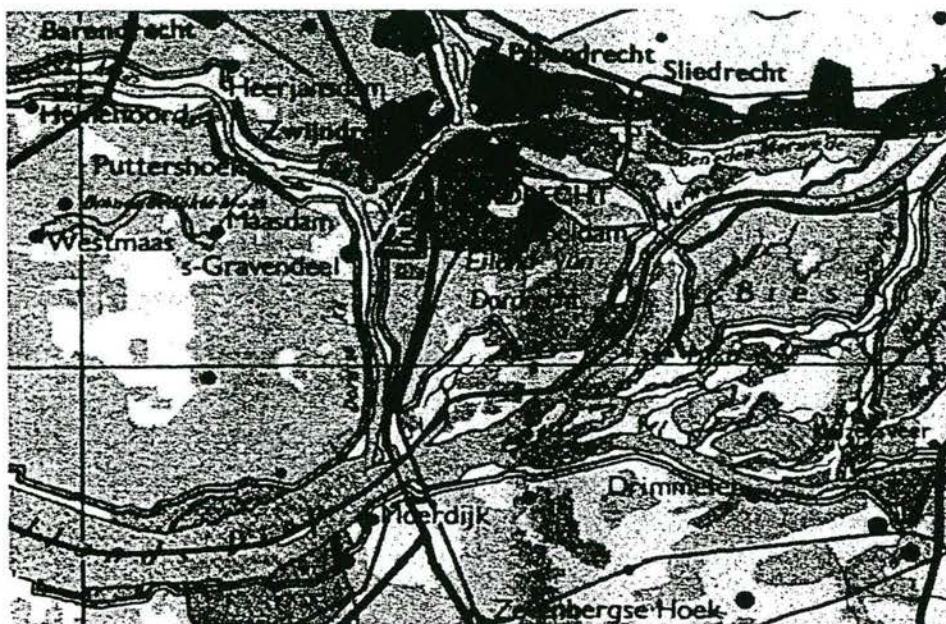


Fig. 2-1 Omgeving van Dordrecht (schaal 1:400000)

De dijken hadden na de overstromingen van 1916 een waterkerende hoogte van 3.25 m boven NAP gekregen, welke met vloedplanken tot 3.60 m kon worden verhoogd. Daar de Studiedienst een waterpeil van 4.50 m zeer goed mogelijk achtte, kwam men tot de schokkende conclusie dat Dordrecht een makkelijke prooi was voor de eerste fikse stormvloed. De 9 cm verhoging door bedijking van de Biesbos speelde hierin eigenlijk niet eens een rol van betekenis. Het overstromingsgevaar door te lage dijken gold overigens niet alleen voor Dordrecht. Met Zwijndrecht, Papendrecht, Sliedrecht, Puttershoek, Moerdijk en vele andere plaatsen was het al niet veel beter gesteld. De Studiedienst had een nieuw doel gevonden: de sanering van het gehele benedenrivierengebied voordat die eerste fikse stormvloed zijn opwachting zou maken.

Intussen was er ook nog iets anders gebeurd. Ir. P. J. Wemelsfelder had zich verdiept in de mogelijke wetmatigheid in het optreden van stormvloeden. Hij analyseerde daartoe de geregistreerde waterstanden van 1888 tot 1937 en stelde door middel van frequentiekrommen op logaritmische schaal een overzichtelijke statistiek van de opgetreden stormvloedhoogten samen. Het resultaat was een nagenoeg rechte lijn, zodat men het beleid kon gaan richten op waterstanden die in de toekomst zouden kunnen voorkomen. In 1939 werd door de minister een Stormvloedcommissie geïnstalleerd met de opdracht door berekening te komen tot een prognose voor de periode tot het jaar 2000.

Voor Dordrecht behoorde bij een overstromingskans van 1 op 500 in 1940 een waterpeil van 4.32 m boven NAP en in het jaar 2000 een waterpeil van 4.70 m boven NAP. De commissie stelde voor een dijk in de Oude Maas te leggen met keersluizen tussen rivier en ringkanaal. Teneinde het rivierprofiel niet ontoelaatbaar te vernauwen, moest de oever aan de zijde van Zwijndrecht en Papendrecht worden teruggebracht. Dordrecht was uiteraard niet gelukkig met een ligging achter sluisen. De inmiddels uitgebroken oorlog echter, maakte de uitvoering van enig groot werk voorlopig onmogelijk.

Hoewel uitvoering niet meer tot de mogelijkheden behoorde, zijn de studies tijdens de oorlog doorgedaan. In 1943 werden de plannen zelfs ambitieuzer door de wens ook het Haringvliet af te sluiten. Men was namelijk op zoek naar een vervangende vloedkom voor de Biesbos, zonder Dordrecht van open water af te sluiten. Onderhandelingen met België over een Moerdijkkanaal dwars door Noord-Brabant waren aanleiding om ten westen van Klundert een stormvloedkering te projecteren. Zij kon worden gebruikt om bij lage afvoeren zoet water langs Rotterdam te dirigeren. De kering werd in de plannen steeds verder naar het westen verplaatst, waardoor ook een afsluiting van het Volkerak nodig werd. Daarmee had het plan (inclusief een stormvloedkering bij Krimpen, die in alle plannen voorkwam) de gedaante van het Zuid-Hollandse deel van het Deltaplan aangenomen. Dordrecht zou alleen via de Nieuwe Waterweg en de Noord nog aan stormvloeden onderhevig zijn, waardoor een minder hoge kering nodig was.

In 1948 werd begonnen met de uitvoering van de afsluiting van de Brielsche Maas, die moest zorgen voor de vorming van een zoetwaterbekken en een kustverkorting van 50 km. Twee jaar later was de afsluiting voltooid. In 1952 gaf minister Algera de opdracht om ook de mogelijke afsluiting van de tussenwateren (Grevelingen en Oosterschelde) te bestuderen. Een 'Drie-eilandenplan' voor Walcheren, Noord- en Zuid-Beveland was al in studie. Het was eind januari 1953 toen in rapport nr. 316 van de studiedienst twee alternatieve plannen werden ingediend. Op 1 februari 1953 werd Nederland getroffen door een watersnoodramp...

### 2.2.3 Het Deltaplan

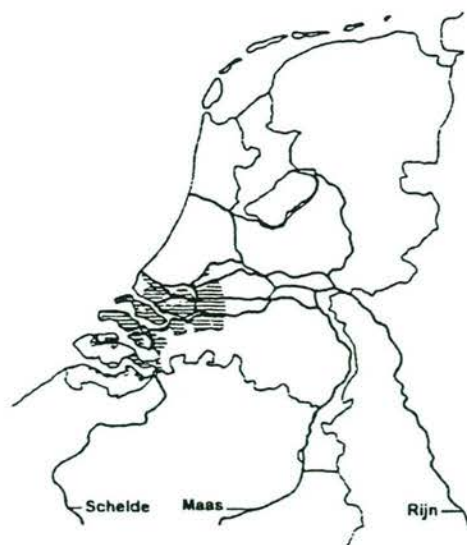


Fig. 2-2 Overstroomd gebied in 1953

Terwijl men zowel binnen als buiten Nederland nog diep onder de indruk was van de ontzettende gevolgen die door de ramp waren veroorzaakt, installeerde de minister van Verkeer en Waterstaat reeds op 21 februari 1953 een commissie die zich geplaatst zag voor een zware en bijzonder gecompliceerde taak. Deze 'Deltacommissie', met als voorzitter ir. A.G. Maris, moest beoordelen of men de zeearmen tussen de Westerschelde en de Nieuwe Waterweg af moest sluiten, of dat men de bestaande hoogwaterkeringen over de volle lengte moest verhogen. Ook was eventueel een compromis tussen beide te overwegen. Op grond van urgentie besloot de commissie een vijftal interim-adviezen uit te brengen.

De eerste twee interim-adviezen hadden betrekking op kleinere afgeronde projecten, namelijk de verhoging van de Schouwensche Dijk en de bouw van een stormvloedkering in de benedenmond van de Hollandse IJssel.

Het vierde interim-advies was een aanbeveling voor spoedige uitvoering van het reeds genoemde 'Drie-eilandenplan'. Dit project werd beschouwd als een uitstekend proefproject om ervaring met nieuwe methoden en materialen op te doen voor de afdamming van grote zeegaten. Het 'Drie-eilandenplan' behoorde niet tot de eigenlijke Deltawerken en kon dus onder alle omstandigheden ter hand genomen worden. Het derde en vijfde interim-advies vormde de basis voor die werken.

In het derde interim-advies formuleerde de commissie haar keuze voor het afsluiten van de zeegaten en voerde zij tal van argumenten aan waarom de commissieleden de afsluiting unaniem verkozen boven verhoging van de bestaande dijken. Een aantal hiervan wordt genoemd:

- De dijken zouden niet alleen hoger, maar ook veel zwaarder van profiel moeten worden. Een dijk met een brede voet en een flauw glooiend, goed samenhangend binnenbeloop heeft namelijk de beste kansen om een langdurige aanval te doorstaan. Dit zou onvermijdelijk het verlies van moeizaam gewonnen cultuurgrond betekenen. (Bij een verhoging van anderhalf tot twee meter ongeveer 2500 hectare).
- Op een aantal plaatsen zou de aanwezige ondergrond niet voldoende draagkracht hebben voor dijkverhogingen en verzwaringen. In ieder geval zou in hoge mate inklinking optreden.
- De dijken bevatten een aantal (verborgen) gebreken als gevolg van oude kunstwerken. Verhoging van de dijken zou deze zwakke plekken niet doen verdwijnen. Uit ervaring is bekend dat verhoogde dijken sowieso nooit zo betrouwbaar zijn als geheel nieuw gebouwde dijken van dezelfde afmetingen. Dit is onder meer toe te schrijven aan verschillende constructiemethoden in de tijd.
- Voor dijkverhoging zouden enorme hoeveelheden klei en zand nodig zijn. Het zand had men in de naaste omgeving kunnen winnen, maar goede klei voor dijkbouw is in Zeeland niet te vinden.
- Er zijn dijken die dwars door steden lopen en in de loop der eeuwen hebben mensen hun huizen op en in deze dijken gebouwd. Dijkverhoging zou zodoende de sloop van vele huizen betekenen. Tevens zouden talrijke kunstwerken als sluizen, gemalen en duikers afgebroken en herbouwd moeten worden.
- Met de Deltadammen wordt de kustlijn verkort. Controle tijdens een storm wordt hierdoor makkelijker. Ook valt het getij weg in de Zeeuwse wateren, wat voor een aantal havens een grote verbetering in de toegankelijkheid betekent.
- De Zeeuwse eilanden worden na een isolement van eeuwen door de dammen ontsloten.
- Met de dammen zou een einde komen aan de veelvuldige dijk- en oevertallen, met name in de Oosterschelde.

Deze argumenten en de wetenschap dat de kosten voor beide alternatieven ongeveer gelijk waren, heeft de commissie doen besluiten de aanleg van de dammen te verkiezen boven dijkverhoging.

Buiten een groot aantal voordelen had de aanleg van de dammen uiteraard ook nadelen. Met verzoeting van het water neemt de kans op schade door ijs toe en met het wegvallen van de laagwaters zouden een aantal polders niet meer op een natuurlijke manier hun water kunnen lozen. Het belangrijkste nadeel was waarschijnlijk het verlies van de kreeft- en oestercultuur en een groot deel van de visserij.



Fig. 2-3 Dijkdoorbraak op 1 februari 1953 in de omgeving van Dinteloord

In het vijfde interim-advies worden de Deltawerken uitvoerig beschreven. Ter afsluiting van deze paragraaf wordt een kort overzicht gegeven. De belangrijkste werken hielden direct verband met de verhoging van de veiligheid:

- Een stormvloedkering in de Hollandse IJssel ter bescherming van het dichtbevolkte hart van Nederland.
- Afdamming van het Haringvliet ten westen van Hellevoetsluis als hoofdbeveiliging van het benedenrivierengebied.
- Dammen in het Brouwerhavense Gat, de Oosterschelde en het Veeregat om de tussenwateren van de zee af te sluiten.

Naast deze werken moest de Grevelingen in de bovenmond worden afgesloten en de Zandkreek aan de oostzijde. Afdamming van het Volkerak met daarin een aantal kunstwerken en een beweegbare afsluiting in de Oude Maas bij de benedenmond waren noodzakelijk daar hiermee, in de nieuwe situatie, een betere waterhuishouding mogelijk wordt. Tenslotte zouden de bestaande hoofdwaterkeringen moeten worden versterkt om aan de hogere veiligheidsnormen te voldoen. Hiertoe behoren ook de dijkverhogingen langs de Westerschelde en de Rotterdamse Waterweg.

#### 2.2.4 Conclusie

Terugblikkend kan worden gesteld dat de stormramp van 1953 voor een groot deel te wijten was aan traagheid bij de verantwoordelijke instanties. Men kwam zo'n twintig jaar vóór de ramp reeds tot de conclusie dat de dijken te laag waren. Dit heeft ertoe geleid dat men plannen is gaan maken om het hele benedenrivierengebied te saneren. Waarschijnlijk heeft men indertijd de ernst van de situatie toch onderschat, want in 1953 was men nog niet of nauwelijks aan de uitvoering begonnen. (Overigens had dit ook te maken met de tussenkomst van de tweede wereldoorlog die uitvoering van grote werken langere tijd onmogelijk maakte en de financiële reserves had uitgeput). Wanneer de storm nog tien jaar op zich had laten wachten was de schade waarschijnlijk vele malen minder geweest.

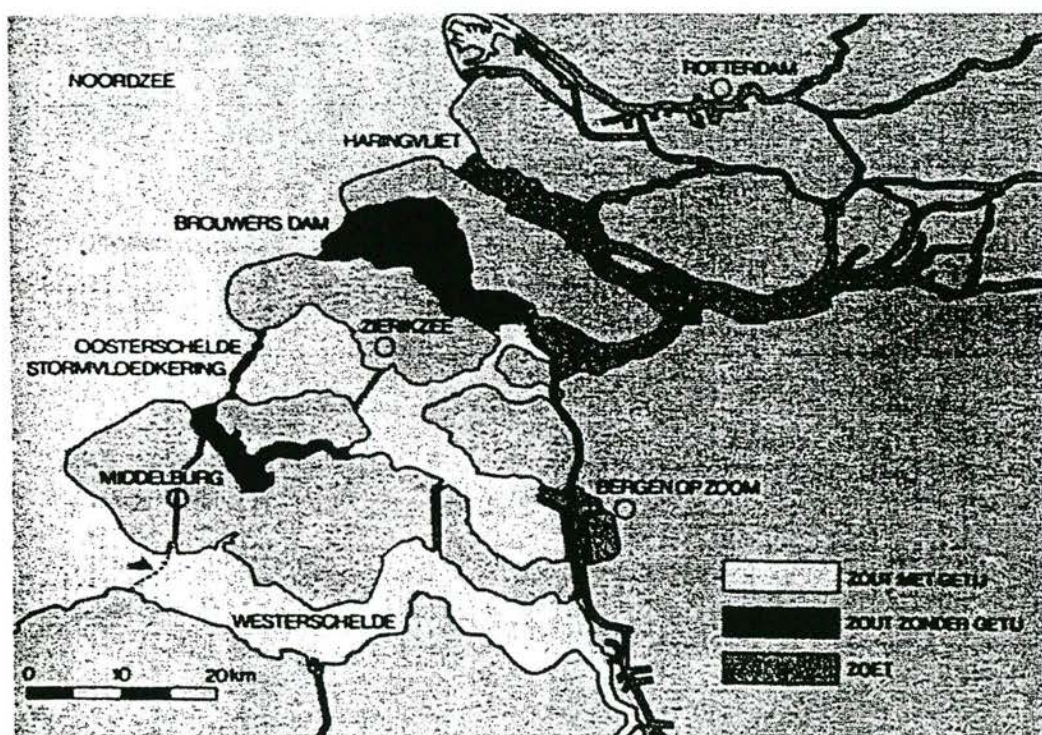


Fig. 2-4 Het Deltaplan

De na de ramp opgerichte Deltacommissie adviseerde de grote zeearmen af te sluiten met dammen en de dijken langs de Rotterdamse Waterweg en de Westerschelde op te hogen. Voor de Oosterschelde betekende dit het verlies van de oester- en kreeftcultuur en een groot deel van de visserij als gevolg van het wegvallen van de getij-invloeden en de verzoeting van het water in het bekken. Het wegvallen van het getij achter de gesloten Oosterscheludedam had wel als voordeel dat aan de vele oever- en dijkvallen als gevolg van het steeds dichter richting kust verschuiven van de diepe getijgeulen, een eind zou komen.

## 2.3 Een milieuvriendelijk ontwerp

### 2.3.1 Inleiding

Nu de grote lijnen van het Deltaplan in de vorige paragraaf duidelijk zijn geworden, kan dieper worden ingegaan op de Oosterschelddam. In paragraaf 2.3.2 zal eerst een verklaring worden gegeven van het feit dat de Oosterscheldekering zoals we die nu kennen, zo wezenlijk anders is dan de dam zoals in het Deltaplan beschreven. In de rest van deze paragraaf 2.3 zal nader worden ingegaan op het ontwerp van de kering.

### 2.3.2 Een 'open' kering

Het officiële tijdschema voor de Deltawerken werd nauwkeurig nagekomen en de ontwikkeling van nieuwe bodembeschermingsmethoden, dijkbouwmethoden en sluitingsoperaties wezen erop dat de grootste zeearm, de Oosterschelde, in 1978 zou kunnen worden afgesloten met een dichte dam. Achter deze dam zou een brakwater meer van lieverlee zoet worden, wat voor de landbouw op de eilanden gunstig zou zijn. Echter, de bevolking kreeg in die tijd meer en meer belangstelling voor het milieu, speciaal ten aanzien van natuurgebieden. Zo ook voor de Oosterschelde met z'n betrekkelijk grote getijverschillen, zandbanken en ondiepten, waar biologen bijzonder interessante en unieke ecologische processen ontdekten. De Oosterschelde bleek een estuarium te zijn met een grote planktonproductie en een van de kraamkamers voor de fauna in de Noordzee. Bovendien werd de Oosterschelde steeds belangrijker voor de oester- en mosselkwekerij.

Een herbezinning op de afsluiting was noodzakelijk. Er volgde een lange periode van politieke debatten, demonstraties van actiegroepen en wetenschappelijke confrontaties, voordat de regering een nieuwe studie aankondigde met betrekking tot de afsluiting van de Oosterschelde. Rijkswaterstaat, als onderdeel van het ministerie van Verkeer en Waterstaat moest deze studie ter hand nemen.

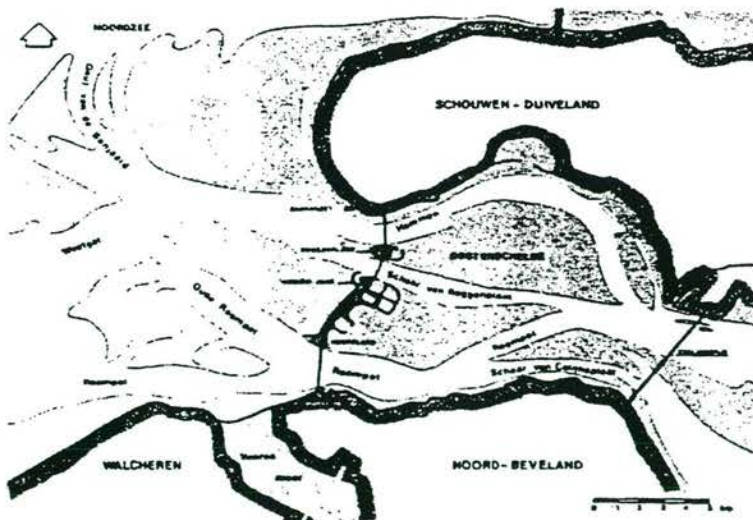


Fig. 2-5 Monding van de Oosterschelde

Op basis van de studie naar de uitvoerbaarheid nam de regering in juni 1976 de beslissing een stormvloedkering te bouwen in de monding van de Oosterschelde. Deze kering kan gesloten worden wanneer een stormvloed wordt voorspeld, maar zal onder normale omstandigheden geopend blijven zodat het Oosterscheldebassin meestal onder invloed van eb en vloed blijft staan. De stormvloedkering moest in 1985 gereed zijn, binnen het maximaal toegestane budget van 3 miljard gulden.



Het getijvolume in de monding bedroeg ruim een miljard kubieke meter, de getijgeulen 'Hammen', 'Schaar van Roggenplaat' en 'Roompot' waarin de kering gebouwd moest worden waren bijna 40 m diep en de bodem bestond uit los gepakt, soms verontreinigd zand. Dit maakte dat de bouw van de stormvloedkering een geweldig moeilijke uitdaging bleek.

Handhaving van het milieu in de Oosterschelde betekende handhaving van het getij. Van het begin af aan was echter duidelijk dat handhaving van het getij economisch gezien niet haalbaar was. Daarom is de mogelijkheid van een stormvloedkering met een gereduceerd doorstroomprofiel bestudeerd. Bij het oorspronkelijke doorstroomprofiel van ca. 80.000 m<sup>2</sup> bedroeg het getijverschil maximaal ± 4 m. Een reductie van 50% in het doorstroomprofiel tot 40.000 m<sup>2</sup> betekende in getijverschil een reductie van slechts 5%; een verdere reductie tot 15.000 m<sup>2</sup> veroorzaakte een reductie in getijverschil van 30%. Het bleek dat een stormvloedkering met een doorstroomprofiel van 15.000 m<sup>2</sup> juist binnen het toegestane maximale budget en de ecologische randvoorwaarden kon blijven.

### 2.3.3 Fundering op putten

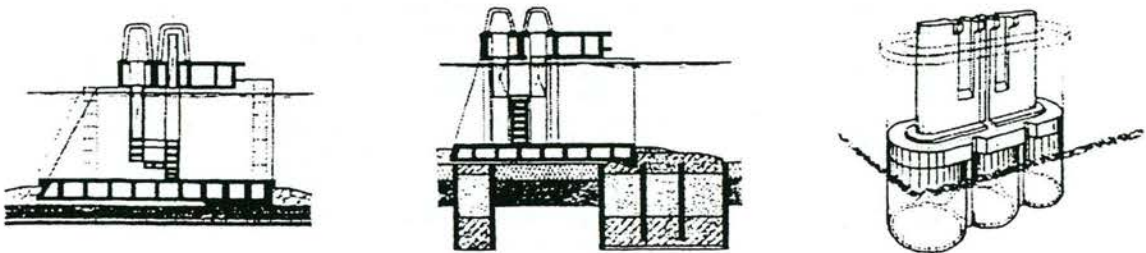


Fig. 2-6 Caissons gefundeerd op staal, caissons gefundeerd op putten en pijlers gefundeerd op putten

Een groot aantal ontwerpen ontstond, waarbij vooral de caisson veel aandacht kreeg. De grote hoeveelheid ervaring die met caissons was opgedaan tijdens de jaren waarin reeds aan de Deltawerken was gebouwd, lag hieraan ten grondslag. Na evaluatie werden uiteindelijk drie ontwerpen geselecteerd:

- Caissons gefundeerd op staal
- Caissons gefundeerd op putten
- Pijlers gefundeerd op putten

Een fundering van de caissons 'op staal' betekent dat de caissons los op de ondergrond komen te staan. Bij deze methode is grondverbetering (door bijvoorbeeld verdichting) de enige maatregel die eventueel genomen wordt om de draagkracht van de ondergrond te vergroten. Onder een fundering op putten verstaat men geprefabriceerde bodemloze 'dozen', die in hun geheel door ondergraven op diepte worden gebracht. Dit ondergraven gebeurt door met een grijper de grond door de doos heen van onderaf weg te graven. De meestal van gewapend beton gemaakte dozen worden daarna gevuld. Het ondergraven kan zowel in den natte als, bij gebruikmaking van luchtdruk, in den droge gebeuren. In dit laatste geval spreekt men van pneumatische putten. Funderingen op putten werden reeds in de vorige eeuw regelmatig toegepast wanneer zware geconcentreerde belastingen moesten worden opgenomen.

Het ontwerp 'pijlers gefundeerd op putten' werd als favoriet aangemerkt, waarbij oorspronkelijk werd uitgegaan van een funderingsdiepte van de putten tot in de hardere Pleistocene zandlagen. De ligging en de hoedanigheid van deze lagen in de monding van de Oosterschelde is nader verkend met behulp van sonderingen en boringen. Daarnaast zijn schaalproeven gedaan en berekeningen gemaakt.

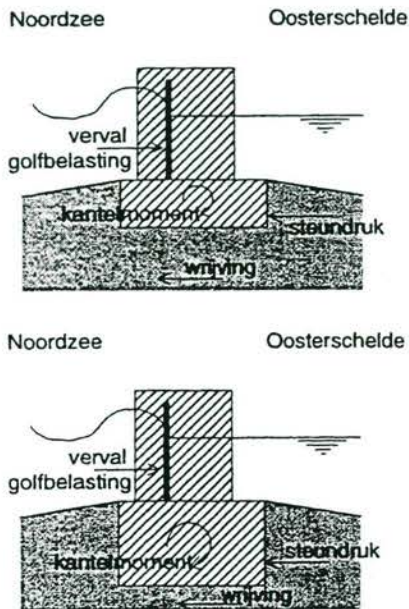


Fig. 2-7 Kantelmoment

Er bleken twee soorten vervormingen in het spel zijn: horizontale verschuiving en/of kanteling van de putten. De grond onder en naast de put moest hiertegen de noodzakelijke steundruk leveren. Aangezien de grondslag onder de put van betere kwaliteit was dan die ernaast, zou de put het grootste deel van de stabiliteit aan zijn grondvlak ontleen. Naarmate de put dieper gefundeerd zou worden zou het aandeel van de naastgelegen, relatief slappere lagen wel steeds groter worden. Men zou zodoende verwachten dat de deformaties afnemen naarmate de put dieper in de grond wordt gezet. Wanneer de funderingsdiepte echter groter werd dan zo'n 10 à 12 m, bleken de vervormingen niet verder af te nemen.

Het positieve effect van de grotere zijdelingse steun werd tenietgedaan door het negatieve effect van het grotere kantelmoment. Naarmate putten dieper worden gefundeerd zal het kantelmoment op de put toenemen, daar de resulterende steundruk verder naar beneden verplaatst (zie Fig. 2-7). De put zal dan dus eerder willen kantelen dan verschuiven. Een grotere funderingsdiepte betekent uiteraard wel een grotere waarde van de steundruk. Op grond van deze gegevens is de oorspronkelijke puthoogte teruggebracht van maximaal 26 m tot maximaal 16 m.

Behalve de funderingsdiepte heeft ook de grootte van het putoppervlak sterke invloed op de vervormingen en de stabiliteit. Naarmate het putoppervlak toeneemt, nemen de deformaties af. Tevens kunnen de eisen waaraan de grondslag moet voldoen bij een groter putoppervlak minder stringent zijn, wat voornamelijk voor de hoger gefundeerde putten van belang zou zijn. Zij zouden namelijk in de losser gepakte, bovenste zandlagen komen te staan. De putdiameter is op grond van deze overwegingen vergroot van 16 tot 18 m. Het oorspronkelijke putontwerp is hiermee geëvolueerd van relatief diep in het Pleistoceen gefundeerde putten met een beperkt grondoppervlak, naar ondieper gefundeerde putten met een groter oppervlak.

Zoals reeds in de algemene beschrijving van een fundering op putten is aangegeven, is zo'n put niets anders dan een holle doos, de putwand, die door van binnen uit grond weg te scheppen naar beneden zakt. Om nu de verbinding tussen de pijlers en de putten niet onder water te hoeven maken, zou men bij de Oosterschelde de putwanden boven water laten uitsteken. Na het vullen van de putten tot aan de bodem van de stroomgeul, zouden ze waterdicht worden gemaakt en worden leeggepompt. Op deze manier zouden droge bouwkuipen voor de pijlers, boven op de putten ontstaan. Naderhand zouden de putwanden worden afgebroken tot aan de bodem van de geul, zodat de pijlers onder water zouden komen te staan. In Fig. 2-6 is in de rechter schets zo'n tijdelijke bouwkuip gestippeld weergegeven.

In de drooggezette kuipen moest wel met een ploeg mensen op een diepte van meer dan 25 m onder NAP worden gewerkt. Met name in de wintermaanden zou, vanwege de stormgevoeligheid van een groot deel van de handelingen, een onregelmatig en moeilijk te plannen werkpatroon ontstaan.

Evaluatie van het put-pijlerontwerp heeft uiteindelijk tot een totaal nieuw concept voor het ontwerp van de stormvloedkering geleid. Met name de risico's in de uitvoering hebben de richting bepaald waarin het ontwerp verder is geoptimaliseerd.

#### 2.3.4 Het monolietpijler-ontwerp

Een belangrijke verbetering betreffende de risico's in de uitvoering is bereikt door de put-pijlerverbinding niet in de sluitgaten te maken, maar een complete put-pijler als één geheel op een niet stormgevoelige bouwplaats te maken en later naar de plaats van bestemming te vervoeren. Deze zogenaamde monolietpijler, heeft een brede betonnen voet die de 'funderingstaak' van de put overneemt. Het plaatsen van een pijler bleef weliswaar stormgevoelig, maar vergde slechts 2 à 3 dagen. Verdere afwerking was veel minder weersgevoelig en nam 1 à 2 weken in beslag.

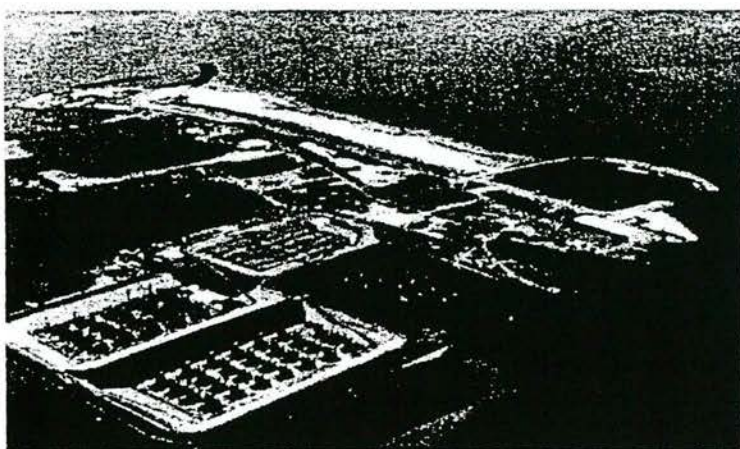


Fig. 2-8 Werkeiland 'Neeltje Jans' met de bouwdokken (1982)

Het transport van de pijlers gebeurde met behulp van het daarvoor speciaal gebouwde hefschip "Ostrea" (oester). Dit hefschip met een hefvermogen van 10.000 ton, kostte zo'n 45 miljoen gulden.

De pijlers werden in een van tevoren gebaggerd en van een fundatiebed voorzien cunet geplaatst. Zij zijn geprefabriceerd in één van de reeds aanwezige bouwdokken, te weten bouwdok Schaar.

De stormvloedkering wordt uiteindelijk gevormd door 66 van deze zware pijlers, uitgevoerd in voorgespannen beton, op een onderlinge afstand van 45 m. Tussen de pijlers bevinden zich beweegbare stalen hefschuiven die onder normale omstandigheden opgetrokken zijn om de getijbeweging in de Oosterschelde in stand te houden. In tegenstelling tot andere stormvloedkeringen in Nederland, is slechts één stel schuiven toegepast, aangezien het ontwerp van deze stormvloedkering zodanig is dat, mocht één van de schuiven weigeren te bewegen, de stabiliteit van de kering geen gevaar loopt en bovendien het waterpeil op de Oosterschelde binnen acceptabele grenzen blijft.

Het plaatsen van de pijlers op de Oosterscheldebodem kon niet zonder meer gedaan worden. De monolietpijlers staan, in tegenstelling tot pijlers op putten, los op de ondergrond. Dit stelt een aantal eisen aan die ondergrond. Allereerst bevatte de zanderige bodem op sommige plaatsen te veel fijne deeltjes (vervuiling), zodat vervanging door 'schoon' zand noodzakelijk was. Deze grondverbetering kon worden gecombineerd met het vereffenen van de grote onregelmatigheid van de bodem; nabij de oevers moest een sleuf worden gebaggerd om de pijlers te kunnen plaatsen, terwijl in de stroomgeulen op een aantal plaatsen zand moest worden toegevoegd om op de juiste funderingsdiepte te komen. Tenslotte bestond de Oosterscheldebodem uit zand dat nogal los gepakt was. Ten gevolge van cyclische golfbelastingen ontstond hierdoor gevaar op verweking. Om de nodige draagkracht te realiseren is de zandbodem verdicht tot een diepte van maximaal 15 m door middel van trillen, met het hiervoor ontworpen verdichtingsschip Mytilus (mossel).

Na verdichting is de bodem over een breedte van 44 m en een lengte van 200 m weggebaggerd tot op de exact bepaalde diepte, terwijl tegelijk de fundatiemat werd gelegd. Dit is gedaan met het wederom speciaal voor dit karwei gebouwde werkschip Cardium (kokkel).

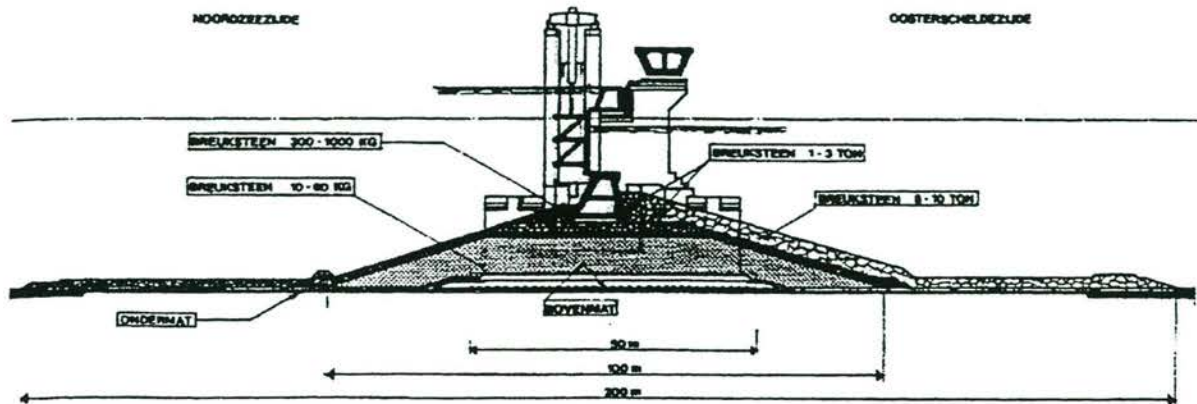


Fig. 2-9 Dwarsdoorsnede van de stormvloedkering

Het doel van de fundatiemat is zowel het tegengaan van erosie, als het behoud van de tijdens het baggeren verkregen vlakheid van het fundatiebed. De fundatiemat is daarom een filtermat, laagsgewijs opgebouwd uit grof zand, fijn grind en grof grind. Om de toplaag van grof grind onder de pijlers meer stevigheid te geven, is ter plaatse van het oplegvlak van de pijlers een kleinere, maar gelijksoortige mat aangebracht, bestaande uit 3 lagen grof grind. Deze bovenmat heeft een afmeting van 60 x 31 m. Tenslotte is een tegelmat geplaatst met een afmeting van 48.6 x 5.6 meter en een variabele dikte, om ook de laatste onvlakheden in de fundering te egaliseren.

De pijlers staan op een onderlinge afstand van 45 m hart-op-hart, terwijl de onderste mat een afmeting heeft van 200 x 42 m (zie Fig. 2-9). De aldus openblijvende voeg is gevuld met zeegrind dat het zand van de bodem niet doorlaat. Om deze laag zeegrind tegen erosie te beschermen is er een laag grof grind 30-60 mm en een laag kleine stenen 40-250 mm overheen gelegd. Nadat de pijlers op de tegelmat waren geplaatst, zijn zij ingebed in een onderwaterdrempel van geselecteerde stenen; laagsgewijs naar boven toe toenemend in grootte. De toplaag aan de Oosterscheldezijde van de kering bestaat uit stenen met een gewicht van 6-10 ton, zodat de constructie zelfs bij een falende schuif stabiel blijft.

Buiten de 200 m brede ondermat is tot een breedte van maximaal 650 m een asfaltbescherming neergelegd om uitschuring van de bodem te voorkomen. Deze laag is op een aantal plaatsen stukgeslagen, wat ertoe heeft geleid dat men in 1997 alsnog een laag stortsteen op de asfaltlaag heeft aangebracht. Monsters hebben uitgewezen dat de drie losse lagen asfalt niet goed genoeg aan elkaar zijn gesmolten. Dit is deels te wijten aan vroegtijdige afkoeling van het asfalt bij storten onder water en deels aan slib dat tijdens het storten tussen de lagen terecht is gekomen. Kostenpost: 40 miljoen.

### 2.3.5 Conclusie

In juni 1976 is het besluit genomen een stormvloedkering in de Oosterscheldemonding te bouwen in plaats van een dichte dam. Wanneer het doorstroomprofiel tot 15.000 m<sup>2</sup> gereduceerd zou worden moest het mogelijk zijn om zowel binnen het budget, als binnen de ecologische randvoorwaarden te blijven.

De ontwikkeling van het ontwerp is sterk beïnvloed door de uitvoeringsomstandigheden ter plaatse. Daar de monding van de Oosterschelde bijna als 'open zee' kon worden beschouwd, heeft men er voor gekozen de pijlers te prefabriceren op het werkeiland. De pijlers zijn los op de ondergrond geplaatst, wat betekende dat het vervuilde bovenste deel van de grond moest worden vervangen en de grond verdicht moest worden. Om erosie te voorkomen is op de bodem een filter neergelegd, dat tevens dienst deed als funderingsbed. Nadat de pijlers daarop zijn neergezet, is tussen en rond de pijlers een drempel van stortsteen aangebracht. De asfalt bodembescherming heeft gefaald, zodat alsnog een 40 miljoen kostende bestorting nodig is geweest om het Oosterscheldebed stabiel te houden.

De gekozen fundering voldoet boven verwachting. Na de initiële zettingen is de kering nauwelijks meer verplaatst. Gezien de geringe invloed op de stabiliteit van zowel zware stormen, als de aardbeving van 1996 in Limburg, heeft RWS begin 1997 zelfs besloten om de kering in principe nog slechts eenmaal per jaar in te meten.

## 2.4 Een betonnen kering met stalen schuiven

### 2.4.1 Inleiding

Nu de ontwikkeling van het ontwerp en in het bijzonder de ontwikkeling van de fundering uitgebreid is beschreven, zal in deze paragraaf een gedetailleerdere technische beschrijving worden gegeven van een drietal belangrijke hoofdonderdelen van de kering. Paragraaf 2.4.2 is gewijd aan de betonnen pijlers, paragraaf 2.3.4 behandelt de stalen schuiven en in paragraaf 2.4.4 wordt ingegaan op de bewegingswerken van de kering. Precieze afmetingen, waterstanden et cetera, benodigd voor het ontwerp in hoge sterkte beton, zullen in het betreffende ontwerp hoofdstuk worden gegeven.

### 2.4.2 Ontwerp van de pijlers

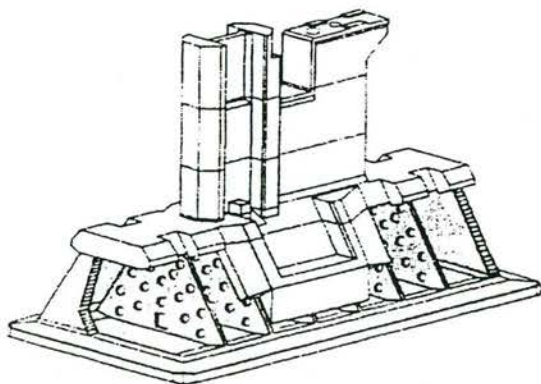


Fig. 2-10 De pijler

De pijlers hebben tot taak het dragen van de bovenbouw, bestaande uit stalen schuiven en betonnen balken, terwijl zij vanzelfsprekend ook de bij een storm optredende krachten naar de fundering over moeten brengen. De pijlers zijn in grote lijnen aan elkaar gelijk met afmetingen van 25 x 50 m aan de voet en een hoogte die, afhankelijk van de uiteindelijke plaats in de stroomgeul, varieert tussen 30 en 40 m. Het gemiddelde gewicht is ongeveer 17.000 ton, voornamelijk veroorzaakt door de zo'n 7000 m<sup>3</sup> beton per pijler (voor alle 66 pijlers samen dus ca. 450.000 m<sup>3</sup>).

Het onderstuk van de pijler is hol om het gewicht tijdens transport te verminderen en wordt zodoende het caisson-gedeelte genoemd. Ten behoeve van stabiliteit zijn tussenwanden aangebracht (zie Fig. 2-10). Het bovenstuk is massief, met twee verticale kokers die toegang geven tot het caissongedeelte.

### Bekisting

Om het werk bij de pijlers te reduceren en snelle installatie mogelijk te maken, bestond de bekisting uit grote panelen. In het algemeen waren deze panelen gemaakt van betontriplex op houten baddings, in een frame van constructiestaal. Voor de relatief dunne tussenwanden van de caissons zijn stalen bekistingen gebruikt. Proeven zijn uitgevoerd ten aanzien van de hydrostatische druk van het beton tijdens het storten van de hoge wanden. Het bleek dat de tussenwandbekistingen moesten worden ontworpen op een hydrostatische druk van 130 kN per m<sup>2</sup> (in veel gevallen is 40 kN per m<sup>2</sup> toereikend). De bekistingen waren stevig genoeg om in het algemeen dertig keer te worden gebruikt.

### Wapening

De pijlers zijn gemaakt van voorgespannen beton. Op basis van kosten en technische overwegingen is gekozen voor verschillende voorspanssystemen (Dywidag staven en ankers, BBRV kabels en Cona Multi ankers) om het beton voor te spannen. Buiten voorspanstaal is

ook nog een hoeveelheid zachtstaal gebruikt (beiden ca. 40 kg/m<sup>3</sup> beton). De kabelomhullingen zijn gemaakt uit gladde buizen met een wanddikte van 2 mm. Hiermee werd een betere bescherming bereikt dan met de gebruikelijke geribbelde en dunnere kabelomhullingen. Voor het installeren van de vooraf aan te brengen kabelomhullingen, wapeningsnetten en allerlei soorten in te betonneren onderdelen zijn hulpconstructies van profielstaal gemaakt.

### Beton

Om aan de vereiste betonkwaliteit B 37.5 te voldoen is 350 kg cement per m<sup>3</sup> beton toegepast, met een watercementfactor van 0.45. Voor het beton werd gebruik gemaakt van hoogovencement. Verdichting van het beton werd hoofdzakelijk met de hand gedaan met trilnaalden. Uitwendige trilapparaten werden alleen gebruikt op de stalen bekisting van de tussenwanden van de caissons. Door de hoge storten in de wanden moesten de 'verdichters' binnen in de bekisting werken en naar boven klimmen naarmate het stort vorderde. Bij de bepaling van de dikte van de wanden is dit mede in aanmerking genomen.

Het storten vond plaats in zeven fasen (zie ook Fig. 2-11), met kubels aan torenkranen of met een betonpomp. Aan storten met kubels, een methode die weinig kwetsbaar is en minder eisen stelt aan de verwerkbaarheid van het betonmengsel, werd in het algemeen de voorkeur gegeven, maar op minder toegankelijke plaatsen en voor een flexibele inzet van de beschikbare capaciteit heeft de betonpomp goede diensten bewezen.

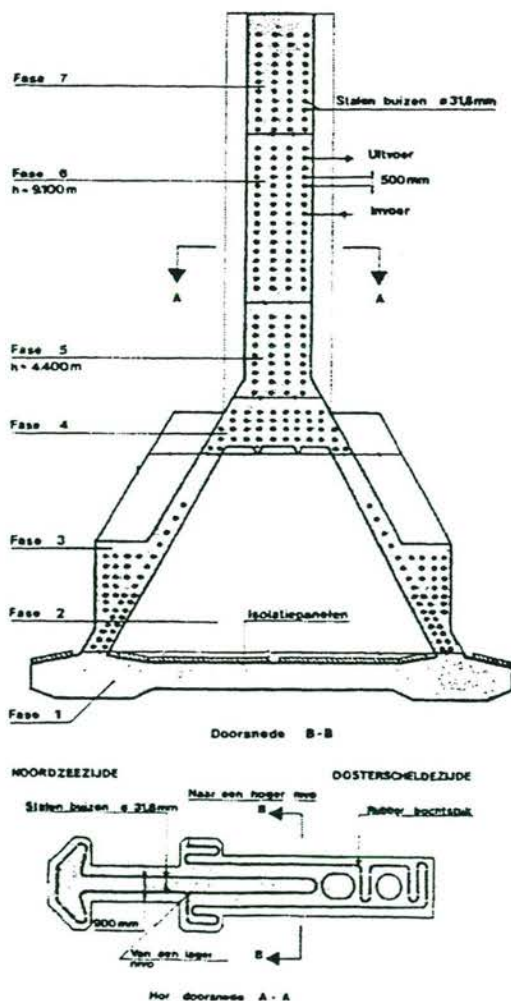


Fig. 2-11 Koeling van beton tijdens verharding

Door een goed gekozen samenstelling uit twee soorten zand, grind, water en toevoegingen kon het beton op beide manieren worden verwerkt, al werd de hoeveelheid water iets verhoogd als van tevoren bekend was dat de pomp zou worden gebruikt. De stortcapaciteit varieerde tussen 40 en 50 m<sup>3</sup> per uur per pomp of kraan. Eenmaal gestort moest men het beton laten verharderen. De behandelingswijze van beton gedurende deze periode was afhankelijk van het betreffende deel van de pijler. Na de stort van de voetplaat bijvoorbeeld (eerste fase), werden de bekistingen pas na zekere tijd verwijderd om scheuren in de massieve plaat te vermijden en werd de oppervlakte afgedekt met isolatiepanelen. Bovendien werd een curing compound aangebracht om waterverlies door verdamping te voorkomen. Het vermijden van scheuren kon soms ook worden bereikt door enkele voorspankabels al in een vroeg stadium op spanning te brengen, zelfs vóór verwijdering van de bekisting.

Het scheuren van het beton van de buitenwanden en de volgende bouwfasen, werd tegengegaan door koeling met water dat door ingestorte leidingen werd gepompt (zie Fig. 2-11). De temperatuurontwikkeling werd gevolgd met thermokoppels. In totaal is per pijler ongeveer 10 km leiding aangebracht. Temperatuurinvloeden van buitenaf hadden vanzelf ook invloed op het mengen, storten en afwerken van het beton. Eventuele negatieve effecten waren te voorkomen door water, zand en grind vóór toevoeging te koelen of op te warmen. In de winter werden hulpstoffen gebruikt die een minder vertragend effect hadden en werden koelwater en injectiemortel gemengd met antivries. Als koud weer werd verwacht, werd vers gestort beton afgedekt. Gedurende vorstperioden werd het storten sowieso gestaakt.

In de verschillende stortstadia is de sterkte bijgehouden door het drukken van betonkubussen. In het algemeen was de bereikte gemiddelde sterkte hoger dan 40 N/mm<sup>2</sup>.

De dekking is op plaatsen groter genomen dan volgens de norm strikt noodzakelijk was. Ook is soms een laag spuitbeton van 40 tot 70 mm dikte toegepast. Dit bleek nodig toen uit proeven duidelijk werd dat het storten van de onderwaterdempel de constructie wel eens zou kunnen beschadigen. Om deze reden zijn stenen van meer dan 3 ton uiteindelijk niet gestort maar geplaatst. Verder is een tijdelijke afdekking van damwandstaal aangebracht in de sponning waar later de betonnen onderdorpelbalken zouden worden geplaatst en is een speciaal scherm opgehangen in de sleuven voor de stalen schuiven, ter bescherming van de glijstrippen.

#### Uitvoering

De bouw van de pijlers werd over vier bouwstromen verdeeld. Met zeven bouwfasen betekende dit dat aan ongeveer 30 pijlers gelijktijdig werd gewerkt. De bouwplaats van de pijlers kon dan ook worden beschouwd als een zeer grote onoverdekte fabriek met een strikte en streng gehandhaafde organisatie. De op het centrale werkkerrein gelegen betonfabriek had een capaciteit van 200 m<sup>3</sup> per uur, wat voldoende was om het storten op twee of meer plaatsen tegelijk mogelijk te maken. Om gedurende een normale werkweek van 5 dagen, een dag- en een nachtploeg voortdurend aan het werk te houden vond overigens slechts één stort tegelijk plaats.

De bouw werd gerealiseerd in bouwputten op het werkeiland (zie Fig. 2-8), met een bodem op 15 m beneden NAP. Drie van de putten werden voor de pijlers gebruikt en de vierde voor de dorpelbalken. De bouwputten werden bediend vanuit een centraal werkkerrein waar de betonfabriek was geïnstalleerd en waar het bekistingmateriaal, de voorspankabels en de zachtstaalwapening werd geprepareerd. Om de transportafstanden zo kort mogelijk te houden, was een systeem van wegen ontworpen en aangelegd tussen de bouwputten en het werkkerrein. Zand, grind en cement werden per schip aangevoerd naar het opslagterrein. De materiaalvoorraad daar was voldoende voor 3 weken productie. Het leidingwater voor het aanmaken van de betonspecie werd aangevoerd per pijpleiding en opgeslagen in een groot bassin om in geval van storing eventuele tekorten te kunnen opvangen. Het beton werd naar de bouwputten vervoerd in truckmixers met een inhoud van 9 m<sup>3</sup>, de grootste trommels die beschikbaar waren.

### Kwaliteitscontrole

Omdat de kwaliteit boven alles belangrijk was, werd kwaliteitscontrole bij dit gecompliceerde en onder een zeer strak tijdschema uit te voeren werk als een apart onderdeel van de constructie beschouwd. In verband daarmee werd besloten tot instelling van een afdeling kwaliteitsbewaking waarin zowel opdrachtgever als aannemer zouden samenwerken met slechts één doel: kwaliteit!

Hoewel duidelijk was dat op zeker moment tegenstelling in belangen zou optreden tussen de uitvoerende afdeling en de kwaliteitsbewaking, beseften beide partijen toch voldoende elkaars verantwoordelijkheden en doelstellingen om steeds voor beiden aanvaardbare oplossingen te vinden.

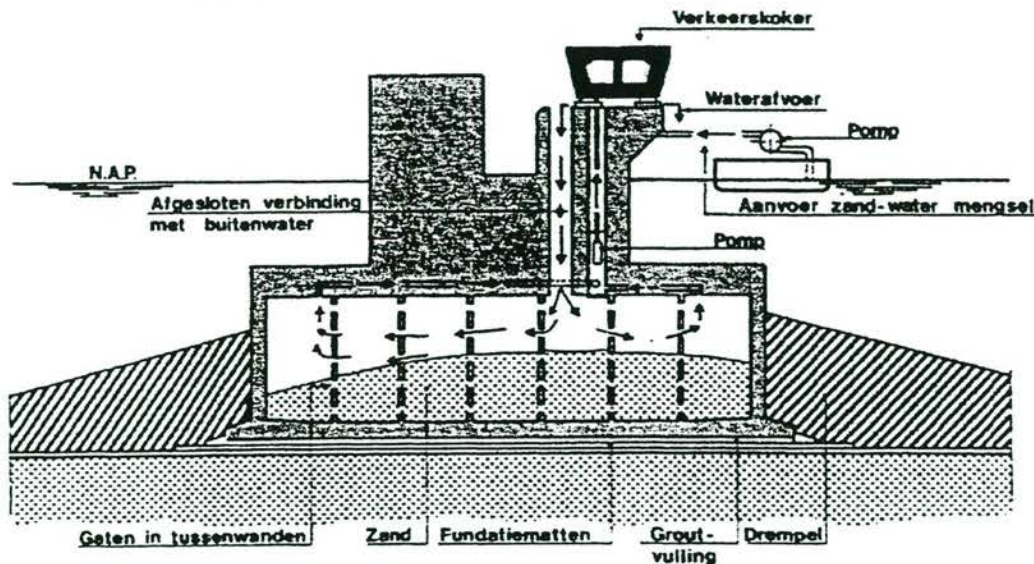


Fig. 2-12 Werkwijze aanbrengen zandballast

Voordat aan de afbouw kon worden begonnen moest de (holle) voet van de pijler eerst worden gevuld met zand, om de stabiliteit te kunnen garanderen. Om een volledige aansluiting met de fundering te verkrijgen moest tevens de eventuele ruimte tussen de pijlervoet en de fundatiemat met grout worden opgevuld. Het opvullen van de caisson met zand is gedaan door het laten circuleren van een zand/watermengsel, waarbij het zand in de caisson bezonk terwijl het water werd uitgepompt (zie Fig. 2-12). Proeven hadden aangetoond dat het voor een goede verdeling over de verschillende compartimenten nodig was de tussenwanden van een aantal kleinere openingen te voorzien (zie ook Fig. 2-10). Vulling van ongeveer 90% zou hiermee kunnen worden bereikt. Bij de bouw van de pijlers was reeds een groutsysteem aangebracht in de betonnen voetplaat en het onderste gedeelte van de buitenwanden van de caisson.

### 2.4.3 Ontwerp van de schuiven

Als gevolg van het feit dat het bovenvlak van de drempel min of meer de oorspronkelijke bodemlijn van de drie stroomgeulen volgt, variëren de schuiven in hoogte van 5.9 tot 11.9 m. Zij hebben zodoende een staalgewicht dat varieert tussen 300 en 500 ton. De verschillen in hoogte zijn uitgevoerd in sprongen van een meter. Vanwege het verschil in hoogte zijn over de totale kering twee soorten schuiven toegepast: een vakwerkschuif met twee en een met drie regels. De maatgevende schuiven, zijn de schuiven R10 tot en met R16 zoals gedefinieerd in bijlage E, midden in de Roompot. Deze schuiven met een hoogte van 11.9 m hebben drie regels. De overspanningslengte van een schuif bedraagt 41.5 meter.



In het totaalontwerp van de kering is een betonnen bovenbalk opgenomen om de genoemde reductie in het doorstroomprofiel te realiseren. Deze balk met een hoogte van 4.8 m is gelegen op 1.0 m boven NAP, zodat de reducerende werking zich pas laat gelden wanneer deze waterstand wordt overschreden. Ter vergelijking: de kering wordt gesloten bij een waterstand van 3.0 m boven NAP. Dit betekende een aanzienlijke besparing op de relatief dure schuiven.

De schuif en de bovenbalk konden op verschillende manieren ten opzichte van elkaar worden geplaatst, zoals weergegeven in Fig. 2-13. Wanneer de bovenbalk aan de zeezijde van de schuiven komt te liggen, zoals aangegeven in de meest linkse tekening, zullen grote golfklappen optreden tegen de onderkant van de balk in situaties waarbij de waterspiegel ongeveer op 1.0 m boven NAP ligt. Deze golfklappen kunnen waarden bereiken van 200 tot 300 kN/m<sup>2</sup>, hetgeen zou betekenen dat het eigen gewicht van de balk onvoldoende is om 'oplichten' ervan tegen te gaan.

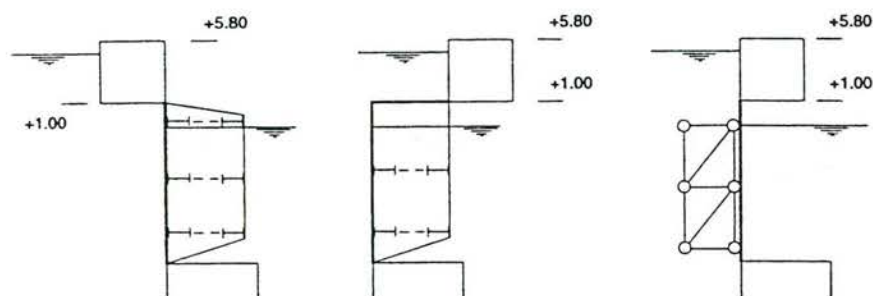


Fig. 2-13 Positie van bovenbalk en beplating

Een ander nadeel van deze situering is, dat tijdens het openen en sluiten van de schuiven ongunstige stroomeffecten zullen ontstaan waardoor de schuiven in heftige trilling kunnen geraken. Een derde nadeel is, dat bij deze oplossing de pijlers aan de zeezijde aanzienlijk buiten de beplating van de schuiven uitsteken, waardoor zware golfklappen in de hoeken gevormd door schuif en pijler zullen optreden. Ligging van de bovenbalk aan de zeezijde van de schuiven is om bovengenoemde redenen onaanvaardbaar.

In Fig. 2-13 zijn in de twee rechter tekeningen mogelijkheden met een bovenbalk aan de Oosterscheldezijde weergegeven: de verticale beplating aan de zeezijde en de verticale beplating aan de Oosterscheldezijde. In het eerste geval worden de krachten, benodigd voor het heffen van de schuiven, vergroot door het gewicht van het watervolume boven de schuif. Tevens zijn grote belastingen door golfklappen en trillingsproblemen tijdens het bewegen van de schuiven te verwachten. Dit heeft er toe geleid dat men voor het meest rechtse ontwerp heeft gekozen: ligging van de beplating aan de Oosterscheldezijde.

Voor de beplating zijn cilindrische segmenten gekozen, die gelegen zijn aan de Oosterscheldezijde van de schuiven (zie Fig. 2-14). In deze segmenten treden hoofdzakelijk trekspanningen op; alleen in het geval dat de waterstand in de Oosterschelde hoger is dan de waterstand in de Noordzee zullen drukspanningen ontstaan. De segmenten zijn zodanig ontworpen, dat deze drukspanningen toelaatbaar zijn. De belastingen worden via verticale liggertjes overgebracht naar het hoofddraagsysteem. Voordelen van cilindrische segmenten ten opzichte van vlakke beplating zijn het feit dat er geen verstijvingen noodzakelijk zijn en de aanwezigheid van grote openingen tussen de segmenten en het hoofddraagsysteem. Dit laatste vermindert de weerstand die het water ondervindt indien het in verticale richting door de schuif stroomt. Deze verticale stroming geeft een dempend effect op de schuiftrillingen en verkleint de onderdruk onder de schuiven bij het sluiten en openen.

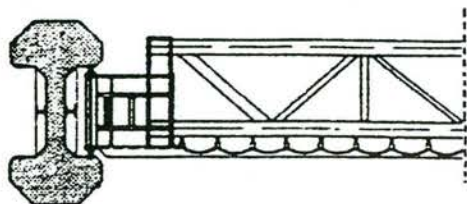
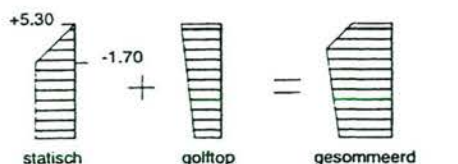


Fig. 2-14 Bovenaanzicht schuifdeur

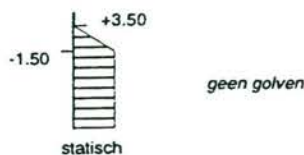
Zoals vermeld is het hoofddraagsysteem samengesteld uit twee of, afhankelijk van de schuifhoogte, drie horizontale vakwerkliggers. Zo'n vakwerkligger is opgebouwd uit buizen waardoor een geringere gevoeligheid ten aanzien van golfklappen wordt bereikt. Het verticale verband in de schuiven is zodanig gekozen en gepositioneerd dat de torsiestijfheid van de schuiven niet groter is dan noodzakelijk voor de stabiliteit.

De horizontale belastingen die worden uitgeoefend op de schuiven worden naar de pijlers overgebracht via de eindharren, gesitueerd in de sponningen van de pijlers. Aangezien de schuiven als glij-schuiven zijn ontworpen, was het noodzakelijk materialen voor de aanslagen toe te passen met een geringe wrijvingsweerstand, teneinde de krachten benodigd voor het openen en sluiten zo laag mogelijk te houden. Ter voorkoming van trillingen van de schuiven bij het openen en sluiten als gevolg van het zgn. stick-slip verschijnsel, moet het verschil tussen de statische en dynamische wrijvingscoëfficiënt zo klein mogelijk zijn. De schuiven moesten zodanig in de sponningen van de pijlers worden geplaatst, dat de horizontale beweging van de eindharren ten opzichte van de pijlers minimaal zou zijn. De golfbelasting is namelijk groot in vergelijking tot de vervalbelasting.

Men heeft aangenomen dat de overspanning van een schuif varieert tussen  $41.3 + 0.55$  meter en  $41.3 - 0.55$  meter. De beperking van de horizontale beweging is verkregen door het creëren van voldoende grote voorspankrachten in de rubber strippen van de aanslagen. Tussen de aanslagplaten en het beton van de pijlers is een voegmateriaal toegepast. Tevens moeten de schuiven torsieslappe constructies zijn, aangezien tussen twee opvolgende pijlers een rotatiehoek, om de as van de kering, van 1 cm op 1 m aanwezig kan zijn. Teneinde het effect van een draaiing van de pijler om zijn lange as te compenseren zijn de breedten van de aanslagen op de pijlers onder meer afgestemd op deze draaiingstolerantie.



Noordzee hoger dan Oosterschelde



Noordzee lager dan Oosterschelde

De stormvloedkering moet bestand zijn tegen krachten, stromingen etc. die een kans van voorkomen hebben van  $2.5 \cdot 10^{-4}$  per jaar. Uitgaande van de zgn. *deterministische methode* betekent dit, dat de schuiven belastingen moeten weerstaan zoals weergegeven in Fig. 2-15.

#### Geval I

waterstand zeezijde	5.3 m + NAP
waterstand landzijde	1.7 m - NAP
significante golfhoogte	4.5 m
golfperiode T	12 sec

#### Geval II

waterstand zeezijde	1.5 m - NAP
waterstand landzijde	3.5 m + NAP

In geval 1 bedraagt de maximum belasting op de schuif ongeveer  $140 \text{ kN/m}^2$ .

Fig. 2-15 Belastingen op de gesloten schuif

Uitgaande van de golfhoogte die  $2.5 \cdot 10^{-4}$  keer per jaar kan voorkomen en rekening houdend met het reflectie-effect van de kering, zal de extreme hoogte van de golven voor de schuiven, gelegen in het diepste gedeelte van de geulen, circa 16 meter bedragen. Aangezien de duur van de perioden, waarin de Oosterschelde is afgesloten, zo kort mogelijk moet zijn, betekent dit dat tijdens het openen en sluiten van de kering grote belastingen op de schuiven kunnen worden uitgeoefend. De belasting op de schuif in de eindfase van het sluiten is sterk wisselend met maximum waarden van ongeveer  $80 \text{ kN/m}^2$ . De grootte van de belasting bij het begin van de sluitingsoperatie bedraagt ongeveer  $30 \text{ kN/m}^2$ . Deze belasting werkt op het onderste gedeelte van de schuiven. De invloed van de golfbelastingen is cyclisch met perioden van 6 tot 10 seconden, resulterend in ongeveer 15000 belastingswisselingen gedurende een storm van 24 uur.

Een belastingreductie wordt verkregen wanneer de verschillende belastinggevallen worden opgesteld volgens de zgn. *probabilistische methode*. Deze methode houdt rekening met de kans van samenvallen van verschillende gebeurtenissen als de hoogste waterstand ten tijde van een stormvloed en de hoogste waterstand in het Oosterscheldebekken. De op deze wijze bepaalde belastingen die een kans van voorkomen hebben van  $2.5 \cdot 10^{-4}$  per jaar, bedragen 75 à 80% van de belastingen, bepaald volgens de deterministische methode. Bij het vaststellen van de kans van voorkomen van gebeurtenissen is er van uitgegaan, dat de beheerder van de stormvloedkering volledige vrijheid van handelen heeft bij de sluitings- of openingsoperaties van de stormvloedkering. Uiteraard is dit uitgangspunt een zware eis voor de belastingopnamecapaciteit van de constructiedelen. Voor de levensduur van de stormvloedkering is een periode van 200 jaar gekozen. In die periode kunnen beschadigingen aan de stalen schuiven worden aanvaard, mits deze kunnen worden gerepareerd.

Een uitgangspunt in de ontwerpfilosofie was de aanvaarding dat gedurende de levensduur van de stormvloedkering of de schuif, scheurtjes mogen ontstaan in de zwaarst belaste buisverbindingen. Uit proeven is gebleken dat de verhouding tussen het aantal belastingen, benodigd om een scheur volledig door de buiswand te laten groeien en het aantal belastingen, benodigd om een juist zichtbare scheur te doen ontstaan, groter is dan 1.5. Voor de maatgevende schuif, betekent dit dat na waarneming van het begin van een scheur ongeveer tien zware stormen nodig zijn, alvorens een volledig bezwijken van de buisverbinding is bereikt. Teneinde de scheuren in een vroeg stadium te ontdekken inspecteert men na elke storm waarin de schuiven gesloten zijn geweest, de zwaarst belaste onderdelen. Aldus doende zal het mogelijk zijn de scheur te repareren in het begin van de groeiperiode. Uit vermoeiingsproeven op gerepareerde buisverbindingen is gebleken, dat de vermoeiingssterkte van een dergelijke verbinding gelijk is aan, of zelfs beter dan de sterkte van het oorspronkelijke, niet beschadigde proefstuk.

Aangezien de schuiven bij normale situaties boven de waterspiegel zijn gelegen, is inspectie van de verschillende onderdelen van de schuif mogelijk. De toegang tot de onderdelen wordt bereikt door gebruik te maken van een speciale inspectiewagen.

#### 2.4.4 Ontwerp van de bewegingswerken

Gezien de afmetingen van de schuiven is het nodig deze aan de twee uiteinden vast te houden. Er zijn daarom twee onafhankelijke bewegingswerken per schuif. Deze bewegingswerken hebben een viervoudige taak:

- het sluiten van de schuif
- het op de onderaanslag aangedrukt houden van de schuif
- het weer openen van de schuif
- het geheven houden van de schuif

Meest bepalend voor het ontwerp zijn de belastingen tijdens het bewegen. Gedurende het openen en sluiten van de schuiven werken er wrijvingskrachten tussen de schuif en de rubber aanslagen. De druk van het water zorgt ervoor dat de schuif wordt aangedrukt tegen de rubber strippen en er heerst een voorspankracht in de strippen om de schuiven aan te laten sluiten tussen de pijlers. Daarnaast worden de bewegingswerken belast door verticale golf- en stroombelasting en het (schijnbaar) schuifgewicht.

De randvoorwaarden voor het ontwerp van de bewegingswerken zijn afkomstig uit de Barcon I-studies (Barcon is de afkorting voor Barrier Control). In deze studies werden strategieën ontwikkeld voor het openen en sluiten van de kering en werden de effecten daarvan op het Oosterscheldebekken met betrekking tot veiligheid, ecologie, waterhuishouding, scheepvaart etc. bestudeerd. Met name de eis dat de keuze van het tijdstip van sluiten geheel vrij moet zijn was hierbij bepalend, omdat de verval- en golfbelasting op de schuif sterk afhankelijk zijn van dit tijdstip. Bij relatief late sluitingstijdstippen treden hoge belastingen op de bewegingswerken op.

Het sluitpeil van de kering ligt op 3.00 m boven NAP. Het tijdstip van sluiten wordt zodanig gekozen dat het binnenwaterpeil een maximale hoogte van NAP +1.00 m bereikt. Wanneer twee sluitingen elkaar opvolgen, kiest men het binnenwaterpeil op NAP +2.00. (*Ter illustratie:* op 12 december 1990 (10.40 uur) sloot men de kering bij een verwachte hoogwaterstand (bij open kering) van NAP +3.05 m. Door dit tijdstip van sluiten goed te kiezen is uiteindelijk een binnenwaterstand van NAP +0.93 m opgetreden. Tijdens het volgende hoogwater (23.15 uur) moest de kering weer dicht. Bij sluiting was het verwachte hoogwaterpeil bij open kering NAP +3.06 m. Nu was het streefpeil binnen NAP +2.00 m en is op de Oosterschelde een waterstand van NAP +1.98 m gemeten).

Voor het bewegingswerk heeft men een keuze gemaakt tussen een hydraulisch en een mechanisch bewegingssysteem. In een zorgvuldige evaluatie zijn zij vergeleken, waarbij aspecten als betrouwbaarheid, mogelijkheden voor bewaking, levensduur, onderhoud, fabricage, kosten en esthetica aan de orde kwamen. In wat in zekere zin een nek-aan-nekrace genoemd kan worden, werd uiteindelijk het hydraulische bewegingswerk gekozen. Doorslaggevende aspecten waren daarbij de mogelijkheden voor conditiebewaking, kosten en esthetica. De waarderings op de andere aspecten vertoonden geen grote onderlinge verschillen.

Het bewegingswerk bestaat in hoofdzaak uit de volgende onderdelen:

- een cardanisch op de pijler en scharnierend aan de schuif bevestigde dubbelwerkende hydraulische cilinder
- een hydraulisch pompaggregaat, ondergebracht in de verkeerskoker
- leidingwerk tussen pompaggregaat en hydraulische cilinder.

Omdat er, afhankelijk van de locatie in het sluitgat, zeven verschillende maten schuiven zijn, zijn er ook zeven verschillende maten bewegingswerken. Van elk type is een compleet ontwerp gemaakt. Aanvankelijk was dit niet de bedoeling. Het werd echter zinvol, toen bleek dat standaardisatie, met name van de cilinders en de cardanische ophangingen, niet economisch was. Als gevolg daarvan verschillen nu nagenoeg alle onderdelen waaruit cilinders en cardanbalken zijn opgebouwd, van afmeting. De maten van de cilinders worden met name bepaald door de grootte van de slag die de schuiven moeten maken. Bij de kleinste schuiven is dat 5.90 m, bij de grootste 11.90 m. Onder deze omstandigheden kan de onderrand van elke schuif zakken tot 20 cm onder de bovenkant van de dorpelbalk en kan ze geheven worden tot 20 cm boven de onderrand van de bovenbalk. In geheven stand bevindt de onderrand van alle schuiven zich op NAP +1.20 m. Voor onderhoudswerkzaamheden aan het onderste gedeelte van de schuiven is dit te laag. Daarom is de mogelijkheid ingebouwd alle schuiven nog eens 1.30 m extra te heffen.

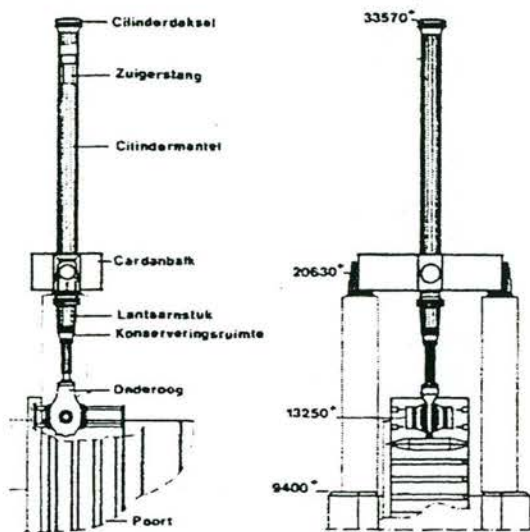


Fig. 2-16 Bewegingswerk voor de maatgevende schuif

De zuigerstangen zijn aan de bovenzijde van de schuif bevestigd. Hierdoor steken de cilinders als schoorstenen boven de kering uit. Om scharnieren van de cilinder ten opzichte van de pijler in alle richtingen mogelijk te maken, is de cardanbalk geïntroduceerd (zie Fig. 2-16). De cardanbalk is een gelast stalen frame dat scharnierend aan de cilindermantel is bevestigd. Het overspant de schuifspooning en is met lagerstoelen scharnierend op de pijler bevestigd. De beide scharnierassen snijden elkaar loodrecht. De beide scharnierpunten zijn uitgerust met kogelgewrichtslagers vanwege de grote krachten, de kleine hoekverdraaiingen onder belasting en omwille van de compacte bouw. Als gevolg van deze keuze is de lagerwrijving een niet te verwaarlozen factor in het ontwerp.

De zuiger wordt met een bus in de cilindermantel geleid en draagt een dubbele set olieafdichtingen. Aan de andere kant wordt de zuigerstang met een bus in het lantaarnstuk geleid, dat tevens de stangafdichting bevat. Voor het onderbrengen van de lagers van de scharnierpunten en het introduceren van de langskrachten in de cilinderwand is een verdikt gedeelte, de cardanring, in de cilindermantel opgenomen. De olie toe- en afvoer voor het bewegen geschiedt via het deksel en het lantaarnstuk. Het oog wordt met voorspanning op de stang geschroefd en draagt een kogelgewrichtslager waardoor een in alle richtingen scharnierende beweging mogelijk wordt gemaakt. Overigens zijn de optredende hoekverdraaiingen slechts klein, waardoor het mogelijk werd dit lager blijvend af te dichten door een rubberen band die door inwendige vervormingen alle te verwachten hoekverdraaiingen kan volgen.

De uit te oefenen drukkrachten en optredende momenten ten gevolge van lagerwrijving en stootkrachten vanuit de schuif, zijn voor de zuigerstang maatgevend. Voor de cilinderdiameter zijn dat de uit te oefenen trekkrachten bij openen. De wanddikte van de cilindermantel werd bepaald op basis van drukpieken die tijdens belastingomkering bij het sluiten kunnen optreden. Alle cilinders zijn gedimensioneerd op hetzelfde drukniveau: een maximale bedrijfsdruk van 220 bar en beproevingsdruk van 270 bar.

De stang is gemaakt van smeedstaal en heeft een relatief zacht oppervlak. Tijdens de assemblage en het bedrijf kunnen er dan ook gemakkelijk krassen op komen die op den duur tot beschadiging van de afdichtingssets en daardoor tot lekkage kunnen leiden. Daarom is er een laag elektrolytisch nikkel van 0.10 mm dikte op aangebracht voor de corrosiebescherming, met daar bovenop een laag elektrolytisch chroom van 0.05 mm dikte voor de loopeigenschappen.

Er moet rekening mee worden gehouden dat een aantal schuiven gedurende langere tijd geheel of gedeeltelijk gesloten kan zijn, bijvoorbeeld om de waterhuishouding in het Oosterscheldebekken te reguleren. De zuigerstang is gedurende deze periode blootgesteld aan een sterk corrosieve omgeving. De chroomlaag is niet in staat blijvend weerstand te bieden aan penetratie van chloor-ionen. Om deze reden is nog een extra corrosiebeschermingssysteem aangebracht. Onder het lantaarnstuk is een conserveringskamer bevestigd, gevuld met conserveringsolie. Wanneer de schuif wordt gesloten en de stang dus naar buiten beweegt, passeert de stang deze kamer, die ervoor zorgt dat er een egale laag conserveringsolie op de stang wordt aangebracht. Doordat het oplosmiddel in het conserveringsmiddel gedeeltelijk verdampt, heeft deze laag een zodanige consistentie dat ze door stroom en golven niet wordt afgespoeld. Op proefstaven vond men een bevredigende bescherming gedurende meer dan een maand. Wordt de schuif weer geopend, dan passeert deze laag eerst een ruim afgestelde grof vuil- of ijsafstriker. Fijn vuil, zout en andere verontreinigingen lossen op in de conserveringskamer. Een rondpompsysteem met filters zuivert de conserveringsolie weer bij elke schuifbeweging. Incidenteel moet oplosmiddel worden toegevoegd, terwijl regelmatig rondpompen in het systeem nodig blijft om indikken te voorkomen. Een vereenvoudigde versie van dit systeem is intussen aangebracht op de cilinders van de inlaatsluis in het Volkerak en werkt daar tot tevredenheid.

#### De werking van het bewegingswerk

De viervoudige taak van het bewegingswerk die in het begin van deze paragraaf wordt genoemd, wordt gerealiseerd met behulp van een hydraulische installatie die olie onder druk naar de cilinder kan toevoeren en drukloos naar een tank kan afvoeren. In stappen:

- Bij het sluiten van een schuif wordt olie met min of meer constante druk aan de dekselzijde van de cilinder toegevoerd, terwijl aan de stangzijde olie kan worden afgevoerd via een stroomregelventiel. Door de instelling van dit regelorgaan ligt de schuifsnelheid bij sluiten vast. Ze is voor alle schuiven bepaald op ca. 3 mm/sec. Doordat er een constante druk aan de dekselzijde heerst, zijn golven die op de schuif inwerken niet in staat de schuif tijdens het sluiten omhoog te drukken.
- Om de schuif op haar onderaanslag aangedrukt te houden, is de cilinder in gesloten positie aan de stangzijde drukloos en heerst aan de dekselzijde een constante druk.
- Om te openen wordt de dekselzijde drukloos gemaakt en wordt aan de stangzijde olie onder druk toegevoerd. Er is geen drukregeling en de snelheid van de schuif wordt bepaald door het debiet van de pomp. Ook in deze richting bedraagt de snelheid bij benadering 3 mm/sec.
- In geheven toestand hangt de schuif op de oliekolom aan de stangzijde, die afgesloten is door een drukgestuurde terugslagklep. Deze terugslagklep is tussen de cilinder en het bovengenoemde stroomregelventiel aangebracht. De sturing op de terugslagklep is nodig om olie bij het sluiten te kunnen afvoeren.

De hydraulische installatie van een cilinder bestaat in hoofdzaak uit een elektrisch gedreven pomp, kleppen, filters, schuiven, veiligheden en drukschakelaars. Samen met de bijbehorende elektrische componenten en schakelkasten zijn ze ondergebracht in containers in de verkeerskokers. Voor de toepassing van containers is gekozen met het oog op bescherming van deze kwetsbare onderdelen tijdens zowel de bouw en het transport van de verkeerskokers, als tijdens bedrijf na gereedkomen van de kering. Zo nodig kan verwarming of luchtbehandeling in de containers plaatsvinden teneinde de gewenste bedrijfsomstandigheden voor de componenten te waarborgen. Daarnaast dempt de container een deel van het lawaai dat hydraulische pompen nu eenmaal maken. In één container zijn de complete hydraulische installaties voor de twee cilinders op een pijler ondergebracht. In geval van storing van de hydraulische installatie van één van deze cilinders is het daardoor op relatief eenvoudige wijze mogelijk over te schakelen op de andere hydraulische installatie. Alle omschakelorganen bevinden zich in deze container. Deze optie betekent een belangrijke bijdrage aan de bedrijfszekerheid van het bewegingssysteem.

Naast de hydraulische container bevindt zich de tank met de bedrijfsolie voor het hydraulische systeem. Bovendien bevindt zich in elke verkeerskoker een container gevuld met schakelkasten en apparatuur voor de besturing, bewaking en energievoorziening.

Voor de bereikbaarheid van de delen van het machinewerk en de elektrische installatie die zich op het hamerstuk bevinden zijn een aantal bordessen aangebracht. Deze bordessen worden onderling door trappen verbonden. Het ontwerp hiervan is zo opgezet, dat ze al tijdens de montage zoveel mogelijk gebruikt konden worden. Omdat ze het uiterlijk van de pijlerbovenbouw niet onaanzienlijk bepalen, is over de vormgeving overlegd met de architect.

#### 2.4.5 Conclusie

De maatgevende schuif R15, waarvoor in dit verslag het alternatieve ontwerp zal worden gemaakt, heeft een hoogte van 11.9 m. De horizontale belastingen op deze vakwerkschuif worden via drie horizontale regels naar de eindharren geleid. De breedte van de schuif bedraagt 41.5 m.

Om de schuiven te kunnen openen en sluiten wordt gebruik gemaakt van hydraulische cilinders die de deuren verticaal kunnen bewegen. Het sluitpeil van de kering ligt op NAP + 3.0 m. Wanneer dit peil wordt verwacht, zal men de kering sluiten op een zodanig moment, dat het maximale binnenwaterpeil tijdens sluiten NAP + 1.0 m zal bereiken. Wanneer de kering gedurende de volgende vloedperiode weer gesloten moet worden, gaat men uit van een maximale binnenwaterstand van NAP + 2.0 m.

De stormvloedkering moet bestand zijn tegen belastingen die een kans van voorkomen hebben van  $2.5 \cdot 10^{-4}$  per jaar. Voor de levensduur van de kering is een periode van 200 jaar gekozen. De belastinggevallen op de schuif zijn opgesteld volgens de probabilistische methode.

# Hoofdstuk 3

*Programma van eisen*



### 3.1 Inleiding

Nu de hoe en waarom van de huidige kering is beschreven, kan een begin gemaakt worden aan het ontwerp van de nieuwe schuiven. De ruggengraat van het ontwerp wordt gevormd door het programma van eisen dat in dit hoofdstuk wordt gepresenteerd. Vermeld worden zaken als waterstanden en materiaalgegevens, maar ook de uitgangspunten voor dit afstudeerwerk. Globaal zijn de volgende categorieën te onderscheiden:

- randvoorwaarden
- operationele eisen
- functionele, onderhoudbaarheids- en uitvoeringseisen
- uitgangspunten

De randvoorwaarden zijn niet te beïnvloeden vanuit het project. Hiertoe behoren onder andere belastingen en afmetingen. De randvoorwaarden worden uitvoerig beschreven in paragraaf 3.2. De operationele eisen worden in paragraaf 3.3 gegeven. De functionele, onderhoudbaarheids- en uitvoeringseisen worden in het kort in paragraaf 3.4 behandeld. Deze eisen zijn vrijwel gelijk aan de eisen die aan het originele, in staal uitgevoerde ontwerp gesteld werden. Tenslotte zullen in paragraaf 3.5 de uitgangspunten worden genoemd die bij dit afstudeeronderzoek zijn aangehouden.

## 3.2 Randvoorwaarden

Randvoorwaarden zijn van buitenaf opgelegde, niet te veranderen voorwaarden, eisen en gegevens, waarmee bij het ontwerp rekening gehouden moet worden. In dit programma van eisen zijn zij onderverdeeld in drie groepen. Tot de eerste groep worden de voorwaarden gerekend, die worden opgelegd door de huidige kering. Zij volgen uit het feit dat de kering een reeds bestaand kunstwerk is, waarbinnen de nieuwe schuiven ingepast dienen te worden. De tweede set randvoorwaarden zijn de verschillende belastingen op de schuif en de derde set niet te veranderen gegevens zijn de materiaaleigenschappen van het staal en beton.

### 3.2.1 Voorwaarden, opgelegd door de huidige kering

#### 3.2.1.1 Minimale en maximale schuifafmetingen

Een schuif heeft een lengte, een hoogte en een dikte. Zowel de lengte, als de hoogte van een schuif volgen daaruit, dat een schuif de doorstroomopening tussen twee pijlers, de boven- en de onderdorpel moet afdichten. De dikte van een schuif mag, op het deel in de sponning na, vrij gekozen worden en moet groot genoeg zijn om de krachten op de schuif op te kunnen nemen en klein genoeg om de schuif niet te zwaar te maken.

De minimaal vereiste breedte van een schuif om voor waterafdichting te zorgen, is de afstand tussen de schuifgeleidingen, namelijk 40500 mm. Omdat een schuif de krachten naar de pijlers over moet dragen, wordt echter tussen de sponningen een schuifbreedte van 43500 mm gekozen. De schuifbreedte buiten de sponningen mag maximaal 39000 mm zijn om nog tussen twee pijlers in te passen. In Fig. 3-1 is, hoewel niet op schaal, het bovenaanzicht van een schuif en twee pijlers getekend.

De minimaal vereiste hoogte van een schuif om voor waterafdichting te zorgen, is de afstand tussen de boven- en onderdorpel, namelijk 11500 mm. Net als bij de huidige stalen schuiven wordt een overlap tussen de schuiven en de dorpels van 200 mm aangehouden, om zo heftige trillingen ten gevolge van spleetstroming te voorkomen. Er wordt zodoende een hoogte van 11900 mm aangehouden voor de maatgevende schuif R15.

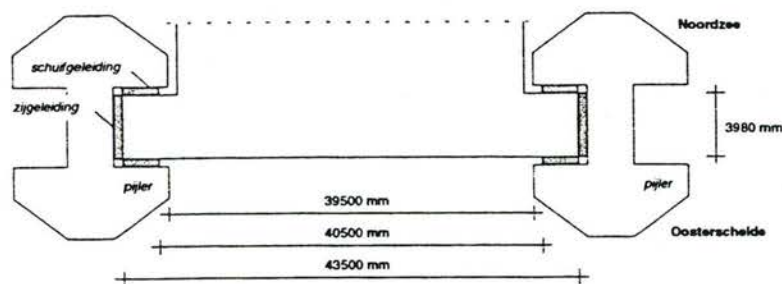
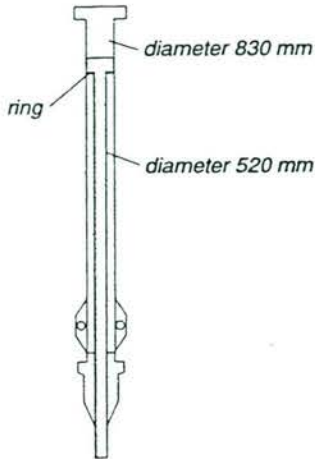


Fig. 3-1 Afmetingen van de schuif

De minimaal vereiste dikte van een schuif om voor voldoende draagkracht te zorgen en de maximaal vereiste dikte van een schuif om het schuifgewicht voldoende laag te houden moeten in verdere hoofdstukken nog bepaald worden. Wel kan reeds gesteld worden dat het schuifdeel dat zich tussen de sponningen bevindt niet dikker mag zijn dan 3980 mm om tussen de schuifgeleidingen in te passen. Zoals in Fig. 3-1 aangegeven, is de dikte van de schuif buiten de sponningen aan Noordzeezijde onbepaald en aan Oosterscheldezijde nul (omdat de schuif anders niet langs de dorpels omhoog en omlaag kan schuiven.)

### 3.2.1.2 Minimaal en maximaal schuifgewicht

Bij het heffen van de schuiven wordt aan de onderzijde van de zuiger, dus naast de zuigerstang, olie toegevoerd. Alle cilinders zijn gedimensioneerd op een beproevingsdruk van 270 bar en een maximale werkdruk van 220 bar (22 N/mm<sup>2</sup>). Deze druk werkt omhoog op de zuigerring, aangegeven in Fig. 3-2, zodat de hefkracht die een zuiger kan uitoefenen is:



$$\frac{1}{4} \pi (830^2 - 520^2) \cdot 22 = 7231 \text{ kN}$$

Het gewicht van de zuiger zelf is zo'n 30 ton, het gewicht van het stalen oog onder aan de zuiger is zo'n 10 ton en het gewicht van de constructie waarmee het oog aan de schuif wordt bevestigd is ongeveer 5 ton. Dit betekent dat per zuiger nog een hefkracht over blijft van 6781 kN.

Volgens dhr. De Kraker van Rijkswaterstaat Dienstkring Deltakust moet niet worden uitgegaan van een maximale werkdruk van 220 bar, maar van 190 bar. De hefkracht per zuiger is dan 5790 kN, zodat de totale schuif 11580 kN ofwel 1158 ton mag wegen.

Fig. 3-2 Doorsnede hydraulische cilinder

Bij het sluiten van de schuiven wordt aan de bovenzijde van de zuiger olie toegevoerd. Op dezelfde wijze als zojuist, is te berekenen dat de kracht die een zuiger omlaag kan uitoefenen is:

$$\frac{1}{4} \pi \cdot 830^2 \cdot 22 = 11903 \text{ kN}$$

De verbinding tussen de pijlers en de bewegingswerken is voldoende sterk om deze kracht over te kunnen brengen. (Het gewicht van de zuiger, het stalen oog onder aan de zuiger en de constructie waarmee het oog aan de schuif wordt bevestigd werkt nu gunstig. De totale neerwaartse kracht die door een zuiger geleverd kan worden is 12351 kN.)

In tegenstelling tot het heffen van de schuiven, heeft het duwen van de schuiven een nadelige invloed op de stabiliteit van de kering. Op hetzelfde moment dat een schuif tegen de waterdruk in omlaag wordt geduwd, wordt namelijk de pijler een stukje omhoog geduwd. Omdat het gewicht van een pijler (exclusief het gewicht van het filterbed, de betonnen dorpels etc.) ruim 30000 ton is, zal de 1190.3 ton die de pijler (in het meest ongunstige geval) omhoog drukt weinig invloed hebben.

De maximale opwaartse kracht door een schuif op een zuiger wordt op 10000 kN, of 1000 ton gesteld.

### 3.2.2 Belastingen

#### 3.2.2.1 Belasting ten gevolge van eigen gewicht, golfklappen en opdrijving

Deze belastingen zijn direct afhankelijk van het ontwerp en zullen zodoende, wanneer van toepassing, per ontwerp bepaald worden.

#### 3.2.2.2 Vervalbelasting & horizontale golfbelasting

De vervalbelasting op de schuif wordt onderverdeeld in twee uiterste belastingsituaties. Belastingsituatie I representeert een storm op de Noordzee. Er ontstaat dan per schuif een moment dat hem in de richting van de Oosterschelde door wil doen buigen. Belastingsituatie II geeft een lage waterstand op zee aan, in combinatie met een hoge waterstand op de Oosterschelde. Dit is het geval wanneer, door welke omstandigheid dan ook, de schuiven te laat worden geopend. Er zal in dit geval een moment op de schuiven ontstaan dat hen in de richting van de Noordzee buigt.

#### Belastingsituatie I

Voor de oorspronkelijke berekening zijn door de Deltadienst de waterstanden behorend bij belastingsituatie I gegeven. Op de Noordzee moet rekening worden gehouden met een waterstand van 5.50 m boven NAP en op de Oosterschelde met een waterstand van 0.70 m onder NAP. Buiten de waterstanden heeft de Deltadienst ook het bijbehorende golfveld gedefinieerd. Er moet een golfperiode T van 9.50 sec en een golfhoogte H van 5.75 m aangehouden worden. Voor de reflectiecoëfficiënt  $\alpha$  wordt, evenals in de oorspronkelijke berekening, 0.7 gekozen.

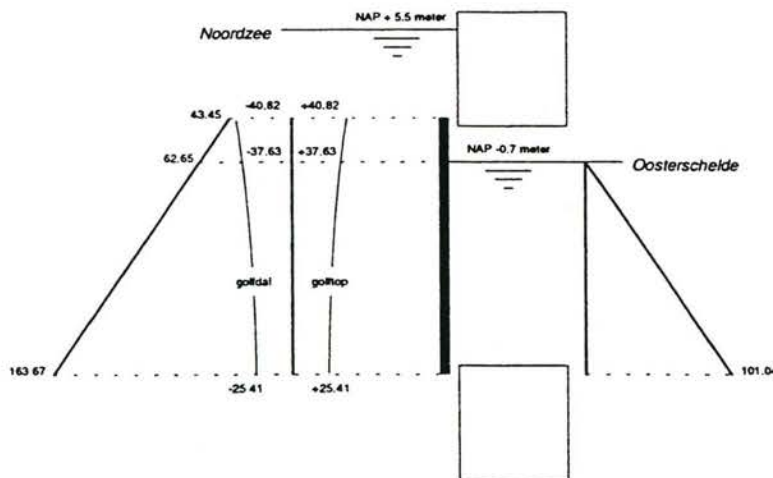


Fig. 3-3 Verval- en golfdrukken op de schuif voor situatie I

De waterdruk door horizontale golfbelasting op de schuif is bepaald met een in Pascal 6.0 geschreven programma. De programma-listing en de uitvoer zijn terug te vinden in bijlage B. In Fig. 3-3 is grafisch zowel de statische, als de dynamische drukverdeling weergegeven. Ter verduidelijking: de resulterende waterdruk aan de onderzijde van de schuif is onder een golfdal:

$$163.69 - 25.41 - 101.04 = 37.24 \text{ kN} / \text{m}^2$$

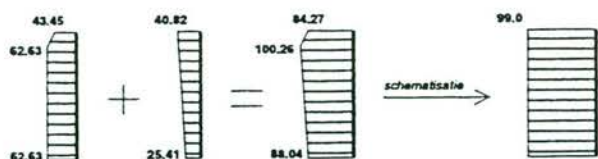


Fig. 3-4 Geschematiseerde resulterende druk over de schuif

Wanneer de druk vermenigvuldigd wordt met de schuifhoogte van 11.9 meter, is de resulterende belasting per strekkende meter schuif:

$$11.9 \cdot 99 = 1187 \text{ kN/m}^1$$

### Belastingsituatie II

Voor de oorspronkelijke berekening zijn door de Deltadienst ook de waterstanden behorend bij belastingsituatie II gegeven. Op de Noordzee moet rekening worden gehouden met een waterstand van 1.00 m onder NAP en op de Oosterschelde met een waterstand van 2.40 m boven NAP. Ook voor belastingsituatie II is door de Deltadienst het bijbehorende golfveld gedefinieerd. Er moet een golfperiode T van 5.00 sec en een golfhoogte H van 0.38 m aangehouden worden. De reflectiecoëfficiënt  $\alpha=0.7$  wordt niet gewijzigd.

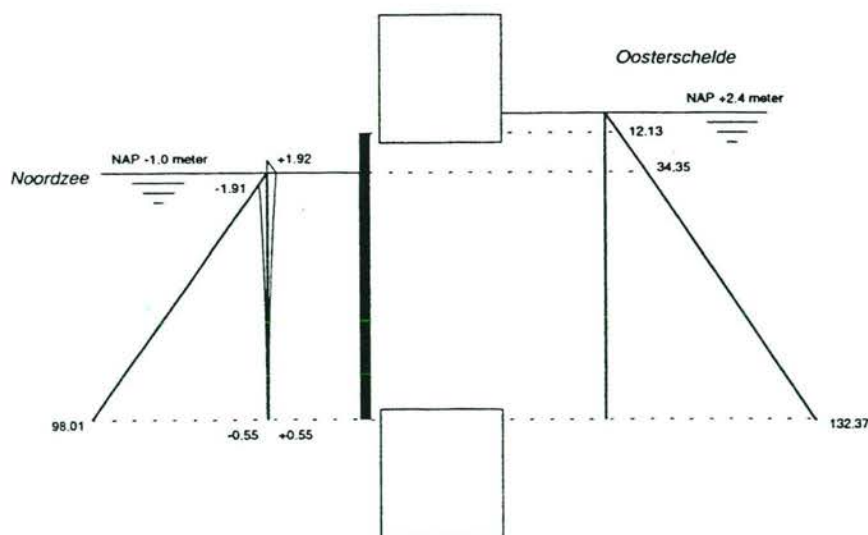


Fig. 3-5 Verval- en golfdrukken op de schuif voor situatie II

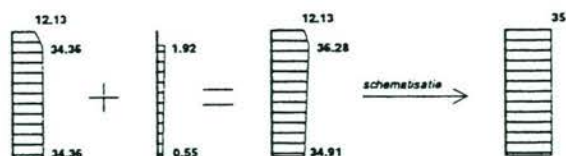


Fig. 3-6 Geschematiseerde resulterende druk over de schuif

Wanneer de druk vermenigvuldigd wordt met de schuifhoogte van 11.9 meter, is de resulterende belasting per strekkende meter schuif:

$$11.9 \cdot 35 = 416 \text{ kN/m}^1$$

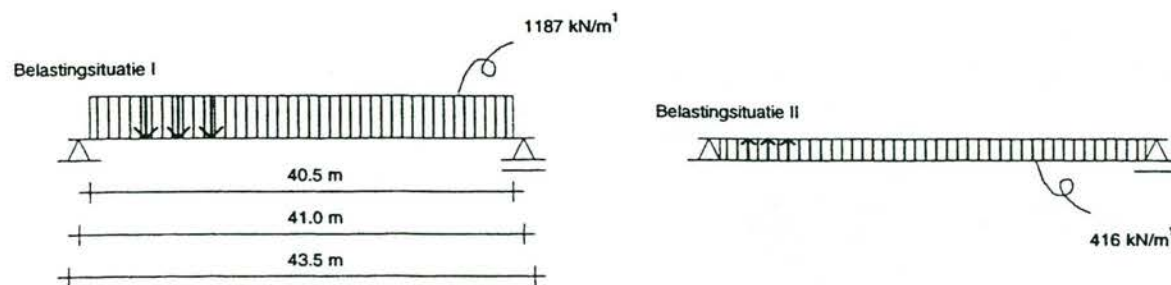


Fig. 3-7 Totale maatgevende belasting op de schuif

In Fig. 3-1 zijn de schuifafmetingen getekend. De waterkerende voorplaat heeft een breedte van 40.5 meter en het draagsysteem heeft binnen de sponning een breedte van 43.5 meter. Voor de berekening wordt aangenomen dat de schuif te schematiseren is als een ligger op twee steunpunten met een overspanning van 41.0 meter (Fig. 3-7). Het maximale moment (in het veld van de schuif) wordt dan voor respectievelijk belastingssituatie I en belastingssituatie II:

$$\frac{41.0 \cdot 40.5 \cdot 1187}{4} - \frac{40.5^2 \cdot 1187}{8} = 249 \text{ MNm}$$

$$\frac{41.0 \cdot 40.5 \cdot 416}{4} - \frac{40.5^2 \cdot 416}{8} = 87 \text{ MNm}$$

### 3.2.2.3 Belasting ten gevolge van stroming

Aangenomen wordt dat, omdat de afmetingen van de afsluitende betonnen voorplaat gelijk zijn aan die van de huidige stalen voorplaat, de stromingseffecten op de schuif gelijk zullen zijn. Dit betekent dat de neusconstructie op de bovenbalk en de overlap van 200 mm voldoende zijn om de trillingen zodanig te beperken, dat zij niet maatgevend worden voor het ontwerp.

### 3.2.2.4 Belasting door de bewegingswerken

Een schuif wordt op en neer bewogen door twee aparte cilinders. Wanneer deze cilinders niet synchroon bewegen, zal de schuif enorme wrijving ondervinden in de sponningen en misschien zelfs vastlopen. Deze wrijvingsbelasting en de wrijvingsbelasting in de sponningen bij normaal gebruik, worden niet apart meegenomen in de berekening. Aangenomen wordt, dat de marge tussen de hefkracht van de bewegingswerken en het gewicht van de schuif voldoende is, om de wrijvingskrachten op te kunnen nemen.

### 3.2.2.5 Belasting door zetting van de pijlers

Zoals reeds in hoofdstuk 2 is vermeld, is de kering na de initiële zetting nauwelijks meer verplaatst. Gezien de geringe invloed op de stabiliteit van zowel zware stormen, als de aardbeving van 1996 in Limburg, wordt aangenomen dat er geen extra belasting op de schuif zal worden uitgeoefend door zetting van de pijlers.

### 3.2.2.6 Windbelasting

Tijdens extreme windbelasting zal de kering waarschijnlijk gesloten moeten worden. Wanneer dit echter niet zo blijkt te zijn, zullen de schuiven de windbelasting eenvoudig op kunnen nemen. (Met een bouwwerkhoogte van ongeveer 13 meter in een verder onbebouwd terrein in Zeeland zal de stuwdruk  $0.72 \text{ kN/m}^2$  zijn, terwijl de waterdruk die de schuiven op moeten

kunnen nemen 99 kN/m<sup>2</sup> is). Er wordt aangenomen dat de invloed van wind tegen de betonnen schuiven gelijk is aan die tegen de huidige stalen schuiven, voor wat betreft de belasting op de pijlers.

### 3.2.2.7 Overige belasting

Belastingen op de schuiven, anders dan de genoemde, zullen niet worden meegenomen in het ontwerp.

## 3.2.3 Materialen

Om te kunnen construeren met hoge sterkte lichtbeton is het noodzakelijk de rekenregels opnieuw te interpreteren. Voor NEN 6720, voorschriften betontechnologie, zijn reeds door het Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving aanbevelingen geschreven voor hoge sterkte beton, namelijk CUR aanbeveling 37 en beton met grove lichte toeslagmaterialen, namelijk CUR aanbeveling 39. In deze paragraaf worden de materiaatgegevens die zijn aangehouden voor hoge sterkte lichtbeton en het gebruikte betonstaal en de gegevens van de gebruikte voorspanssystemen genoemd.

### 3.2.3.1 Beton

#### Druksterkte

Representatieve waarde van de druksterkte  $f'_{brep} = 71.4 \text{ N/mm}^2$ .

Rekenwaarde van de druksterkte  $f'_b = 60 \text{ N/mm}^2$ .

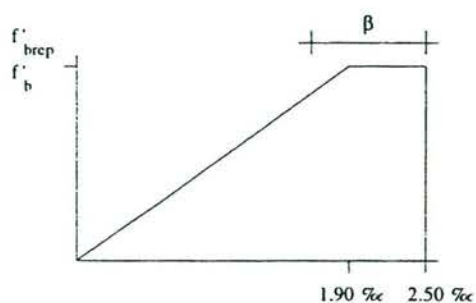
#### Treksterkte

Representatieve waarde van de treksterkte  $f_{brep} = 3.57 \text{ N/mm}^2$ .

Rekenwaarde van de treksterkte  $f_b = 2.55 \text{ N/mm}^2$ .

Gemiddelde treksterkte  $f_{bm} = 5.1 \text{ N/mm}^2$ .

#### Spanning-rek-diagram



Representatieve waarde van de oppervlaktefactor  $\alpha = 0.62$

Rekenwaarde van de oppervlaktefactor  $\alpha = 0.349$

Representatieve waarde van de afstandsfactor  $\beta = 0.62$

Rekenwaarde van de afstandsfactor  $\beta = 0.62$

Volumiek gewicht  $20 \text{ kN/m}^3$

Fig. 3-8 Spanning-rek-diagram van beton B105

### 3.2.3.2 Staal

Van een aantal voorspanssystemen zijn in bijlage C de gegevens opgenomen. De gebruikte systemen staan beide in tabel C-13, namelijk het VSL voorspanstelsysteem met VMA strengen type P.

Voorspanstaal FeP 1860

Betonstaal FeB500

### 3.3 Operationele eisen

Operationele eisen, ook wel bedrijfszekerheidseisen genoemd, geven aan hoe de nieuwe schuiven na oplevering moeten presteren. Slechts de voorwaarden om aan de duurzaamheidseisen van de kering te voldoen, worden veranderd ten opzichte van het oorspronkelijke programma van eisen, daar het hier enkel een ander materiaal betreft.

In de VBC wordt voor de scheurwijdtecontrole uitgegaan van de 'incidentele' belastingcombinatie. Bij de gangbare belastingspectra waarop de VBC zich richt, zal echter geen sprake zijn van een duidelijk te omschrijven 'permanente' toestand zoals dat het geval is bij de Oosterscheldekering. Om de getijbeweging niet te verstoren, hangen de schuiven vrijwel constant boven water. De uitzondering waarbij de schuiven worden laten zakken, heeft een zeer lage kans van optreden (incidentele toestand). Hetzelfde is het geval voor de Maeslant Kering. Ook hier is een duidelijke permanente (parkeer-) toestand en een incidentele toestand met een lage optredenswaarschijnlijkheid. Om een onderhoudsvrije levensduur van 100 jaar te kunnen garanderen is bij de Maeslant Kering onderzoek gedaan naar de aan te houden minimale dekkingen en maximale scheurwijdtes. De eisen aan de betonnen schuiven zijn grotendeels uit dit onderzoek overgenomen.

Er worden twee wapeningsystemen onderscheiden: wapeningsstaal in combinatie met onbeschermd voorspanstaal en alléén wapeningsstaal of wapeningsstaal in combinatie met beschermd voorspanstaal:

#### 3.3.1 Wapeningsstaal in combinatie met onbeschermd voorspanstaal

##### *Kering in geopende toestand*

Gedurende de periode dat schuiven zich boven water bevinden, de permanente toestand, wordt ter plaatse van het voorspanstaal (rekentechnisch) geen scheurvorming toegestaan. Wanneer belasting door moment overheerst, kunnen in de uiterste vezels wel betontrekspanningen ontstaan. Er dient dan een extra toets op de toelaatbare (fictieve) betontrekspanningen uitgevoerd te worden volgens NEN 6720:1991-8.7.4a.

##### *Kering in gesloten toestand*

Gedurende de periode dat schuiven daadwerkelijk water moeten keren, de incidentele toestand, wordt scheurvorming toegestaan binnen bepaalde grenzen:

$$w_{\max} = \left(\frac{c}{c_{\min}}\right)_{A_p} \cdot 0.30 \text{ mm} \leq 0.40 \text{ mm}$$

De uit onderzoek door Schiebl afkomstige formule heeft tot gevolg dat toelaatbare scheurwijdte  $w_{\max}=0.30$  mm, wanneer de minimaal vereiste dekking  $c_{\min}$  wordt toegepast. Volgens de norm moet de betondekking op de omhulling van de buitenste voorspanstreng minimaal 40 mm zijn echter, vanwege de grote vereiste levensduur zal bij het ontwerp van de schuiven een minimale dekking worden aangehouden van 55 mm.

Uitgangspunt voor de toelaatbare scheurwijdte is de eis, gesteld aan het voorspanstaal. In de formule is dit terug te vinden in de toevoeging ' $A_p$ '. Voor betonstaalwapening alléén geldt een minder strenge eis.



### 3.3.2 *Alléén wapeningsstaal aanwezig of in combinatie met beschermd voorspanstaal*

Zowel voor de kering in geopende als voor de kering in gesloten toestand wordt een maximale scheurwijdte  $w_{\max}=0.30$  mm bij  $c_{\min}=55$  mm aangehouden. De scheurwijdte dient gecontroleerd te worden voor:

$$w_{\text{geopend}} \leq w_{\max} = 0.30 \text{ mm} \quad \text{bij } c_{\min}$$

$$w_{\text{geopend}} + 0.2 \cdot (w_{\text{gesloten}} - w_{\text{geopend}}) \leq w_{\max} = 0.30 \text{ mm} \quad \text{bij } c_{\min}$$

In de laatste formule is het effect van de incidentele belasting op de scheurwijdte 'vertaald' in een 'restscheurwijdte' van 20% van de scheurwijdte bij keren. Deze formule is gebaseerd op experimenten aan gewapend betonnen liggers, maar kan hier ook worden toegepast in combinatie met beschermd voorspanstaal omdat de duurzaamheid alleen afhangt van de betonstaalwapening.

## 3.4 **Functionele, onderhoudbaarheids- en uitvoeringseisen**

### 3.4.1 *Functionele eisen*

De functionele eisen geven aan *wat* de schuiven moeten kunnen presteren. Dit is in eerste instantie het keren van water. De schuiven moeten zodanig op de pijlers aansluiten, dat het water dat de schuif in gesloten positie nog passeert, niet van invloed is op de waterstand op de Oosterschelde. De afmetingen die de schuif moet hebben om dit te kunnen bewerkstelligen zijn gegeven in paragraaf 3.2.1.

Buiten het 'goed aansluiten' op de pijler, moet de schuif gedurende de ontwerpperiode zodanig geconserveerd blijven, dat deze zijn functie kan blijven vervullen. Om deze reden zijn er eisen gesteld aan de scheurwijdte (op basis van onderzoek aan de Maeslantkering met een ontwerpperiode van 100 jaar).

### 3.4.2 *Onderhoudbaarheidseisen*

Deze eisen hebben betrekking op de bereikbaarheid van de verschillende onderdelen van de constructie ten behoeve van onderhoudswerkzaamheden en de wijze waarop onderhoud moet worden uitgevoerd. In hoofdstuk 2 is al vermeld dat voor de huidige schuiven de mogelijkheid is ingebouwd om deze 1.30 meter extra te heffen boven het normale niveau om zo de bereikbaarheid van de schuif te vergroten. Deze mogelijkheid blijft voor de nieuwe schuif uiteraard gelijk, wanneer de manier van openen en sluiten gelijk blijft.

Het ontwerp wordt erop gebaseerd dat ofwel het beton niet scheurt of scheurt zonder dat de wapening wordt aangetast zodat er in principe geen onderhoud aan de schuiven nodig is gedurende de ontwerpperiode.

### 3.4.3 *Uitvoeringseisen*

In het geval dat de schuiven ver van de kering worden geprefabriceerd, zullen de schuiven een aantal sluisen etc. moeten passeren tijdens transport. Vanwege de maximale hoogte van een schuif, namelijk 11.9 meter worden hier geen problemen voorzien. Tijdens het ontwerp moet er rekening mee worden gehouden dat de schuif gedraaid en getild zal worden tijdens opslag en transport. Er moet vermeden worden dat wanneer de voorspanning en het eigen gewicht in dezelfde richting werken, de schuif zal breken.

### 3.5 Uitgangspunten

- In dit afstudeerwerk wordt slechts de maatgevende schuif R15 zoals gedefinieerd in bijlage E ontworpen. Aangenomen wordt dat wanneer R15 technisch en economisch haalbaar is, ook de andere schuiven dit zijn.
- In dit afstudeerwerk wordt slechts een ontwerp gemaakt in hoge sterkte beton. Er wordt niet gekeken naar materialen als aluminium of plastic.
- De eindkokers, waar de belastingen van de schuif naar de bewegingswerken en de pijlers worden overgedragen worden niet in detail gedimensioneerd.

# Hoofdstuk 4

*Alternatieve schuifontwerpen*

## 4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt eerst de manier van sluiten van de nieuwe schuif gekozen en vervolgens de vorm van de schuif bepaald. Dat ervoor gekozen is ook de manier van sluiten nog eens in de alternatiefbepaling mee te nemen, is gedaan om niet al in een te vroeg stadium in oplossingen te denken in plaats van in problemen en zo andere, misschien betere oplossingen over het hoofd te zien. Er wordt met een ander materiaal gewerkt, zodat afwegingen die voor de kering met stalen schuiven zijn gemaakt, misschien voor een kering met betonnen schuiven volledig anders zijn.

Er bestaat een aantal eenvoudige methoden om de creativiteit te sturen, en zo tot een breder scala van alternatieven te komen. Voorbeelden hiervan zijn de AIDA-methode (Analysis of Interconnected Design Area's), de combinatieve en de morfologische methode. Bij deze werkwijzen splitst men het probleem op in deelproblemen, en zoekt men naar suboplossingen. Combinatie van de verschillende suboplossingen leidt tot een aantal eindoplossingen waarvan een deel al direct duidelijk leek, een deel onmogelijk is, en een deel nieuw. Soms blijken juist in deze laatste groep de beste antwoorden te liggen.

In paragraaf 4.2 worden systematisch alle mogelijke manieren van sluiten beoordeeld, waarna een keuze wordt gemaakt. In paragraaf 4.3 worden een aantal mogelijke dwarsdoorsneden en bovenaanzichten van de schuif naast elkaar gezet, waarna de beste combinatie of combinaties er worden uitgehaald. Hier wordt bepaald of er in dit rapport één of meerdere alternatieven zullen worden doorgerekend.

## 4.2 Manier van sluiten

Het eerste waar naar gekeken wordt voor het bepalen van alternatieve schuiven, is de wijze van sluiten van de nieuwe schuiven. Hoewel deze kans klein is, bestaat de mogelijkheid dat een andere manier van sluiten gunstiger blijkt dan de huidige omdat er met een ander materiaal wordt gewerkt. Dit zal zodoende meegenomen moeten worden. Er zijn een aantal manieren om de kering te kunnen sluiten:

- Verticale sluiting
- Horizontale sluiting
- Sluiting om een verticale as
- Sluiting om een horizontale as

Deze manieren zullen afzonderlijk op toepasbaarheid worden beoordeeld aan de hand van een aantal criteria. Het eerste is de hoeveelheid aanpassingen die gedaan moet worden om de huidige kering geschikt te maken voor de nieuwe schuiven. Dit is voornamelijk een kostenkwesitie. Hoge sterkte beton is een duur materiaal ten opzichte van staal, zodat de betonnen schuiven hoogstwaarschijnlijk duurder zullen zijn dan nieuwe stalen schuiven. De concurrerende positie moet komen van de lage onderhoudskosten op de lange duur. Hoe hoger de investeringen die gedaan moeten worden om de kering aan te passen, hoe lager de kans dat het ontwerp concurrerend blijkt.

Buiten de hoeveelheid aanpassingen is ook de bedrijfszekerheid een criterium van beoordeling. De bedrijfszekerheid in de huidige situatie is hoog. Er zijn verschillende (reserve-) stroomvoorzieningen. Iedere schuif heeft twee volledige besturingsinstallaties, gescheiden door brand- en explosieafscheidings. Daarbinnen zijn alle vitale onderdelen meerdere malen aanwezig, zodat bij falen direct over kan worden geschakeld. Beoordeeld moet worden in hoeverre een andere manier van sluiten de bedrijfszekerheid vergroot of juist verkleint.

Een derde criterium is het onderhoud. Het zal bijvoorbeeld aanzienlijk uitmaken of de nieuwe schuiven en/of bewegingswerken zich constant onder water bevinden, in plaats van boven water hangen. De hoeveelheid onderhoud en de kosten daarvan moeten sowieso lager zijn dan in de huidige situatie met stalen schuiven. Is dat niet het geval, dan valt het alternatief direct af omdat dan het totale ontwerp nooit zal kunnen concurreren. Tenslotte zijn er een aantal kleinere criteria zoals energieverbruik, die slechts genoemd worden wanneer hun invloed in gunstige of ongunstige zin opvalt.

### 4.2.1 Verticale sluiting

Verticale sluiting betekent, dat de doorstroomopening tussen twee pijlers wordt afgesloten door een schuif van boven naar beneden, of van beneden naar boven voor de opening te schuiven.

#### 4.2.1.1 Van boven naar beneden

Deze manier van sluiten is dezelfde als bij de huidige kering wordt gebruikt. Er hoeven zodoende weinig of geen aanpassingen gedaan te worden, wat een enorm pluspunt is. De hoeveelheid en het gemak van het onderhoud, de bedrijfszekerheid en het energieverbruik zullen amper afwijken van de huidige kering.

#### 4.2.1.2 Van beneden naar boven

Op het moment dat een schuif van beneden naar boven voor de doorstroomopening wordt geschoven, betekent dit dat de schuif zich tijdens geopende kering in een nog te fabriceren ruimte onder water bevindt. De aanpassingen aan de huidige kering die dat vergt zijn enorm, zonet onmogelijk. Deze optie verval.

#### 4.2.2 Horizontale sluiting

Horizontale sluiting betekent, dat de doorstroomopening tussen twee pijlers wordt afgesloten door een schuif van links naar rechts, of van rechts naar links voor de opening te schuiven. Wanneer een schuif van links naar rechts, of van rechts naar links voor de opening wordt geschoven, betekent dit dat de schuiven zich door de pijlers heen moeten bewegen. Dit is onmogelijk, zodat deze optie verval.

#### 4.2.3 Sluiting om een verticale as

Sluiting om een verticale as betekent, dat de doorstroomopening tussen twee pijlers wordt afgesloten door een of meerdere deuren voor de opening te draaien. De richting van de kracht die op zo'n deur moet worden uitgeoefend tijdens het openen of sluiten van de kering, staat loodrecht op de richting van de kracht die de huidige bewegingswerken uitoefenen. Voor iedere manier van sluiten om een verticale as, zullen zodoende nieuwe bewegingswerken moeten worden gebruikt. Verwacht wordt dat de alternatieven dan sowieso te duur zullen worden, zodat deze manier van sluiten afvalt.

#### 4.2.4 Sluiting om een horizontale as

##### 4.2.4.1 Deuren, bevestigd aan de dorpels

Onder deuren, bevestigd aan de dorpels, worden verstaan: één deur die aan de bovendorpel is bevestigd en omlaag voor de doorstroomopening draait (1), één deur die aan de onderdorpel is bevestigd en omhoog voor de doorstroomopening draait (2) en twee deuren, een aan iedere dorpel, die naar boven en naar beneden voor de doorstroomopening draaien (3). Deze alternatieven vallen af om een aantal redenen die, hoewel op zich misschien overkomelijk, samen onoverkomelijk worden voor een concurrerend ontwerp.

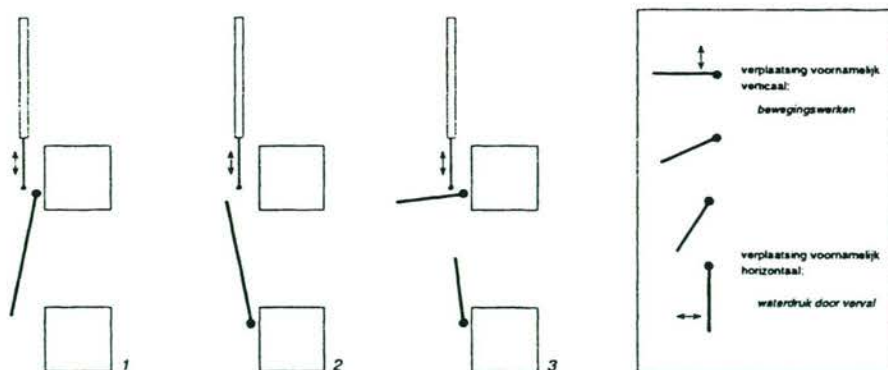


Fig. 4-1 Deuren, bevestigd aan de dorpels bij sluiting om een horizontale as

Tijdens het draaien verplaatsen de deuren zich in zowel verticale, als horizontale richting (zie Fig. 4-1). Het eerste deel van een sluiting kenmerkt zich door een voornamelijk verticale verplaatsing, die door de huidige bewegingswerken makkelijk gevolgd kan worden. Er kan bijna de maximale kracht uitgeoefend worden. Tijdens het laatste deel van een sluiting is de verplaatsing voornamelijk horizontaal. De bewegingswerken kunnen nu een minimale kracht uitoefenen, maar de hoge waterstand op de Noorzee tijdens sluiten en de hoge waterstand op de Oosterschelde tijdens openen zullen gunstig meewerken. Een ideale situatie zal echter nooit ontstaan en alternatief 3 valt direct af, omdat er door de onderste deur geen verbinding met de bewegingswerken gemaakt kan worden.

Optie 1 uit Fig. 4-1, de deur die aan de bovendorpel is bevestigd, heeft als bijkomstig probleem dat de deur in geopende toestand horizontaal boven water hangt. Omdat het aangrijpingspunt van de bewegingswerken en het draaipunt op de dorpel dicht bij elkaar liggen, zal het moment door de bijna 12 meter lange deur enorm worden. Optie 2 geeft minder problemen; er is eenvoudig een constructie te maken waarop de deur in geopende toestand kan rusten. De deur moet echter onder water aan de dorpel worden bevestigd en ook toekomstig onderhoud zal onder water moeten gebeuren of de deur moet er volledig uit.

#### 4.2.4.2 Eén deur, bevestigd in het midden van de pijlers

Er kan vanuit worden gegaan dat de pijlers in staat zijn om krachten uit een horizontale draaideur op te nemen. Bij een horizontale draaideur zijn er twee mogelijkheden: de as van de afsluitende deur valt niet samen met de draaias, zoals links geschetst in Fig. 4-2, of de as van de afsluitende deur valt wel samen met de draaias (2).

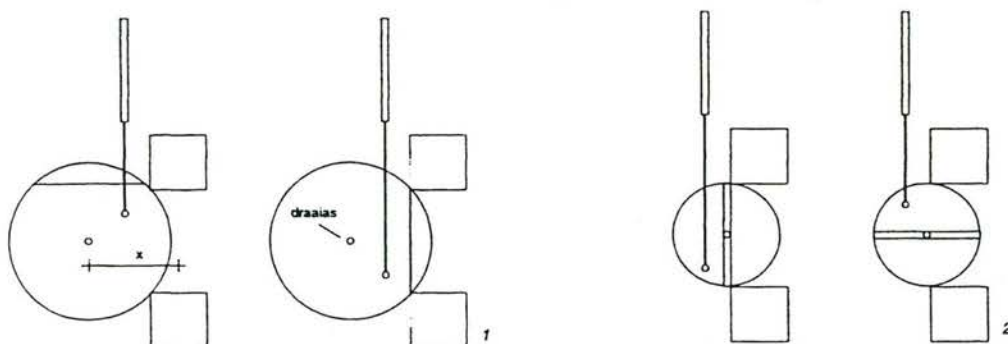


Fig. 4-2 Deuren, bevestigd in het midden van de pijlers bij sluiting om een horizontale as

De eerste optie is eerder tot tevredenheid toegepast bij de Thames Barrier. Nadelen zijn, dat de bewegingswerken niet volledig aansluiten op de beweging die gemaakt moet worden en dat de draaias erg excentrisch ligt (de afstand  $x$ , zoals aangegeven in de figuur is erg groot. De dorpels bevinden zich globaal in het midden van de pijler). Niet alleen veroorzaakt dat grote momenten, de vraag is of de as hier wel aan de pijler bevestigd kan worden. Voordeel is, dat er weinig energie nodig is om de deur te draaien omdat eenvoudig met contragewichten gewerkt kan worden. De tweede optie heeft als nadeel eveneens dat de bewegingswerken niet volledig aansluiten op de beweging die gemaakt moet worden en tevens dat de deur, of in ieder geval een deel daarvan, zich altijd onder water bevindt. Dit is bij de montage en bij onderhoud erg lastig. In principe zullen beide opties wel uitvoerbaar zijn.

#### 4.2.5 Keuze

De levensvatbare alternatieven zijn de verticale sluiting van boven naar beneden en de sluiting om een horizontale as, wanneer één deur bevestigd wordt in het midden van de pijlers. De optie die het minste problemen zal opleveren is de verticale sluiting, zoals die in het huidige ontwerp ook is toegepast. Slechts wanneer de gewichtsproblemen te groot worden (met andere woorden: er geen schuif ontworpen kan worden die zowel alle krachten kan opnemen, als getild kan worden door de huidige bewegingswerken) wordt overgestapt op sluiting om een horizontale as.

#### 4.3 Vorm van de schuif

Nu de manier van sluiten vastligt, dient de vorm van de schuif te worden bepaald. In paragraaf 3.2.1 van het programma van eisen is vastgelegd dat de schuif een hoogte moet hebben van 11.9 meter en een breedte van 43.5 meter. De vorm van de schuif in dikterichting, verantwoordelijk voor de krachtafdracht, is vrij te bepalen zolang de voorplaat maar vlak is om voor de waterafsluiting te zorgen. Verder zijn in het programma van eisen materiaalgegevens en belastingen gegeven. Verschillende belastingsituaties en verschillende materialen zullen leiden tot verschillende optimale schuifvormen, zodat er een compromis moet worden gesloten.

In Fig. 4-3 zijn een aantal mogelijke vormen geschetst. De opties een, twee en drie zijn bovenaanzichten van een schuif tussen twee pijlers. De pijlen geven de richting van de horizontale waterdruk tegen de schuif. De opties a, b en c geven een dwarsdoorsnede van de schuif. Wederom geven de pijlen de richting van de waterdruk aan.

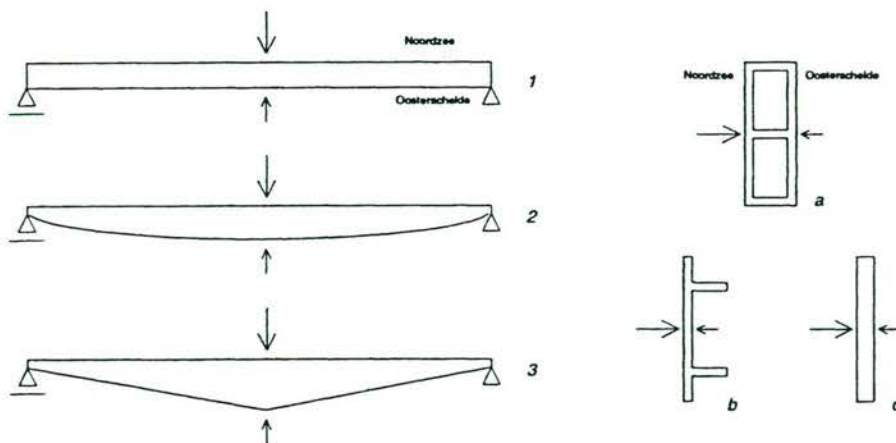


Fig. 4-3 Vormen van de schuif

De horizontale krachten op de schuif zijn het grootst tijdens keren. Het moment op de schuif dat door deze krachten wordt veroorzaakt, verloopt van nul bij de pijlers tot een maximum in het midden van de schuif. Bij de opties twee en drie is de doorsnede hierop aangepast. Zij gebruiken minder beton om hetzelfde moment op te kunnen nemen. Hoewel de tweede optie de momentenlijn het best volgt, zal de derde optie een stuk goedkoper zijn, omdat een gebogen bekisting aanzienlijk duurder is. De materiaalbesparing zal niet tegen de extra kosten opwegen.



Hoewel het gewicht van de schuif een enorme bepalende factor is in het ontwerp, wordt toch niet voor de tweede of derde optie gekozen. Ten eerste moet er aan de uiteinden van de schuif een bepaalde minimale dikte aanwezig zijn om de verankering van de voorspankabels kwijt te kunnen en de krachten van de schuif op de bewegingswerken over te kunnen brengen. Ten tweede is er een bepaalde minimale dikte nodig om de dwarskrachten, die bij het uiteinde juist maximaal zijn, op te kunnen nemen. Ten derde zal een schuif die aan de uiteinden wordt opgepakt en in het midden aan één kant dikker is scheef gaan hangen, wat een enorme extra wrijving tussen de pijlers en de schuif veroorzaakt en tenslotte zal de bekisting van de eerste optie het goedkoopst zijn. Ook hier wordt besloten om slechts voor optie 3 te kiezen wanneer optie 1 om gewichtsredenen alsnog afvalt.

Buiten een drietal bovenaanzichten is in Fig. 4-3 ook een drietal mogelijke schuifdoorsneden getekend. Optie a is een kokerligger, optie b is een T-ligger en optie c is, in combinatie met optie 1, gewoon een vlakke plaat. Omdat de vlakke plaat bij gelijk gewicht een veel kleinere schuifdikte heeft, valt deze optie af.

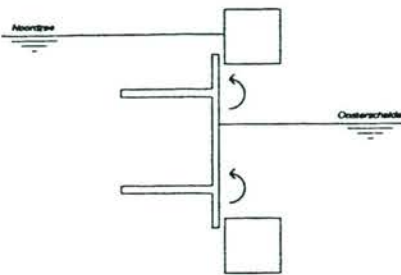
De T-ligger heeft bij gelijk gewicht een grotere schuifdikte dan de kokerligger. Daarentegen kunnen er bij de T-ligger problemen ontstaan met golfklappen. Beide opties zullen in dit haalbaarheidsonderzoek doorgerekend worden.

# Hoofdstuk 5

## *Dimensionering driedubbele T-liggerschuif*

## 5.1 Inleiding

In hoofdstuk 4 is ervoor gekozen twee verschillende alternatieve schuifontwerpen door te rekenen en pas daarna een keuze te maken. Dit hoofdstuk zal zijn gewijd aan de eerste van de twee, namelijk een T-ligger. De T-liggerschuif is een schuif bestaande uit een flens, vergelijkbaar met het horizontale streepje van de letter T en een of meerdere lijven, vergelijkbaar met het verticale streepje in de letter T. De flens zal primair zorg moeten gaan dragen voor de waterafsluiting en het lijf (of de lijven) primair voor de opname van de waterkrachten.



Met de in het programma van eisen gegeven hoogte en breedte, liggen de afmetingen van de waterafsluitende flens al grotendeels vast. Alleen de dikte van de flens moet nog bepaald worden. De benodigde dikte zal voornamelijk worden bepaald door de momenten in de flens, die worden veroorzaakt door de uitkragende lijven. In eerste instantie zullen zodoende de lijven worden gedimensioneerd. In paragraaf 5.2 worden aannames gedaan met betrekking tot de dikte van de flens en de lijven, waarna de hoogte van de lijven wordt bepaald op basis van de belasting door horizontale waterkrachten en het eigen gewicht. Eerst wordt echter gekozen hoeveel lijven er toegepast worden.

Fig. 5-1 Momenten in de flens door de uitkragende lijven

In paragraaf 5.2 is de hoogte van de lijven bepaald op basis van de horizontale waterkrachten. In paragraaf 5.3 wordt dan vervolgens de hoeveelheid voorspanning bepaald, die nodig is om deze krachten ook daadwerkelijk op te kunnen nemen. In paragraaf 5.4 wordt gecontroleerd of de momenten in de uiterste grenstoestand door de schuif opgenomen kunnen worden.

Vervolgens was het de bedoeling om de dwarskracht te controleren en eventuele wijzigingen op het ontwerp aan te brengen, naar aanleiding van de resultaten van de moment- en dwarskrachtcontroles. Dit proces zou net zolang herhaald moeten worden, tot het ontwerp in de uiterste grenstoestand aan alle eisen voldoet. Daarna zou ook de verticale waterbelasting in het ontwerp meegenomen moeten worden, met als voornaamste waarschijnlijk de belasting door golfklappen. Langzaam maar zeker zou zo tot het uiteindelijke ontwerp worden gekomen.

Echter, na in paragraaf 5.4 gecontroleerd te hebben of de momenten door horizontale waterdruk en eigen gewicht opgenomen kunnen worden, werd reeds duidelijk dat een T-liggerschuif niet tot een concurrerend ontwerp zal leiden. Na evaluatie in paragraaf 5.5 is ervoor gekozen direct door te gaan met de berekening van het tweede alternatief, namelijk de kokerliggerschuif in de hoofdstukken 6, 7 en 8.

## 5.2 Bepaling van de benodigde betondoorsnede

In de inleiding is aangegeven dat in deze paragraaf eerst voor een bepaalde hoeveelheid lijven wordt gekozen en dat deze daarna worden gedimensioneerd op basis van de belasting door horizontale waterkrachten en het eigen gewicht.

### 5.2.1 Keuze van het aantal lijven

Hoe dikker de schuif is (dus hoe hoger de lijven zijn), hoe groter het moment en de dwarskracht die opgenomen kunnen worden. Omdat het gewicht van de schuif beperkt is, betekent dit ook dat hoe hoger de lijven zijn, hoe minder lijven toegepast kunnen worden omdat je het 'beschikbare' gewicht òf voor het een, òf voor het ander kan gebruiken. Minder lijven betekent weer grotere momenten in de flens. Om de momenten en de dwarskrachten in de waterafsluitende flens te beperken, moeten dus zoveel mogelijk lijven worden toegepast en om de momentcapaciteit van de totale schuif zo groot mogelijk te maken moeten zo weinig mogelijk lijven worden toegepast. Kortom: er moet een compromis worden gezocht.

Het maximale totale gewicht van een schuif is volgens paragraaf 3.2.1.2 van het programma van eisen ongeveer 10000 kN. Wanneer hoge sterkte lichtbeton met een volumiek gewicht van  $20.0 \text{ kN/m}^3$  wordt gebruikt, mag de schuif een maximaal volume van  $500 \text{ m}^3$  hebben. De lengte van de schuif is 43.5 meter, zodat de oppervlakte van een dwarsdoorsnede  $11.5 \text{ m}^2$  mag zijn. Stel dat de dikte van de voorplaat 400 mm moet worden. Dan is het oppervlak dat overblijft voor de lijven:  $11.5 - 0.4 \cdot 11.9 = 6.7 \text{ m}^2$ .

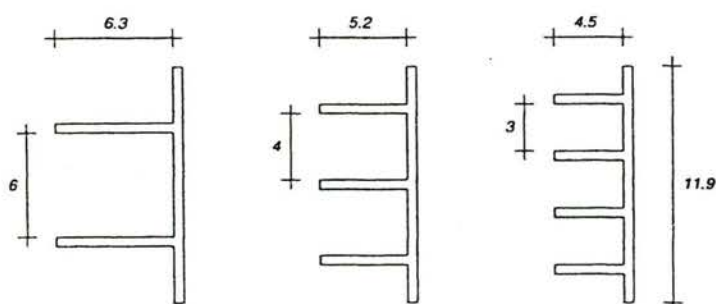


Fig. 5-2 Mogelijke lijfconfiguratie op basis van maximaal gewicht

Dit oppervlak kan bijvoorbeeld verdeeld worden als twee lijven met een hoogte van 6.3 meter, als drie lijven met een hoogte van 5.2 meter of als vier lijven met een hoogte van 4.5 meter. (Als breedte-hoogteverhouding van de lijven is 1:12 aangehouden.)

Het gaat hier nog steeds over een indicatieve berekening om te bepalen hoeveel lijven gebruikt moeten worden.

Op basis van het constructeursgevoel wordt gekozen voor drie lijven. Na berekening kan in een later stadium alsnog besloten worden een ander aantal lijven te gebruiken.

### 5.2.2 Bepaling van de lijf- en flensdikte

De dikte van de afsluitende flens wordt  $t_f$  genoemd en de dikte van de lijven  $t_l$ . Omdat de schuif zo licht mogelijk ontworpen dient te worden vanwege het maximale hefvermogen van de bewegingswerken, wordt getracht (waar mogelijk) de minimaal vereiste diktes toe te passen. De dikte van de flens en de lijven blijkt zodoende af te hangen van de minimaal vereiste dekking op de voorspankabels die zich in de flens en lijven bevinden. Volgens NEN 6720:1991-9.2 moet de nominale betondekking op de hoofdwapening ten minste gelijk zijn aan anderhalf maal de kenmiddellijn  $\varnothing_k$  voor staven met  $\varnothing_k$  groter dan 25 mm. Om  $\varnothing_k$  te bepalen moet ieder element vervangen worden gedacht door een denkbeeldige staaf, waarvan het oppervlak van de doorsnede gelijk is aan dat van de te vervangen bundel.

Alvast vooruitlopend op de plaatsing van de voorspankabels in het profiel, wordt gekozen voor 37-strengs kabels. Om het 'Oosterscheldemoment' van belastingsituatie II op te kunnen nemen is het namelijk gewenst de voorspanning zo excentrisch mogelijk, dus zo ver mogelijk van de flens te plaatsen. Omdat de lijven weinig plaats bieden om de kabels op te kunnen bergen, is het beter om één grote kabel ver van de flens af te leggen dan meerdere kleine kabels te gebruiken, die vanwege minimale hart-op-hart afstanden het zwaartepunt dichter naar de flens hebben liggen.

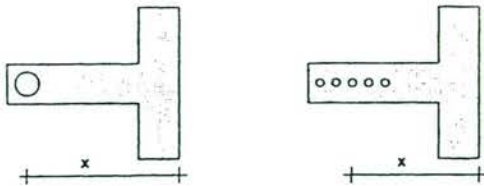
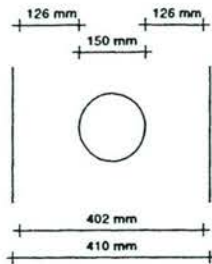


Fig. 5-3 Keuze voor aantal strengen per voorspankabel

Bij een 37-strengs kabel is anderhalf maal de vervangende kenmiddellijn:

$$1.5 \cdot \phi_k = 1.5 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot 37 \cdot 150}{\pi}} = 126 \text{ mm}$$



De uitwendige diameter van de omhullingsbuis van een 37-strengs kabel is 150 mm en de dekking blijkt aan beide zijden 126 mm te moeten zijn, zodat voor een 37-strengs kabel een profiel met een dikte van 410 mm nodig is. Hoe groter de diameter van een voorspanstreng, hoe minder strengen er nodig zullen zijn. Minder, maar grotere strengen, betekent minder benodigde arbeid tijdens het voorspannen en toch dezelfde kracht. Om deze reden zal met de grootst gangbare strengdiameter, namelijk  $\varnothing 15.7$  mm, worden doorgerekend. Er wordt uitgegaan van het VSL voorspanstelsel met VMA strengen type P6-37 (zie bijlage C of programma van eisen).

Fig. 5-4 Bepaling hoeveelheid strengen per kabel

Zowel de lijf- als de flensdikte wordt voorlopig 410 mm. Wanneer de lijfhoogte (dus de schuifdikte) is bepaald en globaal aan de eisen in de uiterste grenstoestand met betrekking tot de horizontale waterkrachten wordt voldaan, zal pas worden gecontroleerd of de lijven en de flens dikt genoeg zijn om alle daarop werkende krachten op te kunnen nemen.

### 5.2.3 Bepaling van de lijfhoogte

Zolang de doorsnede nog elastisch vervormt en er dus sprake is van een lineaire verdeling van de rek en de spanning over de hoogte, is de spanning in een bepaalde vezel van de doorsnede te berekenen uit de verhouding tussen het buigend moment en traagheidsmoment:

$$\frac{M \cdot z}{I} = \sigma \quad \text{of} \quad \frac{M}{\sigma} = \frac{I}{z}$$

waarin:  $M$  het moment op de doorsnede  
 $\sigma$  de spanning in een bepaalde vezel van de doorsnede  
 $z$  de afstand van het zwaartepunt tot de bepaalde vezel  
 $I$  het traagheidsmoment van de doorsnede

Andersom geldt, dat wanneer de grootte van het buigend moment bekend is en er grenzen worden gesteld aan de spanning, het traagheidsmoment en daarmee de doorsnede van de schuif te bepalen is.

Het bepalen van de schuifdikte in deze paragraaf gebeurt nog zonder gebruik te maken van materiaal- of belastingfactoren (bruikbaarheidsgrenstoestand). Voor de controle van de moment- en de dwarskrachtcapaciteit verder in dit hoofdstuk, worden deze factoren wel gebruikt (uiterste grenstoestand).

Zojuist is gesteld dat de doorsnede te bepalen is wanneer de momenten bekend zijn en er grenzen worden gesteld aan de spanning. Als bovengrens aan de drukspanning wordt  $71.4 \text{ N/mm}^2$  gesteld. In het programma van eisen is terug te vinden dat in de bruikbaarheidsgrenstoestand het beton zich bij elke spanning lager dan  $71.4 \text{ N/mm}^2$  nog in het elastische gebied bevindt, zodat de relatie tussen moment, spanning en traagheidsmoment geldig is. Als bovengrens aan de trekspanning wordt de in NEN 6720:1991-8.7.4a gegeven waarde aangehouden:

$$k_5 \cdot f_{bm} = 0.3 \cdot 5.1 = 1.53 \text{ N/mm}^2$$

waarin:  $f_{bm}$  de gemiddelde treksterkte van het beton  
 $k_5$  een factor

Ten gevolge van belastingsituatie I, een maatgevende storm op de Noordzee, zal de schuif doorbuigen in de richting van de Oosterschelde. Hierdoor ontstaat aan de Noordzeezijde van de schuif een druk- en aan de Oosterscheldezijde een trekspanning. Ten gevolge van belastingsituatie II, een hoge waterstand op de Oosterschelde en een lage waterstand op de Noordzee, zal juist aan de Oosterscheldezijde een drukspanning en aan de Noordzeezijde een trekspanning ontstaan. Verder zorgt het eigen gewicht voor druk aan de bovenzijde en trek aan de onderzijde van de schuif. Voorspanning moet ervoor zorgen dat in onbelaste toestand een drukspanning ontstaat, die groot genoeg is om onder volledige belasting de maximale trekspanning nergens te laten overschrijden en klein genoeg om onder volledige belasting de gestelde maximale drukspanning nergens te laten overschrijden. Dit is grafisch weergegeven in Fig. 5-5.

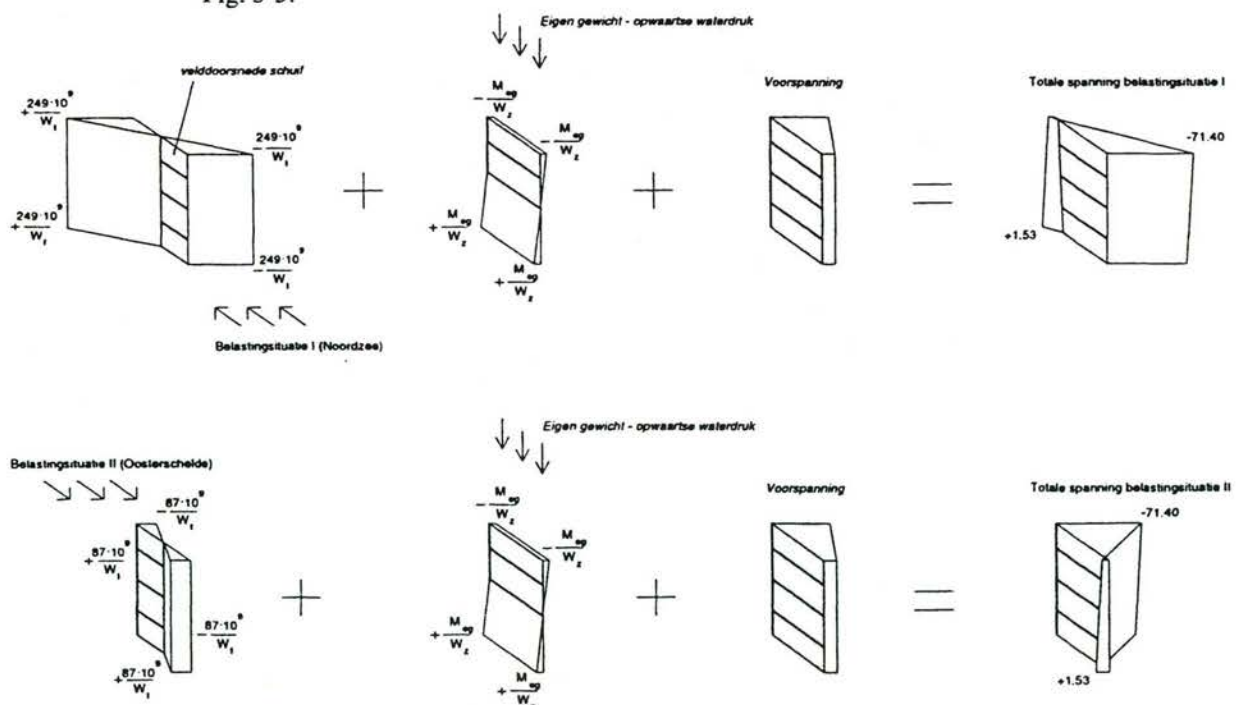


Fig. 5-5 Spanningsoverzicht van het veld van de schuif (in Newton en mm)

Het traagheidsmoment, gedeeld door de afstand tussen het zwaartepunt en de uiterste vezel aan de Oosterscheldezijde (flenszijde), is het weerstandsmoment  $W_f$  genoemd en het traagheidsmoment, gedeeld door de afstand tussen het zwaartepunt en de uiterste vezel aan de Noordzeezijde (lijfzijde), is het weerstandsmoment  $W_l$  genoemd.

Uit het spanningsoverzicht is te destilleren dat:

$$\frac{249 \cdot 10^9 + 87 \cdot 10^9}{W_f} + \frac{2 \cdot M_{eg}}{W_z} \leq 71.40 + 1.53$$

$$\frac{249 \cdot 10^9 + 87 \cdot 10^9}{W_l} + \frac{2 \cdot M_{eg}}{W_z} \leq 71.40 + 1.53$$

Er zijn nu twee vergelijkingen bekend, met als onbekenden het moment door eigen gewicht  $M_{eg}$  en de weerstandsmomenten  $W_f$ ,  $W_l$  en  $W_z$ . Deze onbekenden zullen eerst worden omschreven als functies van de schuifdikte  $d$ , waarna de schuifdikte berekend kan worden.

- Het omschrijven van het moment door eigen gewicht  $M_{eg}$  naar een vergelijking met de schuifdikte als enige onbekende geschiedt als volgt:

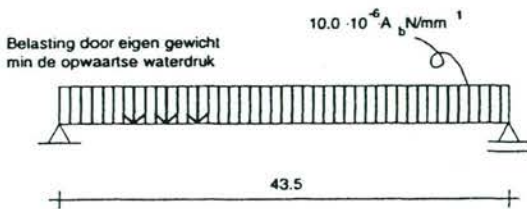


Fig. 5-6 Totale maatgevende belasting op de schuif

De belasting door eigen gewicht per strekkende meter schuif is:  $A_b \cdot (20.0 \cdot 10^{-6} - 10.0 \cdot 10^{-6}) \text{ N/mm}^1$

Het veldmoment door dit eigen gewicht is:

$$M_{eg} = \frac{1}{8} \cdot 10 \cdot 10^{-6} \cdot A_b \cdot 43500^2 \text{ Nmm}$$

Het betonoppervlak is  $A_b = 11900 \cdot 410 + 3 \cdot 410 \cdot (d - 410)$ , zodat een vergelijking met alleen  $d$  als onbekende resteert.

- Het omschrijven van het weerstandsmoment  $W_f$  naar een vergelijking met de schuifdikte als enige onbekende geschiedt als volgt:

Het weerstandsmoment  $W_f$  was gedefinieerd als:  $W_f = \frac{I_y}{z_f}$

Hierin is het traagheidsmoment  $I_y$ :

$$410 \cdot \left( \frac{11900 \cdot 410^2}{12} + 11900 \cdot (z_f - 205)^2 + 3 \cdot \left( \frac{(d - 410)^3}{12} + (d - 410) \cdot \left( z_f - \frac{d - 410}{2} - 410 \right)^2 \right) \right)$$

Dit is een vergelijking met  $d$  en het zwaartepunt vanaf de flens  $z_f$  als enige onbekenden. Het zwaartepunt  $z_f$  is weer te schrijven als een vergelijking die slechts afhankelijk is van de dikte  $d$ :

$$\frac{\frac{1}{2} \cdot 11900 \cdot 410^2 + 3 \cdot 410 \cdot (d - 410) \cdot \left( 410 + \frac{d - 410}{2} \right)}{11900 \cdot 410 + 3 \cdot 410 \cdot (d - 410)}$$

- Het omschrijven van het weerstandsmoment  $W_1$  naar een vergelijking met de schuifdikte als enige onbekende gebeurt op dezelfde wijze als  $W_f$ . Het traagheidsmoment blijft gelijk en het zwaartepunt  $z_1 = d - z_f$ .
- Het omschrijven van het weerstandsmoment  $W_z$  naar een vergelijking met de schuifdikte als enige onbekende geschiedt als volgt:

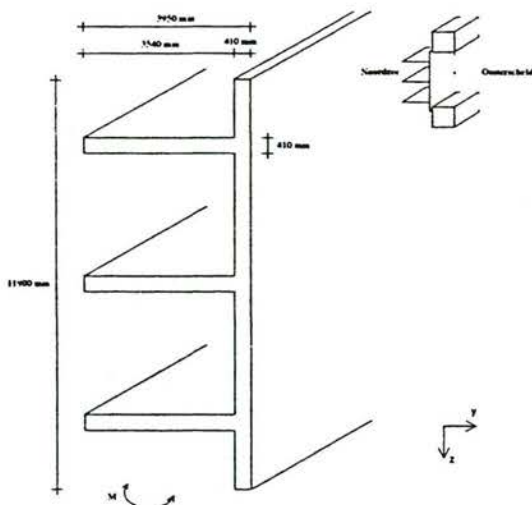
Het weerstandsmoment  $W_z$  was gedefinieerd als:  $W_z = \frac{I_z}{z_z}$

Hierin is het traagheidsmoment  $I_z$ :

$$410 \cdot \left( \frac{11900^3}{12} + 3 \cdot \frac{(d-410) \cdot 410^2}{12} + 2 \cdot (d-410) \cdot 3967^2 \right)$$

Met  $z_z$  gelijk aan de halve hoogte, namelijk 5950 mm, is ook de laatste onbekende grootte bekend als functie van de schuifdikte  $d$ , zodat deze dikte ook daadwerkelijk bepaald kan worden. Vanwege de geringere hoeveelheid beton bij de uiterste vezel zijn uiteraard de lijven, ofwel de vergelijking met  $W_1$ , maatgevend voor de dikte  $d$ . De minimaal benodigde dikte is 3950 mm.

Bij de bepaling van de traagheids- en weerstandsmomenten is steeds met de volledige doorsnede gerekend. Er moet gecontroleerd worden of wel de volledige doorsnede meewerkt bij het opnemen van de krachten. Volgens NEN 6720:1991-7.1.7 is de meewerkende breedte van een flensdeel tussen twee lijven maximaal twaalfde van de overspanning. De breedte van een flensdeel tussen twee lijven is 3557 mm, terwijl twaalfde van de overspanning 8700 mm is, zodat het volledige flensdeel mee zal werken. De meewerkende breedte van de uitkragende flensdelen is maximaal eentiende van de overspanning. De breedte van een uitkragend flensdeel is 1779 mm, terwijl een tiende van de overspanning 4350 mm is, zodat het volledige flensdeel mee zal werken. Ook de lijven zijn te zien als uitkragende liggerdelen en hebben zodoende een meewerkende hoogte van maximaal een tiende van de overspanning. De hoogte van de lijven is  $3950 - 410 = 3540$  mm, terwijl een tiende van de overspanning 4350 mm is, zodat ook de volledige lijven mee zullen werken.



De doorsnedegegevens zijn eenvoudig te bepalen door in eerder genoemde formules de nu bepaalde waarde voor  $d$  in te vullen:

Betonddoorsnede veld  $A_b$ :  $9.23 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

Zwaartepunt  $z_f$ : 1136 mm

Zwaartepunt  $z_1$ : 2814 mm

Zwaartepunt  $z_z$ : 5950 mm

Traagheidsmoment  $I_y$ :  $1.359 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$

Traagheidsmoment  $I_z$ :  $1.033 \cdot 10^{14} \text{ mm}^4$

Weerstandsmoment  $W_f$ :  $1.196 \cdot 10^{10} \text{ mm}^3$

Weerstandsmoment  $W_1$ :  $4.830 \cdot 10^9 \text{ mm}^3$

Weerstandsmoment  $W_z$ :  $1.736 \cdot 10^{10} \text{ mm}^3$

Fig. 5-7 Betonddoorsnede veld van de schuif, inclusief doorsnedegegevens



### 5.3 Bepaling van de benodigde voorspanning

De maximale trekspanning in de flens is door belastingsituatie I:

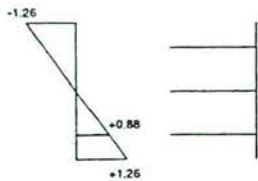
$$\frac{M_I}{W_f} = \frac{249 \cdot 10^9}{1.196 \cdot 10^{10}} = 20.82 \text{ N/mm}^2$$

De maximale trekspanning in de lijven is door belastingsituatie II:

$$\frac{M_{II}}{W_l} = \frac{87 \cdot 10^9}{4.830 \cdot 10^9} = 18.01 \text{ N/mm}^2$$

De maximale trekspanning onder in de flens door eigen gewicht is op het moment dat de schuif zich onder water bevindt:

$$\frac{M_{eg}}{W_z} = \frac{2.18 \cdot 10^{10}}{1.736 \cdot 10^{10}} = 1.26 \text{ N/mm}^2$$



De maximale trekspanning in het onderste lijf door eigen gewicht is:

$$1.26 \cdot \left(1 - \left(\frac{2}{6} - \frac{410}{11900}\right)\right) = 0.88 \text{ N/mm}^2$$

Fig. 5-8 Spanning door eigen gewicht aan de onderzijde van het onderste lijf

In Fig. 5-5 zijn de spanningen in de velddoorsnede door eigen gewicht en de beide belastingsituaties grafisch weergegeven en is ook de totale resulterende spanning in de schuif getekend. Om de maximale trekspanning in het beton niet te overschrijden moet de voorspanning in de flens een grootte hebben van:

$$1.53 - 20.82 - 1.26 = -20.55 \text{ N/mm}^2$$

Om dezelfde reden moet de voorspanning in de lijven een grootte hebben van:

$$1.53 - 18.01 - 0.88 = -17.36 \text{ N/mm}^2$$

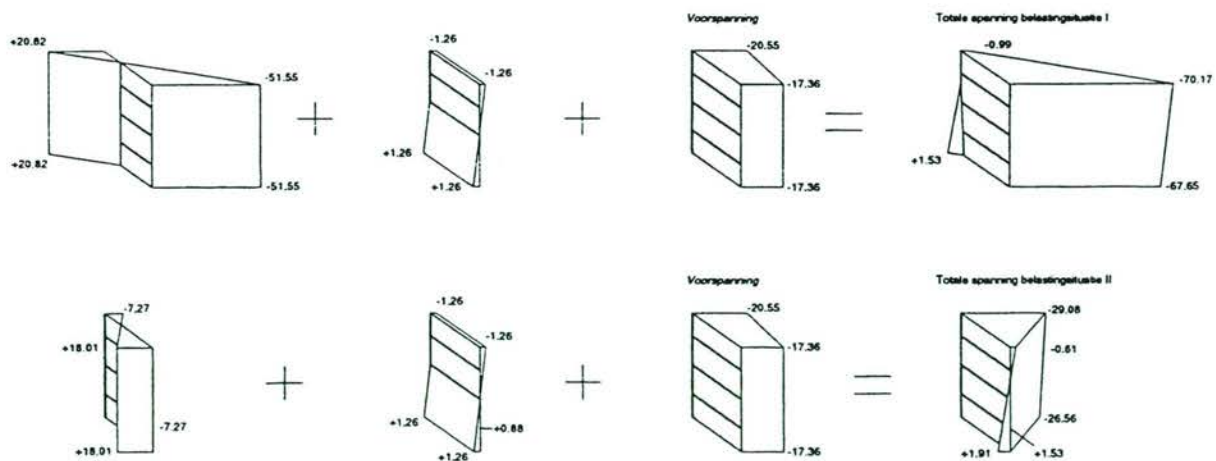


Fig. 5-9 Spanningsoverzicht in het veld van de schuif inclusief voorspanning (in  $N/mm^2$ )

In Fig. 5-9 is het eerder gegeven spanningsoverzicht nogmaals getoond. De waarden zijn nu bijgeschreven. Uit de figuur blijkt tevens dat de maximale drukspanning in de schuif  $70.17 \text{ N/mm}^2$  is, zodat de elastische benadering is geoorloofd.

Omdat de (voor-)spanning in de Oosterschelde- en de Noordzeefflens niet aan elkaar gelijk is, moet er sprake zijn van zowel centrische, als excentrische voorspanning. De grootte van de centrische voorspanning is:

$$20.55 - \frac{1136}{3950} \cdot (20.55 - 17.36) = 19.63 \text{ N/mm}^2$$

De aanvangsvoorspanning mag volgens NEN 6720:1991-4.1.4.5 niet groter zijn dan de kleinste waarde van:

$$\sigma_{pi} = 0.8 \cdot f_{pu} = 1352 \text{ N/mm}^2 \quad \text{en} \quad \sigma_{pi} = f_p = 1450 \text{ N/mm}^2$$

waarin:  $\sigma_{pi}$  de aanvangsspanning in het voorspanstaal  
 $f_p$  de rekenwaarde van de 0.1%-rekgrens in het voorspanstaal  
 $f_{pu}$  de rekenwaarde van de treksterkte van het voorspanstaal

Aangenomen wordt dat als gevolg van tijdsafhankelijke verliezen de voorspanning op  $t=\infty$  nog maar 85% van de aanvangsvoorspanning is. Het benodigde oppervlak aan voorspanstaal om op  $t=\infty$  een centrische drukspanning van  $19.63 \text{ N/mm}^2$  te veroorzaken is:

$$\frac{0.85 \cdot 1352 \cdot A_p}{9.23 \cdot 10^6} = 19.63 \rightarrow A_p = 157662 \text{ mm}^2$$

Een streng  $\varnothing 15.7 \text{ mm}$  heeft een oppervlak van  $150 \text{ mm}^2$ . Dit betekent dat er 1052 strengen nodig zijn. Omdat gebruik wordt gemaakt van 37-strengs kabels, zijn er 29 nodig om de drukspanning te kunnen produceren. Wanneer er 29 kabels met een doorsnede van  $150 \text{ mm}^2$  in de doorsnede worden gelegd, zal het betonoppervlak afnemen. De kabels worden na voorspannen echter met grout gevuld, zodat slechts de werkelijke kabeldoorsnede van het betonoppervlak wordt afgetrokken. Dit verschil is zo minimaal, dat dit niet in de berekening wordt meegenomen. De centrische voorspanning wordt:

$$\frac{0.85 \cdot 1352 \cdot 29 \cdot 37 \cdot 150}{9.23 \cdot 10^6} = 20.04 \text{ N/mm}^2 \geq 19.63 \text{ N/mm}^2$$

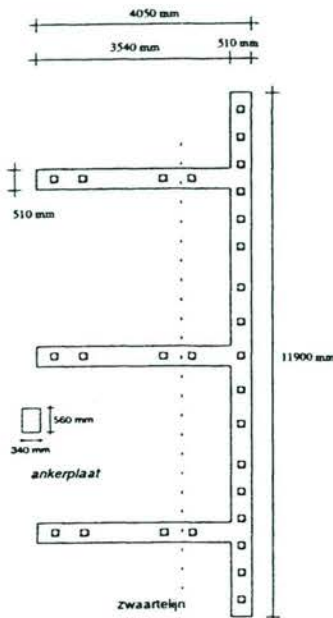
Deze centrische drukspanning moet veranderen in een drukspanning van  $20.55 \text{ N/mm}^2$  in de afsluitende flens en een drukspanning van  $17.36 \text{ N/mm}^2$  in de lijven, door enkele van de 29 kabels excentrisch te plaatsen. Deze excentrische kabels moeten in de uiterste vezels van de flens een spanning veroorzaken van:

$$-20.55 + 20.04 = -0.51 \text{ N/mm}^2$$

Deze zelfde kabels zullen dan in de uiterste vezels van de lijven een spanning veroorzaken van:

$$-17.36 + 20.04 = +2.68 \text{ N/mm}^2$$

Op de spiraalwapening van het VSL P6-37 voorspanstelsysteem moet een dekking worden aangehouden van 55 mm, zoals vermeld in paragraaf 3.3.1 van het programma van eisen. De diameter van de spiraalwapening is 400 mm, dus de minimale flens- en lijfdikte ter plaatse van de spiraalwapening (bij de verankering aan de uiteinden van de schuif) is 510 mm. Omdat de flensdikte in het veld slechts 410 mm is, betekent dit dat de velddoorsnede en de einddoorsnede niet gelijk zijn.



Er worden 17 van de 29 kabels in de flens geplaatst en 6 kabels zo dicht mogelijk tegen de uiterste vezel in de lijven. De afstand tot het zwaartepunt van de overige 6 kabels wordt zo bepaald, dat de gewenste 'excentrische' spanningen worden bereikt. De excentriciteit van de 17 kabels in de flens is:

$$1136 - \frac{1}{2} \cdot 510 = 881 \text{ mm}$$

Een ankerplaat van het VSL voorspanstelsysteem P6-37 heeft, zoals is terug te vinden in bijlage C en het programma van eisen, een afmeting van 560 bij 340 mm. De excentriciteit van de 6 kabels in de lijven is zodoende:

$$2814 - 560 = 2254 \text{ mm}$$

De afstand  $x$  tussen het zwaartepunt van de doorsnede en het zwaartepunt van de overige 6 kabels is te bepalen met:

$$\frac{0.85 \cdot 1352 \cdot 150 \cdot 37 \cdot (2254 \cdot 6 - 881 \cdot 17 + x \cdot 6)}{1.196 \cdot 10^{10}} = -0.51 \rightarrow x = 83 \text{ mm}$$

In Fig. 5-10 is de einddoorsnede van de schuif (bij de ophanging tussen de pijlers) getekend met hierin de ankers.

Fig. 5-10 Einddoorsnede

Samengevat:

- Zeventien kabels midden in de flens, ofwel 255 mm vanaf de uiterste flensvezel;
- Drie kabels met de 'lijf'-rand van de ankerplaat op een afstand van 83 mm uit het zwaartepunt, dus de kabels zelf 197 mm uit het zwaartepunt aan flenszijde;
- Drie kabels met de 'flens'-rand van de ankerplaat op een afstand van 83 mm uit het zwaartepunt, dus de kabels zelf 363 mm uit het zwaartepunt aan lijfzijde;
- Drie kabels met de 'lijf'-rand van de ankerplaat aangelegd tegen de uiterste vezel van de lijven, ofwel 280 mm vanaf de uiterste vezel;
- Drie kabels met de ankerplaten hier tegenaan, ofwel  $280 + 560 = 840$  mm vanaf de uiterste lijfvezels.

Ter controle worden de spanningen in de schuif in de bruikbaarheidsgrenstoestand nog een keer berekend met de gekozen afmetingen en voorspanning. Het veldmoment dat door een excentrisch aangrijpende voorspankracht op de schuif werkt is:

$$M = F_p \cdot e$$

waarin:  $e$  de afstand tussen het aangrijppunt van de voorspanning en het zwaartepunt van de doorsnede

In verticale richting is de schuif symmetrisch, zodat de effecten van de excentrisch gelegen kabels boven en onder het zwaartepunt elkaar tenietdoen. In horizontale zin zijn de excentriciteiten  $e$  reeds bepaald. Het veldmoment door de excentrisch aangrijpende voorspankrachten op de schuif is:

$$M = \left(-\frac{17}{29} \cdot 881 + \frac{6}{29} \cdot 2254 + \frac{6}{29} \cdot 83\right) \cdot F_p = -32.9 \cdot F_p$$

Er werkt niet alleen een belasting door voorspanning op de schuif als gevolg van de excentrische ligging van de voorspankabels, maar ook als gevolg van het gekromd in de doorsnede liggen van de voorspankabels. De flenskabels liggen aan het uiteinde van de schuif 255 mm van de uiterste vezel (de helft van 510 mm), terwijl zij in het veld 205 mm van de uiterste vezel af liggen (de helft van 410 mm). Het veldmoment dat door een gekromde kabel op de ligger werkt is:

$$M = \frac{1}{8} \cdot \left(\frac{8 \cdot F_p \cdot f}{\ell^2}\right) \cdot \ell^2 = F_p \cdot f$$

waarin:  $\frac{8 \cdot F_p \cdot f}{\ell^2}$  de belasting die door een gekromde kabel op de ligger wordt uitgeoefend

$f$  de verticale afstand tussen de ligging van de voorspankabels ter plaatse van het liggereinde en het veld (ook pijl genoemd)

Pijl  $f$  van de 17 kabels in de waterkerende flens:  $\frac{510-410}{2} = 50 \text{ mm}$

$$M = -\frac{17}{29} \cdot 50 \cdot F_p = -29.3 \cdot F_p$$

De excentrische voorspanning in de flens wordt:

$$\frac{0.85 \cdot 1352 \cdot 30 \cdot 37 \cdot 150 \cdot (-32.9 - 29.3)}{1.196 \cdot 10^{10}} = -1.00 \text{ N/mm}^2$$

De excentrische voorspanning in de lijven wordt:

$$\frac{0.85 \cdot 1352 \cdot 30 \cdot 37 \cdot 150 \cdot (-32.9 - 29.3)}{4.830 \cdot 10^9} = -2.46 \text{ N/mm}^2$$

Controle maatgevende vezels:

Onderzijde van de flens in belastingsituatie I:

$$+20.82 + 1.26 - 20.04 - 1.00 = +1.04 \text{ N/mm}^2 \leq +1.53 \text{ N/mm}^2$$

Onderzijde van het onderste lijf in belastingsituatie II:

$$+18.01 + 0.88 - 20.04 + 2.46 = +1.31 \text{ N/mm}^2 \leq +1.53 \text{ N/mm}^2$$

Bovenzijde van het bovenste lijf in belastingsituatie I:

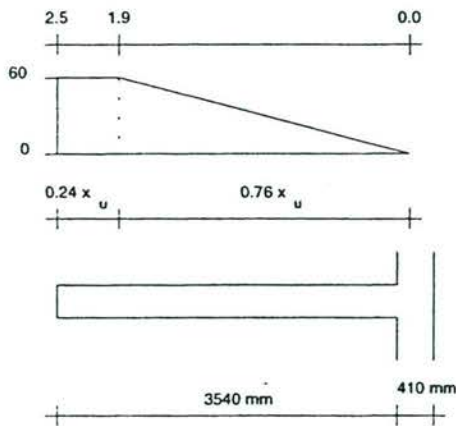
$$-49.09 - 1.77 - 20.44 + 2.58 = -68.72 \text{ N/mm}^2 \geq -71.40 \text{ N/mm}^2$$

### 5.4 Bepaling van de momentcapaciteit

De schuif is nu zodanig gedimensioneerd, dat wanneer er geen belasting- of materiaalfactoren in rekening worden gebracht, de op de totale schuif werkende horizontale krachten opgenomen kunnen worden. In deze paragraaf zal worden gecontroleerd of de schuif de momenten ook op kan nemen wanneer deze factoren wel in rekening worden gebracht (uiterste grenstoestand). Wanneer dit niet het geval is, moet de gekozen doorsnede worden aangepast en moeten de berekeningen worden herhaald voor de nieuwe doorsnede. Wanneer de schuif de momenten in de uiterste grenstoestand wel op kan nemen, zal verder worden gegaan met de controle van de dwarskrachtcapaciteit in de uiterste grenstoestand. Als eerste wordt belastingsituatie I bekeken; de maatgevende storm op de Noordzee.

#### 5.4.1 Uiterst opneembaar moment in belastingsituatie I

Vanwege horizontaal evenwicht moet op het moment van bezwijken de kracht op de doorsnede door trek in het aanwezige staal ( $N_s + N_p$ ), gelijk zijn aan de kracht op de doorsnede door druk in het aanwezige beton ( $N_b$ ). De bezwijkkracht in het beton in de uiterste grenstoestand, is de kracht op het moment dat het beton de maximale stuik van 2.5 ‰ bereikt.



Eerst wordt de betonkracht  $N_b$  bepaald, waarbij wordt aangenomen dat de drukzone (met hoogte  $x_u$ ) tot in de flens doorloopt (Fig. 5-11):

$$N_b = 0.62 \cdot 410 \cdot 60 \cdot x_u \cdot 3 + (11900 - 3 \cdot 410) \cdot \frac{60 \cdot (x_u - 3540)^2}{2 \cdot 0.76 \cdot x_u}$$

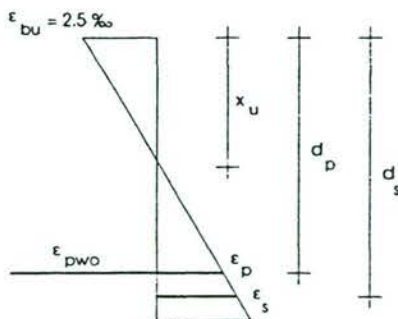
(De oppervlaktefactor  $\alpha=0.62$  is terug te vinden in paragraaf 3.2.3.1 van het programma van eisen.)

$$N_b = 4.58 \cdot 10^4 \cdot x_u + 4.21 \cdot 10^5 \cdot x_u - 2.98 \cdot 10^9 + \frac{5.28 \cdot 10^{12}}{x_u}$$

$$N_b = 4.67 \cdot 10^5 \cdot x_u - 2.98 \cdot 10^9 + \frac{5.28 \cdot 10^{12}}{x_u}$$

Fig. 5-11 Spanning-rek-diagram beton geprojecteerd op de schuif

(De betonkracht uit de lijven, doorlopend in de flens, wordt opgeteld bij de betonkracht uit de stukjes flens tussen de lijven).



Vervolgens wordt de staalkracht  $N_s + N_p$  bepaald. In Fig. 5-12 is af te lezen dat moet gelden:

$$\epsilon_s = \epsilon_{bu} \cdot \left( \frac{d_s}{x_u} - 1 \right)$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{bu} \cdot \left( \frac{d_p}{x_u} - 1 \right) + \epsilon_{pwo}$$

$\epsilon_{pwo}$  is de beginrek door voorspanning.

Fig. 5-12 Bepaling van de staalrekken

Vaak wordt afgezien van het bepalen van de aanvangsrek  $\epsilon_{pwo}$  ten opzichte van de onvervormde doorsnede en wordt in plaats daarvan gewerkt met de rek in de gebruikstoestand  $\epsilon_{pw}$ . Doordat de spanning in het voorspanstaal in de bezwijktoestand groter is dan  $0.9 \cdot f_{pu}$  en het voorspanstaal dientengevolge sterk vervormt met toenemende belasting (als het ware 'vloeit'), zal het verschil tussen  $\epsilon_{pwo}$  en  $\epsilon_{pw}$  slechts leiden tot verwaarloosbare verschillen in de spanningen in het voorspanstaal in de bezwijktoestand.

$$\epsilon_{pwo} = \frac{\sigma_{pw}}{E_p} = \frac{0.85 \cdot 1352}{200000} = 5.75 \cdot 10^{-3}$$

De kracht op de doorsnede door het aanwezige staal is:

$$N_s + N_p = E_s \cdot (A_s \cdot \epsilon_s + A_p \cdot \epsilon_p) = E_s \cdot (A_s \cdot (\frac{\epsilon_{bu} \cdot d_s}{x_u} - \epsilon_{bu}) + A_p \cdot (\frac{\epsilon_{bu} \cdot d_p}{x_u} - \epsilon_{bu} + \epsilon_{pw}))$$

De hoeveelheid voorspanstaal is bekend, maar de hoeveelheid wapeningsstaal is tot op heden niet bepaald. Voorlopig wordt aangenomen dat de volledige doorsnede wordt gewapend met staven  $\varnothing 20$ -200 mm. De invloed van de wapening zal ten opzichte van de invloed van de voorspanning gering zijn, zodat in dit stadium van het ontwerp volstaan kan worden met zo'n aanname. In de waterafsluitende flens komen ongeveer 120 staven en per lijf ongeveer 40 staven te liggen.

De oppervlakte van het wapeningsstaal is:

$$A_s = (120 + 3 \cdot 40) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 20^2 \approx 75400 \text{ mm}^2$$

De afstand van het zwaartepunt van het wapeningsstaal tot de uiterste gedrukte vezel is:

$$d_s = \frac{\frac{3540}{2} \cdot \frac{75400}{2} + (3540 + \frac{410}{2}) \cdot \frac{75400}{2}}{75400} \approx 2760 \text{ mm}$$

De oppervlakte van het voorspanstaal is bepaald op:

$$A_p = 29 \cdot 37 \cdot 150 = 160950 \text{ mm}^2$$

De afstand van het zwaartepunt van het voorspanstaal tot de uiterste gedrukte vezel is:

$$d_p = \frac{6 \cdot 560 + 6 \cdot (2814 - 83) + 17 \cdot (3540 + \frac{410}{2})}{29} = 2876 \text{ mm}$$

$$N_s + N_p = E_s \cdot (A_s \cdot (\frac{2.5 \cdot 10^{-3} \cdot d_s}{x_u} - 2.5 \cdot 10^{-3}) + A_p \cdot (\frac{2.5 \cdot 10^{-3} \cdot d_p}{x_u} - 2.5 \cdot 10^{-3} + 5.75 \cdot 10^{-3}))$$

$$N_s + N_p = E_s \cdot (75400 \cdot (\frac{2.5 \cdot 10^{-3} \cdot 2760}{x_u} - 2.5 \cdot 10^{-3}) + 160950 \cdot (\frac{2.5 \cdot 10^{-3} \cdot 2876}{x_u} + 3.25 \cdot 10^{-3}))$$

$$N_s + N_p = \frac{1.04 \cdot 10^{11}}{x_u} - 3.77 \cdot 10^7 + \frac{2.31 \cdot 10^{11}}{x_u} + 1.05 \cdot 10^8$$

$$N_s + N_p = \frac{3.35 \cdot 10^{11}}{x_u} + 6.73 \cdot 10^7$$

De staal- en de betonkracht zijn nu uitgedrukt in vergelijkingen met de betondrukzonehoogte als enige onbekende, zodat de waarde hiervan bepaald is:

$$4.67 \cdot 10^5 \cdot x_u - 2.98 \cdot 10^9 + \frac{5.28 \cdot 10^{12}}{x_u} = \frac{3.35 \cdot 10^{11}}{x_u} + 6.73 \cdot 10^7$$
$$4.67 \cdot 10^5 \cdot x_u^2 - 3.05 \cdot 10^9 \cdot x_u + 4.95 \cdot 10^{12} = 0$$

$$x_u = \frac{3.05 \cdot 10^9 + \sqrt{(3.05 \cdot 10^9)^2 - 4 \cdot 4.67 \cdot 10^5 \cdot 4.95 \cdot 10^{12}}}{2 \cdot 4.67 \cdot 10^5} = 3519 \text{ mm}$$

(De betondrukzone ligt niet, zoals was aangenomen tot in de flens, maar het de afwijking in de uitkomst die hierdoor wordt veroorzaakt is minimaal (hoogte van de lijven is 3540 mm). In dit stadium van de berekening is dat nog geen probleem, omdat de doorsnede waarschijnlijk toch nog op een aantal plaatsen aangepast dient te worden).

In NEN 6720:1991-8.1.3 en de aanvulling daarop in CUR-aanbeveling 37 wordt de volgende eis gesteld aan de maximale hoogte van de betondrukzone:

$$\frac{x_u}{d} \leq \frac{\epsilon'_{bu}}{\epsilon'_{bu} + 7 \cdot 10^{-6} \cdot f} \quad \text{met} \quad f = \frac{(f_{pu} - \sigma_{pw}) \cdot A_{p+} + f_{s+} \cdot A_{s+}}{A_{p+} + A_{s+}}$$

Deze eis is gesteld om er zeker van te zijn dat de wapening in de doorsnede vloeit, op het moment dat het beton aan de andere zijde bezwijkt. Wanneer de wapening vloeit, zal de constructie waarschuwen voordat het bezwijkmoment wordt bereikt door relatief veel te vervormen. In het geval van de schuiven in de Oosterschelde, zal deze vervorming alleen worden opgemerkt wanneer actief wordt gemeten tijdens een storm, omdat de schuiven zich gedurende de storm onder water bevinden. De scheuren die ontstaan door deze grote vervormingen, zullen zich weer sluiten op het moment dat de storm gaat liggen.

In de formule zijn plusjes als onderschrift toegevoegd. Dit is gedaan omdat het hier slechts het op trek belaste deel van de wapening betreft. Niet alle staven en strengen hoeven te vloeien, zolang de vloeiende staven en strengen de waarschuwing maar overbrengen.

De voorspankabels in de flens bevinden zich in de trekzone:

$$A_{p+} = 17 \cdot 37 \cdot 150 = 94350 \text{ mm}^2$$

De afstand van de uiterste gedrukte vezel tot het zwaartepunt van deze kabels is:

$$d_{p+} = 3540 + 205 = 3745 \text{ mm}$$

Ook de ongeveer 120 wapeningsstaven in de flens liggen in de trekzone:

$$A_{s+} = 120 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 20^2 = 37700 \text{ mm}^2$$

De afstand van de uiterste gedrukte vezel tot het zwaartepunt van deze staven is:

$$d_{s+} = 3950 - 55 - 12 = 3883 \text{ mm}$$

De afstand van de uiterste gedrukte vezel tot het zwaartepunt van al het staal is:

$$d_{ps+} = \frac{94350 \cdot 3745 + 37700 \cdot 3883}{94350 + 37700} = 3784 \text{ mm}$$

$$x_u \leq \frac{3784 \cdot 2.5 \cdot 10^{-3}}{2.5 \cdot 10^{-3} + 7 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{(1650 - 1149) \cdot 94350 + 435 \cdot 37700}{94350 + 37700}} = 1610 \text{ mm}$$

Omdat de betondrukzonehoogte ongeveer 3520 mm is, wordt niet aan deze eis voldaan en zal de wapening nog lang niet vloeien wanneer de breukstuk in het beton wordt bereikt.

Het bezwijkmoment  $M_u$  is te bepalen als:

$$M_u = E_s \cdot (A_s \cdot \varepsilon_s \cdot (d_s - y) + A_p \cdot \varepsilon_p \cdot (d_p - y))$$

De afstand  $y$  hierin is de afstand van de uiterste gedrukte vezel tot het aangrijppunt van de betondrukkracht:  $y = 0.349 \cdot x_u = 1230 \text{ mm}$  (de afstandsfactor  $\beta=0.349$  is terug te vinden in het programma van eisen).

$$M_u = \left( \frac{1.04 \cdot 10^{11}}{3520} - 3.77 \cdot 10^7 \right) \cdot (2760 - 1230) + \left( \frac{2.31 \cdot 10^{11}}{3520} + 1.05 \cdot 10^8 \right) \cdot (2876 - 1230)$$

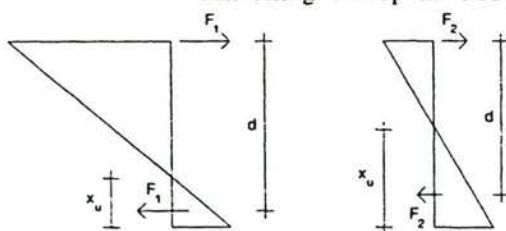
$$M_u \approx 270 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Het bezwijkmoment  $M_u$  van de schuif tijdens belastingsituatie I, namelijk een maatgevende storm op de Noorzee, is met dit schuifontwerp 270 MNm. Hierbij moet uiteraard wel worden aangetekend dat niet aan de eisen (brosse breuk criterium) wordt voldaan. Ter vergelijking: het maximale moment door de horizontale waterkracht en eigen gewicht is tijdens belastingsituatie I in de bruikbaarheidsgrenstoestand 249 MNm.

## 5.5 Evaluatie

De opzet uit hoofdstuk 4 was twee alternatieve schuifontwerpen door te rekenen en deze uiteindelijk vanuit financieel oogpunt te vergelijken met het nul-alternatief, namelijk het behoud van de huidige stalen schuiven.

Het ontwerp blijkt in belastingsituatie I niet te voldoen aan de in NEN 6720:1991-8.1.3 en de aanvulling daarop in CUR-aanbeveling 37 gestelde eis aan de maximale hoogte van de betondrukzone. Deze eis is gesteld om er zeker van te zijn dat



de wapening vloeit op het moment dat het beton zijn maximale stuikrek bereikt. Dit is verduidelijkt in Fig. 5-13: wanneer  $x_u$  kleiner en  $d$  (dan automatisch) groter wordt, zal de rek in het staal toenemen. Omdat er een bepaalde minimum rek in het staal wordt geëist, moet er een maximum aan de betondrukzonehoogte worden gesteld.

Fig. 5-13 Eis aan maximale betondrukzonehoogte



Tijdens belastingsituatie I is de maximaal toegestane drukzonehoogte ruim twee maal kleiner dan de drukzonehoogte die wordt bereikt. De schuif kan aangepast worden door de dikte te vergroten (waarmee  $d$  toeneemt) en/of door de hoeveelheid beton bij de uiterste vezel te vergroten (waarmee  $x_u$  afneemt). Omdat de dunne lijven zo'n kleine hoeveelheid beton bij de uiterste vezel hebben, zal de schuifdikte enorm toe moeten nemen voordat het ontwerp voldoet. Hoewel deze berekeningen niet in dit rapport zijn meegenomen blijkt dat dan een schuifdikte van meer dan 10 meter nodig is. Bij een schuifdikte van 10 meter zullen niet alleen enorme buigende momenten in de flens en de lijven ontstaan ten gevolge van de grote uitkraging, maar zal ook niet meer aan de gewichtseis worden voldaan. Beter is het, de hoeveelheid beton bij de uiterste vezel te vergroten.

Het was de oorspronkelijke bedoeling een voorlopig ontwerp te maken, en dit na berekening steeds een beetje verder te optimaliseren. Na de eerste berekening blijkt direct dat het voorlopige ontwerp inderdaad aangepast dient te worden en wel door de hoeveelheid beton bij de uiterste vezel te vergroten. Het verschil tussen de T-liggerschuif en de kokerliggerschuif is nu juist een grotere hoeveelheid beton bij de uiterste vezel, zodat dit een goede reden is om direct verder te gaan met de berekening van het tweede alternatief. Omdat bij toepassing van een kokerliggerschuif ook de problemen met golfklappen wegvallen wordt inderdaad besloten de berekening van de driedubbele T-liggerschuif verder te staken.

# Hoofdstuk 6

*Dimensionering kokerliggerschuif*

## 6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal een globaal ontwerp worden gemaakt van het tweede alternatief, namelijk een kokerliggerschuif. Het principe dat gevolgd wordt bij het ontwerp van de schuif is hetzelfde als in het vorige hoofdstuk bij het ontwerp van de driedubbele T-liggerschuif. Eerst wordt de schuif globaal gedimensioneerd, zodanig dat deze de horizontale waterkracht en het eigen gewicht zonder problemen op kan nemen in de bruikbaarheidsgrenstoestand. Vervolgens wordt de moment- en de dwarskrachtcapaciteit van de schuif bepaald in de uiterste grenstoestand. (Dit gebeurt in hoofdstuk 7). De afmetingen van het globale ontwerp zullen hoogstwaarschijnlijk een aantal malen aangepast moeten worden voordat de schuif aan alle eisen in de uiterste grenstoestand voldoet en de moment- en dwarskrachtcapaciteit groot genoeg zijn.

Daarna wordt de schuif verder gedetailleerd in hoofdstuk 8. Hoewel de schuif als geheel voldoet aan de eisen, kunnen de wanden van de holle koker op zich ook bezwijken onder de waterdruk. De koker moet worden gewapend zodanig, dat ook de losse onderdelen bestand zijn tegen de momenten en dwarskrachten die op de schuif werken en dat voldaan wordt aan de eisen met betrekking tot bijvoorbeeld scheurwijdte en minimumwapening. De kans bestaat dat ook na deze berekeningen de afmetingen van de schuif nog verder aangepast moeten worden. Dan pas ligt de uiteindelijke doorsnede vast en zijn ook zaken als de verliezen en de aanvangsvoorspanning nauwkeurig te bepalen.

Om dit rapport niet onnodig lijvig te maken wordt slechts de laatste stap in de reeks van aanpassingen getoond. De afmetingen die in paragraaf 6.2 worden gekozen, blijken na de berekeningen in de volgende hoofdstukken aan alle gestelde eisen te voldoen. De wijze waarop naar deze laatste stap is toegewerkt, wordt steeds wel vermeld. In paragraaf 6.3 wordt (vergelijkbaar met de berekening van de T-ligger) de hoeveelheid benodigde voorspanning berekend. Omdat zoals vermeld, van tevoren vastligt dat de gekozen afmetingen ook de juiste zijn, kunnen in dit hoofdstuk ook de verliezen nauwkeuriger bepaald worden in paragraaf 6.4 en de aanvangsdrukspanningen gecontroleerd worden in paragraaf 6.5.

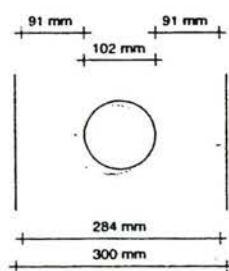
## 6.2 Bepaling van de vorm en afmetingen van de kokerligger

### 6.2.1 Flenzen

De flenzen zijn de verticale wanden van de koker, met als voornaamste functies het verzorgen van de waterafsluiting en de opname van het buigend moment. Het verzorgen van de waterafsluiting betekent dat de flenzen een hoogte van 11900 mm en een breedte van minimaal 39500 mm moeten hebben (paragraaf 3.2.1.1 van het programma van eisen).

Het buigend moment op de schuif zal in de flenzen grote trek- en drukkrachten veroorzaken. De drukkrachten moeten door het beton opgenomen worden en voor de opname van de trekkracht moet voorspanning worden aangebracht. De dikte van een flens moet zodoende groot genoeg zijn om zowel de drukkracht op te kunnen nemen, als de voorspanning met voldoende dekking kwijt te kunnen. Op basis van de maximale gewichtseis wordt waar mogelijk voor de dikte van de flenzen 300 mm aangehouden (300 mm is de gangbare minimumafmeting van betonconstructies, waarbij het storten nog zonder al te veel problemen verloopt).

Hoe groter de diameter van een voorspanstreng, hoe minder strengen er nodig zullen zijn. Minder, maar grotere strengen, betekent minder benodigde arbeid tijdens het voorspannen en toch dezelfde kracht. Om deze reden zal met de grootst gangbare strengdiameter, namelijk  $\varnothing 15.7$  mm, worden doorgerekend. Volgens NEN 6720:1991-9.2 moet de nominale betondekking op de hoofdwapening ten minste gelijk zijn aan anderhalf maal de kenmiddellijn  $\varnothing_k$  voor staven met  $\varnothing_k$  groter dan 25 mm. Om  $\varnothing_k$  te bepalen moet ieder element vervangen worden gedacht door een denkbeeldige staaf, waarvan het oppervlak van de doorsnede gelijk is aan dat van de te vervangen bundel. Bij een 19-strengs kabel is anderhalf maal de vervangende kenmiddellijn:



$$1.5 \cdot \phi_k = 1.5 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot 19 \cdot 150}{\pi}} = 91 \text{ mm}$$

De uitwendige diameter van de omhullingsbuis van een 19-strengs kabel is 102 mm en de dekking blijkt aan beide zijden 91 mm te moeten zijn, zodat een 19-strengs kabel precies in de doorsnede past. Er wordt uitgegaan van het VSL voorspanstelsysteem met VMA strengen type P6-19 (zie tabel C-13 in bijlage C of het programma van eisen).

Fig. 6-1 Bepaling hoeveelheid strengen per kabel

In het veld van de schuif, dus halverwege tussen de pijlers, is de flensdikte afhankelijk van de dekking op de voorspankabels en wordt de dikte van de flenzen 300 mm. Aan de uiteinden van de schuif worden de voorspankabels verankerd en is de flensdikte afhankelijk van de dekking op de spiraalwapening van de ankers. De diameter van de spiraalwapening van het VSL P6-19 voorspanstelsysteem is 300 mm. Volgens het programma van eisen moet op de spiraalwapening een dekking worden aangehouden van 55 mm, dus de minimale vereiste flensdikte om een anker te kunnen plaatsen is 410 mm.

De lengte van een anker is 980 mm. De flens moet bij de oplegging over een afstand van minimaal  $(980-55=)$  1090 mm de vereiste dikte van 410 mm aanhouden. Zoals in Fig. 6-2 is getekend is dit afgerond op 1100 mm.

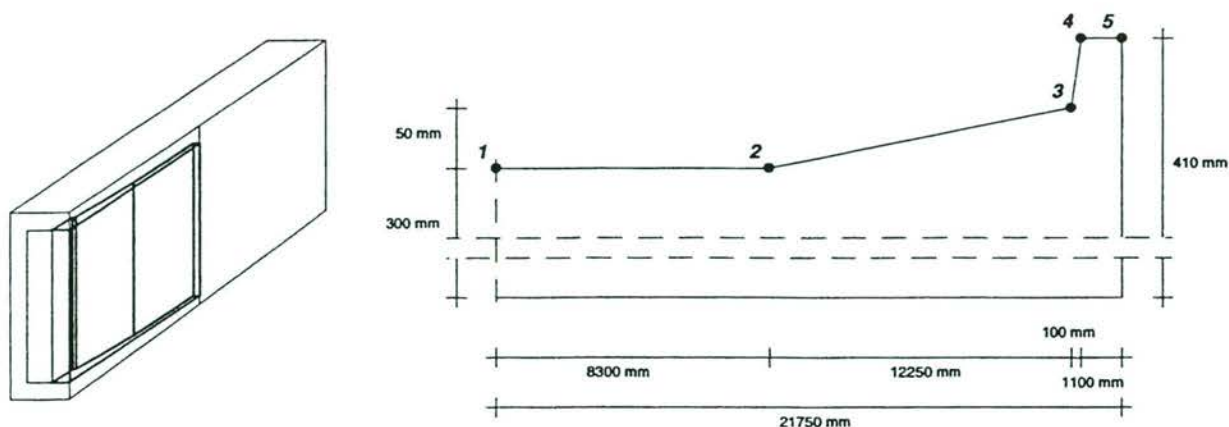


Fig. 6-2 Verloop van de flensdikte over de lengte van de schuif

Buiten de verankeringszone kan het profiel een stuk dunner worden, afhankelijk van de benodigde dekking op de voorspankabels. De kabels liggen in het veld 150 mm uit de rand en bij de oplegging 205 mm. Uit het parabolisch verloop is de ligging van de kabels, juist buiten de verankeringszone te bepalen:

$$y = \frac{4 \cdot f}{l^2} \cdot x^2 = \frac{4 \cdot (205 - 150)}{43500^2} \cdot \left(\frac{43500}{2} - 1100\right)^2 = 50 \text{ mm}$$

De benodigde dikte om voldoende dekking te kunnen garanderen is daar 350 mm in plaats van 300 mm. Met dezelfde formule is ook bepaald dat de flens tot 8300 mm uit het veld nog met een dikte van 300 mm kan volstaan, om voldoende dekking te blijven geven.

### 6.2.2 Lijven

De lijven zijn de horizontale wanden van de koker. Wanneer ook voor de dikte van de lijven het 'gangbare minimum' van 300 mm wordt gekozen, is vanuit het maximaal toegestane gewicht van de schuif een combinatie te bepalen tussen de hoeveelheid lijven en de hoogte van die lijven:

$$\text{Gewicht flenzen: } 2 \cdot 43.5 \cdot 11.9 \cdot 0.3 \cdot 20 = 6212 \text{ kN}$$

$$\text{Maximaal gewicht schuif: } 10000 \text{ kN}$$

$$\text{Beschikbaar oppervlak lijven: } \frac{10000 - 6212}{43.5 \cdot 0.3 \cdot 20} = 14.51 \text{ m}^2$$

Er kunnen dus zowel 2 lijven met een hoogte van 7.25 meter, als 7 lijven met een hoogte van 2.07 meter gebruikt worden. (De minimale breedte van een flens is 39500 mm. Omdat de flens waarschijnlijk doorloopt in de sponning, wordt de maximale breedte van 43500 mm aangehouden voor de gewichtsbepaling. Het volumiek gewicht van hoge sterkte lichtbeton is volgens het programma van eisen 20 kN/m<sup>3</sup>).

Na een aantal berekeningen is gebleken (zoals in de inleiding van dit hoofdstuk is vermeld, wordt in dit verslag slechts de laatste stap van een serie van berekeningen gepresenteerd), dat om brosse breuk van de schuif te voorkomen, de minimale dikte van de schuif 3200 mm moet zijn; er is een minimale afstand tussen de gedrukte en de getrokken flens nodig, om er zeker van te zijn dat de wapening vloeit op het moment dat het beton bezwijkt. Bij een dikte van 3200 mm kunnen maximaal 5 lijven worden toegepast:

$$\frac{14.51}{3.2 - 2 \cdot 0.3} = 5.58 \rightarrow 5$$

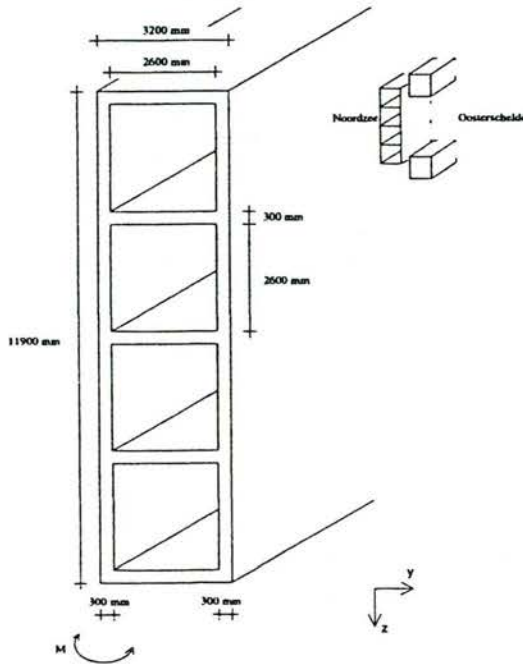


Fig. 6-3 Betondoorsnede in het veld van de schuif (punt 1)

Voor de bepaling van het aantal en de hoogte van de lijven is zojuist uitgegaan van een schuif met constante doorsnede over de 43.5 meter lengte van de schuif (met een dikte van 3200 mm past de schuif volledig in de sponning, dus is inderdaad 43.5 m lengte nodig). Wanneer de diktes van de flenzen of lijven plaatselijk groter worden, zal de maximaal toegestane dikte van de schuif kleiner worden. Omdat uit de berekening blijkt dat op basis van het gewicht 5.58 lijven toegepast kunnen worden, is er enige speling. In Fig. 6-3 is een kokerligger getekend met een hoogte van 11.9 meter, een dikte van 3.2 meter en flens- en lijfdiktes van 300 mm.

De maximale vrije overspanning van zowel de lijven, als de flenzen is 2600 mm. Volgens NEN 6720:1991-7.1.7 mag hiervan als meewerkende breedte maximaal een vijfde van de totale schuifoverspanning in rekening worden gebracht. Een vijfde van de totale overspanning is 8700 mm, zodat de volledige 2600 mm van zowel lijven als flenzen meewerkt.

Voor de in Fig. 6-2 aangegeven punten zijn de doorsnedegegevens bepaald en in Tabel 6- 1 weergegeven.

Ter controle van de gewichtseis uit paragraaf 3.2.1.2. van het programma van eisen wordt ervan uitgegaan dat de schuif een uniforme doorsnede heeft over de lengte van de schuif, gelijk aan de doorsnede in punt 3. In het midden van de schuif is minder, en bij de uiteinden waar de verankeringen en overgang naar het bewegingswerk zich bevinden, is meer beton nodig.

$$12.08 \cdot 43.5 \cdot 20.0 = 10510 \text{ kN} = 1051 \text{ ton} \leq 1158 \text{ ton}$$

De marge is 10% (op de zwaarste schuif R15).

	Punt 1	Punt 2	Punt 3	Punt 4	Punt 5
Betondoorsnede $A_b$ ( $\cdot 10^6 \text{ mm}^2$ )	11.04	11.04	12.08	13.33	13.33
Zwaartepunt $z_y$ (mm)	1600	1600	1600	1600	1600
Traagheidsmoment $I_y$ ( $\cdot 10^{13} \text{ mm}^4$ )	1.726	1.726	1.895	2.081	2.081
Weerstandsmoment $W_y$ ( $\cdot 10^{10} \text{ mm}^3$ )	1.079	1.079	1.185	1.301	1.301
Zwaartepunt $z_z$ (mm)	5950	5950	5950	5950	5950
Traagheidsmoment $I_z$ ( $\cdot 10^{14} \text{ mm}^4$ )	1.499	1.499	1.614	1.752	1.752
Weerstandsmoment $W_z$ ( $\cdot 10^{10} \text{ mm}^3$ )	2.519	2.519	2.713	2.945	2.945

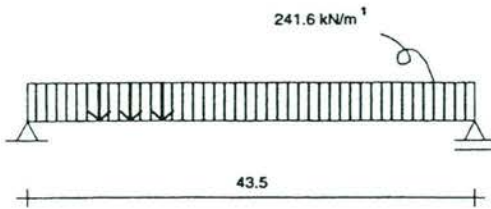
Tabel 6- 1 Doorsnedegegevens over de lengte van de schuif

### 6.3 Bepaling van de benodigde voorspanning

#### 6.3.1 Belastingen

In het programma van eisen is in paragraaf 3.2.2.2. de horizontale belasting door water- en golfdruk op de schuif bepaald. Er werd vermeld dat de verticale belasting door eigen gewicht en opdrijving per ontwerp bepaald diende te worden. Op het moment dat de schuif boven water hangt, zal deze ten gevolge van het eigen gewicht door gaan buigen, wat trekspanningen aan de onderzijde van de schuif veroorzaakt. De doorsnede van de schuif is niet constant over de lengte. Voor de berekening van het eigen gewicht wordt uitgegaan van de doorsnede die is bepaald voor het punt 3 in Fig. 6-2. Dit is een veilige aanname.

De belasting door eigen gewicht per strekkende meter schuif is:  $12.08 \cdot 20.0 = 241.6 \text{ kN/m}^1$



Het moment door eigen gewicht in het midden van de schuif, wanneer de schuif zich boven water bevindt is:

$$\frac{1}{8} \cdot 241.6 \cdot 43.5^2 \cdot 10^{-3} = 57.15 \text{ MNm}$$

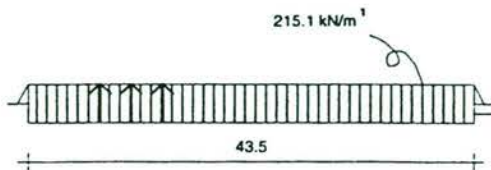
Fig. 6-4 Belasting per strekkende meter schuif, op het moment dat deze boven water hangt

Op het moment dat de schuif water moet keren en zich aldus (deels) onder water bevindt, zal er een opwaartse waterdruk op de holle koker komen te werken. Tijdens een golftop gedurende belastingsituatie I is dit  $335.4 \text{ kN/m}^1$ , tijdens een golfdal gedurende belastingsituatie I is dit  $435.9 \text{ kN/m}^1$  en gedurende belastingsituatie II is dit tijdens zowel een golftop als een golfdal ongeveer  $315 \text{ kN/m}^1$ . Dat de (resulterende) opwaartse waterdruk onder een golftop lager is dan onder een golfdal, komt omdat er zich dan minder water op de schuif bevindt terwijl de druk onder aan de schuif nauwelijks verschilt tussen een top en een dal.

Omdat de opwaartse belasting door waterdruk in elk van de gevallen hoger is dan de neerwaartse belasting door eigen gewicht, zal de schuif tijdens het keren opbuigen wat trekspanningen aan de bovenzijde van de schuif veroorzaakt. De doorsnede van de schuif is niet constant over de lengte. Voor het bepalen van de belasting door eigen gewicht is de kleinste doorsnede gebruikt (die is bepaald voor de punten 1 en 2 in Fig. 6-2); een veilige aanname.

De resulterende belasting door opwaartse waterdruk minus het eigen gewicht, per strekkende meter schuif is:  $435.9 - 11.04 \cdot 20.0 = 215.1 \text{ kN/m}^1$

De resulterende belasting door opwaartse waterdruk minus het eigen gewicht, voor de totale schuif moet kleiner zijn dan de in paragraaf 3.2.1.2 van het programma van eisen gestelde maximale opwaartse kracht van  $10000 \text{ kN}$ . Dit blijkt te kloppen:  $215.1 \cdot 43.5 = 9360 \text{ kN}$



Het moment door eigen gewicht en opwaartse waterdruk in het midden van de schuif, wanneer de schuif zich (deels) onder water bevindt is:

$$\frac{1}{8} \cdot 215.1 \cdot 43.5^2 \cdot 10^{-3} = 50.88 \text{ MNm}$$

Fig. 6-5 Belasting per strekkende meter schuif, op het moment dat deze zich (deels) onder water bevindt

De maximale (absolute) spanning in de flenzen is door belastingsituatie I, respectievelijk belastingsituatie II:

$$\frac{M_I}{W_y} = \frac{249 \cdot 10^9}{1.079 \cdot 10^{10}} = 23.08 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{M_{II}}{W_y} = \frac{87 \cdot 10^9}{1.079 \cdot 10^{10}} = 8.06 \text{ N/mm}^2$$

Deze spanningen treden op in het veld van de schuif. De maximale (absolute) spanning door eigen gewicht en opwaartse waterdruk is in het veld van het bovenste en onderste lijf:

$$\frac{M_{eg}}{W_z} = \frac{50.88 \cdot 10^9}{2.519 \cdot 10^{10}} = 2.02 \text{ N/mm}^2$$

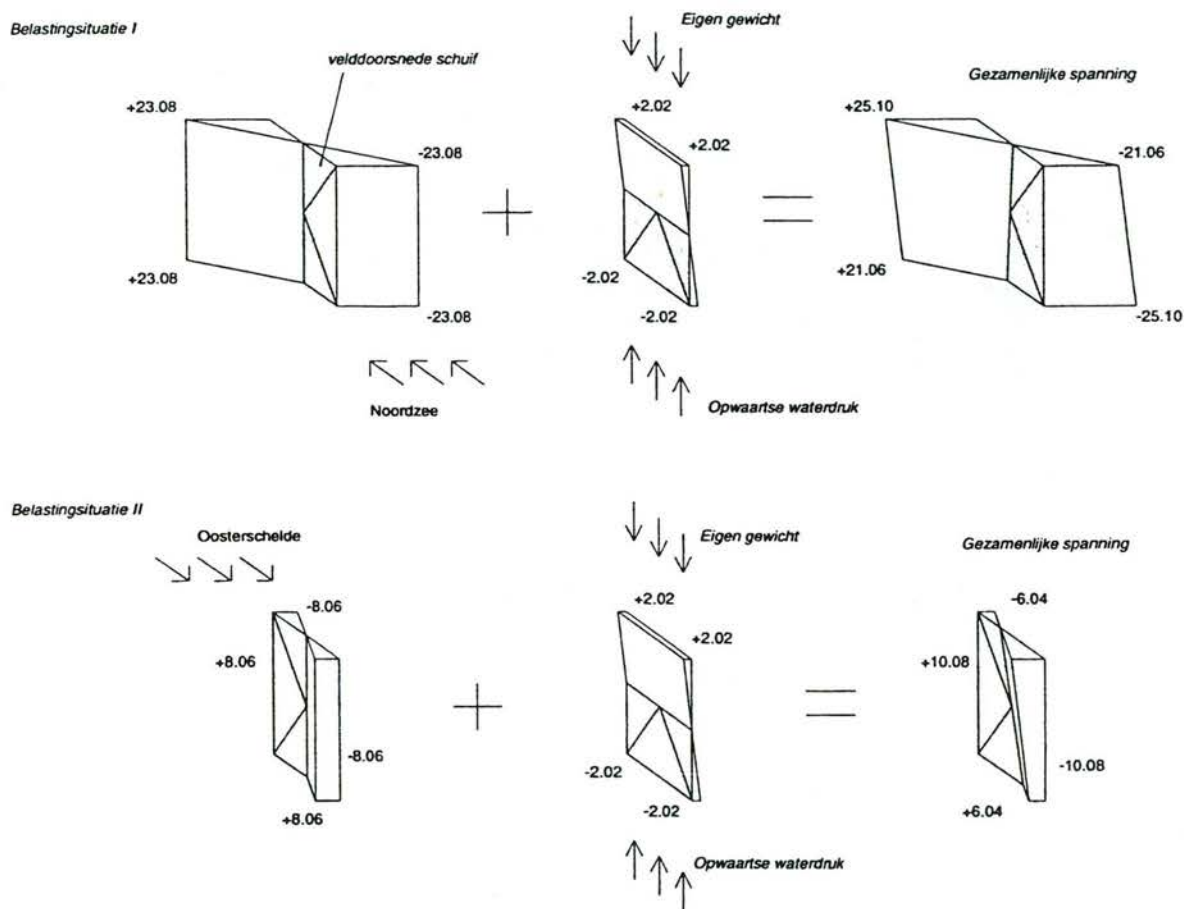


Fig. 6-6 Spanningsoverzicht in het veld van de schuif exclusief voorspanning (in N/mm<sup>2</sup>)

In Fig. 6-6 zijn de spanningen in de velddoorsnede door eigen gewicht en de beide belastingsituaties grafisch weergegeven en is ook de totale resulterende spanning in de schuif getekend.



### 6.3.2 Voorspanning

De grootste trekspanning in de schuif tijdens belastingsituatie I, namelijk  $25.10 \text{ N/mm}^2$ , treedt op in de Oosterscheldeflens. Als bovengrens aan de trekspanning wordt de in NEN 6720:1991-8.7.4a gegeven waarde aangehouden:

$$k_s \cdot f_{bm} = 0.3 \cdot 5.1 = 1.53 \text{ N/mm}^2$$

waarin:  $f_{bm}$  de gemiddelde treksterkte van het beton  
 $k_s$  een factor

De voorspanning in de Oosterscheldeflens moet dan zijn:

$$1.53 - 25.10 = -23.57 \text{ N/mm}^2$$

De grootste trekspanning in de schuif tijdens belastingsituatie II, namelijk  $10.08 \text{ N/mm}^2$ , treedt op in de Noordzeefflens. De voorspanning in de Noordzeefflens moet zodoende zijn:

$$1.53 - 10.08 = -8.55 \text{ N/mm}^2$$

In Fig. 6-7 is het totale spanningoverzicht gegeven. Uit deze figuur blijkt tevens dat de maximale drukspanning in de schuif  $33.65 \text{ N/mm}^2$  is, zodat de elastische benadering is geoorloofd.

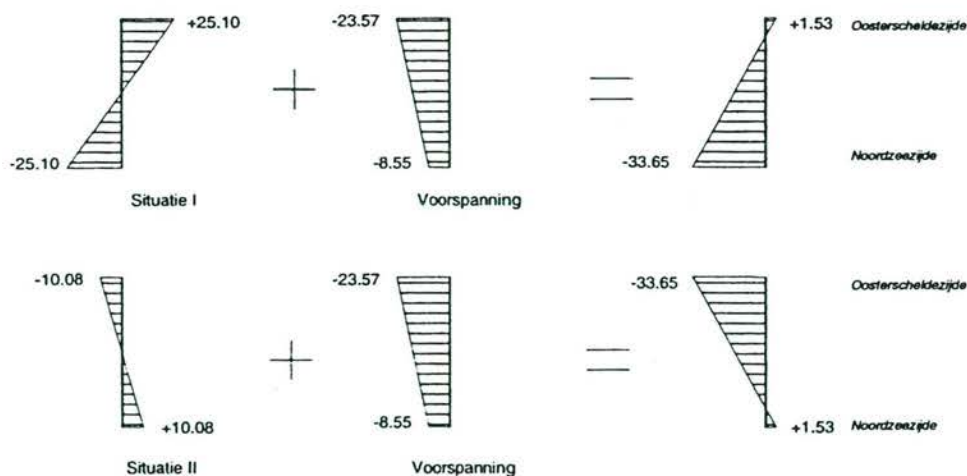


Fig. 6-7 Spanningsoverzicht in het veld van de schuif inclusief voorspanning (in  $\text{N/mm}^2$ )

Omdat de (voor-)spanning in de Oosterschelde- en de Noordzeefflens niet aan elkaar gelijk is, moet er sprake zijn van zowel centrische, als excentrische voorspanning. De grootte van de centrische voorspanning is:

$$\frac{-23.57 - 8.55}{2} = -16.06 \text{ N/mm}^2$$

Deze voorspankracht wordt gegenereerd via de voorspankabels van het VSL P6-19 voorspanstelsel.

De aanvangsvoorspanning mag volgens NEN 6720:1991-4.1.4.5 niet groter zijn dan de kleinste waarde van:

$$\sigma_{pi} = 0.8 \cdot f_{pu} = 1352 \text{ N/mm}^2 \quad \text{en} \quad \sigma_{pi} = f_p = 1450 \text{ N/mm}^2$$

Tijdens het iteratieproces om tot dit uiteindelijke ontwerp te komen, is gebleken dat de tijdsafhankelijke verliezen ongeveer 15% zijn. De voorspanning op  $t=\infty$  zal zodoende nog maar 85% van de aanvangsvoorspanning zijn. Het benodigde oppervlak aan voorspanstaal om op  $t=\infty$  een centrische drukspanning van  $16.06 \text{ N/mm}^2$  te veroorzaken is:

$$\frac{0.85 \cdot 1352 \cdot A_p}{11.04 \cdot 10^6} = 16.06 \rightarrow A_p = 154295 \text{ mm}^2$$

Een streng  $\varnothing 15.7 \text{ mm}$  heeft een oppervlak van  $150 \text{ mm}^2$ . Dit betekent dat er 1029 strengen nodig zijn. Omdat gebruik wordt gemaakt van 19-strengs kabels, zijn er 55 nodig om de drukspanning te kunnen produceren. Evenals in hoofdstuk 5 wordt geen reductie op het betonoppervlak toegepast omdat de voorspankabels met grout worden gevuld, zodat slechts het staaloppervlak de betondoorsnede verkleint. Het verschil is dan verwaarloosbaar. De centrische voorspanning wordt:

$$\frac{0.85 \cdot 1352 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150}{11.04 \cdot 10^6} = 16.32 \text{ N/mm}^2$$

De centrische drukspanning moet veranderen in een drukspanning van  $23.57 \text{ N/mm}^2$  in de Oosterschelde- en  $8.55 \text{ N/mm}^2$  in de Noordzeeflens door enkele van de 55 kabels excentrisch te plaatsen. Deze kabels moeten in de uiterste flensvezels een spanning veroorzaken van:

$$\frac{23.57 - 8.55}{2} = 7.51 \text{ N/mm}^2$$

De flensdikte ter plaatse van de verankering is  $410 \text{ mm}$ . De excentriciteit van een kabel in een van de flenzen is zodoende:

$$1600 - \frac{1}{2} \cdot 410 = 1395 \text{ mm}$$

Het oppervlak aan voorspanstaal dat excentrisch in de doorsnede moet worden gelegd is:

$$\frac{1395 \cdot 0.85 \cdot 1352 \cdot A_p}{1.079 \cdot 10^{10}} = 7.51 \rightarrow A_p = 50527 \text{ mm}^2$$

Dit betekent net iets meer dan 17 kabels. Er is dan echter nog geen rekening gehouden met het gunstige gekromde verloop van de kabels door de schuif (veld- en einddoorsnede zijn anders). Tijdens het iteratieproces bleek 17 kabels excentrisch al voldoende te zijn. Er worden 36 kabels in de Oosterscheldeflens en 19 kabels in de Noordzeeflens gelegd (zie Fig. 6-8).

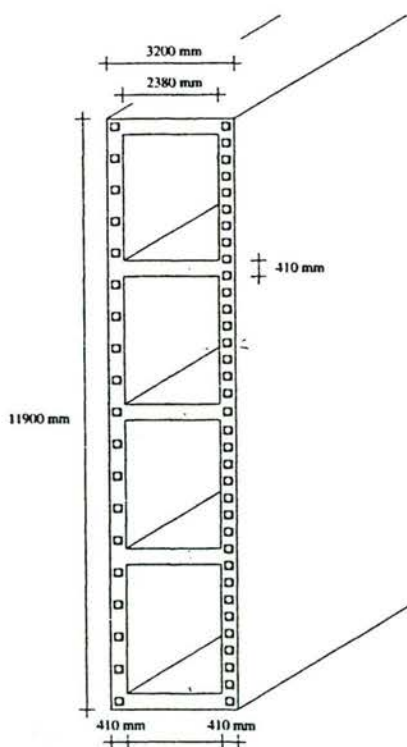


Fig. 6-8 Einddoorsnede

Het veldmoment dat door een excentrisch aangrijpende voorspankracht op de ligger werkt is:

$$M = F_p \cdot e$$

In verticale richting is de schuif symmetrisch, zodat de effecten van de excentrisch gelegen kabels boven en onder het zwaartepunt elkaar tenietdoen. In horizontale zin is de schuif eveneens symmetrisch op de bepaalde 17 extra voorspankabels in de Oosterscheldeflens na, die het moment op de doorsnede veroorzaken:

$$M = \frac{17}{55} \cdot 1395 \cdot F_p = 431.2 \cdot F_p$$

Er werkt niet alleen een belasting door voorspanning op de schuif als gevolg van de excentrische ligging van de voorspankabels, maar ook als gevolg van het gekromd in de doorsnede liggen van de voorspankabels. De flens kabels liggen aan het uiteinde van de schuif 205 mm van de uiterste vezel (de helft van 410 mm), terwijl zij in het veld 150 mm van de uiterste vezel af liggen (de helft van 300 mm). Het veldmoment dat door een gekromde kabel op de ligger werkt is:

$$M = \frac{1}{8} \cdot \left( \frac{8 \cdot F_p \cdot f}{\ell^2} \right) \cdot \ell^2 = F_p \cdot f$$

waarin:  $f$  de verticale afstand tussen de ligging van de voorspankabels ter plaatse van het liggereinde en het veld (ook pijl genoemd)

Pijl  $f$  van de extra 17 kabels in de Oosterscheldeflens:  $\frac{410-300}{2} = 55 \text{ mm}$

$$M = \frac{17}{55} \cdot 55 \cdot F_p = 17.0 \cdot F_p$$

De excentrische voorspanning wordt dan:

$$\frac{0.85 \cdot 1352 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150 \cdot (431.2 + 17.0)}{1.079 \cdot 10^{10}} = 7.48 \text{ N / mm}^2$$

### 6.3.3 Controle

De spanningen in de schuif in de bruikbaarheidsgrenstoestand moeten nu worden gecontroleerd voor zowel de niet belaste schuif in geopende toestand op de tijdstippen  $t=0$  en  $t=\infty$ , als de belaste schuif in de situaties I en II op de tijdstippen  $t=0$  en  $t=\infty$ . De spanning in de uiterste vezels in onbelaste toestand moet nog bepaald worden:

$$\frac{M_{e\epsilon}}{W_z} = \frac{57.15 \cdot 10^9}{2.519 \cdot 10^{10}} = 2.27 \text{ N / mm}^2$$

Op het tijdstip  $t=0$  zal door wrijving en wigzetting al een bepaald verlies optreden. Dit wordt geschat op 2% omdat een deel van dit verlies gecompenseerd mag worden door overspannen. In de volgende paragraaf worden de precieze verliezen nader bepaald.

Centrische voorspanning op  $t=\infty$ :  $16.32 \text{ N/mm}^2$

Centrische voorspanning op  $t=0$ :  $\frac{0.98}{0.85} \cdot 16.32 = 18.82 \text{ N/mm}^2$

Excentrische voorspanning op  $t=\infty$ :  $7.48 \text{ N/mm}^2$

Excentrische voorspanning op  $t=0$ :  $\frac{0.98}{0.85} \cdot 7.48 = 8.62 \text{ N/mm}^2$

Volgens Fig. 6-6 bevinden de maatgevende vezels zich boven in het veld van de Oosterscheldeflens gedurende belastingsituatie I en boven in het veld van de Noordzeeflens gedurende belastingsituatie II. In onbelaste toestand zullen de maatgevende vezels zich onder in het veld van de minst voorgespannen flens, namelijk de Noordzeeflens bevinden:

Noordzeeflens onbelast onder, op  $t=0$ :

$$-18.82 + 8.62 + 2.27 = -7.93 \text{ N/mm}^2 \leq +1.53 \text{ N/mm}^2$$

Noordzeeflens onbelast onder, op  $t=\infty$ :

$$-16.32 + 7.48 + 2.27 = -6.57 \text{ N/mm}^2 \leq +1.53 \text{ N/mm}^2$$

Oosterscheldeflens belastingsituatie I boven, op  $t=0$ :

$$-18.82 - 8.62 + 2.02 + 23.08 = -2.34 \text{ N/mm}^2 \leq +1.53 \text{ N/mm}^2$$

Oosterscheldeflens belastingsituatie I boven, op  $t=\infty$ :

$$-16.32 - 7.48 + 2.02 + 23.08 = +1.30 \text{ N/mm}^2 \leq +1.53 \text{ N/mm}^2$$

Noordzeeflens belastingsituatie II boven, op  $t=0$ :

$$-18.82 + 8.62 + 2.02 + 8.06 = -0.12 \text{ N/mm}^2 \leq +1.53 \text{ N/mm}^2$$

Noordzeeflens belastingsituatie II boven, op  $t=\infty$ :

$$-16.32 + 7.48 + 2.02 + 8.06 = +1.24 \text{ N/mm}^2 \leq +1.53 \text{ N/mm}^2$$

Aan de duurzaamheidseis uit het programma van eisen dat de doorsnede in onbelaste (permanente) toestand niet mag scheuren, wordt ruim voldaan. De doorsnede zal zelfs belast in de bruikbaarheidsgrenstoestand niet scheuren.

## 6.4 Bepaling van de verliezen

### 6.4.1 Wrijving en wigzetting

Bij het voorspannen met nagerekt staal gaat, vooral bij gebogen voorspanelementen, een deel van de voorspankracht verloren door wrijving tussen de voorspankabel en de omhullingsbuis. Verder moet rekening worden gehouden met een spanningsverlies ten gevolge van het slippen van de verankering. De voorspankracht  $F_p$  is daarom niet constant over de lengte van de kabel. Volgens NEN 6720:1991-4.1.4.5 is een veel gebruikte formule voor de berekening van de verliezen  $\Delta F_p$  ten gevolge van de wrijving in de spankanalen in een doorsnede op een afstand  $x$  van de spanzijde:

$$\Delta F_p = F_{p0} (1 - e^{-\mu(\phi + \phi_1 \cdot x)})$$

waarin:  $F_{p0}$  de na het spannen op het voorspanstaal overgebrachte kracht  
 $\mu$  de wrijvingscoëfficiënt  
 $\phi$  de som van de absolute waarden van de opeenvolgende richtingsveranderingen van het spanelement over de afstand  $x$ , in rad  
 $\phi_1$  de coëfficiënt van het zogenaamde Wobble-effect, in rad/m<sup>l</sup>.

De wrijvingscoëfficiënt  $\mu$  van de gebruikte VSL P6-19 strengen is 0.15. De som van de absolute waarde van de richtingsverandering van het spanelement over een afstand  $x=21.75$  m is  $\phi=5.06 \cdot 10^{-3}$  rad. De Wobble-factor is 0.006 rad/m<sup>l</sup>. Wanneer de kabels aan twee zijden van de schuif worden gespannen is het maximale voorspanverlies  $\Delta F_p = 0.020 \cdot F_{p0}$  halverwege de schuif.

De lengte  $\ell_w$  waarover spanningsverlies ten gevolge van het slippen van de verankering merkbaar is wordt bepaald met:

$$\ell_w = \sqrt{\frac{\Delta w \cdot E_p}{\Delta \sigma_{pm}}}$$

waarin:  $\Delta w$  de grootte van de wigzetting (gesteld op 10 mm)  
 $E_p$  de elasticiteitsmodulus van het voorspanstaal  
 $\Delta \sigma_{pm}$  de gemiddelde spanningsafname per meter over de lengte  $\ell_w$  waar de wigzetting merkbaar is

Zowel de invloed van het 'uittrekken' van de voorspankabels bij het spannen, als de invloed van het weer 'intrekken' als gevolg van slip neemt af als gevolg van het Wobble-effect. De gemiddelde spanningsafname per meter door wigzetting kan zodoende worden bepaald met:

$$\Delta \sigma_{pm} = \frac{1352 - 0.020 \cdot 1352}{21750} = 0.061 \frac{N}{mm^2} / mm^l$$

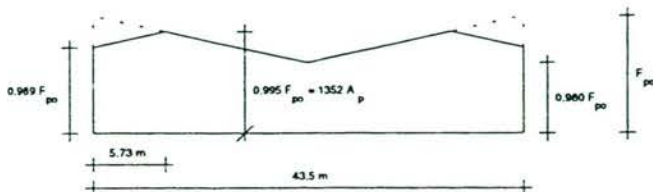


Fig. 6-9 Verloop van de voorspankracht onmiddellijk na verankeren

Hiermee wordt de lengte waarover spanningsverlies ten gevolge van het slippen van de verankering merkbaar is  $\ell_w=5.73$  meter.

Volgens NEN 6720:1991-4.1.4.5 wordt onder de aanvangsvoorspankracht verstaan: de na het spannen op het voorspanstaal overgebrachte kracht  $F_{po}$ , minus de verliezen door wrijving en wigzetting. Volgens hetzelfde artikel mag de aanvangsvoorspankracht niet groter zijn dan de kleinste waarde van:

$$F_{pi} = 0.8 \cdot A_p \cdot f_{pu} = 1352 \cdot A_p \quad \text{en} \quad F_{pi} = A_p \cdot f_p = 1450 \cdot A_p$$

Zoals af te lezen in Fig. 6-9 geldt:

$$F_{pi} = 0.995 \cdot F_{po} \quad \text{dus} \quad F_{po} = \frac{1352 \cdot A_p}{0.995} = 1358.8 \cdot A_p$$

Met andere woorden: wanneer een half procent (1-0.995) zou worden overspannen tot 1358.8 N/mm<sup>2</sup>, dan zou na wigzetting en wrijving in de ligger precies de toegestane aanvangsvoorspanning van 1352 N/mm<sup>2</sup> worden bereikt. Volgens NEN 6720:1991-4.1.4.5 mag worden overspannen met ten hoogste een percentage:

$$80 \cdot \left( \frac{f_p}{f_{pu}} - 0.75 \right) = 8.64 \leq 12 \%$$

Een half procent overspannen is dus ruim toegestaan.

#### 6.4.2 Krimp, kruip en relaxatie

In het algemeen is de kruip van lichtbeton groter dan die van grindbeton. Aanvankelijk kan lichtbeton een geringere kruip vertonen dan grindbeton, doordat het in de poriën van het toeslagmateriaal aanwezige water het lichtbeton langer vochtig houdt. De kruip is afhankelijk van het gehalte aan cementsteen en de betonkwaliteit. Bij een hogere kwaliteit beton zoals voor de schuiven het geval is, is de kruip geringer.

Het verband tussen de kruipvervorming en de elastische vervorming van beton wordt aangegeven met de kruipfunctie  $\phi(t, t_c)$ , waarin  $t$  de 'standtijd' van de belasting en  $t_c$  de ouderdom van het beton bij belasten:

$$\varepsilon_{bc}(t) = \phi(t, t_c) \cdot \varepsilon_{be}$$

Volgens NEN 6720:1991-6.1.5 kan de kruipfunctie worden geschreven als:

$$\phi(t, t_c) = k_c \cdot k_d \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_t \cdot \phi_{\max}$$

- De factor  $k_c$  geeft de invloed van de relatieve vochtigheid aan. Wanneer de schuiven nog op het opslagterrein liggen, worden zij slechts nat door regen. (Waar precies de schuiven worden opgeslagen nadat deze gemaakt zijn, valt buiten deze studie. Duidelijk is echter, dat ze opgeslagen moeten worden. De kosten van een drijvende bok zijn zodanig, dat de schuiven klaar moeten zijn op het moment dat de bok of bokken worden gehuurd. Zij kunnen dan, slechts afhankelijk van tijd en weer, aan één stuk doorwerken.) De factor  $k_c$  is 1.9. Na plaatsing staan de schuiven in geopende toestand aan de onderzijde regelmatig onder water, terwijl de bovenzijde in geopende toestand slechts nat wordt door regen (de bovenzijde hangt op 13.1 m + NAP en de onderzijde op 1.2 m + NAP). De factor  $k_c$  varieert hierdoor van 1.9 boven, tot 1.0 onder aan de schuif.

- De factor  $k_d$  geeft de invloed van de ouderdom  $t_c$  op het tijdstip van belasting, alsmede de toegepaste cementsoort. Voor  $k_d$  op het tijdstip van voorspannen  $t=0$  wordt 1.7 aangehouden en op het tijdstip  $t=1$  dat de schuiven daadwerkelijk worden opgehangen 0.6.
- De factor  $k_b$  geeft de invloed van de sterkteklasse van beton. Volgens CUR-aanbeveling 37 moet voor  $k_b$  0.6 worden aangehouden.
- De factor  $k_h$  geeft de invloed van de geometrie van de doorsnede op de kruip:  $k_h=0.72$ .
- De factor  $k_t$  geeft de invloed van de belastingduur op de kruip. Deze factor is 0.2 gedurende de periode dat de schuif zich op het opslagterrein bevindt en 1.0 gedurende de periode dat de schuif in de kering hangt (in principe nog zo'n 190 jaar).
- De maximaal aan te houden waarde voor de kruipcoëfficiënt is afhankelijk van zowel de sterkteklasse, als de relatieve vochtigheid. Volgens CUR-aanbeveling 37 is  $\phi_{max}$  zodoende 1.4 tijdens opslag en aan de bovenzijde van de schuif en 0.7 aan de onderzijde.

De kruipfactor voor de periode op het opslagterrein ( $t=0$  tot  $t=1$ ):

$$\phi_0 = 1.9 \cdot 1.7 \cdot 0.6 \cdot 0.72 \cdot 0.2 = 0.28 \leq 1.4$$

De kruipfactor aan de bovenzijde van de schuif voor de periode in de kering ( $t=1$  tot  $t=\infty$ ):

$$\phi_{1b} = 1.9 \cdot 0.6 \cdot 0.6 \cdot 0.72 \cdot 1.0 = 0.49 \leq 1.4$$

De kruipfactor aan de onderzijde van de schuif voor de periode in de kering ( $t=1$  tot  $t=\infty$ ):

$$\phi_{1o} = 1.0 \cdot 0.6 \cdot 0.6 \cdot 0.72 \cdot 1.0 = 0.26 \leq 0.7$$

Volgens NEN 6720:1991-6.1.6 kan de krimpfunctie worden geschreven als:

$$\epsilon'_r = \epsilon'_c \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_p \cdot k_t \leq \epsilon'_{r,max}$$

- De factor  $\epsilon'_c$  is de basiskrimp als functie van de relatieve vochtigheid en varieert hierdoor van 0.25 ‰ boven, tot 0.0 ‰ onder aan de schuif. De krimp van hoge sterkte lichtbeton blijft in het begin achter bij die van 'normaal grindbeton', maar neemt na enige maanden meer toe. Dit komt doordat het water pas na enige maanden ontwijkt. Door de 'vochtreserve' in de toeslagkorrels wordt de uitdrogingskrimp tegengegaan in de periode dat de cementsteen nog een lage treksterkte bezit. Omdat de krimp van hoge sterkte lichtbeton in het begin erg klein is, wordt de basiskrimp gedurende de relatief korte periode op het opslagterrein ook op 0.0 ‰ gesteld (uitgaande van de relatieve vochtigheid zou dit 0.25 ‰ moeten zijn).
- De factor  $k_b$  geeft de invloed van de sterkteklasse van beton. Volgens CUR-aanbeveling 37 moet voor  $k_b$  0.6 worden aangehouden.
- De factor  $k_h$  geeft de invloed van de geometrie van de doorsnede op de krimp:  $k_h=0.62$ .
- De factor  $k_p$  geeft de invloed van het wapeningspercentage op de krimp: hoe meer wapening, hoe stijver de doorsnede, hoe minder de krimp. Aangenomen wordt dat, buiten de voorspanning, de schuif wordt gewapend met staven  $\varnothing 12-200$ :  $k_p=0.75$ .
- De factor  $k_t$  geeft de invloed van de belastingduur op de krimp en is wederom 1.0.
- De maximaal aan te houden waarde voor de specifieke krimpverkortening is afhankelijk van zowel de sterkteklasse, als de relatieve vochtigheid. Volgens CUR-aanbeveling 37 is  $\epsilon'_{r,max}$  zodoende 0.15 ‰ aan de bovenzijde van de schuif en 0.0 ‰ aan de onderzijde.

De krimpverkortening aan de bovenzijde van de schuif voor de periode in de kering ( $t=1$  tot  $t=\infty$ ):

$$\epsilon'_{rb} = 0.25 \cdot 0.6 \cdot 0.62 \cdot 0.75 \cdot 1.0 = 0.07 \leq 0.15 \text{ ‰}$$

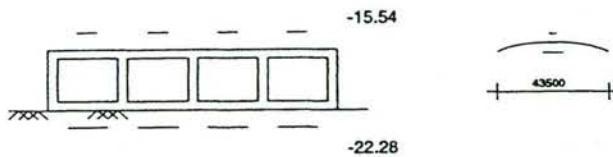
De krimpverkortening aan de onderzijde van de schuif voor de periode in de kering ( $t=1$  tot  $t=\infty$ ):

$$\epsilon'_{ro} = 0.0 \cdot 0.6 \cdot 0.62 \cdot 0.75 \cdot 1.0 = 0.0 \leq 0.0 \text{ ‰}$$

### 6.4.3 Verlies op $t=1$

Als eerste wordt de spanningsverandering in de voorspankabels bepaald, die wordt veroorzaakt door kruip van het beton en relaxatie van het voorspanstaal, gedurende de periode dat een schuif op het opslagterrein ligt.

Beginspanning op  $t=0$



Doordat de drukspanning die op de Oosterscheldeflens wordt aangebracht groter is dan die op de Noordzeefflens wordt aangebracht, buigt de schuif op. Door het opbuigen van de schuif wordt het eigen gewicht gemobiliseerd, dat de schuif weer iets doet terugbuigen.

Fig. 6-10 Beginspanningen in de schuif op  $t=0$  ten behoeve van kruipberekening (in  $N/mm^2$ )

De beginspanning in het beton door voorspanning en eigen gewicht is in respectievelijk de Oosterscheldeflens en de Noordzeefflens:

$$-\frac{1331.6 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150}{11.04 \cdot 10^6} - \frac{1331.6 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150 \cdot (431.2 + 17.0)}{1.079 \cdot 10^{10}} + \frac{57.15 \cdot 10^9}{1.079 \cdot 10^{10}} = -22.28 \text{ N/mm}^2$$

$$-\frac{1331.6 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150}{11.04 \cdot 10^6} + \frac{1331.6 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150 \cdot (431.2 + 17.0)}{1.079 \cdot 10^{10}} - \frac{57.15 \cdot 10^9}{1.079 \cdot 10^{10}} = -15.54 \text{ N/mm}^2$$

(In Fig. 6-9 is af te lezen dat:  $F_{pi} = 0.980 \cdot F_{po} = 0.980 \cdot 1358.8 = 1331.6 \text{ N/mm}^2$ ).

Wanneer het beton zou kunnen vervormen zonder door het staal te worden gehinderd, dan zou de kruiprek door deze beginspanning, op het tijdstip  $t=1$  ter plaatse van de Oosterscheldeflens, respectievelijk de Noordzeefflens zijn:

$$\varepsilon_{b\_os}(1) = \frac{\sigma_{b\_os}(1) \cdot \phi_0}{E_b} = \frac{-22.28 \cdot 0.28}{40100} = -1.56 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{b\_nz}(1) = \frac{\sigma_{b\_nz}(1) \cdot \phi_0}{E_b} = \frac{-15.54 \cdot 0.28}{40100} = -1.09 \cdot 10^{-4}$$

Het zwaartepunt van het voorspanstaal ligt, gerekend vanaf de Oosterscheldeflens op:

$$z_{p\_os} = \frac{36 \cdot 150 + 19 \cdot (3200 - 150)}{55} = 1152 \text{ mm}$$

De kruiprek op het tijdstip  $t=1$ , ter plaatse het zwaartepunt van het voorspanstaal is:

$$\varepsilon_{b\_p}(1) = -1.56 \cdot 10^{-4} + (1152 \cdot \frac{1.56 \cdot 10^{-4} - 1.09 \cdot 10^{-4}}{3200}) = -1.39 \cdot 10^{-4}$$



De spanningsverandering in de voorspankabels, veroorzaakt door kruip van het beton zonder door het staal te worden gehinderd, gedurende de periode dat een schuif op het opslagterrein ligt is:

$$-1.39 \cdot 10^{-4} \cdot E_p = -27.82 \text{ N/mm}^2$$

In werkelijkheid zijn beton en staal met elkaar verbonden en zal als gevolg van een verkorting van het beton door kruip, ook de spanning in het staal afnemen. Door een spanningsafname in het voorspanstaal tot tijdstip  $t=1$ , zal het beton iets 'terugveren'. Ter plaatse van het zwaartepunt van de voorspanning is de vervorming door dit 'terugveren':

$$\Delta \varepsilon_{b-p} = \frac{f \cdot \omega_{ps}}{E_b} \cdot (\Delta \sigma_p(1) + \Delta \sigma_p(1) \cdot \phi_0) \quad \text{met} \quad f = 1 + \frac{A_b \cdot e_p^2}{I_y}$$

waarin:  $\omega_{ps}$ , het percentage voorspan- en betonstaal in de doorsnede  
 $e_p$  de afstand tussen de zwaartepunten van de betondoorsnede en het voorspanstaal

$$f = 1 + \frac{11.04 \cdot 10^6 \cdot (1600 - 1152)^2}{1.726 \cdot 10^{13}} = 1.128$$

$$\omega_{ps} = \frac{55 \cdot 150 \cdot 19 + (60 + 70 + 60) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2}{11.04 \cdot 10^6} = 16.1 \cdot 10^{-3}$$

Buiten de 55 voorspankabels is wapening  $\varnothing 12-200$  aangenomen in de doorsnede. In de flenzen komt dit neer op ongeveer 60 staven en in de lijven ieder op ongeveer 14 staven. De invloed van de wapeningsstaven op de verliezen is zeer gering, zodat globale waarden hier voldoende zijn. De vervorming is nu te bepalen:

$$\Delta \varepsilon_{b-p}(1) = \frac{1.128 \cdot 16.1 \cdot 10^{-3}}{40100} \cdot (\Delta \sigma_p(1) + \Delta \sigma_p(1) \cdot 0.28) = 5.80 \cdot 10^{-7} \cdot \Delta \sigma_p(1)$$

De verkorting van het beton ter plaatse van het zwaartepunt van het voorspanstaal moet gelijk zijn aan de verkorting van het voorspanstaal zelf:

$$-1.39 \cdot 10^{-4} - 5.80 \cdot 10^{-7} \cdot \Delta \sigma_p(1) = \frac{\Delta \sigma_p(1)}{E_p} = 5 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta \sigma_p(1)$$

De spanningsverandering in de voorspankabels, veroorzaakt door kruip van het beton gedurende de periode dat een schuif op het opslagterrein ligt is:  $-24.91 \text{ N/mm}^2$

Volgens NEN 6720:1991-4.1.4.5 is het in rekening te brengen spanningsverlies  $\Delta \sigma_p$  ten gevolge van relaxatie van het voorspanstaal:

$$\Delta \sigma_p(\infty) = 3 \cdot \Delta \sigma_{prel} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{\Delta \sigma_{pkr}}{\sigma_{pi}}\right)$$

Met de toelichting bij NEN 6720:1991-6.3.6 is te vinden dat voor strengen de maximale relaxatie na 1000 uur  $\Delta\sigma_{prel}$  gelijk gesteld mag worden aan 2.67 procent van de aanvangsspanning, ofwel  $36.13 \text{ N/mm}^2$ . De factor 3 is in de formule opgenomen omdat de relaxatie op  $t=\infty$  zo'n driemaal groter is dan de relaxatie na 1000 uur. Op  $t=1$  is echter slechts 2000 uur verstreken, zodat hier in plaats van een factor 3 een factor 1.1 wordt gebruikt:

$$\Delta\sigma_p(1) = 1.1 \cdot \Delta\sigma_{prel} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{\Delta\sigma_{pkr}}{\sigma_{pi}}\right) = 1.1 \cdot 36.13 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{24.91}{1331.6}\right) = 38.2 \text{ N/mm}^2$$

De werkvoorspanning op het tijdstip van plaatsen is door kruip en relaxatie teruggebracht tot:

$$\sigma_{pw}(1) = 1331.6 - 25.04 - 38.2 \approx 1268 \text{ N/mm}^2$$

#### 6.4.4 Verlies op $t=\infty$

Vervolgens wordt de spanningsverandering in de voorspankabels bepaald, die wordt veroorzaakt door krimp en kruip van het beton en relaxatie van het voorspanstaal, gedurende de periode dat een schuif in de kering hangt. De centrische, respectievelijk de excentrische voorspanning op  $t=1$  is:

$$\frac{1268 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150}{11.04 \cdot 10^6} = 18.01 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{1268 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150 \cdot (431.2 + 17.0)}{1.079 \cdot 10^{10}} = 8.26 \text{ N/mm}^2$$

Om de schuif in de sponning te kunnen plaatsen, moet deze een kwartslag worden gedraaid. De schuif lag namelijk tot nu toe, met de Oosterscheldeflens onder, op het opslagterrein. De spanningen in de flenzen in onbelaste toestand, inclusief het eigen gewicht zijn:

$$\text{Oosterscheldeflens boven: } -18.01 - 8.26 - \frac{57.15 \cdot 10^9}{2.519 \cdot 10^{10}} = -28.54 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Oosterscheldeflens onder: } -18.01 - 8.26 + 2.27 = -24.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Noordzeeflens boven: } -18.01 + 8.26 - 2.27 = -12.02 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Noordzeeflens onder: } -18.01 + 8.26 + 2.27 = -7.48 \text{ N/mm}^2$$

Wanneer het beton zou kunnen vervormen zonder door het staal te worden gehinderd, dan zou de kruiprek door deze spanningsverandering, op het tijdstip  $t=\infty$  ter plaatse van de Oosterscheldeflens, respectievelijk de Noordzeeflens uiteindelijk worden:

$$\varepsilon_{b\_osb}(\infty) = \frac{\sigma_{b\_osb}(\infty) \cdot \phi_b}{E_b} + \varepsilon'_{rb} = \frac{-28.54 \cdot 0.49}{40100} - 7.0 \cdot 10^{-5} = -4.19 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{b\_oso}(\infty) = \frac{\sigma_{b\_oso}(\infty) \cdot \phi_o}{E_b} + \varepsilon'_{ro} = \frac{-24.00 \cdot 0.26}{40100} - 0.0 = -1.56 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{b\_nzb}(\infty) = \frac{\sigma_{b\_nzb}(\infty) \cdot \phi_b}{E_b} + \varepsilon'_{rb} = \frac{-12.02 \cdot 0.49}{40100} - 7.0 \cdot 10^{-5} = -2.17 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{b\_nzo}(\infty) = \frac{\sigma_{b\_nzo}(\infty) \cdot \phi_o}{E_b} + \varepsilon'_{ro} = \frac{-7.48 \cdot 0.26}{40100} - 0.0 = -4.85 \cdot 10^{-5}$$

De krimp op het tijdstip  $t=\infty$ , ter plaatse het zwaartepunt van het voorspanstaal aan de bovenzijde, respectievelijk de onderzijde van de schuif is:

$$\varepsilon_{b\_pb}(\infty) = -4.19 \cdot 10^{-4} + (1152 \cdot \frac{4.19 \cdot 10^{-4} - 2.17 \cdot 10^{-4}}{3200}) = -3.46 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{b\_po}(\infty) = -1.56 \cdot 10^{-4} + (1152 \cdot \frac{1.56 \cdot 10^{-4} - 4.85 \cdot 10^{-5}}{3200}) = -1.17 \cdot 10^{-4}$$

De spanningsverandering in de voorspankabels, veroorzaakt door krimp en kruip zonder door het staal te worden gehinderd, van  $t=1$  tot  $t=\infty$  is boven, respectievelijk onder in de schuif:

$$-3.46 \cdot 10^{-4} \cdot E_p = -69.2 \text{ N/mm}^2$$

$$-1.17 \cdot 10^{-4} \cdot E_p = -23.4 \text{ N/mm}^2$$

In werkelijkheid zijn beton en staal met elkaar verbonden en zal als gevolg van een verkorting van het beton door krimp en kruip, ook de spanning in het staal afnemen. Door een spanningsafname in het voorspanstaal tot tijdstip  $t=\infty$ , zal het beton iets 'terugveren'. Ter plaatse van het zwaartepunt van de voorspanning is de vervorming door dit 'terugveren' boven, respectievelijk onder in de schuif:

$$\Delta\varepsilon_{b\_pb}(\infty) = \frac{1.128 \cdot 16.1 \cdot 10^{-3}}{40100} \cdot (\Delta\sigma_{pb}(\infty) + \Delta\sigma_{pb}(\infty) \cdot 0.49) = 6.75 \cdot 10^{-7} \cdot \Delta\sigma_{pb}(\infty)$$

$$\Delta\varepsilon_{b\_po}(\infty) = \frac{1.128 \cdot 16.1 \cdot 10^{-3}}{40100} \cdot (\Delta\sigma_{po}(\infty) + \Delta\sigma_{po}(\infty) \cdot 0.26) = 5.71 \cdot 10^{-7} \cdot \Delta\sigma_{po}(\infty)$$

De verkorting van het beton ter plaatse van het zwaartepunt van het voorspanstaal moet gelijk zijn aan de verkorting van het voorspanstaal zelf:

$$-3.46 \cdot 10^{-4} - 6.75 \cdot 10^{-7} \cdot \Delta\sigma_{pb}(\infty) = \frac{\Delta\sigma_{pb}(\infty)}{E_p} = 5 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta\sigma_{pb}(\infty)$$

$$-1.17 \cdot 10^{-4} - 5.71 \cdot 10^{-7} \cdot \Delta\sigma_{po}(\infty) = \frac{\Delta\sigma_{po}(\infty)}{E_p} = 5 \cdot 10^{-6} \cdot \Delta\sigma_{po}(\infty)$$

De spanningsverandering in de voorspankabels, veroorzaakt door krimp en kruip van het beton gedurende de periode dat de schuif in de kering hangt is boven in de schuif  $-60.97 \text{ N/mm}^2$  en onder in de schuif  $-21.00 \text{ N/mm}^2$ .

Het staal is op  $t=1$  al aan relaxatie onderhevig geweest. De factor 3 in de relaxatieformule van NEN 6720:1991-4.1.4.5 wordt zodoende vervangen door een factor 1.9:

$$\Delta\sigma_{pb}(1 \rightarrow \infty) = 1.9 \cdot 36.13 \cdot (1 - 2 \cdot \frac{60.97}{1268}) = 62.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{po}(1 \rightarrow \infty) = 1.9 \cdot 36.13 \cdot (1 - 2 \cdot \frac{21.00}{1268}) = 66.4 \text{ N/mm}^2$$

De uiteindelijke werkvoorspanning is door krimp, kruip en relaxatie teruggebracht tot boven, respectievelijk onder in de schuif:

$$\sigma_{pwb}(\infty) = 1268 - 60.97 - 62.01 = 1145 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{pwo}(\infty) = 1268 - 21.00 - 66.4 = 1181 \text{ N/mm}^2$$

Het totale maximale voorspanverlies is 15.3% boven in de schuif en 12.6% onder in de schuif, terwijl in eerste instantie was uitgegaan van 15%. De kritieke spanningen worden nog een keer gecontroleerd:

Oosterscheldeflens belastingsituatie I boven, op  $t=\infty$ :

$$\frac{1145 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150}{11.04 \cdot 10^6} - \frac{1145 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150 \cdot (431.2 + 17.0)}{1.079 \cdot 10^{10}} + 2.02 + 23.08 = +1.39 \text{ N/mm}^2$$

Noordzeefflens belastingsituatie II boven, op  $t=\infty$ :

$$-\frac{1145 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150}{11.04 \cdot 10^6} + \frac{1145 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150 \cdot (431.2 + 17.0)}{1.079 \cdot 10^{10}} + 2.02 + 8.06 = +1.28 \text{ N/mm}^2$$

## 6.5 Controle aanvangsdrukspanning

In NEN 6720:1991-8.1.7 is gesteld dat de aanvangsdrukspanning in het beton, na aanbrengen van de aanvangsvoorspankracht in de doorsnede waarin de aanvangsvoorspankracht volledig over de doorsnede is gespreid, moet voldoen aan de voorwaarde:

$$\sigma_{bi}' \leq f_{br}' \neq 0.75 \cdot f_b'$$

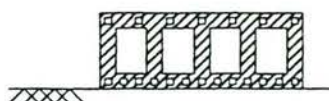
waarin:  $\sigma_{bi}'$  de aanvangsdrukspanning in het beton  
 $f_{br}'$  de rekenwaarde voor de betondruksterkte op tijdstip  $t$   
 $f_b'$  de rekenwaarde voor de betondruksterkte

Deze eis is gesteld om ervoor te zorgen dat een constructie niet bezwijkt onder zware belasting op het moment dat de gewenste druksterkte nog niet is bereikt. Dit is voornamelijk van belang bij constructies waar het eigen gewicht een groot deel van de maatgevende belasting vormt. Wanneer zo'n constructie tijdens voorspannen op  $t=0$  opbuigt, wordt het eigen gewicht gemobiliseerd en daarmee een groot deel van de uiteindelijke belasting aangebracht, terwijl het beton dan vaak nog niet volledig is uitgehard.

fase I: storten



fase II: voorspannen



fase III: opslag

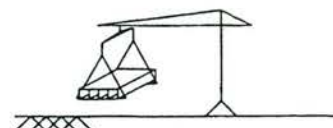


Fig. 6-11 Fasering van de schuifabricage

Een Oosterscheldeschuif wordt reeds 24 uur na het storten ontlast (hoe eerder namelijk ontlast wordt, hoe eerder een bekisting hergebruikt kan worden). Vervolgens wordt de schuif voorgespannen en vervoerd naar een opslagterrein waar de schuiven wachten op plaatsing in de kering. Dit is schematisch weergegeven in Fig. 6-11.

Op het opslagterrein zullen de schuiven volledig kunnen uitharden voordat zij in de sponningen worden geplaatst, zodat slechts aan de in NEN 6720:1991-8.1.7 gestelde eis aan de aanvangsdrukspanning hoeft te worden voldaan tijdens het voorspannen en het transport naar de opslagplaats. In paragraaf 6.3.3 zijn de centrische en excentrische voorspanning op  $t=0$  bepaald. De drukspanningen in de Oosterscheldeflens, respectievelijk de Noordzeeflens in onbelaste toestand zijn:

$$-18.82 - 8.62 = -27.44 \text{ N/mm}^2$$

$$-18.82 + 8.62 = -10.20 \text{ N/mm}^2$$

Omdat de spanning in de Oosterscheldeflens groter is, zal daar ook de rek groter zijn. Dit betekent dat de schuif tijdens het aanbrengen van de voorspanning iets wordt kromgetrokken en zodoende mede belast wordt door het eigen gewicht. Om deze initiële kromming te beperken, dient de schuif met de Oosterscheldeflens op de grond te liggen tijdens voorspannen; het eigen gewicht zal de kromming dan tegenwerken. De spanningen in de flenzen na voorspannen, inclusief het gemobiliseerde eigen gewicht zijn (zie ook Fig. 6-4):

$$-27.44 + \frac{57.15 \cdot 10^9}{1.185 \cdot 10^{10}} = -22.62 \text{ N/mm}^2$$

$$-10.20 - \frac{57.15 \cdot 10^9}{1.185 \cdot 10^{10}} = -15.02 \text{ N/mm}^2$$

Tijdens het voorspannen wordt de maximale aanvangsdrukspanning van  $36 \text{ N/mm}^2$  niet overschreden.

Vervolgens moet gecontroleerd worden of de maximale aanvangsdrukspanning tijdens het transport naar het opslagterrein niet wordt overschreden. De spanning in het beton tijdens het transport is sterk afhankelijk van de manier van transporteren. In Fig. 6-12 zijn drie mogelijke manieren geschetst. Wanneer de schuif aan de twee uiteinden wordt opgepakt, zoals manier I in de tekening, ontstaat de door voorspanning en eigen gewicht belaste schuif die zojuist is bekeken en waarbij de maximale aanvangsdrukspanning niet werd overschreden.

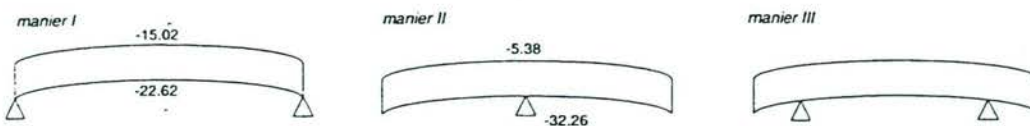


Fig. 6-12 Drie mogelijke manieren van transport van een schuif

De tweede manier is zeer ongunstig. Wanneer de schuif alleen in het midden opgetild wordt zal een stabiel transport vrijwel niet mogelijk zijn. Erger is echter, dat de initiële uitbuiging ten gevolge van de voorspanning nu juist versterkt wordt door het eigen gewicht. De spanning in de Oosterscheldeflens zal oplopen tot:

$$-27.44 - \frac{57.15 \cdot 10^9}{1.185 \cdot 10^{10}} = -32.26 \text{ N/mm}^2$$

De maximale aanvangsdrukspanning van  $36 \text{ N/mm}^2$  wordt ook nu niet overschreden. De werkelijke manier waarop de schuif wordt opgetild is waarschijnlijk manier III. Waar de schuif in dit geval ook wordt opgepakt, de maximale aanvangsdrukspanning zal niet worden overschreden (en tevens zal de schuif in geen enkel geval op trek worden belast, zie Fig. 6-12).

# Hoofdstuk 7

*Moment- en dwarskrachtcapaciteit kokerliggerschuif*

## 7.1 Bepaling van de uiterst opneembare momenten

De schuif is nu zodanig gedimensioneerd, dat wanneer er geen belasting- of materiaalfactoren in rekening worden gebracht, de op de totale schuif werkende horizontale waterkrachten en eigen gewichtsbelasting opgenomen kunnen worden. In dit hoofdstuk zal worden gecontroleerd of de schuif de momenten en dwarskrachten ook op kan nemen wanneer deze factoren wel in rekening worden gebracht (uiterste grenstoestand). Als eerste wordt belastingsituatie I bekeken; de maatgevende storm op de Noordzee.

### 7.1.1 Belastingsituatie I

Vanwege horizontaal evenwicht moet op het moment van bezwijken de kracht op de doorsnede door trek in het aanwezige staal ( $N_s + N_p$ ), gelijk zijn aan de kracht op de doorsnede door druk in het aanwezige beton ( $N_b$ ). De bezwijkkracht in het beton in de uiterste grenstoestand, is de kracht op het moment dat het beton de maximale stuik van 2.5 ‰ bereikt.

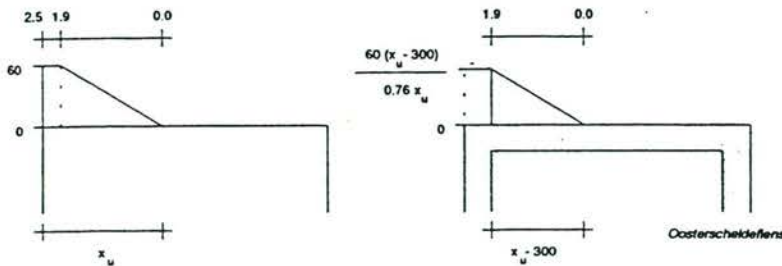


Fig. 7-1 Spanning-rek-diagram beton geprojecteerd op de schuif

In de berekening van  $N_b$  wordt eerst de betonkracht bepaald, die overgebracht zou kunnen worden wanneer de schuif massief was, waarna de kracht op de vier in rekening gebrachte holle ruimten weer wordt afgetrokken van het totaal. Verwacht wordt, dat de hoogte van de betondrukzone ongeveer een derde van de schuifdikte zal zijn. Dit betekent dat de drukzone groter en het plastisch vervormende deel kleiner is dan de Noordzeeffens (Fig. 7-1):

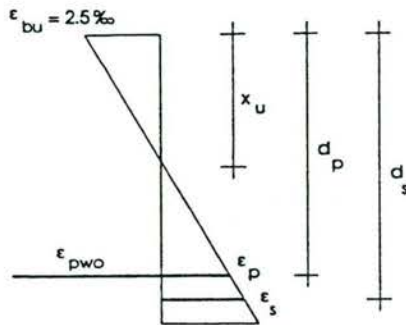
$$N_b = 0.62 \cdot 11900 \cdot 60 \cdot x_u - 4 \cdot 2600 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{60 \cdot (x_u - 300)^2}{0.76 \cdot x_u}$$

(De oppervlaktefactor  $\alpha=0.62$  is terug te vinden in het programma van eisen.)

$$N_b = 4.43 \cdot 10^5 \cdot x_u - 3.12 \cdot 10^5 \cdot \frac{x_u^2 - 600 \cdot x_u + 90000}{0.76 \cdot x_u}$$

$$N_b = 4.43 \cdot 10^5 \cdot x_u - 4.11 \cdot 10^5 \cdot x_u + 2.46 \cdot 10^8 - \frac{3.69 \cdot 10^{10}}{x_u}$$

$$N_b = 3.20 \cdot 10^4 \cdot x_u + 2.46 \cdot 10^8 - \frac{3.69 \cdot 10^{10}}{x_u}$$



Voor de berekening van de staalkracht  $N_s + N_p$  moet de staalrek worden bepaald. In Fig. 7-2 is af te lezen dat moet gelden:

$$\epsilon_s = \epsilon_{bu} \cdot \left(\frac{d_s}{x_u} - 1\right)$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{bu} \cdot \left(\frac{d_p}{x_u} - 1\right) + \epsilon_{pwo}$$

$\epsilon_{pwo}$  is de beginrek door voorspanning.

Fig. 7-2 Bepaling van de staalrekken

Vaak wordt afgezien van het bepalen van de aanvangsrek  $\epsilon_{pwo}$  ten opzichte van de onvervormde doorsnede en wordt in plaats daarvan gewerkt met de rek in de gebruikstoestand  $\epsilon_{pw}$ . Doordat de spanning in het voorspanstaal in de bezwijktoestand groter is dan  $0.9 \cdot f_{pu}$  en het voorspanstaal dientengevolge sterk vervormt met toenemende belasting (als het ware 'vloeit'), zal het verschil tussen  $\epsilon_{pwo}$  en  $\epsilon_{pw}$  slechts leiden tot verwaarloosbare verschillen in de spanningen in het voorspanstaal in de bezwijktoestand. Aangenomen is dat het beton bezwijkt. De kritieke zijde van de schuif is zodoende de onderzijde, omdat de schuif tijdens waterkering op zal buigen wat voor extra drukbelasting aan de onderzijde van de schuif zorgt. De voorspanning op  $t = \infty$  onder in de schuif is  $1181 \text{ N/mm}^2$ .

$$\epsilon_{pw} = \frac{\sigma_{pw}}{E_p} = \frac{1181}{200000} = 5.91 \cdot 10^{-3}$$

De kracht op de doorsnede door het aanwezige staal is:

$$N_s + N_p = E_s \cdot (A_s \cdot \epsilon_s + A_p \cdot \epsilon_p) = E_s \cdot \left( A_s \cdot \left( \frac{\epsilon_{bu} \cdot d_s}{x_u} - \epsilon_{bu} \right) + A_p \cdot \left( \frac{\epsilon_{bu} \cdot d_p}{x_u} - \epsilon_{bu} + \epsilon_{pw} \right) \right)$$

De hoeveelheid voorspanstaal is bekend, maar de hoeveelheid wapeningsstaal is tot op heden niet bepaald. Mits er nog langswapening naast de voorspankabels aangebracht dient te worden om het moment op te kunnen nemen, kan in lengterichting van de schuif worden volstaan met een minimumwapening  $\varnothing 12-250 \text{ mm}$ . Zodanig neergelegd dat wapening uit de lijven hier omheen gebogen kan worden, betekent dit per flens twee lagen van 110 staven. Per lijf worden twee lagen van 10 staven in langsricting neergelegd.

De oppervlakte van het wapeningsstaal is:

$$A_s = (4 \cdot 110 + 10 \cdot 10) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 61073 \text{ mm}^2$$

De afstand van het zwaartepunt van het wapeningsstaal tot de uiterste gedrukte vezel is:

$$d_s = 1600 \text{ mm}$$

Oppervlakte voorspanstaal:

$$A_p = 55 \cdot 19 \cdot 150 = 156750 \text{ mm}^2$$

De afstand tot het zwaartepunt van het voorspanstaal vanaf de Oosterscheldeflens is in het vorige hoofdstuk bepaald op  $1152 \text{ mm}$ . De afstand tot de gedrukte Noordzeeflens is:

$$d_p = 3200 - 1152 = 2048 \text{ mm}$$



$$N_s + N_p = E_s \cdot (A_s \cdot (\frac{2.5 \cdot 10^{-3} \cdot d_s}{x_u} - 2.5 \cdot 10^{-3}) + A_p \cdot (\frac{2.5 \cdot 10^{-3} \cdot d_p}{x_u} - 2.5 \cdot 10^{-3} + 5.91 \cdot 10^{-3}))$$

$$N_s + N_p = E_s \cdot (61073 \cdot (\frac{2.5 \cdot 10^{-3} \cdot 1600}{x_u} - 2.5 \cdot 10^{-3}) + 156750 \cdot (\frac{2.5 \cdot 10^{-3} \cdot 2048}{x_u} + 3.41 \cdot 10^{-3}))$$

$$N_s + N_p = \frac{4.89 \cdot 10^{10}}{x_u} - 3.05 \cdot 10^7 + \frac{1.61 \cdot 10^{11}}{x_u} + 1.07 \cdot 10^8$$

$$N_s + N_p = \frac{2.10 \cdot 10^{11}}{x_u} + 7.65 \cdot 10^7$$

De staal- en de betonkracht zijn nu uitgedrukt in vergelijkingen met de betondrukzonehoogte als enige onbekende, zodat de waarde hiervan bepaald is:

$$3.20 \cdot 10^4 \cdot x_u + 2.46 \cdot 10^8 - \frac{3.69 \cdot 10^{10}}{x_u} = \frac{2.10 \cdot 10^{11}}{x_u} + 7.65 \cdot 10^7$$

$$3.20 \cdot 10^4 \cdot x_u + 1.70 \cdot 10^8 - \frac{2.47 \cdot 10^{11}}{x_u} = 0$$

$$x_u = \frac{-1.70 \cdot 10^8 + \sqrt{(1.70 \cdot 10^8)^2 + 4 \cdot 3.20 \cdot 10^4 \cdot 2.47 \cdot 10^{11}}}{2 \cdot 3.20 \cdot 10^4} = 1188 \text{ mm}$$

Verwacht werd, dat de hoogte van de betondrukzone ongeveer een derde van de schuifdikte zou zijn, zodat de drukzone groter zou zijn dan de Noordzeeffens en het plastisch vervormende deel kleiner dan de Noordzeeffens. De drukzone blijkt inderdaad ruim groter te zijn dan de Noordzeeffens met een dikte van 300 mm en ook het plastisch vervormende deel valt binnen de Noordzeeffens:  $0.24 \cdot x_u = 0.24 \cdot 1188 = 285 \leq 300 \text{ mm}$ .

In NEN 6720:1991-8.1.3 en de aanvulling daarop in CUR-aanbeveling 37 wordt de volgende eis gesteld aan de maximale hoogte van de betondrukzone:

$$\frac{x_u}{d} \leq \frac{\epsilon'_{bu}}{\epsilon'_{bu} + 7 \cdot 10^{-6} \cdot f} \quad \text{met} \quad f = \frac{(f_{pu} - \sigma_{pw}) \cdot A_{p+} + f_{s+} \cdot A_{s+}}{A_{p+} + A_{s+}}$$

Deze eis is gesteld om er zeker van te zijn dat de wapening in de doorsnede vloeit, op het moment dat het beton aan de andere zijde bezwijkt. Wanneer de wapening vloeit, zal de constructie waarschuwen voordat het bezwijkmoment wordt bereikt door relatief veel te vervormen. In het geval van de schuiven in de Oosterschelde, zal deze vervorming alleen worden opgemerkt wanneer actief wordt gemeten tijdens een storm, omdat de schuiven zich gedurende de storm onder water bevinden. De scheuren die ontstaan door deze grote vervormingen, zullen zich weer sluiten op het moment dat de storm gaat liggen.

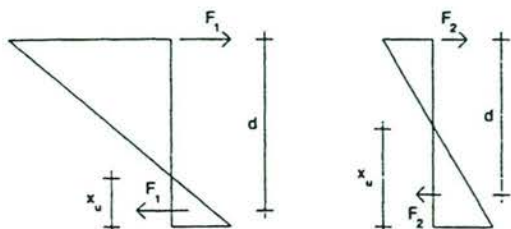


Fig. 7-3 Eis aan maximale betondrukzonehoogte

In Fig. 7-3 is getracht deze eis ook grafisch te verduidelijken. Wanneer  $x_u$  kleiner en  $d$  (dan automatisch) groter wordt, zal de rek in het staal toenemen. Omdat er een bepaalde minimum rek in het staal wordt geëist, moet er een maximum aan de betondrukzonehoogte worden gesteld.

In de formule zijn plusjes als onderschrift toegevoegd. Dit is gedaan omdat het hier slechts het op trek belaste deel van de wapening betreft. Niet alle staven en strengen hoeven te vloeien, zolang de vloeiende staven en strengen de waarschuwing maar overbrengen.

Het op trek belaste deel van de voorspankabels, zijn de kabels in de Oosterscheldeflens:

$$A_{p+} = 36 \cdot 19 \cdot 150 = 102600 \text{ mm}^2$$

De afstand van de uiterste gedrukte vezel tot het zwaartepunt van deze kabels is:

$$d_{p+} = 3200 - 150 = 3050 \text{ mm}$$

Het op trek belaste deel van de wapeningsstaven, zijn de 110 staven in de Oosterscheldeflens en 14 van de 20 staven in ieder lijf:

$$A_{s+} = (110 + 5 \cdot 14) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 20358 \text{ mm}^2$$

De afstand van de uiterste gedrukte vezel tot het zwaartepunt van deze staven is:

$$d_{s+} = \frac{110 \cdot (3200 - 150) + 70 \cdot 1925}{110 + 70} = 2613 \text{ mm}$$

De afstand van de uiterste gedrukte vezel tot het zwaartepunt van al het op trek belaste staal is:

$$d_{ps+} = \frac{3050 \cdot 102600 + 2613 \cdot 20358}{102600 + 20358} = 2978 \text{ mm}$$

$$x_u \leq \frac{2978 \cdot 2.5 \cdot 10^{-3}}{2.5 \cdot 10^{-3} + 7 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{(1690 - 1181) \cdot 102600 + 435 \cdot 20358}{102600 + 20358}} = 1245 \text{ mm}$$

Omdat de betondrukzonehoogte 1188 mm is, wordt aan de eis voldaan en zal de wapening vloeien voordat de breukstuik wordt bereikt.

Het bezwijkmoment  $M_{u,1}$  is te bepalen als:

$$M_u = E_s \cdot (A_s \cdot \varepsilon_s \cdot (d_s - y) + A_p \cdot \varepsilon_p \cdot (d_p - y))$$

(Vergelijk met de formule voor de berekening van  $N_s + N_p$ )

De afstand  $y$  hierin is de afstand van de uiterste gedrukte vezel tot het aangrijppunt van de betondrukkracht:

$$y = \frac{0.349 \cdot 4.43 \cdot 10^5 \cdot 1188^2 - (200 + \frac{1188}{3}) \cdot (4.11 \cdot 10^5 \cdot 1188 - 2.46 \cdot 10^8 + \frac{3.69 \cdot 10^{10}}{1188})}{4.43 \cdot 10^5 \cdot 1188 - 4.11 \cdot 10^5 \cdot 1188 + 2.46 \cdot 10^8 - \frac{3.69 \cdot 10^{10}}{1188}} = 219 \text{ mm}$$

(Vergelijk met de formule voor de berekening van  $N_b$ )

$$M_u = (\frac{4.89 \cdot 10^{10}}{1188} - 3.05 \cdot 10^7) \cdot (1600 - 219) + (\frac{1.61 \cdot 10^{11}}{1188} + 1.07 \cdot 10^8) \cdot (2048 - 219) = 458 \text{ kNm}$$

Het bezwijkmoment  $M_u$  van de schuif tijdens belastingsituatie I, namelijk een maatgevende storm op de Noorzee is 427 MNm.

De rekenwaarde van het moment  $M_d$  is het in de bruikbaarheidsgrenstoestand gebruikte moment, vermenigvuldigd met een belastingfactor 1.25:  $M_d=312$  MNm. Het bezwijkmoment  $M_u=458$  MNm is zodoende groter dan het rekenmoment  $M_d$ . Omdat het vloeien van de wapening maatgevend was voor het ontwerp, blijkt de momentcapaciteit van de doorsnede ruim voldoende. Vanwege de grote overcapaciteit zal ook de combinatie van de rekenmomenten in horizontale (zou juist bepaald) en in verticale richting (eigen gewicht) geen problemen opleveren. Dit wordt niet meer apart berekend.

Ten behoeve van het voorkomen van brosse breuk moet volgens NEN 6720:1991-9.9.2.1 voldaan worden aan de voorwaarde:

$$M_u \geq (1.4 \cdot f_{bm} - \sigma_{bmd}) \cdot W_y \geq 1.5 \cdot M_d$$

$$\text{Het scheurmoment hierin is: } (1.4 \cdot 5.1 + \frac{1145 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150}{11.04 \cdot 10^6}) \cdot 1.079 \cdot 10^{10} = 252 \text{ MNm}$$

De term  $\sigma_{bmd}$  is de gemiddelde betonspanning op  $t=\infty$ , die direct is overgenomen uit het vorige hoofdstuk 6:  $458 \text{ MNm} \geq 252 \text{ MNm} \geq 467 \text{ MNm}$

### 7.1.2 Belastingssituatie II

De berekening van het uiterst opneembare moment in belastingssituatie II verloop vrijwel identiek aan die in belastingssituatie I. Verwacht wordt dat de hoogte van de betondrukzone kleiner zal zijn dan in de vorige paragraaf, maar dat de drukzone nog wel groter is dan de Noordzeevlens. De kracht op de doorsnede door druk in het aanwezige beton is:

$$N_b = 0.62 \cdot 11900 \cdot 60 \cdot x_u - 4 \cdot 2600 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{60 \cdot (x_u - 300)^2}{0.76 \cdot x_u}$$

$$N_b = 3.20 \cdot 10^4 \cdot x_u + 2.46 \cdot 10^8 - \frac{3.69 \cdot 10^{10}}{x_u}$$

De kracht op de doorsnede door het aanwezige staal is:

$$N_s + N_p = E_s \cdot (A_s \cdot \varepsilon_s + A_p \cdot \varepsilon_p) = E_s \cdot (A_s \cdot (\frac{\varepsilon_{bu} \cdot d_s}{x_u} - \varepsilon_{bu}) + A_p \cdot (\frac{\varepsilon_{bu} \cdot d_p}{x_u} - \varepsilon_{bu} + \varepsilon_{pw}))$$

$$N_s + N_p = E_s \cdot (61073 \cdot (\frac{2.5 \cdot 10^{-3} \cdot 1600}{x_u} - 2.5 \cdot 10^{-3}) + 156750 \cdot (\frac{2.5 \cdot 10^{-3} \cdot 1152}{x_u} + 3.41 \cdot 10^{-3}))$$

$$N_s + N_p = \frac{4.89 \cdot 10^{10}}{x_u} - 3.05 \cdot 10^7 + \frac{9.03 \cdot 10^{10}}{x_u} + 1.07 \cdot 10^8$$

$$N_s + N_p = \frac{1.39 \cdot 10^{11}}{x_u} + 7.65 \cdot 10^7$$

De vergelijking waarmee de betonkracht berekend kan worden en de vergelijking waarmee de staalkracht berekend kan worden hebben beide slechts de betondrukzonehoogte  $x_u$  als onbekende. De hoogte van de betondrukzone is zodoende te bepalen:

$$3.20 \cdot 10^4 \cdot x_u + 2.46 \cdot 10^8 - \frac{3.69 \cdot 10^{10}}{x_u} = \frac{1.39 \cdot 10^{11}}{x_u} + 7.65 \cdot 10^7$$

$$3.20 \cdot 10^4 \cdot x_u + 1.70 \cdot 10^8 - \frac{1.76 \cdot 10^{11}}{x_u} = 0$$

$$x_u = \frac{-1.70 \cdot 10^8 + \sqrt{(1.70 \cdot 10^8)^2 + 4 \cdot 3.20 \cdot 10^4 \cdot 1.76 \cdot 10^{11}}}{2 \cdot 3.20 \cdot 10^4} = 887 \text{ mm}$$

Verwacht werd, dat de drukzone groter zou zijn dan de Noordzeeflens en het plastisch vervormende deel kleiner dan de Noordzeeflens. De drukzone blijkt wederom ruim groter en het plastisch vervormende deel ruim kleiner te zijn dan de Noordzeeflens.

Om aan de in NEN 6720:1991-8.1.3 gestelde eis aan de maximale betondrukzonehoogte te voldoen worden weer de op trek belaste delen van de wapening bepaald. Het op trek belaste deel van de voorspankabels, zijn ditmaal de kabels in de Noordzeeflens:

$$A_{p+} = 19 \cdot 19 \cdot 150 = 54150 \text{ mm}^2$$

De afstand van de uiterste gedrukte vezel tot het zwaartepunt van deze kabels is:

$$d_{p+} = 3200 - 150 = 3050 \text{ mm}$$

Het op trek belaste deel van de wapeningsstaven, zijn de 110 staven in de Noordzeeflens en 16 van de 20 staven in ieder lijf:

$$A_{s+} = (110 + 5 \cdot 16) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 21488 \text{ mm}^2$$

De afstand van de uiterste gedrukte vezel tot het zwaartepunt van deze staven is:

$$d_{s+} = \frac{110 \cdot (3200 - 55 - 12) + 80 \cdot 1850}{110 + 80} = 2593 \text{ mm}$$

De afstand van de uiterste gedrukte vezel tot het zwaartepunt van het op trek belaste staal is:

$$d_{ps+} = \frac{3050 \cdot 54150 + 2593 \cdot 21488}{54150 + 21488} = 2920 \text{ mm}$$

$$x_u \leq \frac{2920 \cdot 2.5 \cdot 10^{-3}}{2.5 \cdot 10^{-3} + 7 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{(1690 - 1181) \cdot 54150 + 435 \cdot 21488}{54150 + 21488}} = 1234 \text{ mm}$$

Omdat de betondrukzonehoogte slechts 887 mm is, wordt aan deze eis voldaan en zal de wapening vloeien voordat de breukstuik wordt bereikt.

Het bezwijkmoment  $M_{u,II}$  is te bepalen als:

$$M_u = E_s \cdot (A_s \cdot \varepsilon_s \cdot (d_s - y) + A_p \cdot \varepsilon_p \cdot (d_p - y))$$

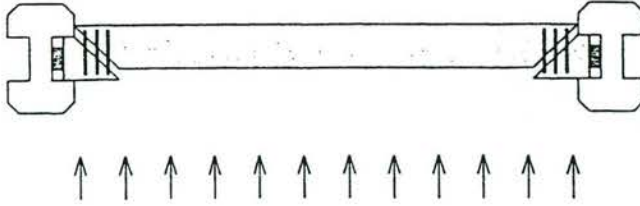
$$y = \frac{0.349 \cdot 4.43 \cdot 10^5 \cdot 887^2 - (200 + \frac{887}{3}) \cdot (4.11 \cdot 10^5 \cdot 887 - 2.46 \cdot 10^8 + \frac{3.69 \cdot 10^{10}}{887})}{4.43 \cdot 10^5 \cdot 887 - 4.11 \cdot 10^5 \cdot 887 + 2.46 \cdot 10^8 - \frac{3.69 \cdot 10^{10}}{887}} = 182 \text{ mm}$$

$$M_u = (\frac{4.89 \cdot 10^{10}}{887} - 3.05 \cdot 10^7) \cdot (1600 - 182) + (\frac{9.03 \cdot 10^{10}}{887} + 1.07 \cdot 10^8) \cdot (1152 - 182) = 237 \text{ kNm}$$

Het bezwijkmoment  $M_u$  van de schuif tijdens belastingsituatie II, namelijk hoog water op de Oosterschelde en laag op de Noordzee is 237 MNm. De rekenwaarde van het moment  $M_d$  is het in de bruikbaarheidsgrenstoestand gebruikte moment, vermenigvuldigd met een belastingfactor 1.25:  $M_d=109$  MNm. Het bezwijkmoment  $M_u=237$  MNm is zodoende groter dan het rekenmoment  $M_d$ . Omdat het vloeien van de wapening tijdens belastingsituatie I maatgevend was voor het ontwerp, blijkt de momentcapaciteit van de doorsnede ruim voldoende. Vanwege de grote overcapaciteit zal ook de combinatie van de rekenmomenten in horizontale (zoiest bepaald) en in verticale richting (eigen gewicht) geen problemen opleveren. Dit wordt niet meer apart berekend.

Er wordt voldaan aan het brosse breuk criterium van NEN 6720:1991-9.9.2.1:  
 $237 \text{ MNm} \geq 252 \text{ MNm} \nabla 164 \text{ MNm}$

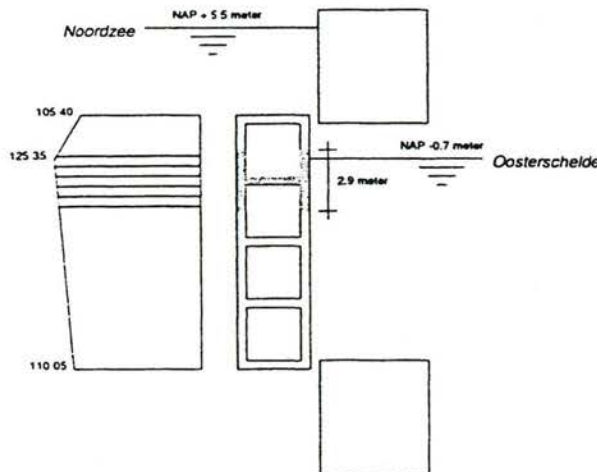
## 7.2 Bepaling van de uiterst opneembare dwarskracht



Door het verschil in waterstand op de Noordzee en de Oosterschelde tijdens keren, ontstaat er een dwarskracht op de schuif, die hierdoor de neiging heeft om af te schuiven langs de sponningen in de pijlers. In de kokerligger heersen zodoende schuifspanningen, met maxima bij de pijlers.

Fig. 7-4 Opnemen van de schuifspanningen door dwarskracht met dwarskrachtwapening

De hoeveelheid voorspanning en beton in de flenzen verzorgde het grootste deel van de momentopname. De dwarskrachtopname daarentegen zal grotendeels verzorgd worden door de lijven. Er hoeft maar één belastingsituatie te worden beschouwd en wel de zware belastingsituatie I: een maatgevende storm op de Noordzee. Het maakt voor de beugels in de lijven namelijk niet uit van welke kant de belasting komt. In het programma van eisen is de drukverdeling die daarbij hoort getoond. Fig. 7-5 geeft de resulterende druk weer. In deze zwaarste situatie wordt het bovenste tussenschot in de schuif nader bekeken. De horizontale waterdruk die heerst ter plaatse van dit schot is  $125 \text{ kN/m}^2$  (dit is inclusief een belastingfactor 1.25). Wanneer ook juist naast het schot de druk op  $125 \text{ kN/m}^2$  wordt afgerond, wat een veilige aanname is, wordt de dwarskracht die het schot over moet dragen bij de oplegging:



$$V_d = \frac{40.5}{2} \cdot 2.9 \cdot 125 = 7351 \text{ kN}$$

De schuifspanning die zodoende door het beton, of door wapening opgenomen moet worden is:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{7.35 \cdot 10^6}{300 \cdot (3200 - 150)} = 8.03 \text{ N/mm}^2$$

Als nuttige hoogte  $d$  is de afstand van de uiterste gedrukte vezel in de Noordzeeflens, tot het zwaartepunt van de voorspanning in de Oosterscheldeflens genomen.

Fig. 7-5 Resulterende drukverdeling ten behoeve van de dwarskrachtberekening

Beugels of extra buigwapening hoeven alleen aangebracht te worden wanneer de betondoorsnede de dwarskracht niet kan opnemen. Dit wordt gecontroleerd aan de hand van de volgende formule:

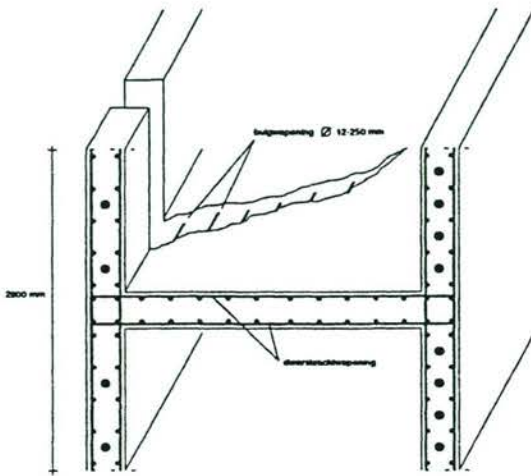
$$\tau_u = \tau_1 + \tau_s \geq \tau_2$$

Wanneer de door het beton op te nemen schuifspanning  $\tau_1$  groter is dan de in de uiterste grenstoestand optredende schuifspanning  $\tau_u$ , hoeft slechts gecontroleerd te worden of de drukdiagonalen niet bezwijken, ofwel dat  $\tau_u$  kleiner is dan  $\tau_2$ .

Volgens NEN 6720:1991-8.2.6 en de wijziging daarop door CUR Aanbeveling 37, moet worden aangehouden:

$$\tau_2 = 0.1 \cdot (f'_b + 39) \text{ N/mm}^2 \not\geq 9.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_2 = 0.1 \cdot (60 + 39) = 9.9 \text{ N/mm}^2 \not\geq 9.5 \text{ N/mm}^2$$



De formule waarmee de dwarskrachtcapaciteit van het beton kan worden bepaald is:

$$\tau_1 = 0.4 \cdot f_b \cdot k_\lambda \cdot k_h \cdot \sqrt[3]{\omega_o} \text{ N/mm}^2 \leq 0.4 \cdot f_b \text{ N/mm}^2$$

waarin:  $f_b$  de rekenwaarde van de treksterkte van het beton  
 $k_\lambda$  slankheidsfactor  
 $k_h$  schaalfactor  
 $\omega_o$  wapeningspercentage van de buigtrekwapening

In Fig. 7-6 is het bezwijkmechanisme op afschuiving verduidelijkt. Op het moment dat de schuifspanning door dwarskracht groter is dan  $\tau_1$ , zal het beton niet meer alleen in staat zijn de dwarskracht op te nemen.

Fig. 7-6 Bezwijkmechanisme op afschuiving

Een deel wordt dan opgenomen door de aanwezige buigwapening  $\text{Ø}12-250 \text{ mm}$  zoals in de vorige paragrafen genoemd. De rest zal opgenomen moeten worden door ofwel extra buigwapening, ofwel door beugels in de lijven zoals ook getekend in de figuur. In dat geval zal gekozen worden voor het aanbrengen van dwarskrachtwapening. Volgens  $\tau_u = \tau_1 + \tau_s$  heeft dwarskrachtwapening namelijk een directe invloed, terwijl de buigwapening via een derdemachtswortel mee wordt genomen.

Volgens CUR Aanbeveling 37 geldt  $k_\lambda = 1$  en mag voor de rekenwaarde van de trekspanning geen hogere waarde worden ingevoerd dan die voor B65, namelijk  $f_b = 2.15 \text{ N/mm}^2$ . De factor  $k_h$  is een schaalfactor, die aangeeft dat de gemiddelde schuifspanning bij bezwijken voor hoge liggers kleiner is dan voor liggers met geringe hoogte:

$$k_h = 1.6 - h \text{ (meters)} \leq 1 \rightarrow k_h = 1$$

Het wapeningspercentage bij  $\text{Ø}12-250 \text{ mm}$  is 0.30% zodat:

$$\tau_1 = 0.4 \cdot 2.15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \sqrt[3]{0.30} = 0.58 \text{ N/mm}^2 \leq 0.4 \cdot 2.15 = 0.86 \text{ N/mm}^2$$

Er moet dus beugelwapening worden toegepast. Verder naar het midden van de schuif zal de dwarskracht afnemen naar nul. Hoe verder naar het midden van de schuif wordt genaderd, hoe minder beugels dus noodzakelijk worden. De aanpak is als volgt: van een aantal verschillende staafdiameters wordt bepaald wat de capaciteit  $\tau_s$  is wanneer deze hart-op-hart 250 mm worden geplaatst. Deze afstand wordt aangehouden als minimum, omdat de beugelwapening als buigwapening fungeert voor de lijven afzonderlijk (hoofdstuk 8). Wanneer  $\tau_s$  bij een bepaalde staafdiameter bekend is, kan de dwarskracht worden bepaald die door deze staven opgenomen kan worden. Zo kan, uitgaande van  $2\text{Ø}12-250 \text{ mm}$  in het midden van de schuif, naar buiten toe steeds een grotere diameter worden gekozen wanneer de dwarskracht te groot wordt.

Volgens NEN 6720:1991- 8.2.3.2 mag de waarde van  $\tau_1$  bij normaaldrukkrachten worden verhoogd met:

$$\tau_n = 0.15 \cdot \sigma_{bmd} = 2.44 \text{ N/mm}^2$$

Dit is van toepassing wanneer de voorspankracht over de volledige doorsnede is gespreid.

Het punt waar de schuif langs de sponning af wil schuiven ligt 1.5 meter uit het uiteinde van de schuif, zoals is terug te vinden in het programma van eisen of in Fig. 7-4. Zodoende zal de voorspankracht zich al over de schuif hebben gespreid en mag  $\tau_n$  in de berekeningen worden meegenomen.

Beugels	$A_{sv}$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_1 + \tau_s + \tau_n$ (N/mm <sup>2</sup> )	$V_u$ (kN)	Afstand tot het midden (mm)
2Ø32-250 mm	6.43	8.39	11.69	10696	29465
2Ø25-250 mm	3.93	5.13	8.43	7713	21247
2Ø20-250 mm	2.51	3.28	6.58	6021	16586
2Ø16-250 mm	1.61	2.10	5.40	4941	13611
2Ø12-250 mm	0.90	1.17	4.47	4090	11267
-	0.90/1.5	0.78	4.08	3733	10283

Tabel 7-1 Capaciteitsbepaling van de verschillende beugels ten behoeve van de dwarskrachtberekening

In Tabel 7-1 is voor een aantal verschillende beugelafmetingen berekend wat de maximaal opneembare dwarskracht is. De door de wapening op te nemen schuifspanning  $\tau_s$  is te vinden met:

$$\tau_s = \frac{A_{sv} \cdot z \cdot f_s \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{b \cdot d}$$

$$\tau_s = \frac{A_{sv} \cdot (0.9 \cdot 3050) \cdot 435 \cdot \sin 90^\circ \cdot (\cot 45^\circ + \cot 90^\circ)}{300 \cdot 3050} = 1.31 \cdot A_{sv}$$

waarin:  $A_{sv}$ , de dwarskrachtwapening per eenheid van lengte

Het is niet nodig te werken met schuine dwarskrachtwapening, zodat  $\alpha=90^\circ$ . Volgens NEN 6720:1991-8.2.4 en CUR Aanbeveling 37 moet gelden dat de hoek  $\theta$  groter of gelijk moet zijn aan  $45^\circ$ , en dat:

$$A_{sv} \geq A_{sv, \min}$$

$$A_{sv, \min} = 0.02 \cdot \frac{b \cdot f'_{ck}}{f_s} = 0.02 \cdot \frac{300 \cdot 105}{435} = 1.45 \approx 1.5 \cdot A_{sv}$$

Hoewel het hiermee berekende bovenste tussenschot zwaarder wordt belast dan de overige lijven, zijn de verschillen klein, zodat alle lijven op dezelfde manier van beugels worden voorzien. De middelste 20 meter van de lijven worden voorzien van beugels Ø12-250 mm. Tussen de 10 en 16 meter aan beide zijden uit het midden van de schuif, worden de lijven voorzien van beugels Ø20-250 mm en van 16 meter uit het midden van de schuif tot aan de uiteinden van de schuif worden de lijven voorzien van beugels Ø25-250 mm.



# Hoofdstuk 8

*Detaillering kokerliggerschuif*

## 8.1 Inleiding

De schuif als geheel is in de afgelopen twee hoofdstukken zodanig gedimensioneerd, dat deze alle krachten die erop werken op kan nemen en aan alle eisen voldoet. In dit hoofdstuk zal de schuif tenslotte nog per onderdeel van de schuif afzonderlijk worden bekeken. Omdat de koker hol is, worden de wanden onder invloed van de waterdruk naar binnen gedrukt. In paragraaf 8.2 worden de afzonderlijke flenzen op moment en in paragraaf 8.3 op dwarskracht doorgerekend. Tenslotte worden in paragraaf 8.4 de afzonderlijke lijven op moment en dwarskracht doorgerekend.

## 8.2 Ontwerp van de afzonderlijke flenzen op moment

### 8.2.1 Beschouwing

Door waterdruk tegen de (holle) koker zullen de flenzen gaan doorbuigen. Zowel aan de buitenzijde van de flenzen bij het steunpunt (de verbinding met de lijven), als aan de binnenzijde van de flenzen in het veld, kunnen hierdoor trekspanningen ontstaan. Omdat beton maar weinig trekcapaciteit bezit, zullen maatregelen genomen moeten worden om in dat geval bezwijken te voorkomen en de scheurwijdte te beperken. Drie mogelijkheden worden hier besproken:

- Verminderen van de trekspanning door verdikking van de flens
- Verminderen van de trekspanning door toevoegen van water- of voorspanning
- Opnemen van de trekspanning met buigwapening

De eerstgenoemde manier is het verminderen van de trekspanning door verdikking van de flens. Hoe dikker de flens, hoe groter het weerstandsmoment, dus hoe lager de (trek-)spanning bij constant moment. Wanneer de flens dik genoeg wordt, zal het beton ongewapend alle spanningen op kunnen nemen. Deze oplossing valt om twee redenen af. Ten eerste moet de schuif zo licht mogelijk geconstrueerd worden, omdat anders de bewegingswerken niet in staat zijn de schuiven te tillen. Ten tweede dient de schuif zo goedkoop mogelijk geconstrueerd te worden, omdat het anders goedkoper is om de huidige stalen schuiven nog een aantal malen te vervangen. Hoge sterkte lichtbeton is nog steeds een relatief duur constructiemateriaal.

De trekspanning kan ook worden verminderd door een drukspanning toe te voegen zodanig, dat er ofwel een drukspanning in de flens ontstaat, ofwel een trekspanning die klein genoeg is om zonder problemen door het beton opgenomen te kunnen worden. Zo'n drukspanning kan bijvoorbeeld worden verkregen door de koker vol met water te laten lopen. Wanneer er gaten in de lijven van de koker worden gemaakt, zal het water vrij in kunnen stromen en zo aan de binnenzijde van de koker een waterdruk toevoegen. Om het water weer uit de schuif te krijgen, zal deze eerst iets uit het water getild moeten worden, waarna het water door drukverschil uit de schuif zal stromen. Omdat moeilijk te voorzien is of de bewegingswerken dit aankunnen en of de schuiven wel volledig leeg zullen stromen, valt deze oplossing af.

Ook het aanbrengen van (verticale) voorspanning, om zo een drukspanning toe te voegen valt af. Omdat in ieder geval al (horizontale) voorspanning aangebracht moet worden om de dwarskracht en het moment op de totale schuif op te kunnen nemen, zou dit namelijk betekenen dat er twee lagen voorspanning in de flens komen te liggen. De vereiste hart-op-hart afstanden en dekkingen leiden dan alsnog tot een dikke flens, terwijl zojuist verdikking van de flens als oplossing is afgewezen.

Het laatstgenoemde alternatief, namelijk het opnemen van de trekspanningen door wapening (zoals aangegeven in Fig. 8-1), is een goed alternatief dat, wanneer de flenzen daadwerkelijk op trek worden belast, verder zal worden uitgewerkt.

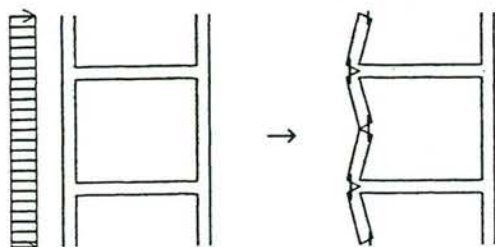


Fig. 8-1 Opnemen van trekspanningen door buigend moment met buigwapening

Om de spanningen te kunnen berekenen moet eerst het momentenverloop in de flenzen bekend zijn. Met het reeds in het programma van eisen genoemde Pascal-programma (zie bijlage B) wordt het drukverloop over de schuif in de maatgevende situatie bepaald. Vervolgens wordt de schuif geschematiseerd tot een raamwerk dat in Pc-Frame 3.63 wordt ingevoerd (zie bijlage D) en waarmee het krachtverloop in de schuif is te bepalen.

### 8.2.2 Noordzeeflens

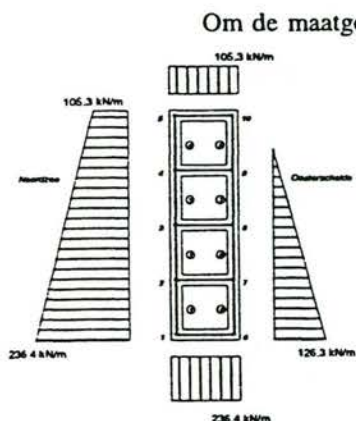


Fig. 8-2 Waterdrukken op de schuif in het voor de Noordzeeflens maatgevende geval

Om de maatgevende spanningen in de Noordzeeflens te bepalen, zal de maatgevende situatie moeten worden herkend en ingevoerd in het Pascal-programma. Deze situatie treedt op wanneer de combinatie van golf en waterdruk op de Noordzee het grootst is. Tijdens een golftop zal de 'gunstig werkende' drukspanning door waterdruk op de holle koker groter zijn dan tijdens een golfdal, omdat de schuif zich dan dieper onder water bevindt. De lagere capaciteit van de flens, door een kleinere voorspanning uit waterdruk in het geval van een golfdal, zal echter niet opwegen tegen de hogere horizontale waterdruk in het geval van een golftop. De maatgevende situatie voor de Noordzeeflens, belast op buigende momenten in de flens (zie Fig. 8-2), is zodoende een golftop, optredend bij een waterstand van NAP +5.5 meter, met  $H=5.75$  meter en  $T=9.5$  seconden. De bijbehorende drukken in de uiterste grenstoestand (belastingfactor 1.25) zijn bijgeschreven in Fig. 8-2.

De waterdrukken op de Oosterscheldeflens en het bovenste en onderste lijf, zijn eveneens in de figuur bijgeschreven. De druk op de lijven heeft een sterke invloed op de grootte van het buigend moment in de Noordzeeflens. Omdat de schuif niet volledig wordt aangedrukt aan de dorpels, zal er spleetstroming boven en onder de koker ontstaan in het beschreven maatgevende geval. In snel stromend water is de druk boven en onder de koker aanzienlijk lager dan in de figuur weergegeven. Omdat de verlaging van de druk een verkleining van het moment in de flens ten gevolge zal hebben, is de statische drukverdeling een veilige aanname.

De druk op de Oosterscheldeflens heeft een veel kleinere invloed op de momenten in de Noordzeeflens. Omdat een fluctuatie tot 3 meter in de waterstand op de Oosterschelde minder dan 5% invloed op de momenten in de Noordzeeflens (groter en kleiner) blijkt te hebben, wordt gerekend met de in de figuur aangegeven constante waterstand van NAP -0.70 meter (bij deze waterstand is het verval over de schuif het grootst).

De waterbelastingen zoals aangegeven in Fig. 8-2 zijn ingevoerd in Pc-frame (bijlage D). Omdat dit het definitieve schuifontwerp is, is van de uiteindelijke schuifdikte van 3200 mm en flens- en lijfdiktes van 300 mm uitgegaan. Op basis daarvan is de koker in het programma geschematiseerd tot een frame in het hart van de lijven en flenzen, zoals in de figuur aangegeven. Voor de eerste berekening is nog een schuifdikte van 4000 mm gebruikt op basis van de resultaten van de berekening van de driedubbel T-ligger. In Tabel 8-1 zijn de voor de berekening benodigde momenten  $M_d$  in de Noordzeeflens weergegeven.

Steunpunt	$M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$M_r$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$1.5 \cdot M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	Veld	Plaats veldmoment	$M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$M_r$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$1.5 \cdot M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )
1	171	119.0	256.8	1	0.51	74	119.0	110.7
2	141	119.0	211.9	2	0.50	67	119.0	99.8
3	125	119.0	187.8	3	0.51	55	119.0	83.1
4	97	119.0	144.9	4	0.49	39	119.0	58.2
5	91	119.0	136.9					

Tabel 8-1 Momenten op de Noordzeeflens ter bepaling van de wapening, inclusief belastingfactor 1.25

Door de aansluiting van de flens met de lijven, ontstaat bij de steunpunten een sprong in het moment. Omdat deze sprong nergens groter is dan 2%, wordt de wapening boven een steunpunt slechts op het grootste moment  $M_d$  berekend. De veldmomenten blijken zich allemaal ongeveer in het midden van een flensdeel te bevinden.

#### 8.2.2.1 Uiterste grenstoestand

Om de momenten op te kunnen nemen dient wapening geplaatst te worden aan de buitenzijde en aan de binnenzijde van de flens ( $M_u \geq M_d$ ). De laag aan de buitenzijde moet in ieder geval voldoende groot zijn om de steunpuntmomenten op te nemen, en de laag aan de binnenzijde moet voldoende groot zijn om de veldmomenten op te nemen. Daarnaast is er in NEN 6720:1991-9.9.2.1 een minimale wapeningseis geformuleerd om bezwijken op brosse breuk te voorkomen:

$$M_u \geq M_r \geq 1.5 \cdot M_d$$

$$M_r = 1.4 \cdot (f_{bm} - \sigma_{bmd}) \cdot W = 1.4 \cdot (5.1 + 0.57) \cdot \frac{1000 \cdot 300^2}{6} = 119.0 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

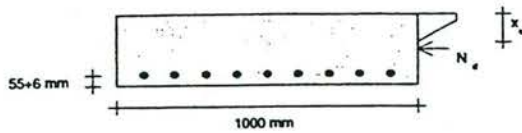
In Tabel 8-1 zijn  $M_r$  en  $1.5 \cdot M_d$  naast  $M_d$  af te lezen. Het door de wapening uiterst opneembare moment  $M_u$  moet gelijk zijn aan de gearceerde waarden. Tenslotte is NEN 6720:1991-9.11.1.1 gesteld dat de maximale hart-op-hart afstand van de wapeningsstaven niet groter mag zijn dan 250 mm. Omdat als praktische minimale staafdiameter  $\varnothing 12$  mm wordt aangehouden zal eerst worden bepaald wat  $M_u$  wordt wanneer  $\varnothing 12$ -250 mm wordt neergelegd:

$$\text{Hoeveelheid wapeningsstaal per strekkende meter: } \left(\frac{12}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{250} = 452.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Staalkracht per strekkende meter: } 452.4 \cdot 435 = 196789 \text{ N}$$

Omdat er horizontaal evenwicht moet zijn in de doorsnede, is de betonkracht te berekenen; deze moet gelijk zijn aan de staalkracht plus de externe kracht uit verticale waterdruk. De kracht uit waterdruk (zie Fig. 8-2) is:  $0.5 \cdot 105.3 \cdot 3200 = 170000 \text{ N}$

$$\text{Betonkracht per strekkende meter: } 196789 + 170000 = 366789 \text{ N}$$



$$\text{Hoogte van de betondrukzone: } \frac{366789}{0.62 \cdot 60 \cdot 1000} = 9.86 \text{ mm}$$

Het maximaal opneembaar moment is:

$$(366789 \cdot (300 - 55 - 6 - 0.349 \cdot 9.86) - (150 - 55 - 6) \cdot 170000) \cdot 10^{-6} = 71.3 \text{ kNm}$$

#### Wapening voor opname veldmomenten, binnenzijde Noordzeeflens

Bij alle veldmomenten is de '1.5·M<sub>d</sub>-eis' maatgevend. De zojuist bepaalde minimale basiswapening Ø12-250 mm kan 71.3 kNm opnemen en is zodoende slechts voor veld 4 voldoende. In de velden 1, 2 en 3 moet wapening worden bijgelegd. Het liefst wordt bijgelegd met staven van dezelfde diameter, zodat het maximaal opneembare moment bepaald is voor wapening Ø12-125 mm. M<sub>u</sub>=116.6 kNm is voldoende, dus de benodigde wapening aan de binnenzijde is bekend.

#### Wapening voor opname steunpuntmomenten, buitenzijde Noordzeeflens

De voor het veld gekozen basiswapening Ø12-250 mm (met M<sub>u</sub>=71.3 kNm) is voor geen van de steunpunten voldoende. De aan de binnenzijde ook al toegepaste Ø12-125 mm, met M<sub>u</sub>=116.6 kNm is ook niet voldoende, en nogmaals wapening bijleggen leidt tot Ø12-62.5 mm wat eigenlijk te dicht op elkaar is. In plaats daarvan wordt gekozen voor een ander basisnet, namelijk Ø16-200 mm met M<sub>u</sub>=125.7 kNm. Om de momenten in de steunpunten 1 en 2 op te kunnen nemen moet ook bij dit basisnet wapening worden bijgelegd. Staven Ø16-100 mm met M<sub>u</sub>=222.5 kNm zijn ruim voldoende om deze momenten op te kunnen nemen.

#### 8.2.2.2 *Bruikbaarheidsgrenstoestand*

In het programma van eisen zijn bij de operationele eisen een aantal maximale scheurwijdtes gesteld, op basis van onderzoek dat is gedaan bij de Maeslantkering. Gedurende de periode dat de kering boven water hangt mag deze in de bruikbaarheidsgrenstoestand niet scheuren. In eerdere hoofdstukken is al duidelijk geworden dat aan deze eis wordt voldaan. Gedurende de periode dat de schuiven water keren, de incidentele situatie, wordt in het ongunstigste geval een scheurwijdte van 0.30 mm geëist. Dit komt overeen met de scheurwijdte-eis van milieuklasse 2 (vochtig milieu) voor een doorsnede met en milieuklasse 3 of hoger voor een doorsnede zonder voorspanstaal in NEN 6720:1991.

De berekening zal ongeveer hetzelfde verlopen als in de vorige paragraaf, met als verschil dat nu de spanning in het staal wordt berekend met het spanning-rek-diagram in de bruikbaarheidsgrenstoestand. De oppervlaktefactor  $\alpha$  verandert daardoor van 0.62 in 0.548 en de afstandsfactor  $\beta$  verandert van 0.349 in 0.193 (zie ook programma van eisen).

Volgens NEN 6720:1991-8.7.1 is er sprake van een volledig ontwikkeld scheurpatroon wanneer de (buig-)trekspanningen in de ongescheurd veronderstelde doorsnede, ten gevolge van de incidentele belastingcombinatie groter zijn dan de gemiddelde treksterkte  $f_{bm}=5.1 \text{ N/mm}^2$ . Dit komt neer op een buigend moment groter dan:

$$5.1 \cdot \frac{1}{6} \cdot 1000 \cdot 300^2 \cdot 10^{-6} = 76.5 \text{ kNm}$$

Om deze waarde te kunnen vergelijken met de in Tabel 8-1 gegeven waarden, wordt het moment met een factor 1.25 vermenigvuldigd: M=95.6 kNm. Blijkbaar is het scheurpatroon boven de steunpunten 1 tot en met 4 in de Noordzeeflens volledig ontwikkeld.

Bij een volledig ontwikkeld scheurpatroon moet worden voldaan aan een van de volgende eisen:

De gemiddelde kenmiddellijn  $\phi_{km}$  van de betonstaalstaven moet voldoen aan:

$$\phi_{km} \leq \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} \quad (\text{in mm})$$

waarin:  $k_1=2500$  N/mm een factor, afhankelijk van milieuklasse en aanwezigheid van voorspanstaal  
 $\xi=1$  een aanhechtingsfactor

De staafafstand  $s$  van de betonstaalstaven moet voldoen aan:

$$s \leq 100 \cdot \left( \frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1.3 \right) \quad (\text{in mm})$$

waarin:  $k_2=500$  N/mm een factor, afhankelijk van milieuklasse en aanwezigheid van voorspanstaal

In onderstaande is voor de steunpunten 1 tot en met 4 eerst het maatgevende moment in de bruikbaarheidsgrenstoestand berekend uit dat in de uiterste grenstoestand. Vervolgens zijn voor wapening  $\phi 16-100$  mm en  $\phi 20-100$  mm de bovenstaande eisen bepaald. De staven worden liever niet dichter dan 100 mm op elkaar gelegd.

Steunpunt	$M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$M_{rep}$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) bij $\phi 16-100$ mm	Max. $\phi_{km}$ (mm)	Max. $s$ (mm)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) bij $\phi 20-100$ mm	Max. $\phi_{km}$ (mm)	Max. $s$ (mm)
1	171	136.8	316.1	6	28.2	203.7	12	115.5
2	141	112.8	264.5	9	59.0	170.4	14	>100
3	125	100.0	237.0	10	81.0	152.6	16	>100
4	97	77.6	189.2	13	134.3	121.7	20	>100

Tabel 8-2 Bepaling van de maximale staafafstanden en kenmiddellijnen ten behoeve van de scheurwijdteberekening (volledig gescheurd)

Uit de tabel blijkt dat hoe groter de hoeveelheid wapening, hoe groter ook de maximaal toegestane kenmiddellijn. Uit de tabel blijkt dat pas bij staafdiameters groter of gelijk aan 20 mm aan de kenmiddellijn-eis wordt voldaan. De maximale afstandseis blijkt soepeler: de staalspanning bij het vierde steunpunt is 189.2 N/mm<sup>2</sup> wanneer  $\phi 16-100$  mm wordt toegepast, terwijl de staven om de 134.3 mm geplaatst zouden mogen worden. Voor de overige steunpunten zijn staven  $\phi 20-100$  mm vereist.

Het vijfde steunpuntmoment en de vier veldmomenten zorgen voor een niet volledig ontwikkeld scheurpatroon. Bij een niet volledig ontwikkeld scheurpatroon moet worden voldaan aan de volgende eis:

De gemiddelde kenmiddellijn  $\phi_{km}$  van de betonstaalstaven moet voldoen aan:

$$\phi_{km} \leq \frac{k_3 \cdot \xi \cdot \sqrt{65 \cdot 105}}{(\sigma_{sr} + \sigma_s)^2} \geq 50 \text{ mm} \quad \text{met: } \sigma_{sr} + \sigma_s \leq f_s$$

waarin:  $k_3=4 \cdot 10^4$  N/mm een factor, afhankelijk van milieuklasse en aanwezigheid van voorspanstaal  
 $\sigma_{sr}$  de fictieve staalspanning voor de gescheurd veronderstelde doorsnede, ten gevolge van het door opgelegde vervormingen veroorzaakte scheurmoment

Deze spanning is op eerder getoonde manier te berekenen wanneer  $M_{rep}$  wordt vervangen door:

$$M_r = W \cdot k_r \cdot (f_{bm} + |\sigma'_{bmd}|) \quad \text{met: } k_r = 0.9 - 0.5 \cdot h \leq 0.5$$

$$M_r = 15 \cdot 0.75 \cdot (5.1 + 0.45) = 62.44 \text{ kNm}$$

De bijbehorende spanning  $\sigma_s = 156.9 \text{ N/mm}^2$

$$\phi_{km} \leq \frac{4 \cdot 10^4 \cdot 82.61}{(156.9 + \sigma_s)^2} \geq 50 \text{ mm}$$

Steunpunt/ Veld	$M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$M_{rep}$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) bij Ø12-125 mm	Max. $\phi_{km}$ (mm)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) bij Ø12-100 mm	Max. $\phi_{km}$ (mm)
5	91	72.8	395.6	-	316.4	-
1	74	59.2	331.8	-	265.4	18
2	67	53.6	305.6	-	244.5	20
3	55	44.0	260.7	18	208.6	24
4	39	31.2	201.0	25	160.8	32

Tabel 8-3 Bepaling van de maximale kenmiddellijn ten behoeve van de scheurwijdteberekening (onvolledig gescheurd)

In Tabel 8-3 is voor staven Ø12-125 mm en Ø12-100 mm de staalspanning en de maximaal toelaatbare kenmiddellijn berekend. Omdat de staalspanning moet voldoen aan:  $\sigma_{sr} + \sigma_s \leq f_s$ , is voor steunpunt 5 geen maximum te bepalen zonder meer staal toe te passen.

### 8.2.2.3 Uiteindelijke wapening

Aan de binnenzijde van de Noordzeeflens moesten volgens de doorsnedeberkening in de uiterste grenstoestand staven Ø12-250 mm en Ø12-125 mm, en aan de buitenzijde staven

Ø16-200 mm en Ø16-100 mm komen te liggen. Aan de binnenzijde van de Noordzeeflens moesten volgens de scheurwijdteberekening in de bruikbaarheids-grenstoestand staven Ø12-100 mm en aan de buitenzijde staven Ø20-100 mm komen te liggen. De scheurwijdte is zoals verwacht maatgevend voor de hoeveelheid wapening. In Fig. 8-3 is de totale wapening in de Noordzeeflens ingetekend.

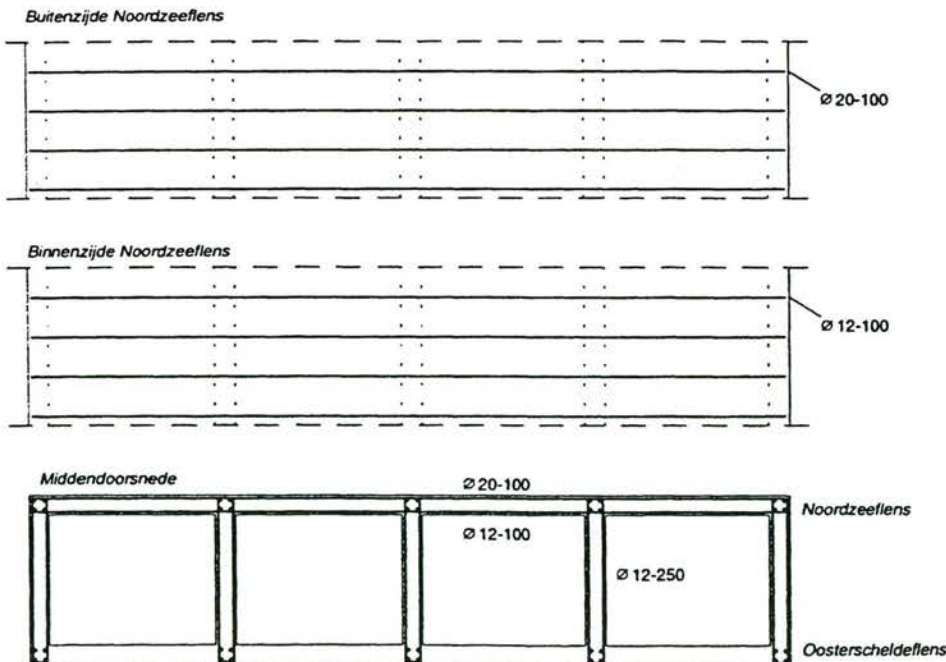


Fig. 8-3 Buigwapening in de Noordzeeflens

### 8.2.3 Oosterscheldeflens

De maatgevende situatie treedt op wanneer de waterstand op de Oosterschelde maximaal is. De horizontale waterdruk is dan namelijk het grootst. De waterstand op de Noordzee heeft, evenals al onder het kopje 'Noordzeefflens' naar voren kwam, weinig invloed op de momenten in de Oosterscheldeflens. Wel moet gerekend worden met een waterstand en golfhoogte zodanig, dat de bovenzijde van de schuif zich volledig boven water bevindt. Er is dan namelijk geen gunstig werkende normaaldrukkracht uit verticale waterdruk. Als de waterstand op de Noordzee gelijk wordt genomen aan die bij het maximale negatieve verval, ontstaat de volgende maatgevende situatie voor de Oosterscheldeflens, belast op buigende momenten in de flensdelen 1 tot en met 4 (zie Fig. 8-4): waterstand op de Oosterschelde NAP +2.4 meter, waterstand op de Noordzee NAP -1.0 meter met H=0.38 meter en T=5.0 seconden. Het drukverloop over de schuif in de uiterste grenstoestand (dus met een belastingfactor 1.25), is weergegeven in Fig. 8-4. De momenten  $M_d$  in de Oosterscheldeflens zijn in Tabel 8-4 weergegeven.

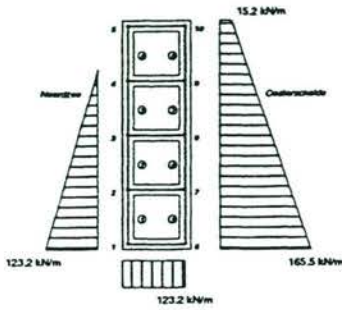


Fig. 8-4 Waterdrukken op de schuif in het voor de Oosterscheldeflens maatgevende geval

Steunpunt	$M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$M_r$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$1.5 \cdot M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	Veld	Plaats veldmoment	$M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$M_r$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$1.5 \cdot M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )
1	92	107.1	138.0	1	0.48	58	107.1	86.8
2	98	107.1	147.0	2	0.51	37	107.1	55.8
3	66	107.1	99.4	3	0.51	25	107.1	38.0
4	42	107.1	63.1	4	0.53	13	107.1	20.0
5	13	107.1	20.2					

Tabel 8-4 Momenten op de Oosterscheldeflens ten behoeve van de bepaling van de wapening

#### 8.2.3.1 Uiterste grenstoestand

$$M_r = 1.4 \cdot (f_{bm} - \sigma_{bmd}) \cdot W = 1.4 \cdot (5.1 - 0) \cdot \frac{1000 \cdot 300^2}{6} = 107.1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

In Tabel 8-4 zijn  $M_r$  en  $1.5 \cdot M_d$  naast  $M_d$  af te lezen. Het door de wapening uiterst opneembare moment  $M_u$  moet gelijk zijn aan de gearceerde waarden. Wederom wordt eerst bepaald wat de  $M_u$  wordt wanneer een basiswapening  $\varnothing 12$ -250 mm wordt neergelegd. Omdat de drukkracht in de flenzen nu ontbreekt wordt de berekening iets anders:

$$\text{Hoeveelheid wapeningsstaal per strekkende meter: } \left(\frac{12}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{250} = 452.4 \text{ mm}^2$$

Betonkracht (in dit geval gelijk aan de staalkracht) per strekkende meter:  
 $452.4 \cdot 435 = 196789 \text{ N}$

$$\text{Hoogte van de betondrukzone: } \frac{196789}{0.62 \cdot 60 \cdot 1000} = 5.29 \text{ mm}$$

Maximaal opneembaar moment:

$$196789 \cdot (300 - 55 - 6 - 0.349 \cdot 5.29) \cdot 10^{-6} = 46.7 \text{ kNm}$$



Wapening voor opname veldmomenten, binnenzijde Oosterscheldeflens

Bij alle veldmomenten is de '1.5·M<sub>d</sub>-eis' maatgevend. De zojuist bepaalde minimale basiswapening Ø12-250 mm kan 46.7 kNm opnemen en is zodoende voor veld 3 precies goed. In veld 4 hoeft eigenlijk nog niets eens de helft van de bepaalde minimale basiswapening toegepast te worden volgens de '1.5·M<sub>d</sub>-eis', maar in de velden 1 en 2 moet wapening worden bijgelegd. Wapening Ø12-125 mm heeft M<sub>u</sub>=92.6 kNm, wat ruim voldoet, zodat de benodigde wapening aan de binnenzijde bekend is.

Wapening voor opname steunpuntmomenten, buitenzijde Oosterscheldeflens

Het zojuist gebruikte Ø12-125 mm met M<sub>u</sub>=92.6 kNm is onvoldoende om het scheurmoment van de steunpunten 1 en 2 op te kunnen nemen. Als basisnet worden daarom staven Ø12-190 mm met M<sub>u</sub>=61.3 kNm gebruikt. Dat is voldoende voor de steunpunten 4 en 5, terwijl met Ø12-95 mm en M<sub>u</sub>=121.3 kNm de ook bij de steunpunten 1, 2 en 3 aan de eisen wordt voldaan.

8.2.3.2 *Bruikbaarheidsgrenstoestand*

In paragraaf 8.2.2.2 is bepaald dat volgens NEN 6720:1991-8.7.1 sprake is van een volledig ontwikkeld scheurpatroon wanneer het buigend moment groter is dan: 76.5 kNm. Om deze waarde te kunnen vergelijken met de in Tabel 8-4 gegeven waarden, wordt het moment met een factor 1.25 vermenigvuldigd: M=95.6 kNm. Blijkbaar is het scheurpatroon alleen boven het steunpunten 2 juist volledig ontwikkeld; het moment is hier 98 kNm. Omdat ook deze momenten slechts een benadering van de werkelijkheid zijn (via Pc-Frame), wordt aangenomen dat de volledige Oosterscheldeflens een onvolledig ontwikkeld scheurpatroon heeft. Bij een niet volledig ontwikkeld scheurpatroon moet worden voldaan aan de volgende eis:

De gemiddelde kenmiddellijn  $\phi_{km}$  van de betonstaalstaven moet voldoen aan:

$$\phi_{km} \leq \frac{k_3 \cdot \xi \cdot \sqrt{65 \cdot 10^5}}{(\sigma_{sr} + \sigma_s)^2} \geq 50 \text{ mm} \quad \text{met: } \sigma_{sr} + \sigma_s \leq f_s$$

$\sigma_{sr}$  is de fictieve staalspanning voor de gescheurd veronderstelde doorsnede ten gevolge van het door opgelegde vervormingen veroorzaakte scheurmoment. Deze spanning is hetzelfde als voor de Noordzeeffens, namelijk 156.9 N/mm<sup>2</sup>.

$$\phi_{km} \leq \frac{4 \cdot 10^4 \cdot 82.61}{(156.9 + \sigma_s)^2} \geq 50 \text{ mm}$$

In Tabel 8-5 is voor staven Ø16-100 mm en Ø16-200 mm de staalspanning en de maximaal toelaatbare kenmiddellijn berekend.

Steunpunt	M <sub>d</sub> (kNm/m <sup>1</sup> )	M <sub>rep</sub> (kNm/m <sup>1</sup> )	σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) bij Ø16-100 mm	Max. Ø <sub>km</sub> (mm)	σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) bij Ø16-200 mm	Max. Ø <sub>km</sub> (mm)
1	92	73.6	180.7	28	361.3	-
2	98	78.4	190.9	27	381.8	-
3	66	52.8	136.4	38	272.8	17
4	42	33.6	95.7	51	191.5	27
5	13	10.4	46.7	79	93.5	52

Tabel 8-5 Bepaling van de maximale kenmiddellijn ten behoeve van de scheurwijdteberekening (onvolledig gescheurd steunpunt)

Omdat de staalspanning moet voldoen aan:  $\sigma_{sr} + \sigma_s \leq f_s$ , is voor de steunpunten 1 en 2 geen maximum kenmiddellijn te bepalen voor staven  $\varnothing 16-200$  mm, zonder meer staal toe te passen. De staven  $\varnothing 12-95$  mm en  $\varnothing 12-190$  mm waren niet voldoende om aan de scheurwijdte-eisen te voldoen.

In Tabel 8-6 is voor staven  $\varnothing 12-125$  mm en  $\varnothing 12-250$  mm de staalspanning en de maximaal toelaatbare kenmiddellijn berekend.

Veld	$M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$M_{rep}$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) bij $\varnothing 12-125$ mm	Max. $\varnothing_{km}$ (mm)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) bij $\varnothing 12-250$ mm	Max. $\varnothing_{km}$ (mm)
1	58	46.4	271.9	17	-	-
2	37	29.6	193.6	29	387.1	-
3	25	20.0	148.9	35	297.8	-
4	13	10.4	104.3	48	208.5	24

Tabel 8-6 Bepaling van de maximale kenmiddellijn ten behoeve van de scheurwijdteberekening (onvolledig gescheurd veld)

### 8.2.3.3 Uiteindelijke wapening

Aan de binnenzijde van de Oosterscheldeflens moesten zowel volgens de doorsnedeberkening in de uiterste grenstoestand, als volgens de scheurwijdteberekening in de bruikbaarheids-grenstoestand staven  $\varnothing 12-250$  mm en  $\varnothing 12-125$  mm liggen. Alleen worden door de scheurwijdte-eis de staven  $\varnothing 12-125$  mm één veld verder doorgetrokken. Aan de buitenzijde van de Oosterscheldeflens moesten staven  $\varnothing 12-95$  mm en  $\varnothing 12-190$  mm komen te liggen. Dit was niet voldoende om aan de scheurwijdte-eis te voldoen. Aan de buitenzijde van de Oosterscheldeflens moeten staven  $\varnothing 16-100$  mm en  $\varnothing 16-200$  mm komen te liggen. De scheurwijdte is hier maar deels maatgevend voor de hoeveelheid wapening. In de Fig. 8-5 is de wapening in de Oosterscheldeflens ingetekend.

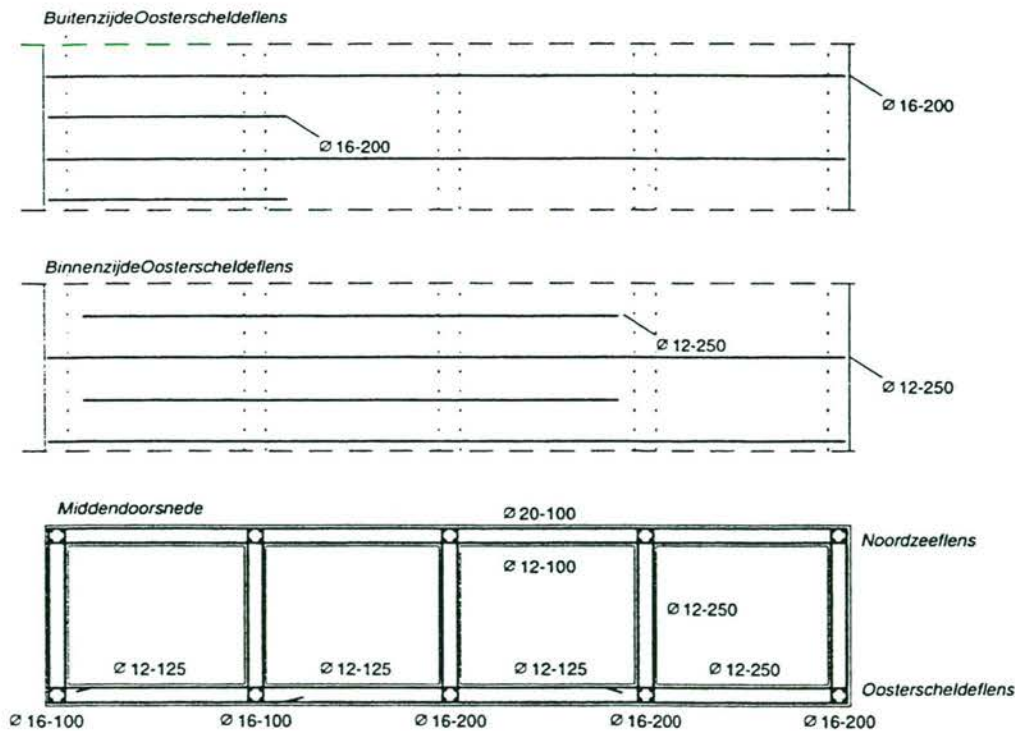


Fig. 8-5 Buigwapening in de Oosterscheldeflens (en de Noordzeeflens)

### 8.3 Ontwerp van de afzonderlijke flenzen op dwarskracht

#### 8.3.1 Beschouwing

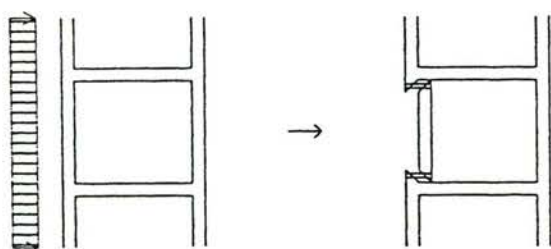
Door waterdruk tegen de (holle) koker ontstaat er een grote dwarskracht op de flenzen, die hierdoor de neiging hebben om af te schuiven langs de lijven. In de flenzen heersen zodoende schuifspanningen, met maxima bij de steunpunten (de verbindingen met de lijven). Om bezwijken te voorkomen, zijn gelijkwaardige maatregelen te treffen als die in de beschouwing van de momenten in de flenzen reeds zijn besproken, namelijk:

- Vergroten van de afschuifcapaciteit
- Verminderen van de schuifspanning door toevoegen van waterspanning
- Opnemen van de schuifspanning met dwarskrachtwapening

De afschuifcapaciteit kan worden vergroot door de dikte van de flens toe te laten nemen, of de capaciteit van het beton te vergroten door voorspanning en/of een groter wapeningspercentage. Hoewel dunne constructies bezwijken bij een gemiddeld hogere schuifspanning dan dikke constructies, hebben dikke constructies een groter oppervlak om de spanning over te verdelen. De capaciteit van de doorsnede zal zodoende toenemen met toenemende dikte. Verwacht wordt dat vanwege de zeer hoge kosten van hoge sterkte lichtbeton, het zelfs goedkoper zal zijn beugelwapening in de flens aan te brengen, dan het verdikken van de flens, zodat deze mogelijkheid vervalst. Ook vanuit het gewichtsoogpunt valt deze optie uiteraard af.

De capaciteit van het beton kan worden vergroot door het aanbrengen van voorspanning en/of het vergroten van het wapeningspercentage. Het aanbrengen van voorspanning valt af om redenen die al genoemd zijn bij de momentbeschouwing. Het vergroten van de hoeveelheid buigwapening lijkt een op het eerste gezicht redelijke optie (met name omdat er nog een scheurwijdtecontrole moet worden uitgevoerd), waar zodoende naar gekeken dient te worden.

Het verminderen van de schuifspanning door toevoegen van waterspanning is wederom een optie, die om dezelfde redenen als bij het moment echter wederom afvalt.

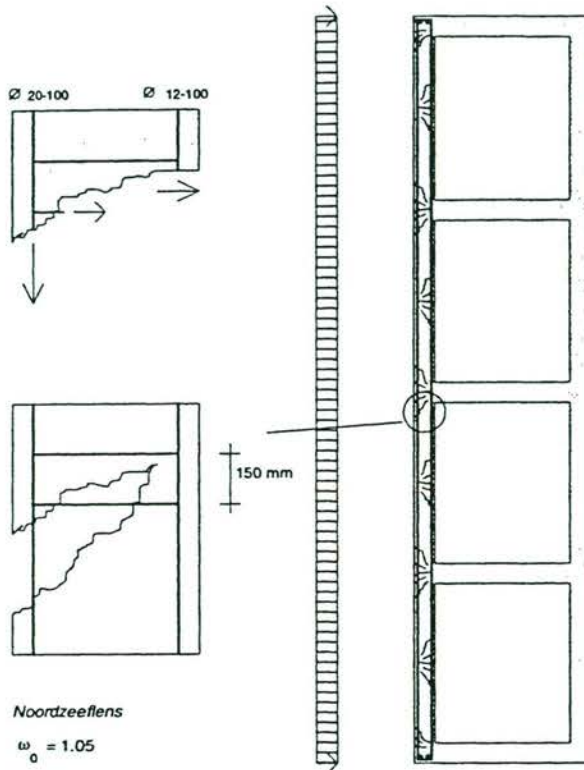


Tenslotte het laatst genoemde alternatief, namelijk het opnemen van de schuifspanningen door dwarskrachtwapening, zoals aangegeven in Fig. 8-6. Hoewel het in principe een dure oplossing is om in een dunwandige constructie als deze beugels of haarspelden aan te brengen, is het een uitvoerbaar alternatief dat vergeleken dient te worden met het vergroten van het (buig-) wapeningspercentage.

Fig. 8-6 Opnemen van de schuifspanningen door dwarskracht met dwarskrachtwapening

Het krachtverloop over de doorsnede is reeds bepaald bij de berekening van de hoeveelheid buigwapening, met Pc-Frame 3.63 (bijlage D). Voor de berekening relevante gegevens, zullen in de volgende paragrafen nog eens gegeven worden.

### 8.3.2 Noordzeeflens



Noordzeeflens  
 $\omega_o = 1.05$

De schuifspanning die door het beton, of door wapening opgenomen moet worden is:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

De nuttige hoogte  $d$  is de afstand van de uiterste gedrukte vezel aan de ene zijde van de Noordzeeflens, tot het zwaartepunt van de voorspanning in de aan de andere zijde. Beugels of extra buigwapening hoeven alleen aangebracht te worden wanneer de betonddoorsnede de dwarskracht niet kan opnemen. Dit wordt gecontroleerd aan de hand van de volgende formule:

$$\tau_u = \tau_1 + \tau_s \geq \tau_2$$

Wanneer de door het beton op te nemen schuifspanning  $\tau_1$  groter is dan de in de uiterste grenstoestand optredende schuifspanning  $\tau_u$ , hoeft slechts gecontroleerd te worden of de drukdiagonalen niet bezwijken, ofwel dat  $\tau_u$  kleiner is dan  $\tau_2$ .

Fig. 8-7 Bezwijkmechanisme op dwarskracht, inclusief het relevante wapeningspercentage

Volgens NEN 6720:1991-8.2.6 en de wijziging daarop door CUR Aanbeveling 37, moet worden aangehouden:

$$\tau_2 = 0.1 \cdot (f'_b + 39) \text{ N/mm}^2 \geq 9.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_2 = 0.1 \cdot (60 + 39) = 9.9 \text{ N/mm}^2 \geq 9.5 \text{ N/mm}^2$$

In Fig. 8-7 is het bezwijkmechanisme op afschuiving verduidelijkt. In de figuur zijn de beide opties om bezwijken tegen te gaan, namelijk buigwapening en dwarskrachtwapening terug te vinden. De buigwapening die hier van belang is, zoals in de figuur is te zien, die in de buitenste laag. In de formule voor  $\tau_1$  is de invloed van de buigwapening terug te vinden; het wapeningspercentage  $\omega_b$  is in de figuur bijgeschreven:

$$\tau_1 = 0.4 \cdot f_b \cdot k_\lambda \cdot k_h \cdot \sqrt[3]{\omega_o} \text{ N/mm}^2 \leq 0.4 \cdot f_b \text{ N/mm}^2$$

Op het moment dat de schuifspanning door dwarskracht groter is dan  $\tau_1$ , wordt gekozen voor het aanbrengen van dwarskrachtwapening. Volgens  $\tau_u = \tau_1 + \tau_s$  heeft dwarskrachtwapening namelijk een directe invloed (en wordt verwacht dat er maar weinig nodig is), terwijl de buigwapening via een derdemachtswortel mee wordt genomen.

Volgens CUR Aanbeveling 37 geldt  $k_\lambda=1$  en mag voor de rekenwaarde van de trekspanning geen hogere waarde worden ingevoerd dan die voor B65, namelijk  $f_b=2.15 \text{ N/mm}^2$ . Voor het wapeningspercentage 1.05% geldt:

$$\tau_1 = 0.4 \cdot 2.15 \cdot 1 \cdot 1.3 \cdot \sqrt[3]{1.05} = 1.14 \text{ N/mm}^2 < 0.4 \cdot 2.15 = 0.86 \text{ N/mm}^2$$

Volgens NEN 6720:1991-8.2.3.2 mag de waarde van  $\tau_1$  bij normaaldrukkkrachten worden verhoogd met:

$$\tau_n = 0.15 \cdot \sigma_{bmd} = 0.09 \text{ N/mm}^2$$

In Tabel 8-7 zijn de dwarskrachten en daaruit volgende schuifspanningen volgens Pc-Frame 3.63 bij de verschillende steunpunten weergegeven. Op plaatsen waar de schuifspanning niet door de doorsnede opgenomen kan worden, namelijk waar  $\tau_u \geq (1.14 + 0.09) \text{ N/mm}^2$ , is de door wapening op te nemen schuifspanning  $\tau_s$  bepaald. Het benodigde oppervlak aan wapeningsstaal  $A_{sv}$  is te vinden met:

$$\tau_s = \frac{A_{sv} \cdot z \cdot f_s \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{b \cdot d}$$

waarbij volgens NEN 6720:1991-8.2.4 en CUR Aanbeveling 37 moet gelden dat de hoek  $\theta$  groter of gelijk moet zijn aan  $45^\circ$ , en dat:

$$A_{sv} \geq A_{sv,\min}$$

$$A_{sv,\min} = 0.02 \cdot \frac{b \cdot f'_{ck}}{f_s} = 0.02 \cdot \frac{1000 \cdot 105}{435} = 4.83 > 1.5 \cdot A_{sv}$$

$$\tau_s = \frac{A_{sv} \cdot (0.9 \cdot 240) \cdot 435 \cdot \sin 90^\circ \cdot (\cot 45^\circ + \cot 90^\circ)}{1000 \cdot 240} = 0.39 \cdot A_{sv}$$

Toe te passen beugels of haarspelden worden hart-op-hart maximaal 150 mm geplaatst, zodat er geen dwarskrachtscheur tussenin kan ontstaan. De dwarskrachtwapening wordt, waar mogelijk, ook niet dichter op elkaar gelegd dan 150 mm. Liever wordt een grote diameter met minder staven toegepast, dan een kleine diameter met meer staven, omdat dan het benodigd aantal manuren minder is. In lengterichting van de schuif worden per strekkende meter minimaal (en om zojuist genoemde reden ook maximaal) drie staven gelegd. In de tabel is buiten het benodigde wapeningsoppervlak  $A_{sv}$  in  $\text{mm}^2/\text{mm}$  ook het minimum oppervlak per staaf gegeven ( $A_{sv,\min} \cdot 150/3$ ).

Steunpunt	$V_u$ (kN/m <sup>1</sup> )	$\tau_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_{sv,\min}$ (mm <sup>2</sup> /mm)	Staafoppervlak (mm <sup>2</sup> )
1	335	1.40	0.17	0.65	32.5
2 (veld 1)	299	1.25	0.02	0.08	4.0
2 (veld 2)	282	1.18	-	-	-
3 (veld 2)	260	1.09	-	-	-
3 (veld 3)	240	1.00	-	-	-
4 (veld 3)	209	0.88	-	-	-
4 (veld 4)	186	0.78	-	-	-
5	171	0.72	-	-	-

Tabel 8-7 Waarden ter bepaling van de benodigde hoeveelheid dwarskrachtwapening in de Noordzeeflens

Het staaloppervlak van een wapeningsstaaf  $\varnothing 8$  mm is  $50.3 \text{ mm}^2$  (uit praktische overweging worden minimaal staven  $\varnothing 8$  mm gebruikt). In Fig. 8-8 is de wapening per strekkende meter lengte in de Noordzeeflens ingetekend. Waar  $\tau_u = \tau_1$  is geen dwarskrachtwapening meer nodig. In de figuur zijn deze plaatsen aangegeven met een stippellijn. Steeds is dan nog één rij wapening geplaatst, zodat een dwarskrachtscheur altijd een rij wapeningsstaal zal snijden. In Tabel 8-8 zijn de bijbehorende afstanden tot het steunpunt gegeven.

Steunpunt	1	2 (veld 1)
Afstand tot $\tau_u = \tau_1$ (mm)	186	21

Tabel 8-8 Afstanden van het steunpunt tot  $\tau_u = \tau_1$ , ten behoeve van de plaatsing van de dwarskrachtwapening

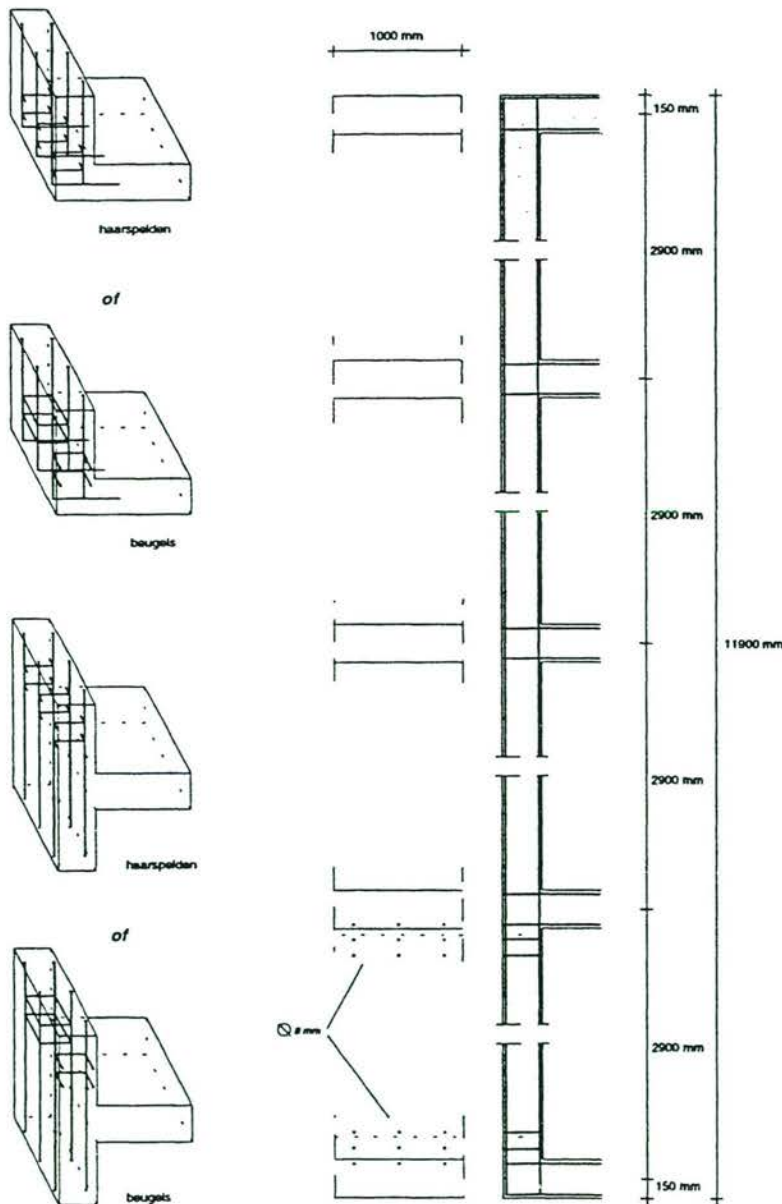
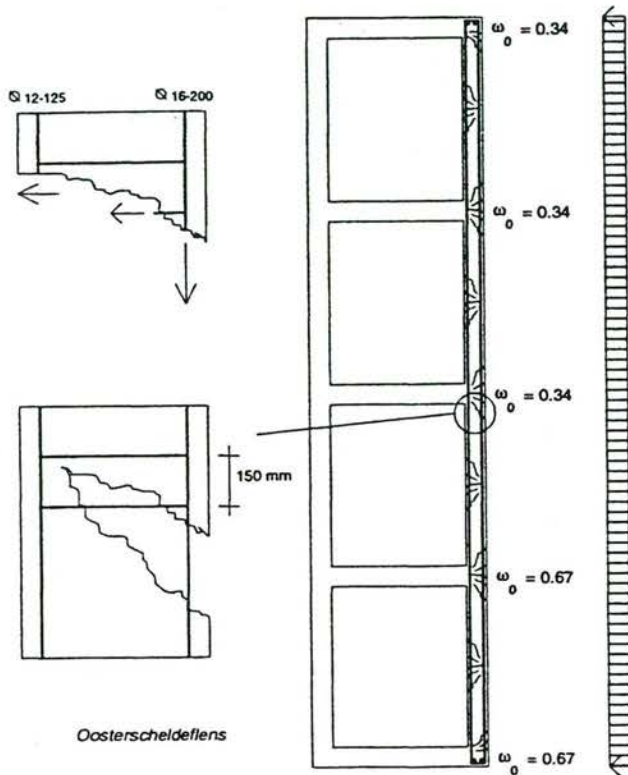


Fig. 8-8 Dwarskrachtwapening in de Noordzeeflens

8.3.3 Oosterscheldeflens



Voor de wapeningspercentages 0.67% en 0.34% geldt respectievelijk:

$$\tau_1 = 1.12 \cdot \sqrt[3]{0.50} = 0.98 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_1 = 1.12 \cdot \sqrt[3]{0.34} = 0.78 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 0.86 \text{ N/mm}^2$$

In Tabel 8-9 zijn weer de dwarskrachten en daaruit volgende schuifspanningen volgens Pc-Frame 3.63 bij de verschillende steunpunten weergegeven. Op plaatsen waar de schuifspanning niet door de doorsnede opgenomen kan worden, is de door wapening op te nemen schuifspanning  $\tau_s$  bepaald. De schuif staat niet volledig onder water, zodat er geen drukspanning in deze richting in de schuif heerst.

Fig. 8-9 Bezwijkmechanisme op dwarskracht, inclusief relevante wapeningspercentages

De berekening van het benodigde wapeningsoppervlak per strekkende millimeter hoogte per strekkende meter breedte en de berekening daaruit van het benodigde staafoppervlak verloopt op dezelfde wijze als in de vorige paragraaf voor de Noordzeeflens.

Steunpunt	$V_u$ (kN/m <sup>1</sup> )	$\tau_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_{sv,min}$ (mm <sup>2</sup> /mm)	Staafoppervlak (mm <sup>2</sup> )
1	217	0.91	-	-	-
2 (veld 1)	204	0.85	-	-	-
2 (veld 2)	174	0.73	-	-	-
3 (veld 2)	141	0.59	-	-	-
3 (veld 3)	119	0.50	-	-	-
4 (veld 3)	90	0.38	-	-	-
4 (veld 4)	68	0.28	-	-	-
5	35	0.15	-	-	-

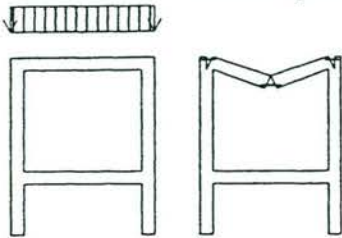
Tabel 8-9 Waarden ter bepaling van de benodigde hoeveelheid dwarskrachtwapening in de Oosterscheldeflens

Er is geen dwarskrachtwapening nodig.

## 8.4 Ontwerp van de afzonderlijke lijven op moment

### 8.4.1 Beschouwing

De lijven zullen gaan doorbuigen onder invloed van het eigen gewicht, waardoor onder in het lijf trekspanningen zullen ontstaan in het veld en bovenin het lijf trekspanningen zullen ontstaan bij de aansluiting met de flenzen. In het bovenste en onderste lijf zal de doorbuiging en dus de trekspanning aanmerkelijk groter zijn door waterdruk tegen de (holle) koker. Maatregelen om bezwijken te voorkomen zijn bij het 'ontwerp van de flenzen op moment' reeds besproken.



Evenals bij de flenzen wordt waar nodig gekozen voor het opnemen van de trekspanningen door wapening (zoals aangegeven in Fig. 8-1). Het momentenverloop in de lijven is bekend uit Pc-Frame (zie bijlage D). De uitvoer zal waar nodig in deze paragraaf herhaald worden.

Fig. 8-10 Opnemen van trekspanningen door buigend moment met buigwapening

Voor de flenzen was het duidelijk wat de maatgevende situatie zou zijn, namelijk het moment dat het water tegen de betreffende flens het hoogst staat. Ook voor het bovenste en onderste lijf is de maatgevende situatie duidelijk. De krachten op deze lijven zijn voornamelijk afhankelijk van de waterdruk, zodat hier dezelfde situatie maatgevend is, als voor de berekening van de Noordzeeflens.

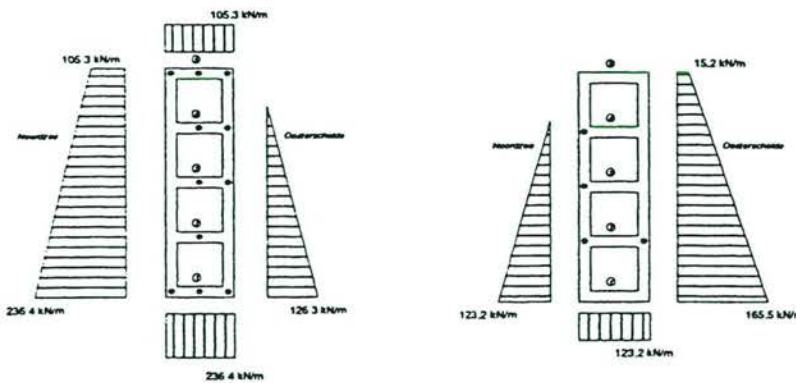


Fig. 8-11 Waterdrücken op de schuif

De maatgevende situatie voor de middelste drie lijven blijkt op sommige punten op te treden wanneer de waterstand op de Noordzee het hoogst is, en op sommige punten wanneer de waterstand op de Oosterschelde het hoogst is. Omdat de uitvoer voor beide situaties bekend is, zijn de maatgevende krachten eenvoudig af te lezen. In Fig. 8-2 zijn de drukverdelingen nog een keer weergegeven. De maatgevende steunpunten en velden zijn gemarkeerd met een stip.

Evenals voor de berekening van de Noordzeeflens, wordt geen rekening gehouden met de spleetstroming die de druk boven het bovenste en onder het onderste lijf verlaagt. De drücken worden zodoende te hoog (en dus veilig) aangenomen. In Tabel 8-1 zijn de voor de berekening benodigde momenten in het lijf  $M_d$ , ter plaatse van de aansluiting met de Noordzeeflens, de Oosterscheldeflens en ter plaatse van het veld weergegeven.



	Noordzeeflens			Veld			Oosterscheldeflens		
	$M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$M_r$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$1.5 \cdot M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$M_r$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$1.5 \cdot M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$M_r$ (kNm/m <sup>1</sup> )	$1.5 \cdot M_d$ (kNm/m <sup>1</sup> )
Lijf 1	171.2	130.6	256.8	95.2	130.6	142.9	120.8	130.6	181.3
Lijf 2	10.0	147.8	14.9	3.5	147.8	5.3	7.8	147.8	11.7
Lijf 3	7.4	142.2	11.0	0.5	142.2	0.7	7.9	142.2	11.9
Lijf 4	7.4	134.8	11.0	2.2	134.8	3.3	14.3	134.8	21.4
Lijf 5	91.3	43.5	136.9	54.4	43.5	81.6	39.9	43.5	59.9

Tabel 8-10 Momenten in de lijven ter bepaling van de wapening

Om de momenten op te kunnen nemen dient wapening geplaatst te worden aan de boven- en aan de onderzijde van de lijven die voldoet aan  $M_u \geq M_d$ . Daarnaast is er in NEN 6720:1991-9.9.2.1 een minimale wapeningseis geformuleerd om bezwijken op brosse breuk te voorkomen:

$$M_u \geq M_r \geq 1.5 \cdot M_d$$

Het scheurmoment  $M_r$  is afhankelijk van de normaalspanning in de lijven. Omdat de normaalspanning in een lijf weer afhankelijk is van de diepte onder water van dat lijf en dus van de belastingsituatie, heeft ieder lijf een ander scheurmoment:

$$\text{Lijf 1: } M_r = 1.4 \cdot (f_{bm} - \sigma_{bmd}) \cdot W = 1.4 \cdot (5.1 + 1.12) \cdot \frac{1000 \cdot 300^2}{6} = 130.6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Lijf 2: } M_r = 1.4 \cdot (f_{bm} - \sigma_{bmd}) \cdot W = 1.4 \cdot (5.1 + 1.94) \cdot \frac{1000 \cdot 300^2}{6} = 147.8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Lijf 3: } M_r = 1.4 \cdot (f_{bm} - \sigma_{bmd}) \cdot W = 1.4 \cdot (5.1 + 1.67) \cdot \frac{1000 \cdot 300^2}{6} = 142.2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Lijf 4: } M_r = 1.4 \cdot (f_{bm} - \sigma_{bmd}) \cdot W = 1.4 \cdot (5.1 + 1.32) \cdot \frac{1000 \cdot 300^2}{6} = 134.8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Lijf 5: } M_r = 1.4 \cdot (f_{bm} - \sigma_{bmd}) \cdot W = 1.4 \cdot (5.1 + 0.57) \cdot \frac{1000 \cdot 300^2}{6} = 43.5 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

In Tabel 8-1 zijn  $M_r$  en  $1.5 \cdot M_d$  naast  $M_d$  af te lezen. Het door de wapening uiterst opneembare moment  $M_u$  moet gelijk zijn aan de gearceerde waarden. Tenslotte is NEN 6720:1991-9.11.1.1 gesteld dat de maximale hart-op-hart afstand van de wapeningsstaven niet groter mag zijn dan 250 mm.

#### Onderste lijf

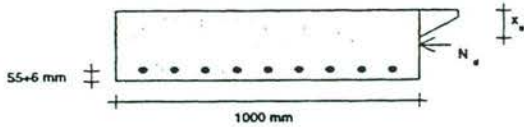
Omdat als praktische minimale staafdiameter  $\varnothing 12$  mm wordt aangehouden zal eerst worden bepaald wat  $M_u$  wordt wanneer  $\varnothing 12$ -250 mm wordt neergelegd:

$$\text{Hoeveelheid wapeningsstaal per strekkende meter: } \left(\frac{12}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \frac{1000}{250} = 452.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Staalkracht per strekkende meter: } 452.4 \cdot 435 = 196789 \text{ N}$$

Omdat er horizontaal evenwicht moet zijn in de doorsnede, is de betonkracht te berekenen; deze moet gelijk zijn aan de staalkracht plus de externe kracht uit horizontale waterdruk.

$$\text{Betonkracht per strekkende meter: } 196789 + 335216 = 532005 \text{ N}$$

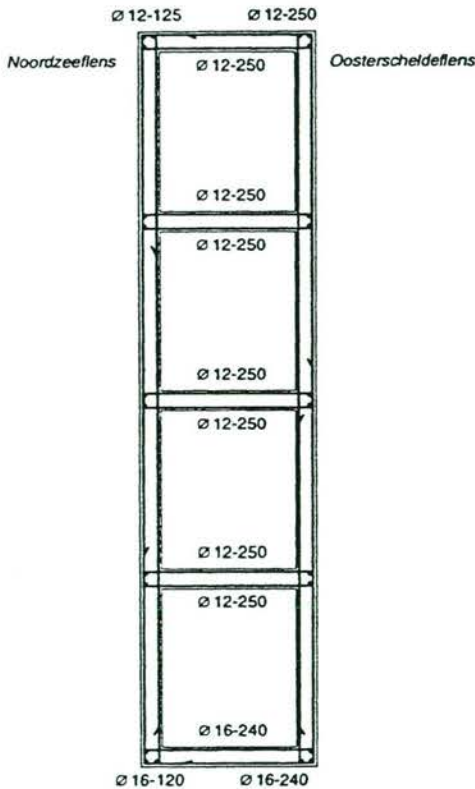


Hoogte van de betondrukzone:

$$\frac{532005}{0.62 \cdot 60 \cdot 1000} = 14.30 \text{ mm}$$

Het maximaal opneembaar moment is:

$$(532005 \cdot (300 - 55 - 6 - 0.349 \cdot 14.30) - (150 - 55 - 6) \cdot 335216) \cdot 10^{-6} = 94.7 \text{ kNm}$$



De minimumwapening kan de vereiste momentcapaciteit niet leveren. Ook een verdubbeling van het aantal staven met gelijke diameter levert niet het gewenste resultaat op. Wanneer staven Ø16-240 mm als basiswapening worden neergelegd, kan een moment  $M_u=132.1 \text{ kNm}$  opgenomen worden. Alleen bij de aansluiting van het lijf met de Noordzeeflens moet wapening worden bijgeplaatst. Staven Ø16-120 mm hebben een  $M_u=212.4 \text{ kNm}$ , waarmee de wapening voor het onderste lijf is bepaald.

#### Middelste drie lijven

De momentcapaciteit van de minimumwapening was voor het onderste lijf  $94.7 \text{ kNm}$ . De normaalspanning is in de middelste drie lijven groter dan in het onderste lijf, zodat hier het met de wapening op te nemen moment nog groter zal zijn. De maximaal vereiste capaciteit is  $21.4 \text{ kNm}$  bij aansluiting tussen het tweede lijf en de Oosterscheldeflens, zodat de minimumwapening de momenten met grote overmacht op zal kunnen nemen.

#### Bovenste lijf

Betonkracht per strekkende meter:  $196789 + 171084 = 367873 \text{ N}$

Hoogte van de betondrukzone:  $\frac{367873}{0.62 \cdot 60 \cdot 1000} = 9.89 \text{ mm}$

Het maximaal opneembaar moment is:

$$(367873 \cdot (239 - 0.349 \cdot 9.89) - 89 \cdot 171084) \cdot 10^{-6} = 71.4 \text{ kNm}$$

Fig. 8-12 Vereiste buigwapening in de lijven

Alleen bij de aansluiting van het lijf met de Noordzeeflens moet wapening worden bijgeplaatst. Staven Ø12-125 mm hebben een  $M_u=116.7 \text{ kNm}$ , waarmee ook de wapening voor het bovenste lijf is bepaald. In Fig. 8-5 is de wapening in de lijven ingetekend.

## 8.5 Ontwerp van de afzonderlijke lijven op dwarskracht

Door waterdruk tegen de (holle) koker ontstaat er een grote dwarskracht op de buitenste lijven, die hierdoor de neiging hebben om af te schuiven langs de flenzen. In deze lijven heersen zodoende schuifspanningen, met maxima bij de steunpunten (de verbindingen met de flenzen). Het krachtverloop over de doorsnede is reeds bepaald bij de berekening van de hoeveelheid buigwapening, met Pc-Frame 3.63 (bijlage D). Voor de berekening relevante gegevens, zullen in de volgende paragraaf nog eens gegeven worden. De middelste lijven worden niet op dwarskracht belast, zolang de schuif niet lek raakt en volloopt met water. De kans hierop is klein, zoniet afwezig. Er is al een hoeveelheid beugels in de lijven aanwezig, zoals bepaald in hoofdstuk 7. Dit is voor de middelste lijven voldoende.

Ook het bovenste en onderste lijf zijn reeds voorzien van beugelwapening. In de volgende paragraaf zal slechts worden gecontroleerd of het zwaarst belaste onderste lijf voorzien moet worden met extra dwarskrachtwapening. Wanneer dit niet zo blijkt te zijn, dan is de reeds berekende hoeveelheid wapening ook voor de andere lijven voldoende.

### 8.5.1 Onderste lijf

Bij de pijlers zijn de lijven voorzien van beugels  $\phi 25$ -250 mm. Omdat aan het uiteinde van de schuif ook de doorsnede wat groter is dan in het midden van de schuif betekent dit een wapeningspercentage van 0.55%. Met de eerder gegeven formules volgt:

$$\begin{aligned}\tau_1 &= 0.4 \cdot f_b \cdot k_\lambda \cdot k_n \cdot \sqrt[3]{\omega_o} \text{ N/mm}^2 \leq 0.4 \cdot f_b \text{ N/mm}^2 \\ \tau_1 &= 0.4 \cdot 2.15 \cdot 1 \cdot 1.3 \cdot \sqrt[3]{0.55} = 0.92 \text{ N/mm}^2 \leq 0.4 \cdot 2.15 = 0.86 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Volgens NEN 6720:1991-8.2.3.2 mag de waarde van  $\tau_1$  bij normaaldrukkrachten (zoals optreden wanneer de schuif zich onder water bevindt) worden verhoogd met:

$$\tau_n = 0.15 \cdot \sigma_{bmd} = 0.12 \text{ N/mm}^2$$

Op het moment dat de schuifspanning door dwarskracht groter is dan  $\tau_1 + \tau_n$ , wordt gekozen voor het aanbrengen van dwarskrachtwapening. Volgens de uitvoer van Pc-Frame 3.63 in Bijlage D is de maximale dwarskracht in het onderste lijf 349 kN/m<sup>1</sup>. De schuifspanning die daarbij hoort is 1.01 N/mm<sup>2</sup> en is dus kleiner dan 0.92+0.12=1.04 N/mm<sup>2</sup>. Er is geen extra beugelwapening nodig in de lijven.

# Hoofdstuk 9

*Kostenvergelijking, conclusies en aanbevelingen*

De totale schuif is doorgerekend en blijkt technisch haalbaar. Het eerste doel van dit afstudeerwerk is daarmee bereikt. In dit hoofdstuk zal in paragraaf 9.1 het tweede deel van het afstudeerwerk worden gepresenteerd, namelijk een (globale) kostenvergelijking tussen de hoge sterkte betonnen schuif en de huidige stalen schuiven. Vervolgens worden in de paragrafen 9.2 en 9.3 respectievelijk de conclusies gepresenteerd en een aantal aanbevelingen gedaan.

## 9.1 Kostenvergelijking

### 9.1.1 Bepaling van de kosten per onderdeel van de kokerliggerschuif

#### 9.1.1.1 Beton

In paragraaf 6.2.1. is bepaald dat de doorsnede van schuif R15  $12.08 \text{ m}^2$  is. De totale hoeveelheid kubieke meters beton bedraagt:

$$43.5 \cdot 12.08 = 525 \text{ m}^3$$

Hoewel de uiteinden van de schuif zijn ontworpen om de krachten naar de pijlers over te kunnen dragen, valt de gedetailleerde berekening van deze uiteinden buiten de studie. (Onder gedetailleerde berekening wordt onder andere de inleiding van de krachten uit de bewegingswerken in de schuif, en het pasmaken in de sponningen verstaan.) Aangenomen wordt dat  $575 \text{ m}^3$  beton voldoende moet zijn om de totale schuif te maken.

Leveren en verwerken van hoge sterkte lichtbeton b105 kost f 550,- per kubieke meter.

Kosten:  $550 \cdot 575 = f 320.000,-$

#### 9.1.1.2 Voorspanning

In paragraaf 6.3.2. is bepaald dat er 19 kabels van het VSL voorspanstelsysteem VMA P6-19 in de Noordzeevlens en 36 in de Oosterscheldevlens moeten komen te liggen. Voor de lengte van de kabels in de 43.5 meter lange schuif wordt 44 meter aangenomen. Het aantal kubieke meters voorspanstaal dat zich dan in de schuif bevindt is:

$$44 \cdot 55 \cdot 19 \cdot 150 \cdot 10^{-6} = 6.9 \rightarrow 7 \text{ m}^3$$

60 ton  $\frac{100 \text{ kg}}{\text{m}^3}$

Staal weegt  $7850 \text{ kg/m}^3$  en leveren en verwerken van inwendige voorspanning kost f 7,- per kubieke meter.

Kosten:  $7 \cdot 7850 \cdot 7 = f 385.000,-$

#### 9.1.1.3 Wapening

In paragraaf 7.1.1. is de hoeveelheid wapening bepaald in lengterichting van de schuif, dus evenwijdig aan de voorspanning en eveneens met een lengte van 44 m. In de beide flenzen ligt aan zowel de binnen- als aan de buitenzijde een laag wapening  $\text{Ø}12\text{-}250 \text{ mm}$ . Dat zijn 110 staven boven elkaar. Ook in de lijven ligt aan zowel de boven- als aan de onderzijde een laag wapening  $\text{Ø}12\text{-}250 \text{ mm}$ . Dat zijn 10 staven naast elkaar. Het aantal kubieke meters wapeningsstaal dat zich dan in lengterichting in de schuif bevindt is:

$$\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \cdot (2 \cdot 2 \cdot 110 + 2 \cdot 5 \cdot 10) \cdot 44 = 2.69 \text{ m}^3$$

In paragraaf 7.2. is de hoeveelheid wapening bepaald, benodigd om de dwarskracht op de schuif op te kunnen nemen. Er zijn daartoe beugels in de lijven gelegd met een hart-op-hart afstand van 250 mm. De lengte van zo'n beugel is ongeveer gelijk aan de lijfomtrek:

$$2 \cdot 3.2 + 2 \cdot 0.4 = 7.2 \text{ m}$$

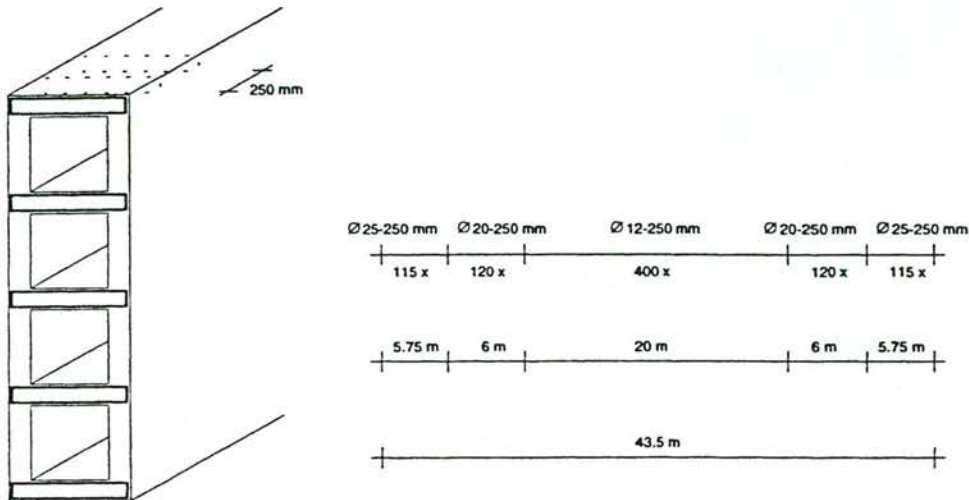


Fig. 9-1 Beugelwapening volgens paragraaf 7.2

In Fig. 9-1 zijn de beugels getekend, zoals zij in paragraaf 7.2 zijn bepaald. In paragraaf 8.4 is bepaald dat op sommige plaatsen niet voldoende is om de momenten in de afzonderlijke lijven op te kunnen nemen. Voor het gemak wordt in het bovenste en onderste lijf de beugelwapening 20-250 mm ook in het middelste deel van de schuif doorgetrokken. Het bijbehorend aantal kubieke meters wapeningsstaal is nu te berekenen:

$$7.2 \cdot (400 - 2 \cdot 80) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \cdot 10^{-6} = 0.20 \text{ m}^3$$

$$7.2 \cdot (2 \cdot 120 + 2 \cdot 80) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 20^2 \cdot 10^{-6} = 0.90 \text{ m}^3$$

$$2 \cdot 7.2 \cdot 115 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot 10^{-6} = 0.81 \text{ m}^3$$

Samen is dit  $1.91 \text{ m}^3$

In paragraaf 8.2.2.3. wordt de hoeveelheid buigwapening bepaald die nodig is om bezwijken van de Noordzeeflens te voorkomen en de scheurwijdte binnen de gestelde eisen te houden.

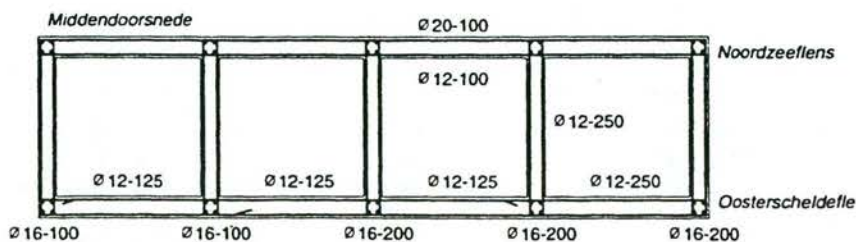


Fig. 9-2 Buigwapening in de flenzen volgens paragraaf 8.2.2.3

De lengte van de staven is 13 meter, zodat het bijbehorend aantal kubieke meters wapeningsstaal te berekenen is:

$$\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (12^2 + 20^2) \cdot \frac{43500}{100} \cdot 13 \cdot 10^{-6} = 2.42 \text{ m}^3$$

In paragraaf 8.2.3.3. wordt de hoeveelheid buigwapening bepaald die nodig is om bezwijken van de Oosterscheldeflens te voorkomen en de scheurwijdte binnen de gestelde eisen te houden. In Fig. 9-2 is te zien dat nu niet alle staven dezelfde lengte hebben. De staven met een diameter Ø12 mm hebben lengtes van 8 en 13 meter, terwijl de staven met een diameter Ø16 mm, lengtes van 4 en 13 meter hebben. Het bijbehorend aantal kubieke meters wapeningsstaal is:

$$\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 \cdot \frac{43500}{250} \cdot (8+13) \cdot 10^{-6} = 0.41 \text{ m}^3$$

$$\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot \frac{43500}{200} \cdot (4+13) \cdot 10^{-6} = 0.74 \text{ m}^3$$

Samen is dit 1.15 m<sup>3</sup>.

Tenslotte wordt in paragraaf 8.3.2. de hoeveelheid beugels bepaald die nodig is om de dwarskracht op het onderste flensdeel aan Noordzezijde op te kunnen nemen. In de Noordzeflens ligt de buigwapening hart-op-hart om de 100 mm, zodat de beugels met een lengte van 300 mm daar om de omheen gelegd kunnen worden. Er zijn 4 rijen beugels nodig met een diameter Ø8 mm. Het bijbehorend aantal kubieke meters wapeningsstaal is:

$$1 \cdot 4 \cdot \frac{43500}{6 \cdot 100} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 \cdot 10^{-6} = 0.01 \text{ m}^3$$

De totale hoeveelheid wapeningsstaal is:  
1.91+2.69+2.42+1.15+0.01=8.18 m<sup>3</sup>

Staal weegt 7850 kg/m<sup>3</sup> en leveren en verwerken van wapening met een diameter van voornamelijk Ø12 mm kost f 1.65 per kubieke meter.

Kosten:  $8.18 \cdot 7850 \cdot 1.65 = f 110.000,-$

#### 9.1.1.4 Bekisting

De kosten van het bekisten, zonder invloed van het repetitie- en leereffect zijn f 110,-/m<sup>2</sup>.

Het bekistingsoppervlak van de schuif is:  $43.5 \cdot (11.9 + 4 \cdot 4 \cdot 2.6 + 2 \cdot 3.2) = 2610 \text{ m}^2$

Kosten:  $110 \cdot 2610 = f 290.000,-$

9.1.2 Bepaling van de totale kosten van de kokerliggerschuif

Beton		f	320.000,-	✓
Voorspanning		f	385.000,-	✓
Wapening		f	110.000,-	✓
Bekisting		f	290.000,-	✓
			f	1105.000,-
Bijkomende kosten	10%	f	110.000,-	
			f	1215.000,-
Bouwdok	10%	f	121.500,-	
Uitvoeringskosten	8%	f	97.200,-	
Algemene kosten	7%	f	85.100,-	
Winst & risico	5%	f	60.800,-	
			f	1580.000,-
Diverse onvoorzien + afronding	10%	f	158.000,-	
			f	1740.000,-
BTW	17.5%	f	280.000,-	
			f	2050.000,-
Kostprijs per kubieke meter	- 30% (trefzekerheid)	f	2520,-	
	Berekend	f	3600,-	
	+ 30% (trefzekerheid)	f	4680,-	

Deze kosten zijn bepaald samen met dhr. C.M. Morren van de bouwdienst van Rijkswaterstaat in Utrecht (DIBK).

9.1.3 Vergelijking

Op het moment dat dit rapport is geschreven, was het onderzoek van Rijkswaterstaat naar de precieze kosten van het vervangen van de huidige stalen schuiven nog vertrouwelijk. Wel is te vermelden dat de berekende hoge sterkte betonnen schuiven minimaal een factor 2 goedkoper uitvallen dan de stalen schuiven. Daarbij is nog niet gekeken naar het grote verschil in onderhoudskosten op termijn tussen de betonnen en stalen schuiven, waardoor het verschil alleen maar groter wordt.

Het vervangen van de huidige schuiven door hoge sterkte betonnen schuiven is zelfs concurrerend met het ter plaatse vervangen van de coating op de huidige schuiven.



## 9.2 Conclusies

### *technische haalbaarheid*

Een hoge sterkte betonnen schuif blijkt technisch haalbaar. In dit rapport is gebruik gemaakt van hoge sterkte lichtbeton B105 met een volumegewicht van  $20 \text{ kN/m}^3$ . In Nederland is dit materiaal nog niet in gebruik, maar de ontwikkelingen op dit gebied gaan razendsnel. (In landen als Japan en Noorwegen zijn deze materialen gebruikelijker.) Het gewicht van de schuif past met een beperkte marge binnen het hef- en drukvermogen van de huidige bewegingswerken. De keuze voor lichtbeton was zodoende de juiste. Verwacht wordt dat met beton met een iets kleinere druksterkte ook tot een goed ontwerp gekomen kan worden.

### *Economische haalbaarheid*

Een hoge sterkte betonnen schuif blijkt economisch haalbaar. Hoewel de precieze kosten van het vervaardigen van een nieuwe schuif in staal nog vertrouwelijk zijn op het moment dat dit rapport wordt geschreven, is te vermelden dat een hoge sterkte betonnen schuif ruim 2 maal goedkoper is. Er kan zelfs gesteld worden dat de het vervangen door hoge sterkte betonnen schuiven concurrerend is met het ter plaatse van een nieuwe conserveringssysteem voorzien van de huidige stalen schuiven.

Hoewel in deze studie de schuif is ingepast in een bestaande kering, is toch tot een economisch verantwoord ontwerp gekomen. Verwacht wordt daarom, dat wanneer bij kunstwerken waarbij tot op heden de deuren, schuiven en kleppen in staal werden uitgevoerd ook naar een ontwerp in hoge sterkte beton wordt gekeken, er in een aantal gevallen aanzienlijk goedkoper geconstrueerd zal kunnen worden. De prijs van de betonnen schuif ligt rond de 3600 gulden per kubieke meter, inclusief BTW. Dit bedrag is vergelijkbaar met de kostprijs van in hoge sterkte beton uitgevoerde bruggen.

### 9.3 Aanbevelingen

Er moet per direct een uitgebreidere studie worden gedaan naar hoge sterkte betonnen schuiven in de Stormvloedkering Oosterschelde voor zowel hoge sterkte lichtbeton B105, als een meer gangbaar hoge sterkte lichtbeton (bijvoorbeeld B85).

Er moet gestopt worden met het verven van de huidige schuiven. Verwacht wordt dat de huidige schuiven nog zo'n vijf jaar hun functie naar behoren kunnen vervullen. Het zal goedkoper zijn om te zorgen dat in deze periode de kritieke schuiven vervangen zijn door betonnen schuiven.

Hoge sterkte (licht-)beton blijkt niet alleen goed te kunnen concurreren met staal bij bruggen, maar ook bij schuiven. Aanbevolen wordt bij het ontwerp van een nieuw waterbouwkundig kunstwerk waarbij tot op heden voor staal werd gekozen, eerder een betonnen variant als serieus alternatief in het ontwerp mee te nemen.

# Symbolen

### Griekse letters

$\alpha$	Oppervlaktefactor
$\beta$	Afstandsfactor
$\epsilon_b$	Rek van het beton
$\epsilon'_{bu}$	Grenswaarde van de betonstuik
$\epsilon_p$	Rek van het voorspanstaal
$\epsilon_{pwo}$	Beginrek van het voorspanstaal
$\epsilon_s$	Rek van het betonstaal
$\epsilon'_r$	Specifieke krimpverkorting
$\theta$	Hoek tussen drukdiagonaal en liggeras
$\mu$	Wrijvingscoëfficiënt
$\xi$	Aanhechtingsfactor
$\sigma_b$	Spanning in het beton
$\sigma'_{bmd}$	Gemiddelde betondrukspanning ten gevolge van de rekenwaarde van de normaalkracht inclusief de voorspanbelasting
$\sigma_p$	Spanning in het voorspanstaal
$\sigma_{pi}$	Aanvangsspanning in het voorspanstaal
$\sigma_{pw}$	Werkspanning in het voorspanstaal
$\sigma_s$	Spanning in het betonstaal
$\tau_d$	Rekenwaarde van de optredende schuifspanning
$\tau_n$	Aandeel van de normaalkracht in de schuifsterkte
$\tau_s$	Opneembare schuifspanning door dwarskrachtwapening
$\tau_u$	Totale uiterst opneembare schuifspanning
$\tau_1$	Grenswaarde van de schuifspanning zonder dwarskrachtwapening
$\tau_2$	Grenswaarde van de schuifspanning met dwarskrachtwapening
$\phi$	Hoekverandering; kruipcoëfficiënt
$\phi_k$	Kenmiddellijn betonstaalstaaf
$\omega_b$	Wapeningspercentage van de buigtrekwapening van beton- en voorspanstaal, betrokken op de nuttige hoogte

### Latijnse hoofdletters

$A_b$	Oppervlakte van de betondoorsnede
$A_p$	Oppervlakte van de doorsnede van het voorspanstaal
$A_s$	Oppervlakte van de doorsnede van het betonstaal
$A_{sv}$	Oppervlakte van de doorsnede van dwarskracht- of afschuifwapening
$E_b$	Elasticiteitsmodulus van het beton
$E_p$	Elasticiteitsmodulus van het voorspanstaal
$F_{p0}$	Kracht in het voorspanstaal direct na spannen
$F_p$	Voorspankracht
$F_{pi}$	Aanvangsvoorspankracht
$\Delta F_p$	Voorspanverlies; afname van de voorspankracht
$I_y$	Traagheidsmoment om de y-as
$I_z$	Traagheidsmoment om de z-as
$M_I$	Moment ten gevolge van belastingsituatie I
$M_{II}$	Moment ten gevolge van belastingsituatie II
$M_d$	Rekenwaarde van het buigend moment in de uiterste grenstoestand
$M_{eg}$	Moment ten gevolge van eigen gewicht
$M_r$	Scheurmoment
$M_{rep}$	Buigend moment in de bruikbaarheidsgrenstoestand
$M_u$	Uiterst opneembaar buigend moment
$N_b$	Normaalkracht in de betondrukzone

$N_p$	Normaalkracht in het voorspanstaal
$N_s$	Normaalkracht in het betonstaal
$O_b$	Omtrek van de betondoorsnede
VMA	Voorspanning met aanhechting
$W_f$	Weerstandsmoment om de y-as vanaf de flens
$W_l$	Weerstandsmoment om de y-as vanaf het lijf
$W_y$	Weerstandsmoment om de y-as
$W_z$	Weerstandsmoment om de z-as

#### Latijnse kleine letters

b	Breedte van de betondoorsnede
c	Betondekking
$c_{min}$	Voorgeschreven betondekking
$e_p$	Excentriciteit van de voorspankracht ten opzichte van de zwaartelijn van de ongescheurd veronderstelde doorsnede
$f_b$	Rekenwaarde van de treksterkte van het beton
$f'_b$	Rekenwaarde van de druksterkte van het beton
$f_{bm}$	Gemiddelde treksterkte van het beton
$f'_{ck}$	Karakteristieke kubusdruksterkte van het beton
$f_p$	Rekenwaarde van de 0.1%-rekgrens van het voorspanstaal
$f_{pu}$	Rekenwaarde van de treksterkte van het voorspanstaal
$f_s$	Rekenwaarde van de treksterkte van het betonstaal
h	Totale hoogte van de betondoorsnede
$h_m$	Fictieve dikte van de betondoorsnede
$k_1$	Factor afhankelijk van milieuklasse en aanwezigheid van voorspanstaal
$k_2$	Factor afhankelijk van milieuklasse en aanwezigheid van voorspanstaal
$k_3$	Factor afhankelijk van milieuklasse en aanwezigheid van voorspanstaal
$k_5$	Factor afhankelijk van milieuklasse
l	Lengte; theoretische overspanning
q	gelijkmatig verdeelde belasting per lengte
s	Staafafstand
$t_f$	Flensdikte
$t_l$	Lijfdikte
w	scheurwijdte
$x_u$	Hoogte van de betondrukzone
y	Afstand van de uiterste gedrukte vezel tot het aangrijppunt van de betondrukkracht
z	Inwendige hefboomsarm
$z_f$	Afstand tot het zwaartepunt vanaf de uiterste vezel in de flens
$z_l$	Afstand tot het zwaartepunt vanaf de uiterste vezel in het lijf

# Literatuur

- *2<sup>e</sup> sluis Lith, technische projecteisen*, Bijlage 4 bij het beslisdokument Programma van eisen met codenr. MMLTBD-X-93.002, Bouwdienst Rijkswaterstaat, Hoofdafdeling Natte Infrastructuur, 1993
- *Cement*, Jaargang XXXIV nr. 11, november 1982  
ISSN 0008-8811
- *Korte golven, Collegehandleiding b76*, Vakgroep Waterbouwkunde, Sectie Vloeistofmechanica, Faculteit der Civiele Techniek, T.U. Delft, 1993
- Blauwendraad, J. *Mechanica van constructies, Deel 1: Platen*, Vakgroep Mechanica en constructies, Sectie Grondslagen Constructieer, Faculteit der Civiele Techniek, T.U. Delft, 1995
- Boer, E. de, 'Zestig jaar Deltawerken: Dordrecht als opening en sluitpost'. In: M.L. ten Horn-van Nispen, H.W. Lintsen en A.J.Veenendaal jr., *Nederlandse ingenieurs en hun kunstwerken, tweehonderd jaar civiele techniek*. Zutphen: Walburg Pers, 1994, p.197-209.
- Elling, R., B. Andeweg, J. de Jong en C. Swankhuisen *Rapportagetechniek*. Groningen: Wolters-Noordhoff, 1994.
- Holthuis, J.H., en Th.J.A. Paap, R. Sagel, W.A. Eisma (eindredactie) 'Uitvoering van betonconstructies', *Cement en beton*, Stichting BetonPrisma, 6<sup>e</sup> ongewijzigde druk, 's-Hertogenbosch 1995  
CIP ISBN 90-71806-16-2
- Jongeling, T.H.G., en J.T.M. van Doorn *Conditiebepaling stormvloedkering Oosterschelde*, Q 605/ H 626, verslag buitenmetingen, Waterloopkundig Laboratorium, mei 1990
- Mewe, A. *Toepassingsmogelijkheden Hoge Sterkte Lichtbeton*, Alternatief voor Waalbrug, Zaltbommel. Afstudeerverslag, Sectie Betonconstructies, Vakgroep Mechanica en Constructies, Faculteit der Civiele Techniek, T.U. Delft, 1996.
- Nelissen, H.A.M. (projectleider) *Evaluatie verplaatsingen van de Oosterscheldepijlers*, CO-421600/15 Grondmechanica Delft, juli 1989
- Polak, B.M., en M.R. Beheshti *Systematisch ontwerpen*. Vakgroep Planning, Ontwerpen en Organisatie, Faculteit der Civiele Techniek, T.U. Delft, 1992.
- Stuvel, H. J. *Het Deltaplan, de geboorte*. Amsterdam: Scheltema & Holtema N.V., 1956.

- Taerwe, L. 'Use of Non-metallic Reinforcement for Concrete Structures, State-Of-The-Art'. In: Symposiumverslag *Innoverend bouwen in beton*, p. 46-89. Betondispuut, Faculteit der Civiele Techniek, T.U. Delft, 1997.
- Vlugt, B.W. (hoofdredacteur) *Handboek bekistingen*, Studievereniging uitvoering betonconstructies STUBECO, Gouda 1991  
ISBN 90-9004740-9
- Vos, Ch.J., en H.C. Jager *Uitvoeringstechnologie van betonconstructies*, Vakgroep Mechanica en constructies, Sectie betonconstructies, Faculteit der Civiele Techniek, T.U. Delft, 1995.
- Vrouwenvelder, A. en J. Witteveen *Het plastisch gedrag en de berekening van op buiging belaste platen*, Vakgroep Mechanica en constructies, Sectie Grondslagen Constructieeler, Faculteit der Civiele Techniek, T.U. Delft, 1993
- Walraven, J.C. *College G20a, Gewapend beton deel 1 en 2*, Vakgroep Mechanica en constructies, Sectie Betonconstructies, Faculteit der Civiele Techniek, T.U. Delft, 1993
- Walraven, J.C., en J.C. Galjaard *Voorgespannen beton*, Vakgroep Mechanica en Constructies, Sectie Betonconstructies, Faculteit der Civiele Techniek, T.U. Delft, 1993
- Weele, A. F. van, *Moderne funderingstechnieken*. Tweede druk, 2<sup>e</sup> oplage. Leiden: Spruyt, van Mantgem & de Does B.V., 1993. Uitgave: Waltman.



# Bijlage A

*hoge sterkte lichtbeton*

Overgenomen en aangepast uit:

Mewe, A.  
*Toepassingsmogelijkheden Hoge Sterkte Lichtbeton*  
Alternatief voor Waalbrug, Zaltbommel  
Afstudeerverslag

Sectie Betonconstructies  
Vakgroep Mechanica en Constructies  
Faculteit der Civiele Techniek  
T.U. Delft, 1996

## A-1 Inleiding

Door gebruik te maken van lichte (poreuze) toeslagmaterialen kan een beton worden verkregen dat afhankelijk van de sterkte zo'n 20 tot 30 procent lichter is dan het traditionele grindbeton, namelijk het lichtbeton. De eerste bekende toepassing stamt uit de Romeinse tijd. De Romeinen verwerkten poreuze vulkanische toeslagmaterialen in het beton. Echter na de val van het Romeinse rijk werd deze toepassing nog maar zeer sporadisch toegepast. Pas vanaf het begin van deze eeuw is het weer in de belangstelling gekomen en kwam de ontwikkeling van de verschillende lichte toeslagmaterialen op gang.

Dat dit beton op velerlei gebied toepasbaar was, bleek toen er in de eerste wereldoorlog een gebrek aan staal ontstond. In 1918 werd een 3000 ton wegend betonschip te water gelaten. Dit schip bestond uit lichtbeton met een sterkte van  $350 \text{ kgf/cm}^2$  en een volumegewicht van  $1750 \text{ kg/m}^3$ . Nadat er weer voldoende staal op de markt was, werd de betonblokkenindustrie als nieuwe afzetmarkt gevonden in 1920. Tijdens de twee wereldoorlog heeft de ontwikkeling op het gebied van lichtbeton praktisch stilgestaan. In Europa bleef de ontwikkeling beperkt tot isolatiebeton. Halverwege deze eeuw werd het lichtbeton tevens toegepast als constructief beton, met name in de utiliteitsbouw. Weer later vindt het lichtbeton zijn toepassing in de zwaardere constructies zoals brugdekken en uitbouwbruggen (tot ca. 1978). Door de wens goedkoper en lichter te kunnen construeren ging men zoeken naar een lichtbeton met een hogere sterkte dan de tot nu dan gebruikte sterkten B35 tot en met B55.

De opbouw van deze bijlage A is als volgt: in A-2 Betontechnologie, wordt eerst een definitie gegeven van hoge sterkte lichtbeton. Vervolgens worden de materialen genoemd en besproken waaruit het is opgebouwd. Tot slot van dit eerste hoofdstuk wordt een indicatie van de mengsamenstelling gegeven. Omdat de eigenschappen en kwaliteiten van hoge sterkte lichtbeton in zeer grote mate worden beïnvloed door het gebruikte toeslagmateriaal, wordt het toeslagmateriaal nog in het bijzonder bekeken in hoofdstuk A-3. Hoe hoge sterkte lichtbeton te verwerken (in vergelijking met normaal grindbeton) wordt in hoofdstuk A-4 behandeld. In de hoofdstukken A-5 en A-6 wordt tenslotte kort ingegaan op achtereenvolgens de mechanische eigenschappen en de duurzaamheid.

## A-2 Betontechnologie

### A-2.1 Definitie

Tot lichtbeton wordt beton gerekend met een soortelijke gewicht kleiner dan  $2000 \text{ kg/m}^3$ . Dit wordt bereikt door het toevoegen van lichte toeslagmaterialen zoals bijvoorbeeld lytag of liapor. Er wordt gesproken over hoge sterkte beton als de karakteristieke kubusdruksterkte groter is dan  $65 \text{ N/mm}^2$ . Combinatie van deze twee eigenschappen levert ons het hoge sterkte lichtbeton.

### A-2.2 Materialen

#### A-2.2.1 Cement

Cement vormt samen met water het bindmiddel tussen de toeslagkorrels. Doordat bij lichtbeton het cementsteen beter bestand is tegen vervormingen dan het toeslagmateriaal, zullen de krachten voornamelijk via het cementsteen worden overgebracht zoals getekend in Fig. A-2.1. Een hogere sterkte van het cementsteen door een lagere watercementfactor of een grotere normsterkte van het cement resulteert in een hogere druksterkte. Door het mortelgehalte te verhogen, worden tevens de mortelschijfjes tussen de toeslagkorrels dikker en neemt de sterkte van het draagsysteem toe. In veel gevallen wordt gebruik gemaakt van hoge sterkte portlandcement, zoals CEM I 42,5R of CEM I 52,5R.



Fig. A-2.1 Grindbeton en lichtbeton met gesloten structuur

#### A-2.2.2 Silica fume

Silica fume is een bijproduct van de fabricage van silicium en ferro-siliciumlegeringen. Het bestaat voor zo'n 90% uit  $\text{SiO}_2$ . Toevoeging van silica fume tot maximaal 30% ten opzichte van het cementgewicht aan het mengsel, resulteert in een hogere druksterkte van het beton. De zeer reactieve ultra fijne microbolletjes  $\text{SiO}_2$  vullen de ruimten tussen de toeslagkorrels en het cement op. Door de reactie met water ontstaan groeikernen. Er ontstaat een fijn kristallennet dat zich vermengt met de grotere kristallen die vanuit de cementkorrels groeien. Uiteindelijk zullen de fijne poriën van het cementsteen opgevuld zijn.

#### A-2.2.3 Water

De water/cementverhouding is bepalend voor de druksterkte van beton. Hoe groter, des te lager de druksterkte. Om een hoge sterkte lichtbeton te maken is een lage watercementfactor ( $<0.44$ ) noodzakelijk, afhankelijk van de waterabsorptie van de toeslagkorrels.

#### A-2.2.4 Hulpstoffen

##### A-2.2.4.1 Superplastificeerder

Superplastificeerder is een mengsel van lignosulfaten, melaminesulfaten en naftaleensulfaten die de verwerkbaarheid van het mengsel verbetert en de sterkte van het beton niet of nauwelijks beïnvloedt.

#### A-2.2.4.2 Luchtbelvormer

Met behulp van luchtbelvormers kan het percentage lucht in het betonmengsel worden verhoogd. Het toevoegen van luchtbelvormer heeft een gunstige invloed op de hoeveelheid fijn materiaal, de verwerkbaarheid en de vorstbestendigheid. Het luchtgehalte in verdicht lichtbeton ligt tussen de 3 en 4 procent. Inclusief de ingebrachte lucht mag het luchtgehalte van lichtbetonspecie 4 tot 7 procent (excl. luchtgehalte in korrels) bedragen. Het gebruik van luchtbelvormer is niet absoluut noodzakelijk.

#### A-2.2.5 Toeslagmaterialen

De eigenschappen en kwaliteiten van hoge sterkte lichtbeton worden in zeer grote mate beïnvloed door de specifieke eigenschappen van het lichte toeslagmateriaal. Afhankelijk van de grondstoffen en het gevolgde productieproces hebben de toeslagmaterialen onderling zeer verschillende eigenschappen, die het toepassingsgebied van het te vervaardigen beton beperken. Het lichte toeslagmateriaal bepaalt in hoge mate het soortelijk gewicht van het beton. Een hogere sterkte kan worden bereikt door enkele gewichtsprocenten (< 50%) van het lichte toeslagmateriaal te vervangen door 'gewoon' fijn zand. Hierdoor wordt wel het gehalte aan fijn materiaal lager.

In hoofdstuk A-3 wordt uitvoeriger ingegaan op deze specifieke eigenschappen en hun invloed op de mechanische eigenschappen van het beton. De in de praktijk veel terugkomende lichte toeslagmaterialen zijn Liapor (geëxpandeerde klei) en Lytag (gesinterde vliegas).

##### A-2.2.5.1 Liapor

De basisstof is een zwarte klei uit het Liastijdperk afkomstig uit de Jura-zee. Liapor is een in een draaioven geëxpandeerde korrel. De klei wordt eerst gepelletiseerd, wat van groot belang is voor de homogeniteit van de klei in verband met de gelijkmatig verdeelde poriënstructuur en constante kwaliteit van het eindproduct. Hierna worden de kleigranulaten gebrand bij een temperatuur van  $\approx 1200^{\circ}\text{C}$ . De ingesloten organische stoffen verbranden, waardoor de korrels worden opgeblazen. Gelijktijdig smelt het oppervlak iets en vormt een gesinterde schil.

##### A-2.2.5.2 Lytag

De basisgrondstof voor Lytag is vliegas, een reststof die vrijkomt bij de verbranding van poederkool in een op kolen gestookte elektriciteitscentrale. Een mengsel van vliegas met een minimum van 3 tot 5 procent poederkool en water wordt gepelletiseerd. Door de draaiende bewegingen van de ronde schotels balt het mengsel samen en worden er bolletjes gevormd. Deze bolletjes worden verhard in een oven met een temperatuur van ca.  $1300^{\circ}\text{C}$ . Deze bewerking wordt sinteren genoemd. Lytag vindt zijn toepassingen in beton met een eindsterkte tot  $65 \text{ N/mm}^2$ . Hogere sterkten zouden eventueel wel in een laboratorium kunnen worden bereikt maar dit mengsel is niet in de praktijk niet toepasbaar.

### A-2.3 Mengselsamenstelling

Cementgehalte	400-600 kg/m <sup>3</sup>
Silica fume	5-10 procent van het cementgehalte
Watercementfactor	kleiner dan 0.44
Superplastificeerder	0-5 procent
Licht toeslagmateriaal	geëxpandeerde klei of gesinterde vliegas
Fijn zand	0-52 procent van het totale gewicht van het toeslagmateriaal
Soortelijk gewicht	$\rho < 2000 \text{ kg/m}^3$
Sterkte	$f'_{ck} \geq 165 \text{ MPa}$

Tabel A-1 Indicatie van de mengselsamenstelling van hoge sterkte lichtbeton

## A-3 Toeslagmateriaal

### A-3.1 Inleiding

De eigenschappen en kwaliteiten van hoge sterkte lichtbeton worden in zeer grote mate beïnvloed door de specifieke eigenschappen van het lichte toeslagmateriaal. Afhankelijk van de grondstoffen en het gevolgde productieproces hebben de toeslagmaterialen onderling zeer verschillende eigenschappen, die het toepassingsgebied van het te vervaardigen beton beperken. Bij het samenstellen van de betonmengsels moet met de volgende materiaaleigenschappen rekening worden gehouden:

- korrelvorm en oppervlaktestructuur;
- sterkte van het materiaal;
- vochtgehalte en de waterabsorptie;
- verschillen in korrelvolumegegewicht van de diverse fracties.

### A-3.2 Korrelvorm en oppervlaktestructuur

Lichte toeslagmaterialen, die zijn vervaardigd met verschillende grondstoffen en/of volgens diverse productiemethoden, kunnen aanzienlijk verschillen in vorm en structuur. Wat betreft de korrelvorm wordt het volgende onderscheid gemaakt:

- zeer ruwe toeslagmaterialen;  
(bijvoorbeeld geëxpandeerde slakken)
- gerolde maar toch nog ruwe en hoekige materialen;
- gerolde toeslagmaterialen, die hierdoor rond zijn geworden;
- ronde toeslagmaterialen met een dichtere buitenlaag, ook 'gesloten' genoemd.  
(bijvoorbeeld geëxpandeerde klei en gesinterde vliegias)

De vorm en oppervlaktestructuur beïnvloeden de mengselsamenstelling met betrekking tot de volgende factoren (analoog aan die bij grindbeton):

- verwerkbaarheid
- verhouding fijn/grof toeslagmaterialen
- cementgehalte
- waterbehoefte

Ten aanzien van de druksterkte vertoont het gerolde materiaal meestal een hogere druksterkte dan de overige, doordat een betere verwerkbaarheid met dit materiaal wordt verkregen. Daarentegen hebben korrels met een gebroken oppervlak een betere hechting met het cementsteen en een hogere sterkte. De praktijk richt zich voornamelijk op het gebruik van grove, lichte toeslagmaterialen met een dichte buitenlaag, geëxpandeerde klei (Liapor) en gesinterde vliegias (Lyttag).

### A-3.3 Sterkte van het toeslagmateriaal

De poriënstructuur beïnvloedt in grote mate de korrelsterkte. Toeslagmaterialen met vele kleine regelmatig verdeelde poriën en dikke poriënwanden zijn sterker dan materialen met ongelijkmatig grote poriën. De korrelsterkte heeft een belangrijke invloed op de vereiste hoeveelheid cement en begrenst de bereikbare druksterkte. De maximaal bereikbare betondruksterkte wordt beïnvloed door het grove toeslagmateriaal omdat deze de laagste sterkte heeft. Dit resulteert in een kleinere maximale korreldiameter. De korrelsterkte van Lytag en Liapor is 4 à 5 MPa. Grind heeft een korrelsterkte van ca. 18 MPa.

### A-3.4 Vochtgehalte en waterabsorptie

Afhankelijk van de poriënstructuur absorberen lichte toeslagmaterialen 5-30 gewichtsprocent vocht ten opzichte van het droge gewicht. Hierdoor trekt het toeslagmateriaal tijdens het mengen water uit het mengsel, waardoor de verwerkbaarheid achteruit gaat. Tevens wordt de verwachte druksterkte lager, naarmate de waterabsorptie van de korrel toeneemt.

De absorptie binnen de cementpasta is onder andere afhankelijk van het vochtgehalte van de korrels, de mixprocedure en de eigenschappen van de cementpasta. Hoe minder water in het mengsel aanwezig is (lage watercementfactor), hoe groter de invloed van de korrelabsorptie uiteraard is. Daaruit volgt het toepassen van toeslagkorrels met een lage absorptiegraad leidt tot een hogere druksterkte dan toepassing van korrels met een hoge absorptiegraad. Een lagere watercementfactor leidt tot een hogere druksterkte. Beton met droog toeslagmateriaal heeft nauwelijks invloed op de capillair opzuiging ten opzichte van grindbeton. Gebruik van voorbevochtigd licht toeslagmateriaal vermindert de capillaire opzuiging met ongeveer 10 %.

### A-3.5 Het bepalen van de korrelverdeling

De korrelverdeling wordt experimenteel bepaald om zo tot een zo goed mogelijke korrelstapelning te komen. Een compacte korrelstapelning blijkt in een hogere sterkte te resulteren. Bovendien hoeft er minder cementpasta te worden gebruikt. In verband met de verwerkbaarheid en de druksterkte is tenminste 40% (volumedelen) fijn materiaal nodig. De maximale korrel bij lichtbeton is kleiner dan bij grindbeton omdat de druksterkte van de korrel afneemt naarmate de korrelgrootte toeneemt. Door het vervangen van de fijne fractie lichte toeslagmaterialen door fijn zand worden verwerkbaarheid en druksterkte beter.

### A-3.6 Verschillen in korrelvolumegewicht van de diverse fracties

Ten gevolge van de poreuze structuur is het korrelvolumegewicht (volumegewicht inclusief poriën in de korrel) van de lichte toeslagmaterialen lager dan dat van zand. Voor lichte toeslagmaterialen varieert het korrelvolumegewicht tussen de 900 en 2100 kg/m<sup>3</sup>. Voor zand en grind is het gelijk aan 2640 kg/m<sup>3</sup>. Door dit verschil kan een lichtbeton worden verkregen met een soortelijk gewicht  $\leq 2000$  kg/m<sup>3</sup>. In tegenstelling tot zand en grind varieert het korrelvolumegewicht van de verschillende fracties van het lichte toeslagmateriaal. Het is het hoogst voor de fijnste korrels en het laagst voor de grofste fracties. De grove korrels bevatten namelijk relatief meer poriën dan het fijne materiaal.

## A-4 Verwerking

### A-4.1 Het samenstellen van betonmengsels

Bij het samenstellen van betonmengsels wordt rekening gehouden met de kwalitatieve en economische eisen die aan het beton worden gesteld. Lichtbeton vereist een hoog percentage fijn materiaal, waardoor om dezelfde verwerkbaarheid en sterkte te verkrijgen meer water en cement moeten worden toegevoegd. Hierdoor worden de kosten per geproduceerde eenheid hoger. Daarbij komt nog dat de lichtere toeslagmaterialen relatief duurder zijn dan het traditionele toeslagmateriaal, namelijk grind en zand. Extra kosten worden veroorzaakt door de vereiste intensieve controles waarmee een goede verwerkbaarheid en sterkte worden verzekerd.

### A-4.2 Verwerking van de betonmengsels

#### A-4.2.1 Inleiding

Onder verwerkbaarheid wordt verstaan het gemak waarmee betonspecie gelijkmatig verdicht in een mal is te krijgen. Dit is afhankelijk van de mate van vloeibaarheid en consistentie (de mogelijkheid de betonspecie te vervormen zonder dat deze ontmengt of zijn samenhang verliest) en het feit of er getransporteerd, gestort, verdicht en afgewerkt kan worden zonder dat er ontmenging ontstaat.

In het algemeen kan worden gesteld dat de verwerkbaarheid van het mengsel in de loop van de tijd afneemt door opzuiging van mixwater door de lichte toeslagkorrels. Deze afname hangt in hoge mate af van de absorptiegraad van het toeslagmateriaal. Hoe groter de absorptiegraad, hoe slechter de verwerkbaarheid.

#### A-4.2.2 Mengen

De manier van mengen hangt sterk af van de absorptie-eigenschappen van het toeslagmateriaal. Om te voorkomen dat de verwerkbaarheid tijdens het transport, storten en verdichten afneemt kunnen de lichte toeslagkorrels vooraf worden bevochtigd. De hierdoor bereikte verzadiging van het oppervlak van het poriesysteem van de korrels, voorkomt de ongewenste hoge absorptie van het mixwater. Bij een mengsel met een hoge watercementfactor heeft dit tevens een kleine gunstige invloed op de aanvangsdruksterkte (op de druksterkte na 28 dagen niet of nauwelijks). Voorbevochtigen van het toeslagmateriaal heeft bij een mengsel met een lage watercementfactor een duidelijk hogere aanvangssterkte en een iets hoger eindsterkte tot gevolg.

#### A-4.2.3 Transport

In het algemeen zijn lichtbetonmengsels moeilijker verwerkbaar waardoor steilere stortgoten en een kubel met ruimere openingen moeten worden toegepast. Tijdens het verpompen van lichtbetonspecie neemt het toeslagmateriaal onder druk water op waardoor de verwerkbaarheid en de druksterkte afnemen. Een goede vervanging van het pompen is het gebruik van een transportband, wat het mengsel in geen geval beïnvloedt. Als na het transport blijkt dat de verwerkbaarheid achteruit is gegaan, kan het mengsel onder toevoeging van wat superplastificeerder worden opnieuw worden gemixt. Hierdoor wordt tevens de overtollige lucht uit het mengsel verwijderd, wat de druksterkte ten goede komt.

#### A-4.3 Storten en verdichten

Er is weinig of geen verschil in de techniek van het storten van lichtbeton en die van grindbeton. Bij verdichten van lichtbeton kan ontmenging optreden doordat de lichtere toeslagkorrels willen opdrijven. Om dit te voorkomen kan men gebruik maken van hoogfrequente trillers of luchtbelvormer toevoegen, waardoor de dichtheid van de matrix ten opzichte van het toeslagmateriaal wordt verlaagd. Een nadelig gevolg hiervan is een verminderde druksterkte.

#### A-4.4 Afwerken

Als het lichtbeton glad en strak wordt afgewerkt, bestaat de kans dat bij het afrijen van het betonoppervlak de grove ruwe korrels uit het beton worden getrokken. Met behulp van een zogenaamde 'jitterbug' wordt door stampende bewegingen de het grove toeslagmateriaal naar beneden gedrukt.

Ondanks de inwendige 'nabehandeling' door het in de korrel opgesloten water, zal het hoge sterkte lichtbeton zorgvuldig (uitwendig) nabehandeld moeten worden zodat het vochtgehalteverval tussen de kern en het oppervlak niet te groot wordt en scheuren voorkomen kunnen worden. Gedurende verharding van hoge sterkte lichtbeton komt ten opzichte van grindbeton meer hydratatiewarmte vrij, terwijl de warmtecapaciteit groter is en de 'warmtegeleidbaarheid' kleiner. Om temperatuurscheuren te vermijden moet het beton afgedekt worden met een isolatiedeken, of moet het ontkisten worden uitgesteld om grote afkoeling van het oppervlak te voorkomen.

#### A-4.5 Verharding van de betonspecie

Het verhardingsproces zal doorgang vinden met een afnemende snelheid gedurende een lange periode en wel zo lang als vocht aanwezig en de temperatuur niet te laag is. Voor het bereiken van dezelfde druksterkte als bij grindbeton is zoals vermeld bij lichtbeton een hoger cementgehalte vereist. De aanvangsterkte van lichtbeton, betrokken op dezelfde druksterkte na 1 jaar, is in de meeste gevallen iets hoger dan die van grindbeton. Dit is het gevolg van de inwendige bevochtiging van de cementpasta door het toeslagmateriaal.



## A-5 Mechanische eigenschappen

### A-5.1 Druksterkte en volumegewicht

De druksterkte is primair afhankelijk van het cementgehalte, de sterkte, vorm, korrelverdeling en structuur van het toeslagmateriaal en de watercementfactor. Met het gebruik van lichte toeslagmaterialen, worden sterktes gehaald van meer dan 100 MPa. (Met het hier niet besproken staalvezel versterkte beton, ofwel zeer hoge sterkte beton, zelfs het dubbele). Het volumegewicht hangt sterk samen met de druksterkte. Over het algemeen kan men stellen dat het volumegewicht toeneemt naarmate de eindsterkte hoger ligt. Dit is eenvoudig te verklaren doordat bij hogere sterkten een hoger cementgehalte wordt toegepast en eventueel een bepaalde hoeveelheid fijn zand.

### A-5.2 Treksterkte

In grindbeton is de cementsteen de kritieke factor voor de treksterkte. Daarnaast kan onvoldoende aanhechting tussen toeslagmateriaal en cementmortel de oorzaak zijn van een breuk. Bij lichtbeton treedt de breuk meestal op door het overschrijden van de opneembare trekspanningen in het toeslagmateriaal. Breuk door onvoldoende hechting komt zelden voor doordat de toeslagkorrels een ruwer oppervlak hebben. Hierdoor hechten de korrels zich beter aan de cementsteen dan andere korrels. Als uitgangspunt voor de treksterkte wordt de splijttreksterkte en de buigtreksterkte genomen. Deze vertonen beide een grote spreiding in de proefresultaten. De trek/druk verhouding van hoge sterkte lichtbeton is lager dan die van het grindbeton.

### A-5.3 Buigtreksterkte

Bij constructief lichtbeton meer dan bij grindbeton, worden zowel de buigtrek- als de splijttreksterkte door de sterkte van het toeslagmateriaal beïnvloed. De eerste 14 dagen blijft de buigtreksterkte van lichtbeton gelijk aan die van grindbeton. Dit komt door de betere hechting en het hogere cementgehalte. Na deze eerste 14 dagen blijft de buigtreksterkte achter bij die van grindbeton. Na 28 dagen stopt de ontwikkeling bij lichtbeton en blijft de sterkte achter bij die van grindbeton. De buigtreksterkte is uiteindelijk 70 à 90 procent van die van grindbeton.

### A-5.4 Vervormingseigenschappen

Bij toenemende druksterkte neemt de maximale rek toe. De maximale rek bij hoge sterkte lichtbeton is groter dan die van grindbeton met dezelfde sterkte. De elastische vervorming ten gevolge van belasting wordt beïnvloed door het ogenblikkelijke vervormingsgedrag van de cementsteen en toeslagmaterialen, het volumepercentage hiervan en door de wijze van belasten. Afwijkend gedrag wordt veroorzaakt door de toeslagmaterialen. Uit vele proeven wordt duidelijk dat hoge sterkte lichtbeton zich brosser gedraagt dan grindbeton. Hoge sterkte lichtbeton vertoont een meer lineair stijgende rek ten opzichte van lichtbeton met lage tot middelmatige sterkte.

### A-5.5 Elasticiteitsmodulus

Primair is de elasticiteitsmodulus van het beton afhankelijk van de elasticiteitsmoduli van het cementsteen en het toeslagmateriaal. Secundair is de elasticiteitsmodulus afhankelijk van de

druksterkte en het volumegewicht. Deze is lager dan die van grindbeton met dezelfde druksterkte en hetzelfde volumegewicht.

## A-5.6 Krimp en kruip

### A-5.6.1 Krimp

De krimp van lichtbeton blijft in het begin achter bij die van grindbeton maar neemt na enige maanden meer toe dan bij grindbeton. Dit komt doordat het water pas na enige maanden ontwijkt. Door de 'vochtreserve' in de toeslagkorrels wordt de uitdrogingskrimp tegengegaan in de periode dat de cementsteen nog een lage treksterkte bezit. (Krimp is omgekeerd evenredig met de elasticiteitsmodulus.)

### A-5.6.2 Kruip

In het algemeen is de kruip van lichtbeton groter dan die van grindbeton. Aanvankelijk kan lichtbeton een geringere kruip vertonen dan grindbeton, doordat het in de poriën van het toeslagmateriaal aanwezige water het lichtbeton langer vochtig houdt. De kruip is afhankelijk van het cementsteengehalte en de betonkwaliteit. Bij een hogere betonkwaliteit is de kruip geringer.

## A-5.7 Gedrag van lichtbeton ten opzichte van water

Het gedrag van lichtbeton ten opzichte van water wordt bepaald door het capillaire systeem van de verhardende cementpasta en het capillaire systeem van de poreuze toeslagmaterialen. Bij nat verwerken van toeslagmaterialen is de absorptie 2 volumeprocent hoger dan bij droge verwerking. De absorptie is in het algemeen groter dan bij grindbeton. Ovendroog lichtbeton neemt ongeveer 100 liter water per m<sup>3</sup> op. Goed verdicht constructiebeton kan geheel waterdicht zijn.

De soortelijke warmte wijkt weinig af van die van grindbeton. De warmte-uitzettingcoëfficiënt is iets geringer, wat komt doordat de uitzetting van de keramische bouwstoffen kleiner is.

## A-5.8 Betondekking

Bij het vaststellen van de betondekking moet rekening worden gehouden met de bescherming tegen corrosie van de wapening en de brandwerendheid. Diffusie van CO<sub>2</sub> kan door het poriënsysteem van het lichte toeslagmateriaal sneller plaatsvinden. Als deze poreuze korrels aan de buitenkant van het beton liggen is de indringdiepte aanzienlijk groter. De betondekking moet daarom groter zijn dan de maximale korrelafmeting en groter dan die van grindbeton.

## A-5.9 Aanhechting

Aan te bevelen is lichtbeton te wapenen met geprofileerd staal. De aanhechting van het beton aan de wapeningsstaaf is onder meer van belang in verband met doorbuiging en de scheurvorming. Door de minder gladde korrelvorm van lichte toeslagmaterialen is de ingebrachte betonspecie lossier en zal deze door verdichten meer inklinken. De kans, dat zich onder de staven meer en grotere holten vormen dan bij grindbeton is aanwezig. Door deze holle ruimten is het hechtend oppervlak kleiner zodat er voor het overbrengen van een bepaalde kracht een groter staaloppervlak nodig is.

## A-6 Duurzaamheid

### A-6.1 Schademechanismen

Vier schademechanismen spelen een grote rol bij de duurzaamheid van betonconstructies:

- corrosie van wapening
- alkalitoeslag reacties
- chemische aantasting
- vries/dooibeschatiging

Alle belangrijke schademechanismen vereisen de aanwezigheid van voldoende water. Alleen scheurvorming door temperatuurverschillen, krimp en mechanische slijtage kunnen zonder water optreden. Deze laatste verschijnselen hoeven zelf feitelijk niet tot schade te leiden, maar kunnen het beton bevattelijk maken voor het toetreden van schadelijke stoffen zoals zouten. Zouten op chloride basis zijn de voornaamste oorzaak van de vier hierboven genoemde schademechanismen. Zij zijn het best te bestrijden door het beperken van de transportmogelijkheden. Hiervoor is beton met een goede dichte betonhuid met een lage permeabiliteit en een hoge diffusieweerstand vereist.

### A-6.2 Microstructuren lichtbeton

Om het gedrag van het materiaal beton te verklaren wordt meestal onderscheid gemaakt tussen drie samenstellende componenten:

- toeslagkorrels
- betonmatrix
- contactzone tussen de toeslagkorrels en de betonmatrix

Bij lichtbeton is sprake van een buitengewoon goede hechting tussen de lichte toeslagkorrels en de matrix. De contactzone bevat minder poriën en is veel homogener dan de matrix op enige afstand van het korreloppervlak. Het is niet alleen een interface tussen twee substanties maar, bevat ook nieuwe substanties die gevormd worden als resultaat van de chemische interactie tussen cementpasta en de geëxpandeerde toeslagkorrel.

### A-6.3 Vries/dooiweerstand

Door de ongeveer gelijke elastische eigenschappen van de lichte toeslagkorrels en de betonmatrix treden geen microscheuren tussen de lichtgewicht toeslagkorrels en de matrix op, die in latere fase (bij hogere belasting) in macroscheuren zullen overgaan. Wanneer de microscheurvorming beperkt is, is ook de beschadigende werking van met water gevulde microscheuren bij bevriezing beperkt. Tevens bestaat er geen gevaar voor snelle indringing van chloride-ionen.

#### A-6.4 Permeabiliteit

De permeabiliteit van licht beton is niet per definitie groter, ondanks de grotere porositeit van de toeslagmaterialen. Lichtbeton met een lage watercementfactor en een voldoende hoog cementgehalte wordt gekenmerkt door een zeer goede hechting tussen korrels en matrix en een sterke reductie van spanningsconcentraties (zeer beperkte microscheurvorming). Hierdoor zou in principe de permeabiliteit kleiner moeten zijn dan van grindbeton.

#### A-6.5 Carbonatatie

Met betrekking tot de carbonatatie diepte zijn de belangrijkste invloedsfactoren:

- cementgehalte
- uitvoeringskwaliteit
- milieuomstandigheden

Bij cementgehalten van ongeveer 350 kg/m<sup>3</sup> en meer, zal carbonatatie noch bij grindbeton, noch bij lichtbeton een probleem zijn. Lichtbeton met fijne toeslag is minder duurzaam dan lichtbeton waarbij natuurzand is toegepast. De kans op doorgaande kanaalvorming via contacten tussen de poreuze korrels is minimaal en er wordt optimaal geprofiteerd van de dichte laag rondom de grovere toeslagkorrels.

#### A-6.6 Praktijkervaring

Aan de hand van inspecties aan verschillende oudere constructies, met name bruggen van lichtbeton, kon een goed beeld worden verkregen over de duurzaamheid van lichtbeton in de praktijk. Het is daarbij duidelijk dat lichtbeton zeer duurzaam is, in de meeste gevallen veel meer dan grindbeton. Het is zeer goed bestand tegen vries/dooi wisselingen, al of niet gepaard gaande met dooizouten.

# Bijlage B

*Benadering horizontale waterbelasting*

Om de horizontale waterbelasting op de schuif te kunnen benaderen is in Pascal 6.0 een programma geschreven. Met de lineaire golftheorie is de golfbelasting die wordt veroorzaakt door de inkomende en gedeeltelijk gereflecteerde sinusgolf, te bepalen door de drukverdeling te integreren over de hoogte. In B-1 wordt de invoer gegeven en in B-2 de uitvoer van het programma, inclusief een interpretatie van de resultaten.

## B-1 Invoer

```
program Horizontale_Golfbelasting;

uses crt;

var rho,g,b           :real;
    H,T,wn,wo,alfa   :real;
    doo,dn,a,omega,k,z,L,p,q :real;
    c1,c2,c3,c4,c5   :real;
    omega_it,verschil :real;
    teller            :integer;

procedure cosh(var x:real);
begin
  x:=(exp(x)+exp(-x))/2;
end;

procedure sinh(var x:real);
begin
  x:=(exp(x)-exp(-x))/2;
end;

begin
  clrscr;

  { Gegeven constanten }
  rho:=1030;           { dichtheid zeewater }
  g:=9.81;            { versnelling zwaartekracht }
  b:=30;              { bodemligging beneden NAP }

  { Vast te stellen constanten }
  write('Wat is de golfhoogte? ');
  readln(H);
  write('wat is de golfperiode? ');
  readln(T);
  write('Wat is de waterstand boven NAP aan Noordzezijde? ');
  readln(wn);
  write('Wat is de waterstand boven NAP aan Oosterscheldezijde? ');
  readln(wo);
  write('Wat is de golfreflectiefactor? ');
  readln(alfa);

  dn:=b+wn;           { waterdiepte Noordzezijde }
  doo:=b+wo;          { waterdiepte Oosterscheldezijde }
  a:=H/2;             { golfamplitude }
  omega:=2*pi/T;      { hoekfrequentie }
```

```
{iteratieve bepaling van de golflengte}
k:=0;                                {startwaarde golfgetal}
repeat
begin
  c1:=k*dn;
  cosh(c1);                            {bepalen cosh(k*d)}
  c2:=k;
  cosh(c2);                            {bepalen cosh(k)}
  c3:=k*dn;
  sinh(c3);                            {bepalen sinh(k*d)}
  c4:=c3/c1;                          {bepalen tanh(k*d)}

  omega_it:=sqrt(g*k*c4);             {omega uit dispersierelatie}
  verschil:=omega-omega_it;
  k:=k+0.0001;                        {nieuwe waarde golfgetal}
end
until verschil<0.000001;

L:=2*pi/k;                            {golflengte}
writeln("");
writeln("Golflengte L = ',L:1:2);
writeln("");

{de golfbelasting wordt bepaald door de drukverdeling die wordt veroorzaakt}
{door de inkomende en de gedeeltelijk geréflacteerte sinusgolf te integreren}
{over de hoogte}

z:=19.29;                              {start onder de schuif}
for teller:=1 to 1191 do
begin
  z:=z+0.01;
  c5:=k*z;
  cosh(c5);                            {bepalen cosh(k*z)}
  if dn>=doo then
  begin
    if z<dn then
    begin
      if z<=doo then
      p:=(rho*g*(dn-doo))+rho*g*a*c5/c1*sqrt(1+sqr(alfa)+2*alfa*c2) else
      p:=(rho*g*(dn-z))+rho*g*a*c5/c1*sqrt(1+sqr(alfa)+2*alfa*c2);
      end;

      if (dn<=z) and (z<=(dn+a)) then
      begin
        if z<=doo then
        p:=(rho*g*(dn-doo))+rho*g*(dn+a-z)*sqrt(1+sqr(alfa)+2*alfa*c2) else
        p:=(rho*g*(dn-z))+rho*g*(dn+a-z)*sqrt(1+sqr(alfa)+2*alfa*c2);
        end;

        if z>(dn+a) then
        p:=0;
      end else
      begin
        if z<dn then
        p:=(rho*g*(doo-dn))-rho*g*a*c5/c1*sqrt(1+sqr(alfa)+2*alfa*c2);
```

```
if (dn<=z) and (z<=(dn+a)) then
p:=(rho*g*(doo-z)-rho*g*(dn+a-z)*sqrt(1+sqr(alfa)+2*alfa*c2);
if (z>(dn+a)) and (z<=doo) then
p:=rho*g*(doo-z);
if z>doo then
p:=0;
end;

if teller=1 then writeln('onderkant schuif (NAP ',(z-30):1:1,
'm) p= ',(p/1000):1:2,' kN/m2');
if teller=1191 then writeln('bovenkant schuif (NAP +',(z-30):1:1,
'm) p= ',(p/1000):1:2,' kN/m2');
if (teller=((wo+10.7)*100+1)) and (dn>=doo) then writeln('maximaal schuif (NAP ',(z-
30):1:1,
'm) p= ',(p/1000):1:2,' kN/m2');
if (teller=((wn+10.7)*100+1)) and (dn<doo) then writeln('maximaal schuif (NAP ',(z-
30):1:1,
'm) p= ',(p/1000):1:2,' kN/m2');

end;
writeln("");
readkey;
end.
```

## B-2 Uitvoer en interpretatie

### B-2.1 Belasting situatie I

Wat gezocht wordt is één figuur waarin bij zowel een golftop, als een golfdal direct is af te lezen wat de drukken op de losse schuifonderdelen en de schuif als geheel zijn. Dit kan bereikt worden door in het programma op de juiste wijze de gegevens in te voeren.

#### B-2.1.1 Hydrostatische waterdruk aan Noordzezijde van de schuif

De hydrostatische waterdruk aan Noordzezijde van de schuif kan gevonden worden door als golfhoogte nul in te voeren en als waterstand aan Oosterscheldezijde iedere waterstand die lager is dan de onderzijde van de schuif, bijvoorbeeld -11 meter:

Wat is de golfhoogte? 0  
Wat is de golfperiode? 9.5  
Wat is de waterstand boven NAP aan Noordzezijde? 5.5  
Wat is de waterstand boven NAP aan Oosterscheldezijde? -11  
Wat is de golfreflectiefactor? 0.7

Golflengte  $L = 131.17$

Onderkant schuif (NAP -10.7 m)	$p = 163.67 \text{ kN/m}^2$
Bovenkant schuif (NAP +1.2 m)	$p = 43.45 \text{ kN/m}^2$



### B-2.1.2 Hydrostatische waterdruk aan Oosterscheldezijde van de schuif

De hydrostatische waterdruk aan Oosterscheldezijde van de schuif kan gevonden worden door als golfhoogte nul in te voeren en als waterstand aan Noordzeezijde iedere waterstand die lager is dan de onderzijde van de schuif, bijvoorbeeld -11 meter:

Wat is de golfhoogte? 0  
Wat is de golfperiode? 9.5  
Wat is de waterstand boven NAP aan Noordzeezijde? 5.5  
Wat is de waterstand boven NAP aan Oosterscheldezijde? -0.7  
Wat is de golfreflectiefactor? 0.7

Golflengte  $L = 111.01$

Onderkant schuif (NAP -10.7 m)	$p = 101.04 \text{ kN/m}^2$
Bovenkant schuif (NAP +1.2 m)	$p = 0 \text{ kN/m}^2$

### B-2.1.3 Golfbelasting

Het programma telt direct de hydrostatische waterdruk en de druk door golfbelasting bij elkaar op. Om zodoende de afzonderlijke golfbelasting te vinden, moet de eerder benaderde hydrostatische druk van het resultaat worden afgetrokken:

Wat is de golfhoogte? 5.75  
Wat is de golfperiode? 9.5  
Wat is de waterstand boven NAP aan Noordzeezijde? 5.5  
Wat is de waterstand boven NAP aan Oosterscheldezijde? -0.7  
Wat is de golfreflectiefactor? 0.7

Golflengte  $L = 131.17$

Onderkant schuif (NAP -10.7 m)	$p = 88.04 \text{ kN/m}^2$
Maximaal schuif (NAP -0.7 m)	$p = 100.28 \text{ kN/m}^2$
Bovenkant schuif (NAP +1.2 m)	$p = 84.27 \text{ kN/m}^2$

Aan de bovenzijde van de schuif is de druk die onder een golftop bij de hydrostatische druk opgeteld moet worden:  $84.27 - 43.45 = 40.82 \text{ kN/m}^2$ . Onder een golfdal moet  $40.82 \text{ kN/m}^2$  van de hydrostatische druk afgetrokken worden.

Aan de onderzijde van de schuif is de druk die onder een golftop bij de hydrostatische druk opgeteld moet worden:  $88.04 + 101.04 - 163.67 = 25.41 \text{ kN/m}^2$ . Onder een golfdal moet  $25.41 \text{ kN/m}^2$  van de hydrostatische druk afgetrokken worden.

De maximale horizontale waterdruk bevindt zich op de waterlijn van de Oosterschelde. De druk die hier onder een golftop bij de hydrostatische druk opgeteld moet worden is  $100.28 - 62.65 = 37.63 \text{ kN/m}^2$ . Onder een golfdal moet  $37.63 \text{ kN/m}^2$  van de hydrostatische druk afgetrokken worden.  $67.65 \text{ kN/m}^2$  is de hydrostatische waterdruk aan Noordzeezijde ter plaatse van het Oosterscheldeniveau.

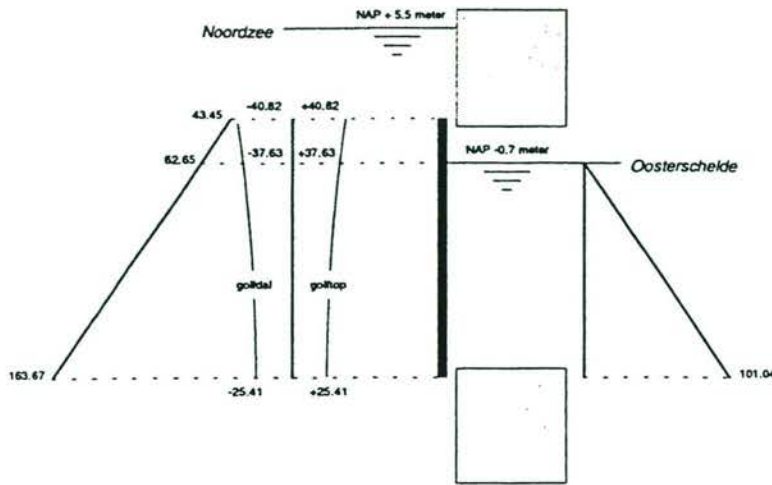


Fig. B-1 Verval- en golfdrukken op de schuif voor situatie I

De gegevens zijn samen te voegen in één figuur, waarin bij zowel een golftop, als een golfdal direct is af te lezen wat de drukken op de losse schuifonderdelen en de schuif als geheel zijn. Dit is gedaan in de hiernaast afgebeelde Fig. B-1.

Ter verduidelijking: de resulterende waterdruk aan de onderzijde van de schuif is onder een golfdal:

$$163.69 - 25.41 - 101.04 = 37.24 \text{ kN} / \text{m}^2$$

## B-2.2 Belastingsituatie II

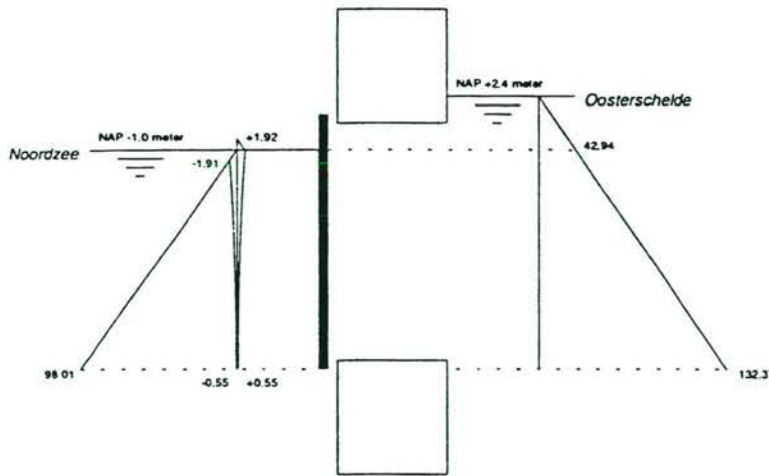


Fig. B-2 Verval- en golfdrukken op de schuif voor situatie II

Op dezelfde wijze als in de vorige paragraaf zijn ook voor belastingsituatie II de gegevens samen te voegen in één figuur, waarin bij zowel een golftop, als een golfdal direct is af te lezen wat de drukken op de losse schuifonderdelen en de schuif als geheel zijn. Dit is gedaan in de hiernaast afgebeelde Fig. B-2.

Ter verduidelijking: de resulterende waterdruk aan de onderzijde van de schuif is onder een golfdal:

$$132.37 - 98.01 + 0.55 = 34.91 \text{ kN} / \text{m}^2$$

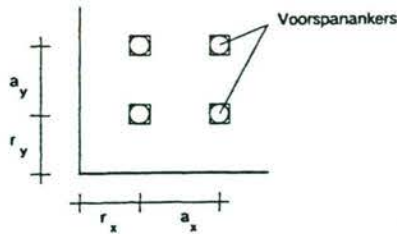
# Bijlage C

## *Voorspansystemen*

Overgenomen en aangepast uit:

Walraven, prof. dr. ir. J.C. en ir. J.C. Galjaard  
*Voorgespannen beton (G23a)*

Sectie Betonconstructies  
Vakgroep Mechanica en Constructies  
Faculteit der Civiele Techniek  
T.U. Delft, 1996



Voor alle in deze bijlage weergegeven voorspansystemen moeten de minimale hart-op-hart afstanden  $a_x$  en  $a_y$  en de minimale randafstanden  $r_x$  en  $r_y$  van de ankers worden geïnterpreteerd als in nevenstaande Fig. C-1 is aangegeven.

Fig. C-1 Rand- en hart-op-hart afstanden ankers

Typeaanduiding	Kabelgegevens					
	12K13	19K13	27K13	37K13	55K13	
Aantal strengen $\varnothing 12.5$ of $\varnothing 12.9$ mm	12	19	27	37	55	
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig	70/75	80/85	100/105	120/125	145/150	
Min. buigstraal met standaard omhullingsbuis bij max. belasting	1250	1250	1250	1250	1250	
Afmetingen anker	Doorsnede	140	162	217	252	320
	Lengte inclusief trompet	235	268	465	548	581
Min. h.o.h. afstand anker	$a_x = a_y$	240	300	380	460	540
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	175	220	270	330	380
Diameter spiraalwapening	260	320	400	480	560	
Min. ruimte voor het anker i.v.m. spannen	1450	1700	2000	2000	2000	

Tabel C-1 Freyssinet voorspanstelsysteem met strengen type K

Wrijvingscoëfficiënt: 0.13 - 0.26  
Wobble-factor: 0.005 - 0.010 (rad/m)

Typeaanduiding	Kabelgegevens					
	7K15	12K15	19K15	27K15	37K15	
Aantal strengen $\varnothing 15.2$ of $\varnothing 15.7$ mm	7	12	19	27	37	
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig	70/75	80/85	100/105	120/125	145/150	
Min. buigstraal met standaard omhullingsbuis bij max. belasting	1250	1250	1250	1250	1250	
Afmetingen anker	Doorsnede	140	162	218	252	320
	Lengte inclusief trompet	235	268	465	548	581
Min. h.o.h. afstand anker	$a_x = a_y$	240	300	380	460	540
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	175	220	270	330	380
Diameter spiraalwapening	260	320	400	480	560	
Min. ruimte voor het anker i.v.m. spannen	1450	1700	2000	2000	2000	

Tabel C-2 Freyssinet voorspanstelsysteem met strengen type K

Wrijvingscoëfficiënt: 0.13 - 0.26  
Wobble-factor: 0.005 - 0.010 (rad/m)

Typeaanduiding	Kabelgegevens					
	19C15	25C15	31C15	37C15	55C15	
Aantal strengen Ø 15.2 of Ø 15.7 mm	19	25	31	37	55	
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig	95/100	110/115	120/125	130/135	160/165	
Min. buigstraal met standaard omhullingsbuis bij max. belast.	1250	1250	1250	1250	1250	
Afmetingen anker	Doorsnede	195	240	240	265	310
	Lengte inclusief trompet	346	500	456	591	676
Min. h.o.h. afstand anker	$a_x$	280	330	350	380	450
	$a_y$	330	390	415	450	540
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	225	260	285	310	375
Diameter spiraalwapening	400	450	500	550	650	
Min. ruimte voor het anker i.v.m. spannen	1350	1408	1408	1408	1493	

Tabel C-3 Freyssinet voorspanstelsysteem met strengen type C

Wrijvingscoëfficiënt: 0.20  
Wobble-factor: 0.006 (rad/m)

Typeaanduiding	Kabelgegevens					
	5-12	5-19	5-31	5-43	5-55	
Aantal strengen Ø 12.9 mm	12	19	31	43	55	
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig	65/72	80/87	100/107	130/137	140/150	
Min. buigstraal met standaard omhullingsbuis bij max. belasting	4000	5500	6500	8000	9000	
Afmetingen anker	Doorsnede	222	258	320	390	420
	Lengte inclusief trompet	1000	1000	1500	1500	1500
Min. h.o.h. afstand anker	$a_x = a_y$	290	365	465	550	620
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	145	183	233	275	310
Diameter spiraalwapening	250	300	395	480	545	
Min. ruimte voor het anker i.v.m. spannen	1300	1500	1500	2200	2200	

Tabel C-4 VSL voorspanstelsysteem met VMA strengen type CS

Wrijvingscoëfficiënt: 0.13 - 0.26  
Wobble-factor: 0.005 - 0.010 (rad/m)

Typeaanduiding	Kabelgegevens					
	6-12	6-19	6-22	6-31	6-37	
Aantal strengen Ø 15.7 mm	12	19	22	31	37	
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig	80/87	95/102	110/117	130/137	140/150	
Min. buigstraal met standaard omhullingsbuis bij max. belasting	5000	6500	7000	8500	9000	
Afmetingen anker	Doorsnede	258	300	320	390	420
	Lengte inclusief trompet	1000	1000	1500	1500	1500
Min. h.o.h. afstand anker	$a_x = a_y$	355	445	480	570	625
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	178	233	240	285	313
Diameter spiraalwapening	250	290	375	410	545	
Min. ruimte voor het anker i.v.m. spannen	1500	1500	2000	2200	2200	

Tabel C-5 VSL voorspanstelsysteem met VMA strengen type CS

Wrijvingscoëfficiënt: 0.13 - 0.26  
Wobble-factor: 0.005 - 0.010 (rad/m)

Typeaanduiding	Kabelgegevens					
	5-22	5-31	5-37	5-43	5-55	
Aantal strengen Ø 12.9 mm	22	31	37	43	55	
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig	85/92	100/107	120/127	130/137	140/150	
Min. buigstraal met standaard omhullingsbuis bij max. belast.	6500	7000	8500	9000	9500	
Afmetingen anker	Doorsnede	285	335	365	400	450
	Lengte inclusief trompet	1000	1500	1500	1500	1500
Min. h.o.h. afstand anker	$a_x = a_y$	365	435	475	515	580
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	183	218	237	258	290
Diameter spiraalwapening	340	410	440	490	540	
Min. ruimte voor het anker i.v.m. spannen	1500	2000	2200	2200	2250	

Tabel C-6 VSL voorspanstelsysteem met VMA strengen type E

Wrijvingscoëfficiënt: 0.13 - 0.26  
Wobble-factor: 0.005 - 0.010 (rad/m)

Typeaanduiding	Kabelgegevens					
	6-12	6-19	6-22	6-31	6-37	
Aantal strengen Ø 15.7 mm	12	19	22	31	37	
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig	80/87	95/102	110/117	130/137	140/150	
Min. buigstraal met standaard omhullingsbuis bij max. belasting	5000	6500	7000	8500	9000	
Afmetingen anker	Doorsnede	245	310	335	395	430
	Lengte inclusief trompet	1000	1000	1500	1500	1500
Min. h.o.h. afstand anker	$a_x = a_y$	325	405	440	520	570
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	163	203	220	260	285
Diameter spiraalwapening	300	380	410	490	540	
Min. ruimte voor het anker i.v.m. spannen	1500	1500	2000	2200	2200	

Tabel C-7 VSL voorspanstelsysteem met VMA strengen type E

Wrijvingscoëfficiënt: 0.13 - 0.26  
Wobble-factor: 0.005 - 0.010 (rad/m)

Typeaanduiding	Kabelgegevens					
	5-19	5-22	5-31	5-37	5-55	
Aantal strengen Ø 12.9 mm	19	22	31	37	55	
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig	80/87	85/92	100/107	120/127	140/150	
Min. buigstraal met standaard omhullingsbuis bij max. belasting	5000	6500	7000	8500	9500	
Afmetingen anker	Doorsnede	270	290	340	370	430
	Lengte inclusief trompet	1000	1000	1500	1500	1500
Min. h.o.h. afstand anker	$a_x = a_y$	340	365	435	475	580
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	170	183	218	237	290
Diameter spiraalwapening	320	340	410	440	550	
Min. ruimte voor het anker i.v.m. spannen	1500	1500	2000	2200	2250	

Tabel C-8 VSL voorspanstelsysteem met VMA strengen type EC

Wrijvingscoëfficiënt: 0.13 - 0.26  
Wobble-factor: 0.005 - 0.010 (rad/m)

Typeaanduiding	Kabelgegevens					
	6-12	6-19	6-22	6-31	6-37	
Aantal strengen Ø 15.7 mm	12	19	22	31	37	
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig	80/87	95/102	110/117	130/137	140/150	
Min. buigstraal met standaard omhullingsbuis bij max. belasting	5000	6500	7000	8500	9000	
Afmetingen anker	Doorsnede	250	310	340	390	430
	Lengte inclusief trompet	1000	1000	1500	1500	1500
Min. h.o.h. afstand anker	$a_x = a_y$	325	405	440	520	570
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	163	203	220	260	285
Diameter spiraalwapening	300	380	410	490	540	
Min. ruimte voor het anker i.v.m. spannen	1500	1500	2000	2200	2200	

Tabel C-9 VSL voorspanstelsysteem met VMA strengen type EC

Wrijvingscoëfficiënt: 0.13 - 0.26  
Wobble-factor: 0.005 - 0.010 (rad/m)

Typeaanduiding	Kabelgegevens					
	5-22	5-31	5-37	5-43	5-55	
Aantal strengen Ø 12.9 mm	22	31	37	43	55	
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig	85/92	100/107	120/127	130/137	140/150	
Min. buigstraal met std. omhullingsbuis bij max. belasting	6500	7000	8500	9000	9500	
Afmetingen anker	Breedte x hoogte	570x190	670x310	770x310	870x350	1170x350
	Alternatief 1	390x390	470x430	470x350	670x430	870x430
	Alternatief 2				570x550	570x670
	Lengte	1280	1480	1680	1680	1980
Diameter spiraalwapening	300	350	350	400	400	

Tabel C-10 VSL voorspanstelsysteem met VMA strengen type H

Wrijvingscoëfficiënt: 0.13 - 0.26  
Wobble-factor: 0.005 - 0.010 (rad/m)

Typeaanduiding	Kabelgegevens					
	6-12	6-19	6-22	6-31	6-37	
Aantal strengen Ø 15.7 mm	12	19	22	31	37	
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig	80/87	95/102	110/117	130/137	140/150	
Min. buigstraal met std. omhullingsbuis bij max. belasting	5000	6500	7000	8500	9000	
Afmetingen anker	Breedte x hoogte	430x230	570x230	690x230	810x260	1050x370
	Alternatief 1	390x330	390x470	470x490	570x510	690x510
	Lengte	1300	1300	1300	1700	2000
	Alternatief	1150				
Diameter spiraalwapening	230	300	350	400	400	

Tabel C-11 VSL voorspanstelsysteem met VMA strengen type H

Wrijvingscoëfficiënt: 0.13 - 0.26  
Wobble-factor: 0.005 - 0.010 (rad/m)

		Kabelgegevens				
Typeaanduiding		5-22	5-31	5-37	5-43	5-55
Aantal strengen Ø 12.9 mm		22	31	37	43	55
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig		85/92	100/107	120/127	130/137	140/150
Min. buigstraal met std. omhullingsbuis bij max. belasting		6500	7000	8500	9000	9500
Afmetingen anker	Breedte x hoogte	230x350	230x500	230x600	230x690	230x880
	Alternatief			300x470	300x530	360x600
	Lengte	610	810	960	1010	1310
	Alternatief			810	860	910
Diameter spiraalwapening		300	350	350	400	400

Tabel C-12 VSL voorspanstelsysteem met VMA strengen type P

Wrijvingscoëfficiënt: 0.13 - 0.26

Wobble-factor: 0.005 - 0.010 (rad/m)

		Kabelgegevens				
Typeaanduiding		6-12	6-19	6-22	6-31	6-37
Aantal strengen Ø 15.7 mm		12	19	22	31	37
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig		80/87	95/102	110/117	130/137	140/150
Min. buigstraal met std. omhullingsbuis bij max. belasting		5000	6500	7000	8500	9000
Afmetingen anker	Breedte x hoogte	230x270	270x370	270x420	270x600	270x720
	Alternatief				340x480	340x560
	Lengte	430	630	730	980	1180
	Alternatief				780	980
Diameter spiraalwapening		230	300	350	400	400

Tabel C-13 VSL voorspanstelsysteem met VMA strengen type P

Wrijvingscoëfficiënt: 0.13 - 0.26

Wobble-factor: 0.005 - 0.010 (rad/m)



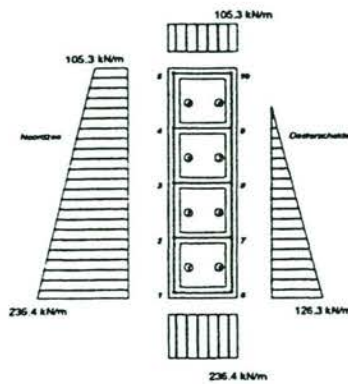
# Bijlage D

*Kokerliggerschuif in Pc-Frame*

Om globaal de moment- en dwarskrachtverdeling in de kokerliggerschuif te weten, is deze ingevoerd in het programma Pc-Frame (versie 3.63, oktober 1992). De schuif is geschematiseerd tot een raamwerk met staven in de as van de schuifdelen. In de figuren D-1 en D-2 is dit weergegeven.

In de figuren is de belasting door eigen gewicht niet getekend; in het programma is dit echter wel ingevoerd. De schuif is negentig graden gedraaid ingevoerd. Omdat de belastingen ook 90 graden gedraaid zijn ingevoerd maakt dit uiteraard niet uit voor de resultaten.

### D-1 Belastinggeval I



#### Probleem specificatie

- ```

=====
10 Knopen
13 Staven
1 Profielen
6 Opleggingen
0 Voorgeschreven verplaatsingen
1 Belastinggevallen
0 Belastingcombinaties
10 Knoopbelastingen
13 Staafbelastingen
    
```

Fig. D-1 Belastingen op de kokerliggerschuif in belastinggeval I

#### Knoopcoördinaten

```

=====

```

| Knoop<br>nummer | X<br>coördinaat<br>(m) | Y<br>coördinaat<br>(m) |
|-----------------|------------------------|------------------------|
| 1               | 0.1500                 | 3.0500                 |
| 2               | 3.0500                 | 3.0500                 |
| 3               | 5.9500                 | 3.0500                 |
| 4               | 8.8500                 | 3.0500                 |
| 5               | 11.7500                | 3.0500                 |
| 6               | 0.1500                 | 0.1500                 |
| 7               | 3.0500                 | 0.1500                 |
| 8               | 5.9500                 | 0.1500                 |
| 9               | 8.8500                 | 0.1500                 |
| 10              | 11.7500                | 0.1500                 |

```

-----

```

| Staaftergegevens |           |           |            | Staafter type : |
|------------------|-----------|-----------|------------|-----------------|
| Staafter nummer  | Beg knoop | End knoop | Lengte (m) |                 |
| 1                | 1         | 2         | 2.900      | 1 ----          |
| 2                | 2         | 3         | 2.900      | 2 o----         |
| 3                | 3         | 4         | 2.900      | 3 ----o         |
| 4                | 4         | 5         | 2.900      | 4 o---o         |
| 5                | 1         | 6         | 2.900      |                 |
| 6                | 2         | 7         | 2.900      |                 |
| 7                | 3         | 8         | 2.900      |                 |
| 8                | 4         | 9         | 2.900      |                 |
| 9                | 5         | 10        | 2.900      |                 |
| 10               | 6         | 7         | 2.900      |                 |
| 11               | 7         | 8         | 2.900      |                 |
| 12               | 8         | 9         | 2.900      |                 |
| 13               | 9         | 10        | 2.900      |                 |

| Opleggingen      |              |                | Oplegging type : |
|------------------|--------------|----------------|------------------|
| Oplegging nummer | Knoop nummer | Oplegging type |                  |
| 1                | 6            | 3              | 1 rol ux = 0     |
| 2                | 7            | 2              | 2 rol uy = 0     |
| 3                | 8            | 2              | 3 scharnier      |
| 4                | 9            | 2              | 4 inklemming     |
| 5                | 10           | 2              |                  |
| 6                | 1            | 1              |                  |

| Knoopbelastingen (kN) (kNm) |                 |              |      |               | Type: |
|-----------------------------|-----------------|--------------|------|---------------|-------|
| Knoopbel nummer             | Belasting geval | Knoop nummer | Type | Kracht/koppel |       |
| 1                           | 1               | 1            | 1    | 10.87500      | 1 Fx  |
| 2                           | 1               | 2            | 1    | 10.87500      | 2 Fy  |
| 3                           | 1               | 3            | 1    | 10.87500      | 3 Tz  |
| 4                           | 1               | 10           | 1    | 10.87500      |       |
| 5                           | 1               | 9            | 1    | 10.87500      |       |
| 6                           | 1               | 4            | 1    | 10.87500      |       |
| 7                           | 1               | 5            | 1    | 10.87500      |       |
| 8                           | 1               | 8            | 1    | 10.87500      |       |
| 9                           | 1               | 7            | 1    | 10.87500      |       |
| 10                          | 1               | 6            | 1    | 10.87500      |       |

| Staafelbelastingen |           |             |           | (kN)    | (kNm)         | (kN/m)  |               |  |
|--------------------|-----------|-------------|-----------|---------|---------------|---------|---------------|--|
| =====              |           |             |           |         |               |         |               |  |
| Bel. type: 1 Tz    |           |             |           |         |               |         |               |  |
|                    | 2         | FxL         | 6         | qxL/xL  |               |         |               |  |
|                    | 3         | FyL         | 7         | qyL/xL  |               |         |               |  |
|                    | 4         | FxG         | 8         | qxG/xL  | 10            | qxG/yG  |               |  |
|                    | 5         | FyG         | 9         | qyG/xL  | 11            | qyG/xG  |               |  |
| =====              |           |             |           |         |               |         |               |  |
| Bel. nr.           | Bel. gev. | Staafl. nr. | Bel. type | Beg     | Belasting beg | End     | Belasting end |  |
| =====              |           |             |           |         |               |         |               |  |
| 1                  | 1         | 1           | 7         | 0.00000 | -234.7200     | 1.00000 | -202.7900     |  |
| 2                  | 1         | 2           | 7         | 0.00000 | -202.7900     | 1.00000 | -170.8600     |  |
| 3                  | 1         | 3           | 7         | 0.00000 | -170.8600     | 1.00000 | -138.9300     |  |
| 4                  | 1         | 4           | 7         | 0.00000 | -138.9300     | 1.00000 | -107.0000     |  |
| 5                  | 1         | 10          | 7         | 0.00000 | 124.4100      | 1.00000 | 87.7800       |  |
| 6                  | 1         | 11          | 7         | 0.00000 | 87.7800       | 1.00000 | 51.1500       |  |
| 7                  | 1         | 12          | 7         | 0.00000 | 51.1500       | 1.00000 | 14.5200       |  |
| 8                  | 1         | 13          | 7         | 0.00000 | 14.5200       | 0.44700 | 0.0000        |  |
| 9                  | 1         | 9           | 10        | 0.00000 | -112.8400     | 1.00000 | -112.8400     |  |
| 10                 | 1         | 5           | 10        | 0.00000 | 228.8700      | 1.00000 | 228.8700      |  |
| 11                 | 1         | 8           | 10        | 0.00000 | -7.5000       | 1.00000 | -7.5000       |  |
| 12                 | 1         | 7           | 10        | 0.00000 | -7.5000       | 1.00000 | -7.5000       |  |
| 13                 | 1         | 6           | 10        | 0.00000 | -7.5000       | 1.00000 | -7.5000       |  |
| -----              |           |             |           |         |               |         |               |  |

**Staafrachten in lokaal assenstelsel BELASTINGGEVAL I**  
"hoge noordzee"

| Stf nr. | St knp | End knp | Fx beg (kN) | Fx end (kN) | Fy beg (kN) | Fy end (kN) | Tz beg (kNm) | Tz end (kNm) |
|---------|--------|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| =====   |        |         |             |             |             |             |              |              |
| 1       | 1      | 2       | 169.043     | -169.043    | 335.216     | 299.174     | 171.180      | -141.297     |
| 2       | 2      | 3       | 167.513     | -167.513    | 281.855     | 259.937     | 134.573      | -125.170     |
| 3       | 3      | 4       | 167.885     | -167.885    | 239.789     | 209.407     | 118.299      | -96.622      |
| 4       | 4      | 5       | 170.464     | -170.464    | 185.515     | 171.084     | 89.839       | -91.291      |
| 5       | 1      | 6       | 335.216     | -335.216    | -349.220    | -314.503    | -171.180     | 120.839      |
| 6       | 2      | 7       | 581.029     | -581.029    | 12.404      | 9.346       | 6.724        | -2.289       |
| 7       | 3      | 8       | 499.726     | -499.726    | 10.504      | 11.246      | 6.871        | -7.948       |
| 8       | 4      | 9       | 394.921     | -394.921    | 8.296       | 13.454      | 6.784        | -14.263      |
| 9       | 5      | 10      | 171.084     | -171.084    | 181.339     | 145.897     | 91.291       | -39.901      |
| 10      | 6      | 7       | 136.443     | -136.443    | -186.327    | -121.349    | -120.839     | 52.293       |
| 11      | 7      | 8       | 137.973     | -137.973    | -111.757    | -89.692     | -50.004      | 43.681       |
| 12      | 8      | 9       | 137.601     | -137.601    | -66.629     | -28.593     | -35.733      | 6.253        |
| 13      | 9      | 10      | 135.022     | -135.022    | 8.512       | -17.923     | 8.010        | 39.901       |
| -----   |        |         |             |             |             |             |              |              |

**Staafrachten in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL I**  
"hoge noordzee"

| Stf nr. | St knp | End knp | Fx beg (kN) | Fx end (kN) | Fy beg (kN) | Fy end (kN) | Tz beg (kNm) | Tz end (kNm) |
|---------|--------|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| 1       | 1      | 2       | 169.043     | -169.043    | 335.216     | 299.174     | 171.180      | -141.297     |
| 2       | 2      | 3       | 167.513     | -167.513    | 281.855     | 259.937     | 134.573      | -125.170     |
| 3       | 3      | 4       | 167.885     | -167.885    | 239.789     | 209.407     | 118.299      | -96.622      |
| 4       | 4      | 5       | 170.464     | -170.464    | 185.515     | 171.084     | 89.839       | -91.291      |
| 5       | 1      | 6       | -349.220    | -314.503    | -335.216    | 335.216     | -171.180     | 120.839      |
| 6       | 2      | 7       | 12.404      | 9.346       | -581.029    | 581.029     | 6.724        | -2.289       |
| 7       | 3      | 8       | 10.504      | 11.246      | -499.726    | 499.726     | 6.871        | -7.948       |
| 8       | 4      | 9       | 8.296       | 13.454      | -394.921    | 394.921     | 6.784        | -14.263      |
| 9       | 5      | 10      | 181.339     | 145.897     | -171.084    | 171.084     | 91.291       | -39.901      |
| 10      | 6      | 7       | 136.443     | -136.443    | -186.327    | -121.349    | -120.839     | 52.293       |
| 11      | 7      | 8       | 137.973     | -137.973    | -111.757    | -89.692     | -50.004      | 43.681       |
| 12      | 8      | 9       | 137.601     | -137.601    | -66.629     | -28.593     | -35.733      | 6.253        |
| 13      | 9      | 10      | 135.022     | -135.022    | 8.512       | -17.923     | 8.010        | 39.901       |

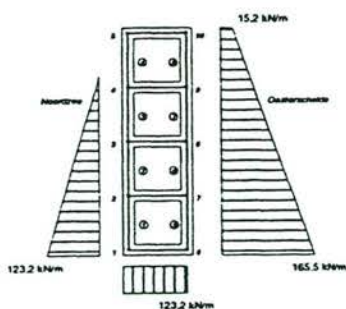
**Extreme veldmomenten BELASTINGGEVAL I**  
"hoge noordzee"

| Stf nr. | Beg knp | End knp | M beg (kNm) | M end (kNm) | M min (kNm) | Mmin plaats | M max (kNm) | Mmax plaats |
|---------|---------|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1       | 1       | 2       | 171.180     | -141.297    | -73.823     | 0.5101690   | 171.180     | 0.0000000   |
| 2       | 2       | 3       | 134.573     | -125.170    | -66.529     | 0.4988634   | 134.573     | 0.0000000   |
| 3       | 3       | 4       | 118.299     | -96.622     | -55.415     | 0.5080580   | 118.299     | 0.0000000   |
| 4       | 4       | 5       | 89.839      | -91.291     | -38.779     | 0.4877951   | 91.291      | 1.0000000   |
| 5       | 1       | 6       | -171.180    | 120.839     | -171.180    | 0.0000000   | 95.248      | 0.5261539   |
| 6       | 2       | 7       | 6.724       | -2.289      | -3.533      | 0.5703121   | 6.724       | 0.0000000   |
| 7       | 3       | 8       | 6.871       | -7.948      | -0.484      | 0.4829218   | 7.948       | 1.0000000   |
| 8       | 4       | 9       | 6.784       | -14.263     | 2.196       | 0.3814165   | 14.263      | 1.0000000   |
| 9       | 5       | 10      | 91.291      | -39.901     | -54.419     | 0.5541533   | 91.291      | 0.0000000   |
| 10      | 6       | 7       | -120.839    | 52.293      | -120.839    | 0.0000000   | 26.718      | 0.5631254   |
| 11      | 7       | 8       | -50.004     | 43.681      | -50.004     | 0.0000000   | 26.219      | 0.4888836   |
| 12      | 8       | 9       | -35.733     | 6.253       | -35.733     | 0.0000000   | 14.038      | 0.5624511   |

**Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL I**  
"hoge noordzee"

| Oplegging nummer | Knoop nummer | Oplegging type | Fx (kN)    | Fy (kN)   | Tz (kNm) |
|------------------|--------------|----------------|------------|-----------|----------|
| 1                | 6            | 3              | -188.93412 | 148.88912 | 0.00000  |
| 2                | 7            | 2              | 0.00000    | 347.92322 | 0.00000  |
| 3                | 8            | 2              | -0.00000   | 343.40599 | 0.00000  |
| 4                | 9            | 2              | 0.00000    | 374.84057 | 0.00000  |
| 5                | 10           | 2              | -0.00000   | 153.16047 | 0.00000  |
| 6                | 1            | 1              | -191.05288 | 0.00000   | 0.00000  |

**D-2 Belastinggeval II**



**Probleem specificatie**

- 10 Knopen
- 13 Staven
- 1 Profielen
- 6 Opleggingen
- 0 Voorgeschreven verplaatsingen
- 1 Belastinggevallen
- 0 Belastingcombinaties
- 10 Knoopbelastingen
- 13 Staafbelastingen

Fig. D-2 Belastingen op de kokerliggerschuif in belastinggeval II

**Knoopcoördinaten**

| Knoop nummer | X coördinaat (m) | Y coördinaat (m) |
|--------------|------------------|------------------|
| 1            | 0.1500           | 2.9500           |
| 2            | 3.0500           | 2.9500           |
| 3            | 5.9500           | 2.9500           |
| 4            | 8.8500           | 2.9500           |
| 5            | 11.7500          | 2.9500           |
| 6            | 0.1500           | 0.1500           |
| 7            | 3.0500           | 0.1500           |
| 8            | 5.9500           | 0.1500           |
| 9            | 8.8500           | 0.1500           |
| 10           | 11.7500          | 0.1500           |

**Staafegevens**

| Staafl<br>nummer | Beg<br>knoop | End<br>knoop | Lengte<br>(m) | Staafl type : |
|------------------|--------------|--------------|---------------|---------------|
| 1                | 1            | 2            | 2.900         | 1 ----        |
| 2                | 2            | 3            | 2.900         | 2 o----       |
| 3                | 3            | 4            | 2.900         | 3 ----o       |
| 4                | 4            | 5            | 2.900         | 4 o----o      |
| 5                | 1            | 6            | 2.800         |               |
| 6                | 2            | 7            | 2.800         |               |
| 7                | 3            | 8            | 2.800         |               |
| 8                | 4            | 9            | 2.800         |               |
| 9                | 5            | 10           | 2.800         |               |
| 10               | 6            | 7            | 2.900         |               |
| 11               | 7            | 8            | 2.900         |               |
| 12               | 8            | 9            | 2.900         |               |
| 13               | 9            | 10           | 2.900         |               |

**Opleggingen**

| Oplegging<br>nummer | Knoop<br>nummer | Oplegging<br>type | Oplegging type : |
|---------------------|-----------------|-------------------|------------------|
| 1                   | 6               | 3                 | 1 rol ux = 0     |
| 2                   | 7               | 2                 | 2 rol uy = 0     |
| 3                   | 8               | 2                 | 3 scharnier      |
| 4                   | 9               | 2                 | 4 inklemming     |
| 5                   | 10              | 2                 |                  |
| 6                   | 1               | 1                 |                  |

**Knoopbelastingen (kN) (kNm)**

| Knoopbel<br>nummer | Belasting<br>geval | Knoop<br>nummer | Type | Kracht/<br>koppel | Type: |
|--------------------|--------------------|-----------------|------|-------------------|-------|
| 1                  | 1                  | 1               | 1    | 10.87500          | 1 Fx  |
| 2                  | 1                  | 2               | 1    | 10.87500          | 2 Fy  |
| 3                  | 1                  | 3               | 1    | 10.87500          | 3 Tz  |
| 4                  | 1                  | 4               | 1    | 10.87500          |       |
| 5                  | 1                  | 5               | 1    | 10.87500          |       |
| 6                  | 1                  | 6               | 1    | 10.87500          |       |
| 7                  | 1                  | 10              | 1    | 10.87500          |       |
| 8                  | 1                  | 9               | 1    | 10.87500          |       |
| 9                  | 1                  | 8               | 1    | 10.87500          |       |
| 10                 | 1                  | 7               | 1    | 10.87500          |       |

| Staaftbelastingen |           |            |           | (kN)    | (kNm)         | (kN/m)  |               |  |
|-------------------|-----------|------------|-----------|---------|---------------|---------|---------------|--|
| =====             |           |            |           |         |               |         |               |  |
| Bel. type: 1 Tz   |           |            |           |         |               |         |               |  |
|                   | 2         | FxL        | 6         | qxL/xL  |               |         |               |  |
|                   | 3         | FyL        | 7         | qyL/xL  |               |         |               |  |
|                   | 4         | FxG        | 8         | qxG/xL  | 10            | qxG/yG  |               |  |
|                   | 5         | FyG        | 9         | qyG/xL  | 11            | qyG/xG  |               |  |
| =====             |           |            |           |         |               |         |               |  |
| Bel. nr.          | Bel. gev. | Staaft nr. | Bel. type | Beg     | Belasting beg | End     | Belasting end |  |
| =====             |           |            |           |         |               |         |               |  |
| 1                 | 1         | 1          | 7         | 0.00000 | -163.6000     | 1.00000 | -127.0000     |  |
| 2                 | 1         | 2          | 7         | 0.00000 | -127.0000     | 1.00000 | -90.4000      |  |
| 3                 | 1         | 3          | 7         | 0.00000 | -90.4000      | 1.00000 | -53.8000      |  |
| 4                 | 1         | 4          | 7         | 0.00000 | -53.8000      | 1.00000 | -17.2000      |  |
| 5                 | 1         | 10         | 7         | 0.00000 | 121.0000      | 1.00000 | 84.1000       |  |
| 6                 | 1         | 11         | 7         | 0.00000 | 84.1000       | 1.00000 | 47.2000       |  |
| 7                 | 1         | 12         | 7         | 0.00000 | 47.2000       | 1.00000 | 10.3000       |  |
| 8                 | 1         | 13         | 7         | 0.00000 | 10.3000       | 0.29000 | 0.0000        |  |
| 9                 | 1         | 5          | 10        | 0.00000 | 115.7000      | 1.00000 | 115.7000      |  |
| 10                | 1         | 9          | 10        | 0.00000 | -7.5000       | 1.00000 | -7.5000       |  |
| 11                | 1         | 6          | 10        | 0.00000 | -7.5000       | 1.00000 | -7.5000       |  |
| 12                | 1         | 7          | 10        | 0.00000 | -7.5000       | 1.00000 | -7.5000       |  |
| 13                | 1         | 8          | 10        | 0.00000 | -7.5000       | 1.00000 | -7.5000       |  |
| -----             |           |            |           |         |               |         |               |  |

**Staaftkrachten in lokaal assenstelsel BELASTINGGEVAL II**  
"hoge Oosterschelde"

| Stf nr. | St knp | End knp | Fx beg (kN) | Fx end (kN) | Fy beg (kN) | Fy end (kN) | Tz beg (kNm) | Tz end (kNm) |
|---------|--------|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| =====   |        |         |             |             |             |             |              |              |
| 1       | 1      | 2       | 4.389       | -4.389      | 217.477     | 203.893     | 92.021       | -97.973      |
| 2       | 2      | 3       | 3.998       | -3.998      | 173.969     | 141.261     | 88.012       | -66.236      |
| 3       | 3      | 4       | 4.249       | -4.249      | 119.181     | 89.909      | 58.880       | -42.086      |
| 4       | 4      | 5       | 4.544       | -4.544      | 67.654      | 35.296      | 34.726       | -13.458      |
| 5       | 1      | 6       | 217.477     | -217.477    | -169.138    | -154.822    | -92.021      | 71.979       |
| 6       | 2      | 7       | 377.862     | -377.862    | 11.266      | 9.734       | 9.961        | -7.817       |
| 7       | 3      | 8       | 260.442     | -260.442    | 10.624      | 10.376      | 7.356        | -7.008       |
| 8       | 4      | 9       | 157.563     | -157.563    | 10.580      | 10.420      | 7.360        | -7.138       |
| 9       | 5      | 10      | 35.296      | -35.296     | 15.419      | 5.581       | 13.458       | 0.315        |
| 10      | 6      | 7       | -7.389      | 7.389       | -159.901    | -137.494    | -71.979      | 65.350       |
| 11      | 7      | 8       | -6.248      | 6.248       | -111.571    | -78.814     | -57.533      | 35.896       |
| 12      | 8      | 9       | -5.749      | 5.749       | -56.645     | -26.730     | -28.889      | 11.373       |
| 13      | 9      | 10      | -5.294      | 5.294       | -5.482      | 1.150       | -4.236       | -0.315       |
| -----   |        |         |             |             |             |             |              |              |



**Staafrachten in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL II**  
"hoge Oosterschelde"

| Stf nr. | St knp | End knp | Fx beg (kN) | Fx end (kN) | Fy beg (kN) | Fy end (kN) | Tz beg (kNm) | Tz end (kNm) |
|---------|--------|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| 1       | 1      | 2       | 4.389       | -4.389      | 217.477     | 203.893     | 92.021       | -97.973      |
| 2       | 2      | 3       | 3.998       | -3.998      | 173.969     | 141.261     | 88.012       | -66.236      |
| 3       | 3      | 4       | 4.249       | -4.249      | 119.181     | 89.909      | 58.880       | -42.086      |
| 4       | 4      | 5       | 4.544       | -4.544      | 67.654      | 35.296      | 34.726       | -13.458      |
| 5       | 1      | 6       | -169.138    | -154.822    | -217.477    | 217.477     | -92.021      | 71.979       |
| 6       | 2      | 7       | 11.266      | 9.734       | -377.862    | 377.862     | 9.961        | -7.817       |
| 7       | 3      | 8       | 10.624      | 10.376      | -260.442    | 260.442     | 7.356        | -7.008       |
| 8       | 4      | 9       | 10.580      | 10.420      | -157.563    | 157.563     | 7.360        | -7.138       |
| 9       | 5      | 10      | 15.419      | 5.581       | -35.296     | 35.296      | 13.458       | 0.315        |
| 10      | 6      | 7       | -7.389      | 7.389       | -159.901    | -137.494    | -71.979      | 65.350       |
| 11      | 7      | 8       | -6.248      | 6.248       | -111.571    | -78.814     | -57.533      | 35.896       |
| 12      | 8      | 9       | -5.749      | 5.749       | -56.645     | -26.730     | -28.889      | 11.373       |
| 13      | 9      | 10      | -5.294      | 5.294       | -5.482      | 1.150       | -4.236       | -0.315       |

**Extreme veldmomenten BELASTINGGEVAL II**  
"hoge Oosterschelde"

| Stf nr. | Beg knp | End knp | M beg (kNm) | M end (kNm) | M min (kNm) | Mmin plaats | M max (kNm) | Mmax plaats |
|---------|---------|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1       | 1       | 2       | 92.021      | -97.973     | -57.893     | 0.4846629   | 97.973      | 1.0000000   |
| 2       | 2       | 3       | 88.012      | -66.236     | -37.191     | 0.5098077   | 88.012      | 0.0000000   |
| 3       | 3       | 4       | 58.880      | -42.086     | -25.325     | 0.5065558   | 58.880      | 0.0000000   |
| 4       | 4       | 5       | 34.726      | -13.458     | -13.348     | 0.5287029   | 34.726      | 0.0000000   |
| 5       | 1       | 6       | -92.021     | 71.979      | -92.021     | 0.0000000   | 31.607      | 0.5220948   |
| 6       | 2       | 7       | 9.961       | -7.817      | 1.500       | 0.5364618   | 9.961       | 0.0000000   |
| 7       | 3       | 8       | 7.356       | -7.008      | -0.169      | 0.5059203   | 7.356       | 0.0000000   |
| 8       | 4       | 9       | 7.360       | -7.138      | -0.102      | 0.5037871   | 7.360       | 0.0000000   |
| 9       | 5       | 10      | 13.458      | 0.315       | -2.391      | 0.7342375   | 13.458      | 0.0000000   |
| 10      | 6       | 7       | -71.979     | 65.350      | -71.979     | 0.0000000   | 39.164      | 0.4927034   |
| 11      | 7       | 8       | -57.533     | 35.896      | -57.533     | 0.0000000   | 22.369      | 0.5158388   |
| 12      | 8       | 9       | -28.889     | 11.373      | -28.889     | 0.0000000   | 10.136      | 0.5191995   |

Oplegreacties in globaal assenstelsel BELASTINGGEVAL II  
"hoge Oosterschelde"

| Oplegging<br>nummer | Knoop<br>nummer | Oplegging<br>type | Fx<br>(kN) | Fy<br>(kN) | Tz<br>(kNm) |
|---------------------|-----------------|-------------------|------------|------------|-------------|
| 1                   | 6               | 3                 | -173.08570 | 57.57649   | 0.00000     |
| 2                   | 7               | 2                 | 0.00000    | 128.79678  | 0.00000     |
| 3                   | 8               | 2                 | -0.00000   | 124.98292  | 0.00000     |
| 4                   | 9               | 2                 | 0.00000    | 125.35090  | 0.00000     |
| 5                   | 10              | 2                 | 0.00000    | 36.44675   | 0.00000     |
| 6                   | 1               | 1                 | -175.62430 | -0.00000   | 0.00000     |

# Bijlage E

*Schuifhoogte en fundatieniveau*

| Pijler | Fundatieniveau | Schuifhoogte |      | Pijler | Fundatieniveau | Schuifhoogte |      |
|--------|----------------|--------------|------|--------|----------------|--------------|------|
|        |                | Noord        | Zuid |        |                | Noord        | Zuid |
| S1     | 21255          | 5900         | -    | S10    | 24610          | 7900         | 8900 |
| S2     | 21535          | 5900         | 5900 | S11    | 23600          | 7900         | 7900 |
| S3     | 21575          | 5900         | 5900 | S12    | 23605          | 6900         | 7900 |
| S4     | 22685          | 6900         | 5900 | S13    | 22615          | 5900         | 6900 |
| S5     | 23580          | 7900         | 6900 | S14    | 21610          | 5900         | 5900 |
| S6     | 24545          | 8900         | 7900 | S15    | 21655          | 5900         | 5900 |
| S7     | 24565          | 8900         | 8900 | S16    | 21660          | 5900         | 5900 |
| S8     | 24580          | 8900         | 8900 | S17    | 21565          | -            | 5900 |
| S9     | 24520          | 8900         | 8900 |        |                |              |      |

Tabel E-1 Schuifhoogtes Schaar van Roggenplaat in mm en fundatieniveau in mm onder NAP

| Pijler | Fundatieniveau | Schuifhoogte |      | Pijler | Fundatieniveau | Schuifhoogte |      |
|--------|----------------|--------------|------|--------|----------------|--------------|------|
|        |                | Noord        | Zuid |        |                | Noord        | Zuid |
| H1     | 21835          | 5900         | -    | H9     | 25795          | 8900         | 9900 |
| H2     | 21605          | 5900         | 5900 | H10    | 24660          | 7900         | 8900 |
| H3     | 22750          | 6900         | 5900 | H11    | 23715          | 6900         | 7900 |
| H4     | 23730          | 7900         | 6900 | H12    | 22815          | 5900         | 6900 |
| H5     | 24760          | 8900         | 7900 | H13    | 21845          | 5900         | 5900 |
| H6     | 25760          | 9900         | 8900 | H14    | 21735          | 5900         | 5900 |
| H7     | 25790          | 9900         | 9900 | H15    | 21810          | 5900         | 5900 |
| H8     | 25710          | 9900         | 9900 | H16    | 21840          | -            | 5900 |

Tabel E-2 Schuifhoogtes Hammen in mm en fundatieniveau in mm onder NAP

| Pijler | Fundatieniveau | Schuifhoogte |       | Pijler | Fundatieniveau | Schuifhoogte |       |
|--------|----------------|--------------|-------|--------|----------------|--------------|-------|
|        |                | Noord        | Zuid  |        |                | Noord        | Zuid  |
| R1     | 21535          | 5900         | -     | R17    | 29900          | 10900        | 11900 |
| R2     | 22510          | 6900         | 5900  | R18    | 29110          | 10900        | 10900 |
| R3     | 23600          | 7900         | 6900  | R19    | 29030          | 10900        | 10900 |
| R4     | 24615          | 7900         | 7900  | R20    | 29030          | 10900        | 10900 |
| R5     | 26230          | 8900         | 7900  | R21    | 28985          | 10900        | 10900 |
| R6     | 27640          | 9900         | 8900  | R22    | 29005          | 10900        | 10900 |
| R7     | 29190          | 10900        | 9900  | R23    | 28905          | 10900        | 10900 |
| R8     | 29215          | 10900        | 10900 | R24    | 29040          | 10900        | 10900 |
| R9     | 29225          | 10900        | 10900 | R25    | 29045          | 9900         | 10900 |
| R10    | 30060          | 11900        | 10900 | R26    | 27530          | 9900         | 9900  |
| R11    | 30120          | 11900        | 11900 | R27    | 27410          | 8900         | 9900  |
| R12    | 30150          | 11900        | 11900 | R28    | 26025          | 8900         | 8900  |
| R13    | 30100          | 11900        | 11900 | R29    | 24625          | 7900         | 8900  |
| R14    | 30115          | 11900        | 11900 | R30    | 23645          | 6900         | 7900  |
| R15    | 30020          | 11900        | 11900 | R31    | 22630          | 5900         | 6900  |
| R16    | 30075          | 11900        | 11900 | R33    | 21625          | -            | 5900  |

Tabel E-3 Schuifhoogtes Roompot in mm en fundatieniveau in mm onder NAP



