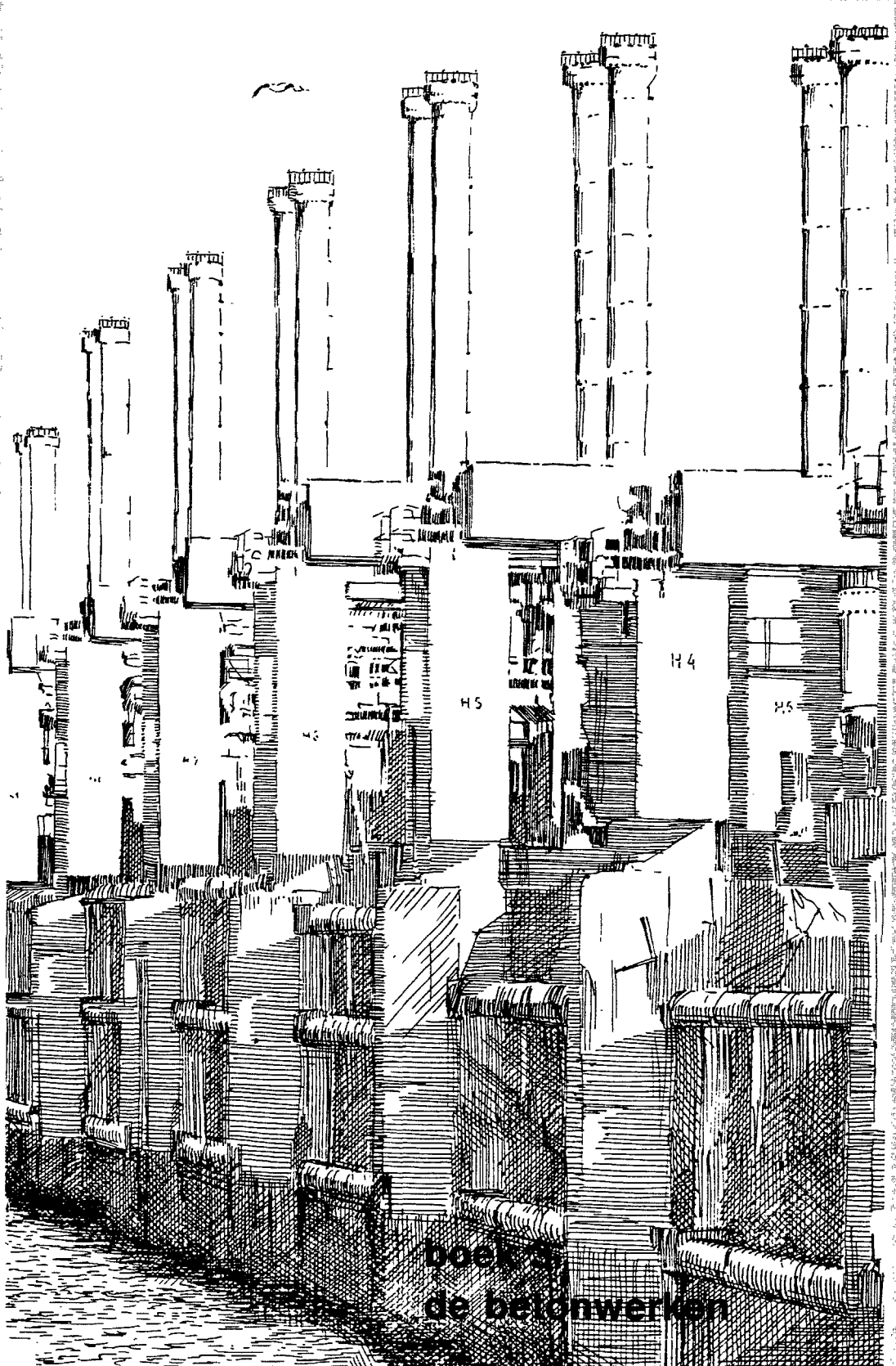
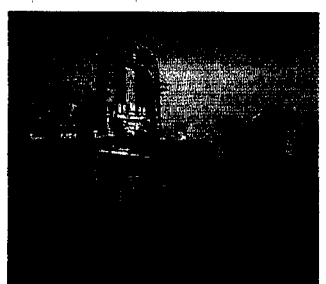
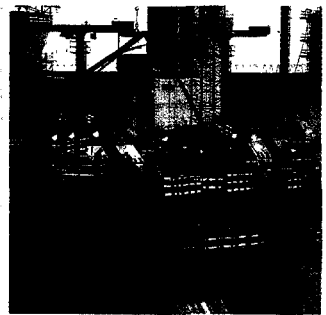
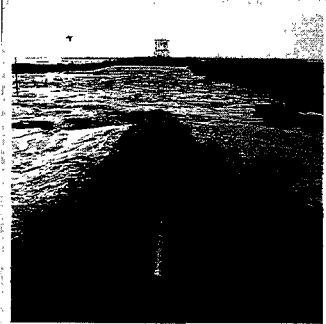
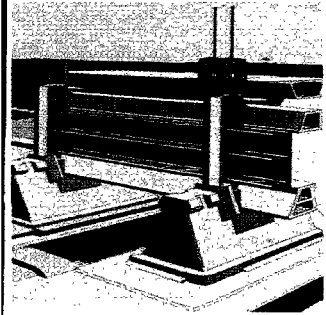


ontwerpnota
stormvloedkering
oosterschelde

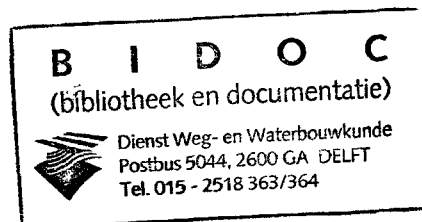


boek
de betonwerken

y.s - 11, 3 (24)

Ontwerpnota

Stormvloedkering Oosterschelde



Boek 3:

De betonwerken

Ten geleide.

De Ontwerpnota Stormvloedkering Oosterschelde omvat in totaal 5 boeken. Dit boek, de Betonwerken, is het derde deel van de serie. Het bevat een zo compleet mogelijke beschrijving van de gang van zaken die geleid heeft tot het tot stand komen van de betonnen onderdelen van de stormvloedkering. Deze betonnen onderdelen zijn:

- de pijlers (deelnota 2).
- de landhoofden (deelnota 3).
- de hamerstukken (deelnota 7).
- het bedieningsgebouw (deelnota 8).
- de dorpelbalken (deelnota 4).
- de Roompotsluis (deelnota 9).
- de bovenbalken (deelnota 5).
- de kunstwerken Neeltje Jans. (deelnota 10).
- de verkeerskokers (deelnota 6).

Van elk van deze onderwerpen, de ontwikkeling en eventuele directe voorontwerpen ervan, is een korte beschrijving gegeven. De randvoorwaarden en belastingen worden uitvoerig behandeld. Ook de onderzoeken en proeven die gedaan zijn om tot het definitieve ontwerp te komen zijn beschreven. De berekeningswijze, de voorschriften en richtlijnen, en de afwijking daarvan worden besproken. Het boek is voorzien van de nodige tekeningen en tabellen. Constructiedetails en samenvattingen zijn daardoor makkelijk toegankelijk. In een inleidende deelnota worden een aantal onderwerpen van meer algemene aard behandeld zoals:

- de ontwikkeling van het ontwerp.
- de algemene ontwerpcriteria, toegespitst op het beton-ontwerp.
- het voorafgaande betontechnologische onderzoek.

- de tolerantieproblematiek.

Boek 3 is samengesteld bij de Rijkswaterstaat directie Sluizen en Stuwen. Daar zijn al de betonnen onderdelen van de stormvloedkering ontworpen en uitgewerkt. Voor elk onderdeel werd een of meer constructiegroepen gevormd die dan, begeleid door een groep constructeurs, de totale uitwerking (berekeningen en tekeningen) en de ondersteuning van de buitendienst (toezicht op het werk) verzorgden.

De leiders van de constructiegroepen waren, samen met de constructeurs, de aangewezen personen om de ontwerpnota samen te stellen. Zij hebben immers aan de wieg van het ontwerp gestaan. Op het moment echter dat het schrijven van de ontwerpnota actueel werd (zie ook het voorwoord van boek 1) waren de meeste onderdelen al klaar, de groepen ontbonden of met andere werken bezig. Het vrijmaken van mensen voor de ontwerpnota gaf problemen in de organisatie. Er is daarom bij Sluizen en Stuwen een persoon aangewezen die verantwoordelijk werd gesteld voor de realisering van boek 3. De verantwoordelijkheid voor de inhoud bleef daarbij in z'n geheel bij de groepsleiders en constructeurs. Het resultaat hiervan ligt voor U.

In dit boek wordt regelmatig verwezen naar documenten en berekeningen waarin totale uitwerkingen e.d. worden beschreven. Op het moment dat dit werk werd samengesteld was nog niet duidelijk waar die, zeer grote, hoeveelheid achterliggend materiaal gearchieveerd zou gaan worden. Het archief van Sluizen en Stuwen, het archief van het Topshuis (waar een speciale ruimte gereserveerd is) of het Rijksarchief te Middelburg. Wel is zeker dat alles bij elkaar blijft en dat de meeste stukken ten alle tijde, op de gebruikelijke wijze, toegankelijk zijn.

Boek 3: de betonwerken

Deelnota 1:	Algemene aspecten
Deelnota 2:	Pijlers
Deelnota 3:	Landhoofden
Deelnota 4:	Dorpelbalken
Deelnota 5:	Bovenbalken
Deelnota 6:	Verkeerskokers
Deelnota 7:	Hamerstukken
Deelnota 8:	Het bedieningsgebouw
Deelnota 9:	De Roompotsluis
Deelnota 10:	De kleine kunstwerken

Deelnota 1: Algemene aspecten.

Index algemeen.

1. Algemeen.

9

1.1. Ontwikkeling van het ontwerp.

Documentatie.

Literatuur.

2. Algemene ontwerpcriteria.

12

2.1. Inleiding.

2.2. Ontwerpbelastingen.

2.3. Hoofdgrenstoestanden.

2.3.1. De gebruikstoestand met betrekking tot de hoofdspanningen.

2.3.2. Bijzondere invloeden.

2.3.3. Gebruikstoestand met betrekking tot de scheurvorming.

2.3.4. Bezwijkgrenstoestand met betrekking tot de dwarskracht.

2.4. Ontwerpberekening en dimensionering.

Documentatie.

3. Materialen.

15

3.1. Beton.

3.1.1. Randvoorwaarden voor betonkwaliteit en mengselsamenstelling.

1. Sterkte eigenschappen.

2. Beperkingen van de temperatuurspanningen tijdens de hydratatie van cement.

3. Erosiebestendigheid.

4. Chemische bestendigheid tegen zeewater.

3.1.2. Onderzoeken.

3.1.3. Koelen van de beton.

3.2. Injecteren en injectiespecie voor voorspaneenheden.

3.2.1. Algemeen.

3.2.2. Samenstelling.

3.2.3. Injecteren en beproevingen.

3.2.4. Het injecteren van de voorspanning bij vorst.

3.3. Het vullen van de voorspankasten met spuitbeton.

3.4. Specie voor het ondergrouten van de pijler.

3.5. Specie voor het injecteren van de dorpelbalk- en bovenbalkopleggingen.

3.6. Voorspansystemen.

3.6.1. Algemeen.

3.6.2. Resultaten van de analyse en toegepaste systemen.

3.7. Kabelomhullingen.

3.8. Betonstaal.

3.9. Constructiestaal.

3.10. Ankerbouten en in te storten onderdelen.

Documentatie.

Literatuur.

4. Duurzaamheid.

26

4.1. Inleiding.

4.2. De levensduur van de stormvloedkering.

4.3. De duurzaamheid in het ontwerp.

4.4. De duurzaamheid in details.

4.5. De kwaliteitscontrole tijdens de uitvoering.

Documentatie.

5. Betononderzoek.

30

5.1. Inleiding.

5.2. Het jonge beton.

- 5.2.1. Het temperatuurverloop in beton tijdens de eerste dagen van de verharding.
- 5.2.2. Ontwikkeling van de betoneigenschappen.
- 5.4. Literatuur.
- 5.5. Betonvulling onder de pijlers.
 - 5.5.1. Vooronderzoek.
 - 5.5.2. Experimenteel onderzoek.
- 5.6. Vallende stenen.
 - 5.6.1. Inleiding.
 - 5.6.2. Theoretisch rekenkundig onderzoek.
 - 5.6.3. Proefondervindelijk onderzoek.
 - 5.6.4. Maatregelen volgend uit het onderzoek.
- 5.7. Erosie van beton door water en schurend materiaal.
 - 5.7.1. Aanleiding.
 - 5.7.2. Onderzoekmethode.
 - 5.7.3. Onderzochte materialen.
 - 5.7.4. Proefresultaten.
 - 5.7.5. Beoordeling van de resultaten.

Literatuurlijst.

6. Maatafwijkingen en toleranties van de diverse prefab onderdelen.

46

- 6.1. Inleiding.
- 6.2. Algemene uitgangspunten.
 - 6.2.1. Assenstelsels.
 - 6.2.2. Fundatieniveau.
 - 6.2.3. De schuiven.
 - 6.2.4. De betonelementen.
 - 6.2.5. De belastingen.
 - 6.2.6. *Het plaatsen van de pijlers.*
 - 6.2.7. De foutenbronnen.
 - 6.2.8. Aangehouden volgorde van de bouwfasen.
- 6.3. Schuiven en schuifgeleidingen.
- 6.4. Betonconstructies.
- 6.5. Fundatiebed.
 - 6.5.1. Tolerantiebeschouwingen fundatiebed.
 - 6.5.2. Tolerantiebeschouwingen aansluiting tegelmat/pijler in x-, y-vlak.
 - 6.5.3. Aanzandingsverwachting.
- 6.6. Plaatsen van de pijlers.
- 6.7. Meetaspecten pijlers.
- 6.8. Grondmechanische deformaties.
 - 6.8.1. Algemeen.
 - 6.8.2. Toegepaste rekenmethode voor de absolute deformaties.
 - 6.8.3. Betrouwbaarheidsanalyse van de rekenmethode.
 - 6.8.4. Uitgevoerde berekeningen voor de absolute deformaties.
- 6.9. Overzicht en verwerking van de maatafwijkingen.
 - 6.9.1. Berekening van de schuifgeleidingsbreedte en de sponningdiepte.
 - 6.9.2. Verwerking van de maatafwijkingen in z-richting.
 - 6.9.3. Verwerking van de maatafwijkingen en deformaties in relatie tot de betonelementen.
 - 6.9.4. Verwerking van de maatafwijkingen.
 - 6.9.5. Lengtebepaling van de betonelementen.
- 6.10. Keuringsmethodiek.
- 6.11. Slotbeschouwing.

1. Algemeen.

1.1. Ontwikkeling van het ontwerp.

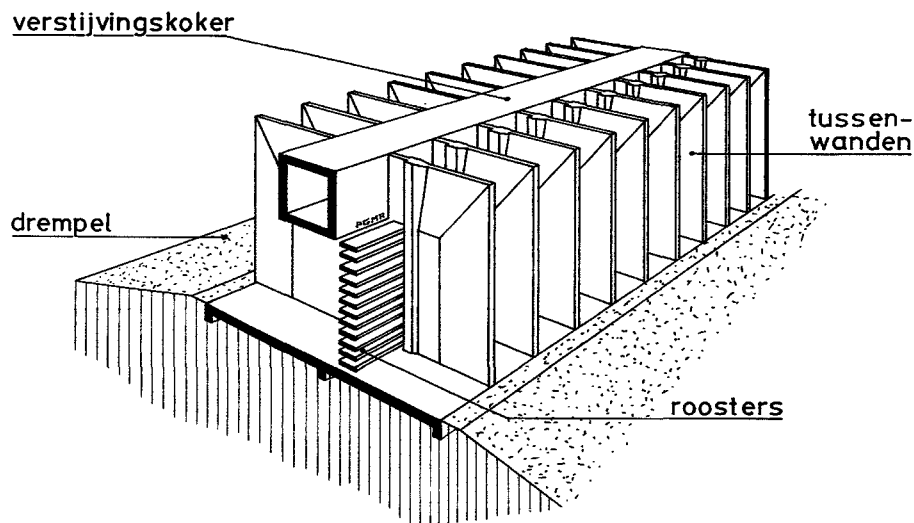
Reeds lang voordat met de uitvoering van de pijlerdam was begonnen had men ervaring opgedaan met het bouwen en plaatsen van caissons. Ook voor de sluiting van de Oosterschelde werd in 1971 het gebruik van caissons overwogen. Door de toenemende grootte echter was in vergelijking met de eerder toegepaste typen een groot aantal constructieve aanpassingen en veranderingen nodig gebleken. Vooral in de Roompot, de breedste en diepste geul in het Deltagebied, zouden zeer zware caissons moeten worden afgezonken. Caissons die niet op dezelfde wijze geconstrueerd konden worden als de eerder gebruikte typen. De aanpassingen voor de Oosterschelde bestonden uit een groot aantal constructiewijzigingen, zoals een massief uitgevoerde vloer en dek en dikwandige buisprofielen in de langsrichting als vakwerkverbinding ertussen. Ook lagen de drempels in de Oosterschelde niet op N.A.P.-10,0m. maar op N.A.P.-20,0m., zodat de caissons bijna twee keer zo hoog zouden moeten worden. De lengte werd vergroot tot 100 m. en de overspanning van de compartimenten verdubbeld tot 10 m. Voor het eerst zijn stalen drijfschotten ontworpen.

Omdat destijds bij alle sluitgaten van de Oosterschelde werd gekozen voor een geleidelijke sluiting met kabelbanen, is bovengenoemd ontwerp niet gebruikt. In 1974 echter, bij het opstarten van de studies naar een poreuze dam in de Oosterschelde, kon worden voortgebouwd op het reeds voor het

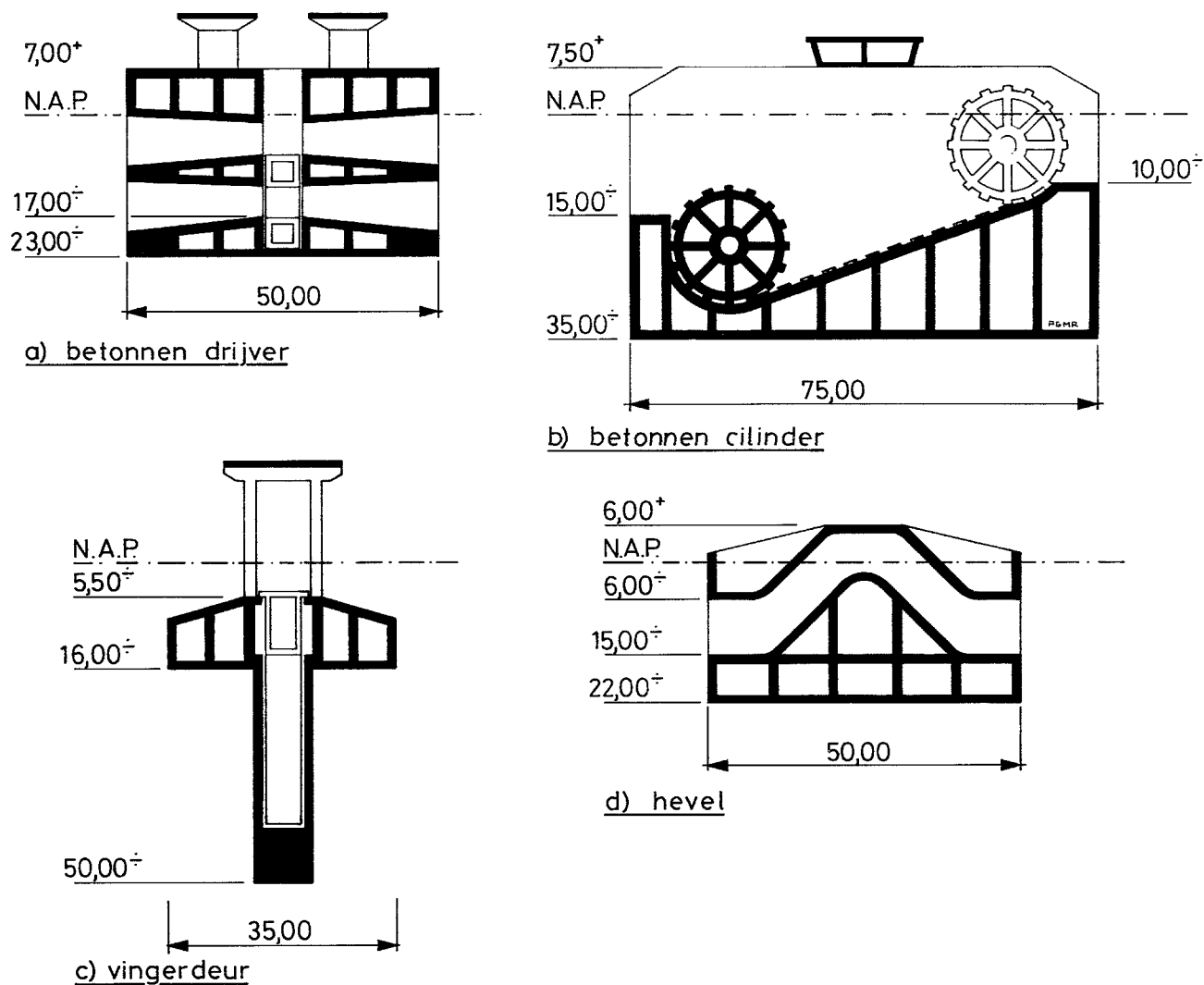
caisson gemaakt ontwerp. Een aantal randvoorwaarden was wel veranderd maar de stabiliteitseisen waren ongewijzigd. De studies resulteerden in een aantal mogelijke oplossingen. De beste hiervan leek een beweegbare stormvloedkering, uitgevoerd met behulp van een aantal op rij geplaatste caissons (DOS-caissons). Op een aantal punten moest het eerder ontworpen caisson voor dit doel worden aangepast. Zo werd onder andere een verstijwingskoker bovenlangs toegevoegd. Daarmee werden in een keer twee ontwerpseisen gerealiseerd; grote wringstijfheid en afdichting boven N.A.P. (fig. 1). Door het aanbrengen van weerstandsroosters kon het netto doorstroomoppervlak worden teruggebracht tot de vereiste 9000 m². De afmetingen van dit caisson zou maximaal 100 x 30 x 28 m. bedragen.

Na de regeringsbeslissing in 1974 om een beweegbare stormvloedkering te bouwen is men allereerst begonnen eisen vast te stellen waaraan de constructie zou moeten voldoen. Hoewel op grond van het voorgaande onderzoek verwacht werd dat een rij afsluitbare caissons de beste oplossing zou bieden, is vanaf het begin gekeken of ook andere mogelijkheden in aanmerking zouden kunnen komen.

In het volgende voorontwerpstadium heeft men zich beziggehouden met het bedenken van stormvloedkeringen die niet gebaseerd waren op doorlaatcaissons. Hieruit zijn ongeveer dertig min of meer realistische ideeën naar voren gekomen. Een willekeurig viertal met afwijkende vormen hiervan zijn geschetst in fig. 2. Elk van de ontwerpen had zijn specifieke bedoeling en bediening. Bijvoorbeeld 2a: dit is een betonnen



Figuur 1. Het DOS-caisson



Figuur 2. Verschillende voorontwerpen

drijver die door het in- of uitpompen van water tussen de betonnen kokers als afsluiting zou kunnen fungeren. De kokers zijn echter bij het opdrijven zeer moeilijk te beheersen.

Figuur 2b geeft een betonnen cilinder weer. De pijlerafstand kan hierbij zeer groot zijn. De rolvormige afsluiter ligt onder normale omstandigheden onder in het caisson. Bij stormvloed wordt een deel van het water er uitgepompt waarna hij met kabels langs een getande helling omhooggetrokken wordt en zo een afsluiting vormt. De constructieve en uitvoeringstechnische problemen bleken echter zo groot dat ook dit ontwerp niet verder is ontwikkeld. Figuur 2c heeft het principe van de vingerdeur. Normaal ligt deze deur in de drempel verzonken. Hij gaat door het uitpompen van water opdrijven waardoor een waterkering ontstaat. Bij dit ontwerp zou een puttenfundering over de hele lengte van de sluitgaten nodig zijn. Vooral vanwege de financiële consequenties ervan is dit ontwerp verworpen. Figuur 2d toont een hevel als oplossing. Dit was een zeer gunstige oplossing ware het niet dat de doorstroomcapaciteit te klein zou zijn. De voordelen ervan zijn de weinige mechanische voorzieningen en de grote bedrijfszekerheid door het ontbreken van afsluitmiddelen. Zelfs ideeën als golfreductoren, vlotters en de ook elders toe

gepaste rubberschulpstuw zijn bestudeerd. De omstandigheden in de Oosterschelde zouden echter voor dit soort constructies te zwaar zijn.

Na evaluatie van deze studie is besloten om het ontwerp verder toe te spitsen op het principe van doorlaatcaissons waarbij het doorstroomprofiel werd geoptimaliseerd (lit. 1). Tijdens de studie zijn pijlers als alternatief geïntroduceerd.

In de Eindrapportage Stormvloedkering Oosterschelde (blauwe nota, doc.1) die in mei 1976 aan de regering werd aangeboden, zijn uiteindelijk drie alternatieve ontwerpen beschreven. Deze ontwerpen onderscheidden zich zowel in de wijze van funderen als in de keuze van de hoofdconstructie. De alternatieven waren:

- caissons gefundeerd op staal,
 - caissons gefundeerd op putten,
- Voor een uitvoerige beschrijving van deze drie alternatieven zie lit. 1 en 2.

Nadat in juni 1976 de beslissing viel om in de Oosterschelde een stormvloedkering te bouwen volgens het beginsel "pijlers op putten", is er hard gewerkt aan de nadere specificatie

van deze oplossing (evaluatie blauwe-nota ontwerpen). De aandacht heeft zich bij deze studie vooral gericht op de funderingsaspecten, de hydraulische randvoorwaarden, de drempel en het optimaliseren van het ontwerp, waarbij tevens de uitvoeringsrisico's zoveel mogelijk werden beperkt.

Als resultaat van de evaluatie van het put-pijlerontwerp is uiteindelijk een aangepast concept ontstaan voor het ontwerp van de stormvloedkering. Met name de risico's in de uitvoering hebben de richting bepaald waarin het ontwerp verder is geoptimaliseerd.

Een belangrijke verbetering in dit opzicht kon worden bereikt door de put-pijlerverbinding niet in het sluitgat te maken, maar een complete pijler (de zogenaamde monolietpijler of kortweg pijler) als een geheel op een niet stormgevoelige bouwplaats te maken, aan te voeren en te plaatsen. Het plaatsen van de pijler zou weliswaar stormgevoelig zijn, maar vergde slechts 2 à 3 dagen. Het verder afwerken was veel minder weergevoelig en zou 1 à 2 weken in beslag nemen. Het transport van de pijlers moest plaatsvinden met behulp van een hefschip. De pijler werd niet meer, zoals de putten, in de grond gecutterd, maar in een van te voren gebaggerd en van een fundatiebed voorzien cunet geplaatst. De van een voetplaat voorziene onderbouw van de pijler zou in zijn

geheel worden aangestort met grofkorrelig, grondmechanisch hoogwaardig materiaal dat bovendien werd verdicht. Zo ontstond de drempel. Door het ontbreken van kuipen is de belasting op deze elementen nog ongeveer 25% van die van het ontwerp met "pijlers op putten". De risico's werden hierdoor tijdens de bouw beperkt. Vooral de veiligheid van het uitvoerend personeel was sterk vergroot, omdat niet meer op 25 m. beneden de waterspiegel in een drooggezette kuip hoefde te worden gewerkt.

De pijlers moesten gezien hun afmetingen in een bouwdok worden gebouwd. De reeds aanwezige bouwdokken op het werkeiland Neeltje Jans waren daarvoor zeer geschikt.

Literatuurlijst.

1. Beslissing inzake stormvloedkering in de Oosterschelde-mond. Cement XXVIII (1976) nr.8.
2. Stormvloedkering Oosterschelde. Lezing betondag 1976. Cement XXIX (1977) nr.1.

Documentatielijst.

1. Stormvloedkering Oosterschelde. Eindrapport met deelrapporten.

2. Algemene ontwerpcriteria.

2.1. Inleiding.

De vereiste levensduur van de stormvloedkering is 200 jaar. Voor een betonconstructie is dit een zware eis, vooral als deze zich in het agressieve milieu van de Oosterschelde bevindt. Er is geen ervaring, en controle en onderhoud van een aantal onderdelen is moeilijk en soms zelfs praktisch onmogelijk.

Belangrijke delen van de pijlers bijvoorbeeld bevinden zich diep onder water en zijn ingepakt in een dikke laag stortsteen. Omdat de duurzaamheid van beton in belangrijke mate samenhangt met scheurvorming en daardoor corrosie van de wapening, is het ontwerp erop gericht een zo veel mogelijk scheurvrije constructie te maken. Dit is bereikt door het toepassen van voorspanning en het koelen en isoleren van het beton tijdens het verharden. Daarnaast moest de toepassing van een huidnet zorgen voor de verdeling van de toch onvermijdelijke scheuren. Andere corrosiebeperkende maatregelen zijn:

- een zo hoog mogelijke betonkwaliteit met de juiste gradatie,
- extra dekking op de huidwapening,
- zoveel mogelijk dekking op de voorspankabels,
- elektrische isolatie van de stalen onderdelen die zich aan de buitenzijde bevinden.

Als richtlijnen hierbij hebben de betonvoorschriften VB'74 gediend. Daar waar de constructie dit vereiste is hiervan afgeweken. Sinds het verschijnen van de VB'74 hebben op betongebied een aantal belangrijke ontwikkelingen plaatsgevonden, waarvan de resultaten bij het ontwerpen van de kering toegepast zijn. Hierbij kan onder andere de berekening van de scheurvorming in het beton genoemd worden. In samenwerking met het TNO-IBBC zijn de richtlijnen hiervoor vastgesteld.

2.2. Ontwerpbelastingen.

De richtlijnen van de Deltacommissie voor het ontwerpen van primaire zeeweringen voorzien in een "ontwerppeil". Dit ontwerppeil is een hoogwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar. Voor de stormvloedkering is dit vertaald in een belasting veroorzaakt door golven en verval, ook met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar. Bij deze zogenaamde "extreme" belasting "Qe" dient nog "volledige" veiligheid aanwezig te zijn en mag dus de constructie nog niet bezwijken. De betonconstructies van de pijlerdam zijn ontworpen volgens de semi-probabilistische methode waarbij voor grenstoestanden met betrekking tot bezwijken geldt:

$$\gamma_s \times (Q_{gk} + Q_{rk} + Q_{qk}) = R_k / \gamma_m$$

hierin is: Qk = karakteristieke belasting.

Rk	= karakteristieke sterkte.
γ_s	= 1,4 (belasting- en schematiseringsfactor).
γ_m	= 1,2 (materiaalfactor).
g	= eigen gewicht.
r	= rustende belasting
q	= nuttige belasting

Omdat de constructie bij de extreme belasting Qe nog niet mag bezwijken, is de volgende eis geformuleerd:

$$\gamma_s \times (Q_e) = R_k / \gamma_m$$

hierin is: $\gamma_s = 1,2$

Anders gezegd: het in de oorspronkelijke factor $\gamma_s = 1,4$ opgenomen aandeel voor de overbelasting is geëlimineerd, omdat reeds gerekend is met een extreme belasting. De materiaalfactor γ_m en de schematiseringsfactor γ_s zijn gehandhaafd.

De gebruiksbelasting Qk is nu:

$$Q_k = Q_e / 1,2$$

De extreme belasting heeft een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar of 5% in de levensduur van 200 jaar. De karakteristieke belasting heeft een overschrijdingsfrequentie van ca. 10^{-2} /jaar, of 2 x in de levensduur van 200 jaar.

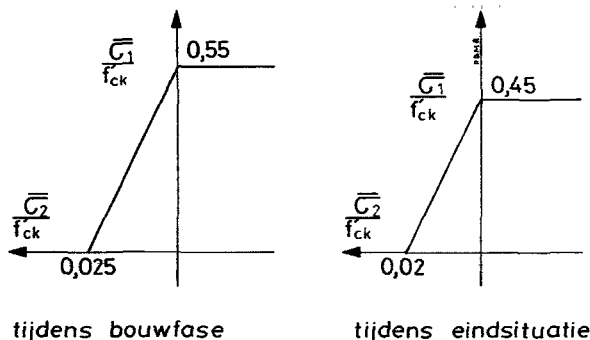
2.3. Hoofdgrenstoestanden.

Een aantal hoofdgrenstoestanden wijken af van de VB'74:

- 1 - de gebruikstoestand met betrekking tot de hoofdspansingen.
- 2 - bijzondere invloeden.
- 3 - gebruikstoestand met betrekking tot de scheurvorming.
- 4 - bezwijkgrenstoestand met betrekking tot de dwarskracht.

2.3.1. De gebruikstoestand met betrekking tot de hoofdspansingen.

De toelaatbare gecombineerde hoofdtrek- en hoofdrukspanningen, optredend onder karakteristieke belastingen, zijn in figuur 3 voor bouwphase en eindfase weergegeven. De vermelde toelaatbare hoofdspansingen σ_1 en σ_2 zijn als richtlijnen gehanteerd bij de verwerking van de gebruikelijke belastingen ten gevolge van eigen gewicht, rustende en veranderlijke belastingen. Het was de bedoeling hiermee, in de definitieve fase, een zoveel mogelijk scheurvrije constructie te krijgen.



Figuur 3. Hoofdspanningen tijdens bouw- en eindfase.

2.3.2. Bijzondere invloeden.

Bij de verwerking van bijzondere invloeden, zoals hydratatie-warmte, krimp en temperatuursverschillen, is van de genoemde toelaatbare hoofdtrekspanningen afgeweken en is een zekere kans op scheurvorming geaccepteerd.

De uitgangspunten hierbij waren:

- economisch gebruik van voorspanning en wapening.
- beperkte scheurvorming in de eindfase aanvaardbaar.
- kans op grotere scheurvorming alleen in de bouwphase accepteren, omdat injecteren van scheuren dan nog mogelijk is.

Verder zijn hiervoor tijdens de bouw de volgende maatregelen genomen:

- koeling van bepaalde onderdelen (zie 3.1.3).
- thermische isolatie van de vloer gedurende een periode die direct na het storten begon en eindigde nadat ca. 70% van de druksterkte bereikt was.
- een deel van de voorspanning zo spoedig mogelijk na het storten aanbrengen.

2.3.3. Gebruikstoestand met betrekking tot de scheurvorming.

Tijdens de bouwphase in de bouwput is de kans op vorming van grote scheuren beperkt. Opgetreden scheuren groter dan 0,15 mm. moesten geïnjecteerd worden.

In de eindfase is incidenteel een scheurwijdte van 0,3 mm. toelaatbaar. De blijvende scheurwijdte moet altijd kleiner zijn dan 0,20 mm.

Voor de berekeningen met opgelegde krachten en wapening met een diameter $\geq \phi$ 25 is de optredende maximale scheurwijdte ten gevolge van trek en of buiging als volgt bepaald:

$$w_{\max} = (100 + 0,08(2c + \phi) / b) \times \sigma_a \times 10^{-5} \text{ mm.}$$

met: $(2c + \phi) < 0,5 \text{ ht}$
 $c > 25 \text{ mm.}$
 $\phi > 28 \text{ mm.}$

- Hierin is: w_{\max} = maximale scheurwijdte in mm.
 c = betondekking op hoofdwapening in mm.
 ϕ = staafdiameter in mm.
 b = onderlinge staafafstand in mm (h.o.h.).
 σ_a = staalspanning in de scheur in N/mm².
 ht = dikte van het betonelement in mm.

Voor de diameters $< \phi$ 25 mm. is bij de bepaling van de scheurwijdte uitgegaan van het concept van CEB-FIP Model Code (doc. 1).

2.3.4. Bezijsgrenstoestand met betrekking tot de dwarskracht.

1. Rekenregels.

Uit door TNO-IBBC verricht onderzoek naar de dwarskracht-capaciteit van betonconstructies zijn rekenregels voor de dwarskracht afgeleid, die afwijken van de VB'74.

Als $\tau_d < \tau_{1,1}$ respectievelijk $\tau_{1,2}$ dan hoeft geen dwarskrachtwapening te worden toegepast.

Voor de bepaling van $\tau_{1,1}$ en $\tau_{1,2}$ zie de formules onder aan de pagina.

Hierin is:

- T = resulterende dwarskracht in de grenstoestand met betrekking tot bezwijken, zonder effect van de voorspanning.
 M = resulterend buigend moment in de grenstoestand met betrekking tot bezwijken, zonder effect van de voorspanning.
 N' = de resulterende normaaldrukkracht in de grenstoestand met betrekking tot bezwijken, inclusief eventueel effect van de voorspanning.
 ω_o = het percentage van de trekwapening; de aanwezige voorspanning mag worden meegerekend.
 S = een maat voor de helling van de liggerand (fig.4).

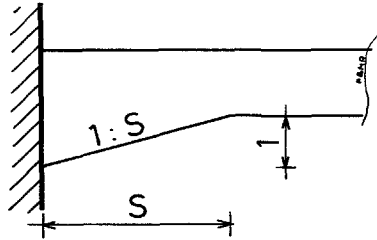
$$0,15\% < \omega_o < 1\% : \tau_{1,1} = 0,171 \cdot (1 + 0,0125 f'_{ck}) \cdot (1 + \omega_o) \cdot (1 + 1,213 \left| \frac{T \cdot h}{M} \right|) \cdot (1 + 0,12 \frac{N'}{b \cdot h})$$

$$1\% < \omega_o < 4\% : \tau_{1,1} = 0,296 (1 + 0,0125 f'_{ck}) \cdot (1 + 0,156 \omega_o) \cdot (1 + 1,213 \left| \frac{T \cdot h}{M} \right|) \cdot (1 + 0,12 \frac{N'}{b \cdot h})$$

$$0,15\% < \omega_o < 1\% : \tau_{1,2} = 0,448 (1 + 0,060 f'_{ck}) \cdot (1 + \omega_o) \cdot \left| \frac{T \cdot h}{M} \right| \cdot (1 + 0,045 \frac{N'}{b \cdot h}) \cdot \frac{S-1}{S}$$

$$1\% < \omega_o < 4\% : \tau_{1,2} = 0,839 (1 + 0,060 f'_{ck}) \cdot (1 + 0,67 \omega_o) \cdot \left| \frac{T \cdot h}{M} \right| \cdot (1 + 0,045 \frac{N'}{b \cdot h}) \cdot \frac{S-1}{S}$$

Eenheden: N en mm.



Figuur 4.

Wapenen op dwarskracht geschiedde als volgt:

- a - $\tau_{1.1}$ of $\tau_{1.2} > \tau_1$ (VB'74): dan het verschil $\tau_d - \tau_1$ met wapening opnemen.
 b - $\tau_{0.1.1}$ of $\tau_{1.2} < \tau_1$ (VB'74): dan het verschil $\tau_d - \tau_{1.1}$ (of $\tau_{1.2}$) met wapening opnemen.

Deze grootheden zijn als volgt gebruikt:

$\tau_{1.1}$ voor statisch bepaalde constructies met overwegend gelijkmatig verdeelde belastingen en in de positieve momentengebieden van statisch onbepaalde constructies.

$\tau_{1.2}$ voor statisch bepaalde constructies met puntlasten en in de negatieve momentengebieden van statisch onbepaalde constructies.

2. Beperkingen.

Voor de betonkwaliteit gold $15 \text{ N/mm}^2 < f'_{ck} < 60 \text{ N/mm}^2$ (B15 tot B60). Voor de normaalspanningen incl. voorspanning (N'/bh) is niet meer dan 10 N/mm^2 in rekening gebracht.

$\tau_{1.1}$ en $\tau_{1.2}$ mochten niet groter zijn dan de waarde van $\tau_{1.2}$ die gevonden is met $T.h/M = 1,0$.

Bij een normale trekkracht dienden de factoren:

$$(1 + 0,12N'/bh) \text{ en } (1 + 0,045N'/bh)$$

vervangen te worden door:

$$(N - N'/fb.b.h) \gg 0.$$

Hierin is fb de rekenwaarde van de betontreksterkte (VB'74 art. A-204.5.3).

In het negatieve momentengebied mocht dwarskracht-reductie worden toegepast door de dwarskrachtenlijn over een afstand:

$$X_u = 0,5 \times |M_{di}/T_{di}| \times S/(S - 1) \text{ af te snuiten.}$$

Hierin is: $0,5 h < X_u < 2h$

M_{di} = de rekenwaarde voor het moment bij de inklemming.

T_{di} = de rekenwaarde voor de dwarskracht bij de inklemming.

Dwarskracht- en momentvermindering ten gevolge van de voorspanning mocht niet in rekening worden gebracht bij de bepaling van τ_d en X_u . $\tau_{d(0)}$ (zonder reductie over X_u) $< \tau_2$ (VB'74).

$$\tau_2 = 0,25 f'_{bk} < 9 \text{ N/mm}^2.$$

2.4. Ontwerpberekening en dimensionering.

In hoofdlijnen zijn de ontwerpberekeningen en dimensionering voor de verschillende onderdelen als volgt uitgevoerd:

- 1 - handberekeningen om de hoofdafmetingen van de onderdelen van de constructie te bepalen.
- 2 - berekeningen met behulp van de elementenmethode om de hoofdafmetingen en de dimensionering van de voorspanning te controleren.
- 3 - berekeningen van de constructiedetails.
- 4 - berekeningen van de effecten van de bijzondere invloeden, die volgen uit het bouwproces en de betoneigenschappen. Deze bijzondere invloeden waren: stortvolg-orde, temperatureffecten, krimp, kruip en relaxatie.
- 5 - fasering van de voorspanning in relatie tot de stortvolg-orde.
- 6 - maken van ontwerp- en werktekeningen.

In afzonderlijke deelnota's worden deze hoofdlijnen voor de verschillende onderdelen verder uitgewerkt.

Documentatielijst.

1. CEB-FIP Model Code.

3. Materialen.

3.1. Beton.

3.1.1. Randvoorwaarden voor betonkwaliteit en mengsel-samenstelling.

Voordat tot de vaststelling van een betonkwaliteit en samenstelling werd overgegaan zijn er door een speciaal daarvoor opgerichte werkgroep randvoorwaarden opgesteld. Om hier toe te komen is er een literatuuronderzoek gedaan, overleg met deskundigen geweest en het noodzakelijke onderzoek verricht. De resultaten hiervan worden hierna achter- evenvolgens beschreven.

De eisen die gesteld worden aan het beton kunnen als volgt worden onderverdeeld:

- 1.- sterkte eigenschappen,
- 2.- beperking van temperatuurspanningen tijdens de hydratatie van cement,
- 3.- erosie bestendigheid,
- 4.- chemische bestendigheid tegen zeewater,
- 5.- verwerkbaarheid.

1. Sterkte eigenschappen.

Uit constructieve overwegingen is een betonkwaliteit van B 37,5 gewenst. Hiervan is de karakteristieke kubussterkte (f'_{ck}) na 28 dagen verharding 37,5 N/mm² en de karakteristieke splijtsterkte (f_{bk}) na 28 dagen verharding 2,5 N/mm². Daarnaast was, in verband met het tijdstip van aanbrengen van een gedeelte van de voorspanning, de eis gesteld dat het beton na 7 dagen een kubussterkte heeft van 25 N/mm².

2. Beperking van de temperatuurspanningen tijdens de hydratatie van cement.

De pijler wordt gevormd door onderling star verbonden constructiedelen die in verschillende fasen worden gestort. Daardoor ontstaan vervormingsverschillen ten gevolge van temperatuur (door de hydratatiewarmte) en krimp waarvan het optreden wordt belemmerd door de onderling starre verbindingen. Een ongewenste scheurvorming kan optreden. De praktische mogelijkheden die beschikbaar zijn om deze scheurvorming zoveel mogelijk te voorkomen zijn:

- beperking van de vrijkomende hydratatiewarmte door het aanpassen van de mengsel-samenstelling.
- een gedeelte van de hydratatiewarmte die ontstaat, door koelen direct afvoeren (zie hiervoor par.3.1.4.).
- een combinatie van genoemde mogelijkheden.

De eis aan de samenstelling is dus dat de warmteontwikkeling beperkt moet worden, terwijl toch voldaan wordt aan de sterkte- en verwerkbaarheidseisen.

3. Erosiebestendigheid.

Gezien de omstandigheden waaraan de stormvloedkering in

de monding van de Oosterschelde wordt blootgesteld moet de betonconstructie bestand zijn tegen erosie. Hieronder wordt de mechanische aantasting verstaan ten gevolge van wind, ijs, stromend water met de daarin zwevende zandkorrels en cavitatie.

Om aan erosie weerstand te kunnen bieden moet het beton voldoen aan:

- betonkwaliteit minimaal B 37,5
- een lage watercementfactor,
- een maximum korreldiameter van 31,5mm

4. Chemische bestendigheid tegen zeewater.

De aantasting door zeewater van het beton is afhankelijk van een aantal factoren waarvan de belangrijkste zijn:

- samenstelling
- verwerking.
- toepassing van hulpstoffen.
- watercementfactor.

(zie ook lit. 3).

Samenstelling.

Bij toepassing van normale beton, blijkt de cementsteen chemisch gezien de zwakste schakel te zijn. De chemische aantasting wordt bijna altijd veroorzaakt door de vorming van sulfaten. De cementsoorten waarbij tijdens de chemische reactie (bijna) geen kalkhydraat ontstaat verdienen daarom de voorkeur. Belangrijk hierbij is ook de dichtheid van het beton. Een goede samenstelling, de watercementfactor en de nabehandeling spelen hierbij een belangrijke rol.

Verwerking.

Beton heeft een capillair systeem. Bij een goed opgebouwd beton, dat heel goed verdicht is, zullen deze capillairen klein zijn en fijn verdeeld in het beton liggen. Het vrije water is opgesloten en kan niet gemakkelijk betrokken worden in de processen, waarin het een rol zou kunnen spelen. Beton met kleine capillairen verzet zich tevens tegen het binnendringen van stoffen van buitenaf en dat is bijzonder belangrijk voor het gedeelte van de constructie dat zich onder invloed van de wisselende waterstanden bevindt. Het voorkomt binnendringen van zeewater en het uitkristalliseren van opgeloste zouten, die door volumevergroting trekspanningen in het betonoppervlak kunnen veroorzaken. Het is dus zaak het beton zorgvuldig aan te maken, te storten, op de juiste manier te verdichten en goed af te werken. Alleen dan heeft men de garantie dat het beton een fijn capillair systeem heeft waardoor aantasting nagenoeg onmogelijk is (doc. 22).

Toepassen van hulpstoffen.

Het gebruik van hulpstoffen heeft voor en nadelen. Door het toepassen van luchtbelvormers wordt de chemische bestendigheid verbeterd en de verwerkbaarheid verhoogd. De

sterkte wordt echter nadelig beïnvloed. Er is gekozen voor een superplastificeerder als hulpstof. Hiermee kon het poriënvolume worden beperkt tot ca. 12 %.

3.1.2. Onderzoeken.

Na het vaststellen van de randvoorwaarden is de relatie vastgesteld tussen de verschillende factoren (zie fig. 5) en daaruit zijn de gegevens afgeleid die nodig waren om tot een spanningsberekening en een onderzoeksprogramma te kunnen komen. In dit relatiediagram kunnen drie hoofdgroepen worden onderscheiden:

- temperatuurverloop,
- eigenschappen,
- rekengrootheden.

Het belangrijkste in dit relatieschema is de betonkwaliteit, de mengselsamenstelling en het temperatuurverloop.

Allereerst is nu gezocht naar die cementsoort die een minimale hydratatiwarmte ontwikkelt en voldoet aan de chemische eisen. Bij een literatuuronderzoek zijn 9 cementsoorten (uit Nederland, België en Duitsland) gevonden, die in aanmerking zouden kunnen komen voor zware zeewaterbestendige constructies.

Van deze cementsoorten is de isotherme warmteontwikkeling bepaald bij 20°C. Twee soorten gaven de gunstige resultaten n.l.:

- het Nederlandse Robur A hoogovencement (ca. 70% slakgehalte),
- het Belgische Inrodor HL 300 hoogovencement (ca. 85% slakgehalte).

Van de tweede waren de resultaten iets gunstiger. Maar omdat Robur aan de eisen voldeed, van Nederlands fabrikaat is en er bij de fabrikant een ruime ervaring aanwezig is, werd bij het verdere onderzoek uitgegaan van hoogovencement Robur A en B. Voor het onderzoeksrapport zie doc. 1.

De volgende stap was het vaststellen van de adiabatische temperatuurontwikkeling van verschillende betonsamenstellingen (met de gekozen cement) met variabele aanvangstemperaturen. Ook werden enkele hulpstoffen in dit onderzoek betrokken (doc. 2).

Een meer uitgebreide beschrijving van de belangrijkste betononderzoeken staat in hoofdstuk 5 (duurzaamheid).

Gelijktijdig is een onderzoek gestart naar de sterkte-eigenschappen van het beton bij variërende cementhoeveelheden en een constante dosering van de hulpstof (doc. 3). Hierop is een aanvullend onderzoek gedaan waarbij de cementhoeveelheden constant werden gehouden en de hulpstof werd gevarieerd.

Het was nu mogelijk geworden een keuze te maken voor het onderzoek naar de materiaaleigenschappen met:

1. HO-A, merk Robur, 350kg/m³ beton,
2. HO-B, merk Robur, 325kg/m³ beton.

Aan beide mengsels werd 0,75l/100kg cement van de hulpstof Cretoplast SL toegevoegd. Van deze mengsels zijn de volgende eigenschappen als functie van ouderdom, onder gestuurde klimaatcondities, bij het T.N.O. bepaald:

- kubussterkte,
- splijtsterkte,
- elasticiteitsmodulus,
- krimp samen met thermische uitzetting (op onbelaste beton),
- krimp afzonderlijk (bij een constante temperatuur),
- de spanning in het beton (bij volledig verhinderde

lengteverandering).

De resultaten van al deze onderzoeken staan vermeldt in doc. 2.

Als laatste zijn onderzoeken gepleegd naar de waterindringing en de bekistingsdrukken.

Gedurende dezelfde tijd is in het onderzoeksprogramma van de Stichting Commissie voor Uitvoering en Research (CUR) een algemeen onderzoek uitgevoerd naar;

- erosie van beton (CUR-commissie 37 lit. 1).
- spanningen in betonconstructies veroorzaakt door warmteontwikkeling tijdens het verhardingsproces (CUR-commissie 38).

Van alle onderzoeken zijn rapporten gemaakt. De omvang van de totale hoeveelheid rapporten is te groot om ze hier, of in de documentatie, stuk voor stuk te vermelden. Alles is echter terug te vinden in het algemene BETE-dossier (doc. 4). De tot hier beschreven onderzoeken zijn gedaan voor en tijdens het opstarten van de pijlerproductie. In een later stadium zijn, onder andere voor de dorpelbalken en landhoofdconstructies, aanvullende onderzoeken gepleegd en rapporten en voorschriften gemaakt. Hierbij zijn onder meer een aantal onderzoeken gedaan naar het zwellen van beton onder water, het repareren en injecteren van beschadigde en gescheurde beton en het vullen van voorspankasten met spuitbeton (zie par. 3.3).

3.1.3. Koelen van het beton.

Van de betonnen onderdelen van de stormvloedkering was het, gezien de afmetingen en vorm, nodig een deel van de constructie te koelen. De gekoelde onderdelen zijn:

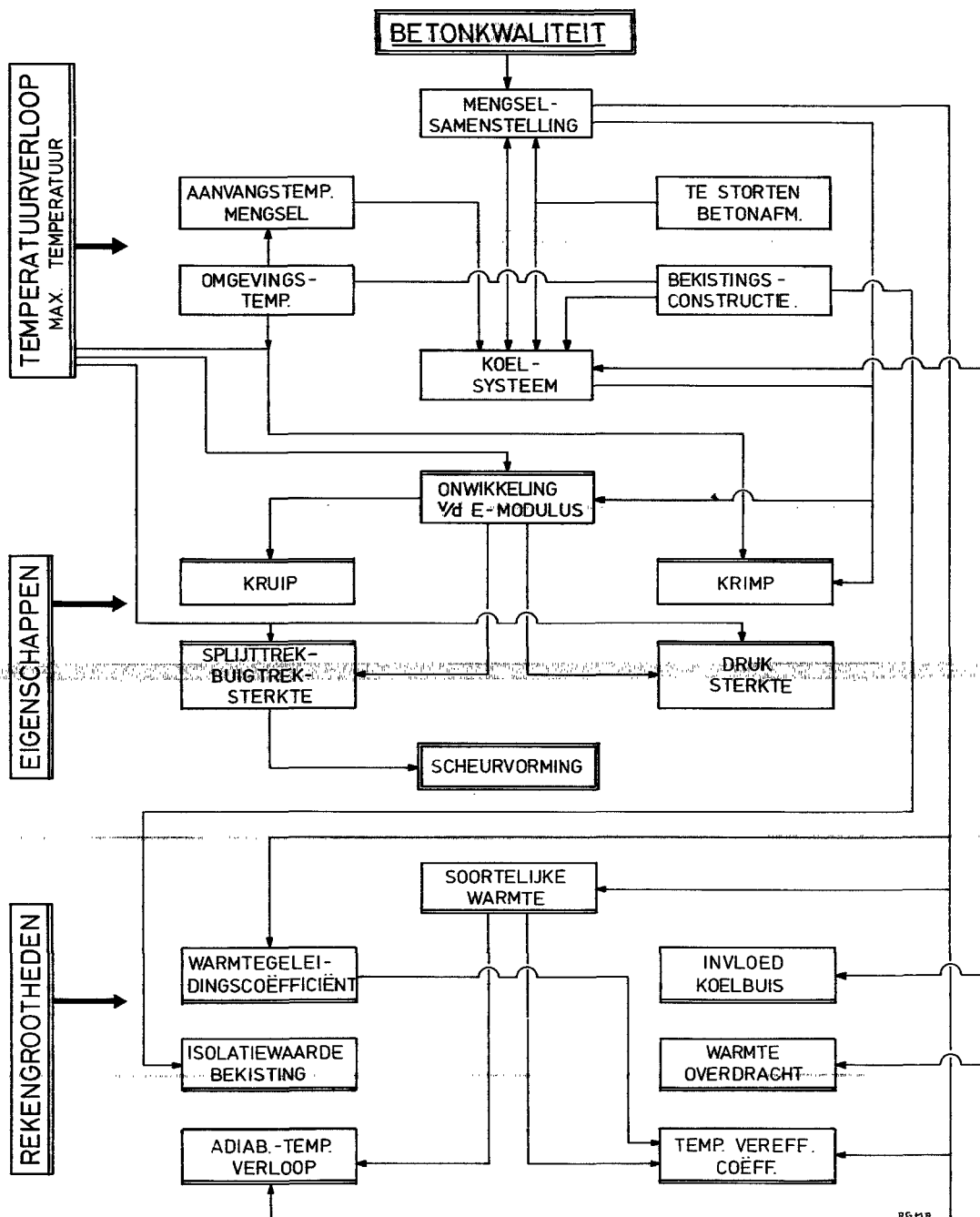
- a - de pijlers,
- b - de dorpelbalken.

De onderzoeken die hieraan vooraf gingen zijn reeds beschreven. De berekeningen worden in de pijler- en dorpelbalkedeelnota's behandeld. Hierna zal enige aandacht aan de praktische invulling worden gegeven.

a - de pijlers.

Behalve het vloerstort en de tussenwanden zijn alle fasen in de pijlerbouw gekoeld. De koeling gebeurde met water dat door ingestorte pijpen werd gepompt. De koelleidingen waren opgebouwd uit 1" vlampijp (ϕ 31,6 x 2,6) met lengten tot 6 m. en stukken spiraalslang voor de verbindingen, bochten en laagveranderingen. De koelleidingen lagen op supporten waarvan de maximale afstand 3 m. bedroeg. Op plaatsen waar dit voor de toegankelijkheid tijdens het storten noodzakelijk was, zijn de leidingen tijdelijk opzij gelegd. De koelleidingen waren via een gesloten circuit aan een of meer koelaggregaten aangesloten, waar het opgewarmde water weer op de gewenste temperatuur van 6°C is gebracht.

De controle op het koelproces is verricht door middel van temperatuurmetingen die in het beton met thermokoppels zijn uitgevoerd. De temperaturen zijn op verschillende plaatsen gemeten. Het aantal meetpunten varieerde per fase. Bij het opstarten van een nieuwe fase is het aantal meetpunten tijdelijk ongeveer vier maal zo groot geweest, om het effect van de koeling in diverse doorsneden te kunnen beoordelen. Voor de registratie van de temperaturen is gebruik gemaakt van een datalog en een recorder die met tijdsintervallen van 3 uur alle meetpunten op een strook papier registreerde. De resultaten van de metingen zijn daarna in een computer ingevoerd. Een door de RWS ontwikkeld programma bewerkte de



Figuur 5. Relatiediagram

invoer die dan zodanig gepresenteerd werd, dat er direct getoetst kon worden aan de eisen die in de bestekken gesteld waren.

Het begin van de koeling is in de meeste gevallen gelijk gehouden met de start van het beton storten. Alleen in de winterperiode is gewacht tot het moment dat er een meetbare temperatuurstoename bereikt was. Het berekende koeldebiet per koelsysteem is ingesteld en vervolgens constant gehouden tot een temperatuursdaling van de hoogste temperatuur van ca. 2°C werd gemeten. Op dat moment is het debiet gehalveerd, waarna nog 24 uur op dat debiet werd verder gekoeld. De totale koeltijd, afhankelijk van het

seizoen, bedroeg:

- vol debiet 2 a 3 dagen.
- half debiet 1 dag.

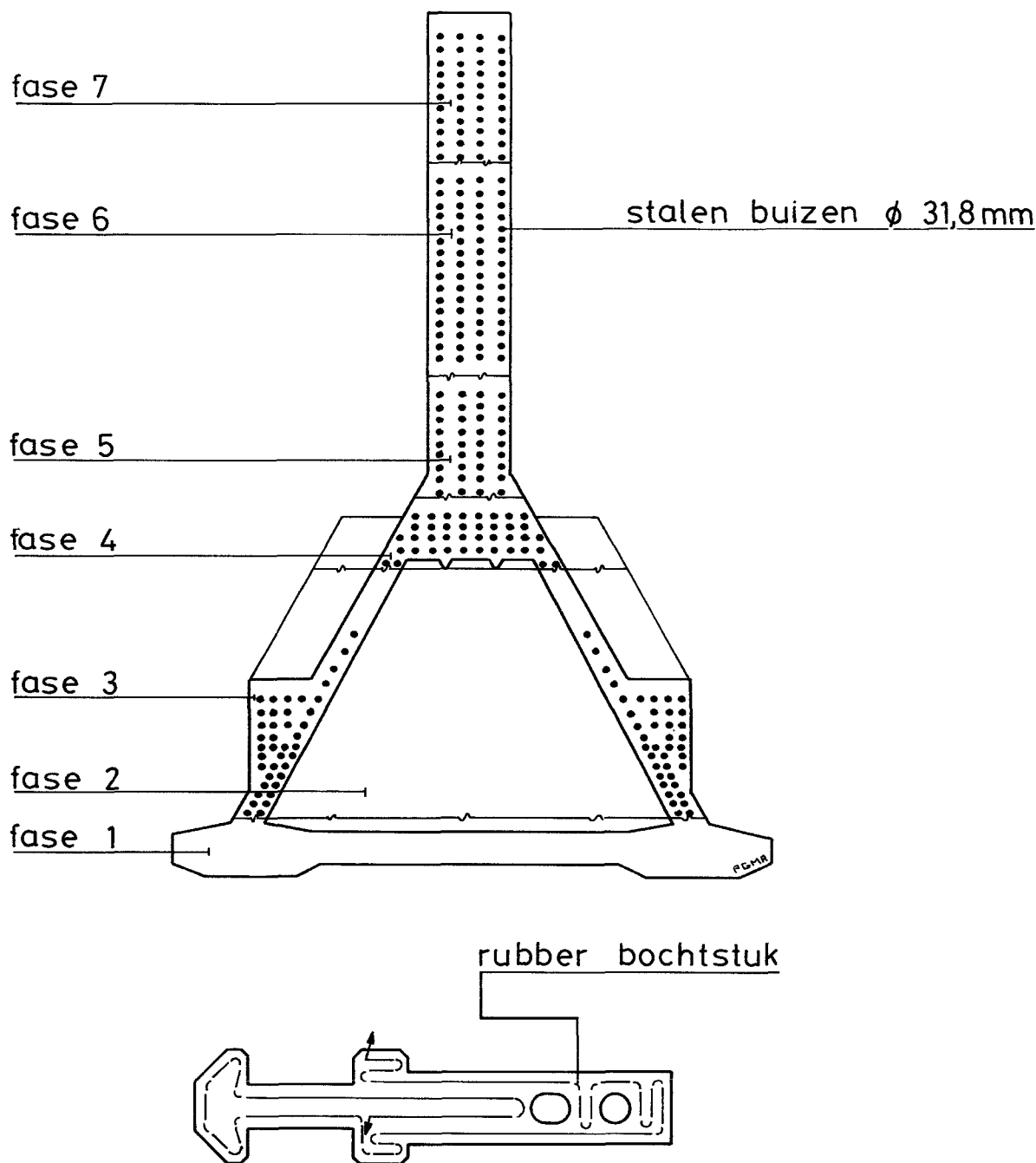
Voor een globale ligging van de koelpijpen in de pijlers zie figuur 6.

Naderhand zijn de koelpijpen met een injectiemortel gevuld.

b - dorpelbalken.

Ook van de dorpelbalken zijn alle fasen, behalve de vloer, gekoeld. De manier van koelen kwam in zijn geheel overeen met zoals beschreven bij de pijlers.

Voor een meer uitgebreide beschrijving van het betonkoelen zie doc.13.



Figuur 6. Plaats van de koelpijpen in de pijler

3.2. Injecteren en injectiespecie voor voorspan-eenheden.

3.2.1. Algemeen.

De in de verschillende constructies toegepaste voorspanwape-ning bestaat uit staven, draden en strengen-systemen. De staven en strengen zijn zowel voor horizontale als verticale voorspanning toegepast, de draden alleen als horizontale

voorspanning. Om corrosie te voorkomen moeten de span-kanalen na het afspannen gevuld worden met een injec-tiespecie. Deze injectiespecie bestaat uit een mengsel van cement en water met een hulpstof. De toevoeging van de hulpstof gebeurt om de waterafscheiding te verminderen.

3.2.2. Samenstelling.

Afhankelijk van het jaargetijde zijn de in tabel 1 en 2 genoem-de samenstellingen voor de injectiespecie gebruikt:

	Dywidag/ConaMulti- strengen systeem	draden (BBRV) 50 ϕ 7	staven (Dywidag) ϕ 36
cement portland B	100 kg	100 kg	100 kg
water	40 - 44 l	40 - 42 l	40 - 42 l
hulpstof Tricosal H181	1 kg	2 kg	2 kg

Tabel 1. Winter (\pm 15 november tot \pm 16 maart, afhankelijk van de temperatuur).

cement portland B	100 kg	100 kg	100 kg
water	38 - 40 l	36 - 38 l	36 - 38 l
hulpstof Tricosal H181	1 kg	2 kg	2 kg

Tabel 2. Rest van het jaar

3.2.3. Injecteren en beproevingen.

Om voor alle onderdelen tot een uniforme injectiemethode te komen zijn door de kwaliteitscontroleafdeling van de aanne-mer en BETE regels opgesteld (doc. 9). Bij het injecteren van de verticale elementen moesten, vooral bij de systemen met strengen speciale maatregelen genomen worden om tot een volledige vulling van de omhullingsbuizen te komen. Om tot een juiste oplossing te komen zijn daarom met de diverse systemen proeven gedaan om te bepalen op welke manier en met wat voor aanpassingen het injecteren het beste kan geschieden (doc. 10 en 11).

3.2.4. Het injecteren van de voorspanning bij vorst.

Het injecteren van voorspankanalen is zeer vorstgevoelig. Dit betekent dat het aantal werkbare dagen voor het injecteren kleiner is dan voor het voorspannen (167 in plaats van 198 dagen).

Om veiligheids en kwaliteitsgronden is het echter noodzakelijk de tijd tussen voorspannen en injecteren zo kort mogelijk te houden. Daarom moet getracht worden binnen 14 dagen na het voorspannen te injecteren. In de winter kan dit door een plotseling invallende vorstperiode vaak niet zo uitgevoerd worden. Om deze situatie te voorkomen heeft men proeven gedaan om na te gaan of het mogelijk is vorstbestendige injectiespecie te vervaardigen en met de beschikbare apparatuur aan te brengen.

Voor het verslag van de proeven zie doc. 12 en lit. 2.

Uit de proeven is gebleken dat het met de toevoeging van een anti-vries mogelijk is tijdens vorst te injecteren. Er zal dan geen vorstschade in de specie optreden. Deze methode is echter alleen toepasbaar bij strengen omdat daarbij het bleed-ing water uitgeperst kan worden.

Als anti-vries werd zuivere mono-ethyleen glycol, zonder enige toevoeging, gebruikt.

3.3. Het vullen van de voorspankasten met spuitbeton.

In alle voorgespannen betonconstructies van de stormvloed-kering zitten sparingen waarin zich de verankeringen van de voorspanelementen bevinden. Deze sparingen moeten, na-dát de kabels gespannen zijn, gevuld worden met een ce-mentmortel of een ander vulmateriaal. Omdat de beton-elementen zich in het zoute milieu van de Oosterschelde be-vinden moet het vullen van deze sparingen zodanig geschie-

den dat het chloridehoudende water de voorspanning niet kan bereiken. Wanneer chloriden het oppervlak van het voor-spanstaal bereiken is de kans op aantasting zeer groot en kan ernstige schade optreden aan de constructie. Aan het vullen van de sparingen moet dan ook de grootste zorg en aandacht worden besteed om chloride-indringing te voorko-men. Belangrijk hierbij is:

1. Het vulmateriaal zal goed aan het constructiebeton moe-ten hechten.
Er mogen geen naden ontstaan. Omdat de meeste spa-ringen in verticale wanden zitten is het te verwachten dat de hechting aan de bovenzijde van de sparing problemen zal geven. Er zal niet altijd bij droog weer gewerkt kunnen worden. Een goede hechting moet echter ook verkregen worden wanneer de sparing tijdens het vullen iets vochtig is.
2. Het vulmateriaal moet goed bestand zijn tegen waterin-dringing onder druk.
3. De krimp van het vulmateriaal moet zo gering mogelijk zijn, zodat de kans, dat er na het vullen door de krimp-spanningen scheuren ontstaan, tot een minimum beperkt wordt.
4. De kostprijs en de werkmethode zijn van belang. Een een-voudige en snelle methode verdient de voorkeur omdat daarbij de andere werkzaamheden weinig gehinderd worden.

De materialen die in principe voor het vullen van de spa-ringen in aanmerking zouden kunnen komen zijn:

- kunststofmortel (epoxy),
- gietmortel op cementbasis,
- spuitbeton.

Om tot een verantwoorde keuze te komen zijn met deze ma-terialen een groot aantal proeven uitgevoerd. Daarvoor zijn een aantal bedrijven uitgenodigd een model van de toe te passen sparingen met een van hun producten te vullen. De proefblokken met de te vullen sparingen zijn bij het Rijks-wegenbouwlaboratorium gemaakt. Na een verhardingstijd van 7 dagen werden de blokken ontkist en werd aan de bin-nenkant van de sparing een strook van ca. 100 mm breedte op het bovenvlak gegritstraald.

De wijze van vullen is volledig aan de leverancier overgelaten waarbij alleen werd verzocht geen bekisting te gebruiken. Wanneer bleek dat het materiaal niet voldeed of de werkwijze niet bruikbaar zou zijn werd onmiddellijk met de proef gestopt. Bij het testen zijn de blokken allereerst visueel

beoordeeld. Na tenminste 7 dagen verharden werden er twee kernen uit het blok geboord (\varnothing 150 mm.). De bovenste 70 mm. van de kernen zijn gebruikt voor een onderzoek naar de waterindringing. Van de proefstukken, die op bevredigende wijze waren gevuld en waarvan de waterindringing de streefwaarde benaderde werd de hechting van het materiaal aan het beton bepaald. Hiervoor werden uit de sparing enkele cilinders geboord en tot staafjes met het hechtvlak in het midden gezaagd. Daarmee werd met een afschuifproef de hechting bepaald. Voor een uitgebreide beschrijving van deze proeven zie doc. 5. In totaal zijn bij deze test elf vulmaterialen onderzocht. Slechts twee soorten spuitbeton en een gietmortel gaven min of meer redelijke resultaten. Ze zijn in vergelijkende praktijkproeven verder onderzocht.

De praktijkproeven zijn gehouden op Kats waar een kolom is gemaakt met aan elke zijde 5 sparingen. Van de 20 sparingen zijn er 15 rechthoekig en 5 rond (rubberen sparingmal) uitgevoerd (doc. 6). De proeven met beste resultaten uit de eerste proevenserie zijn herhaald en aangevuld met andere proeven. De resultaten waren zoals bij de eerste serie. Uit het eerste onderzoek is naar voren gekomen, dat geen van de materialen een absolute dichting kon garanderen. Daarom is gezocht naar een extra bescherming van het staal. Dit is bereikt door een of twee lagen teerepoxy (met een droge laagdikte van 150 μ) op het staal aan te brengen. De vrees was alleen, dat dit materiaal geen goede aanhechting aan het vulmateriaal zou geven. De volgende varianten zijn bestudeerd:

- staal onbehandeld, alleen gestraald.
- staal met een laag teerepoxy.
- staal met twee lagen teerepoxy waarvan de laatste met zand is afgestrooid.

Hiermee zijn een aantal vierkante plaatjes behandeld, welke achter in de sparingen zijn gelijmd. Na het boren van de cilinders is bestudeerd hoe de aanhechting of het losgelaten oppervlak zich toont.

De resultaten van de beproevingen (doc. 6) zijn zodanig dat zowel spuitbeton als gietmortel in aanmerking konden komen om de sparingen te vullen hoewel door het R.W.L. een voorkeur werd gegeven aan het spuitbeton. Een bijkomend nadeel bij de gietmortel was de bekisting. Deze moest op een of andere manier op het beton bevestigd worden. Schroefhulzen werden niet uitvoerbaar geacht en het vastschieten van de bekisting gaf weer een extra beschadiging aan de constructie.

Omdat de voorkeur uitging naar spuitbeton zijn er voor deze methode door het R.W.L. uitvoeringsvoorschriften en keuringsvoorstellen gemaakt (doc. 7).

Na het enige tijd toepassen van spuitbeton om de sparingkasten te vullen bleken de resultaten toch enigszins tegen te vallen. Vooral de hechting van het spuitbeton aan de bovenkant van de sparingkast bleek onvoldoende te zijn. Besloten is om eventuele kieren aan de bovenzijde na te injecteren. Na aanvullende proeven en evaluatie van de resultaten zijn definitieve voorschriften voor het vullen van de sparingkasten opgesteld (doc. 8).

De uiteindelijk toegepaste mortel bestond uit 400 kg cement en een zand/grindmengsel met een maximale korreldiameter van 6 mm. In eerste instantie is PC-A en later HO-B als cement toegepast. Er is naar behoefte water toegevoegd met als uitgangspunten dat het mengsel niet mocht uitzakken en na aanbrengen een dof uiterlijk moest hebben.

3.4. Specie voor het ondergrouten van de pijler.

Binnen het ontwerp van de stormvloedkering vereiste de voeg tussen pijler en fundatiebed bijzondere aandacht. De voeg moest worden gevuld om ongewenste rotaties en bewegingen van de pijler te voorkomen. De vulling moest ook aan bepaalde condities voldoen om verschijnselen als onderloopsheid en de daarmee samenhangende erosie te voorkomen. De eisen die aan de ondervullaag gesteld zijn waren:

- duurzaamheid: 200 jaar, gelijk aan die van de hele kering.
- sterkte: 5-10 N/mm² (kubusdruksterkte).
- stabiliteit: stabiel zijn onder extreme verhangen (400-600%).
- vullingsgraad: nagenoeg geheel gevuld (90 a 100%).
- ontmenging: mocht niet optreden.
- overdruk: gemiddeld 1 bar, plaatselijk maximaal 2 bar.
- goede verwerkbaarheid.

Nadat in het ontwerp van de pijler twee brede ribben onder de vloer waren gekomen was het mogelijk de pijler direct op het fundatiebed neer te zetten. Omdat in eerste instantie de pijlers zwevend geplaatst zouden worden waren de proeven op ondergroutspecie hierop gebaseerd. De mengsels die hiervoor geschikt waren moesten worden aangepast aan de nieuwe situatie, een minimale overdruk in relatie met de vormgeving van het fundatiebed en het voorkomen van ontmenging van de specie.

Om voor het meest geschikte mengsel de ondervul uitrusting vast te stellen zijn diverse onderzoeken uitgevoerd (zie hoofdstuk 5).

De voornaamste conclusies uit de onderzoeken waren:

- het gebruik van bentoniet maakt andere hulpstoffen overbodig en voorkomt bleeding.
- het cementgehalte moet liggen tussen 200 en 300 kg/m³.
- de druksterkte is alleen afhankelijk van de cementhoeveelheid.
- Scheldezand vraagt meer aanmaakwater dan metselzand.
- gebruik van bentoniet voorkomt ontmenging, maar vraagt meer aanmaakwater.
- de hoeveelheid water moet zo laag mogelijk worden gehouden.
- bij hogere druk wordt het water sneller uitgeperst.
- de hoeveelheid fijne delen is van invloed op de doorlatendheid van het grout.
- het luchtgehalte zal ongeveer 2% bedragen.

Na de mengselonderzoeken zijn 1:1 proeven uitgevoerd onder een plaat van 5,7 x 9,5 m².

Hierbij zijn de volgende facetten onderzocht:

- het gedrag van zand-cementspecie bij transport onder water.
- de vormgeving en plaatsing van de toe- en afvoerleiding in de diverse vakken.
- het bereiken van een goede vullingsgraad en voorkoming van waterinsluiting.
- het verkrijgen van een homogene samenstelling van de zand-cement specie zonder ontmenging en waterinsluiting.
- het bepalen van de benodigde druk voor het afpersen.
- het nagaan of een profilering aan de onderzijde van de vloer noodzakelijk is.

- de werking van de grindzak bij het ondervulproces.
- de vormgeving van het fundatiebed.
- het meten van de drukken tegen de onderzijde van de vloer.
- het functioneren van de halfhoge kompartimenteringsribben.

Voor de volledige gegevens, resultaten en conclusies van deze proeven zie doc. 17 en 18 en hoofdstuk 5 voor een beschrijving van de onderzoeken.

Het uiteindelijk gekozen mengsel bestond uit (hoeveelheid per m³):

- 250 kg cement HO-A.
- 20 kg bentoniet.
- 1450 kg metselzand.
- ca. 340 liter water.

3.5. Specie voor het injecteren van de dorpelbalk- en bovenbalkopleggingen.

Voor het fixeren van de dorpel- en bovenbalken zijn injecteerbare oplegconstructies toegepast.

Om tot een goede keuze voor een injectiemortel van de opleggingen te komen is een aantal proeven uitgevoerd, waarbij in het bijzonder aandacht is besteed aan het onderzoek naar bleeding onder druk en de krimp. De volgende eisen zijn aan de mortel gesteld:

- hoge vloeibaarheid.
- geen ontmenging tijdens hoge druk.
- bleeding niet toelaatbaar.
- krimp < 1%.
- in verband met de verpompbaarheid, toeslagstoffen < 1 mm.
- kwaliteit B75 (28 dgn).
- moet toegepast kunnen worden vanaf 0° C.
- verwerkingstijd minimaal 1 uur.

Om de geschiktheid onder druk te kunnen nagaan zijn ook een aantal proeven in een groutvat uitgevoerd. Om het verwerken bij lage temperaturen te kunnen beoordelen zijn een aantal extra proeven uitgevoerd (doc. 19 en 20).

Om het aanmaken en verwerken in goede banen te leiden zijn door de kwaliteitscontrole voor zowel op het werk als in het laboratorium richtlijnen opgesteld (doc. 21).

De samenstelling van de uiteindelijk toegepaste mortel is:

- cement (portland C).
- kwartszand.
- vulmiddel (Silica fume = SiO₂).
- hulpstof (superplastificeerder type Melment).

3.6. Voorspanssystemen.

3.6.1. Algemeen.

De diverse onderdelen van de stormvloedkering samen vormen een van de grootste projecten in voorgespannen beton die tot nu toe zijn uitgevoerd. Zo is er bijvoorbeeld in de pijlers (450.000 m³ beton) alleen al 17300 ton voorspanstaal en ruim 100.000 stuks verankeringen verwerkt. De meeste onderdelen zijn dan ook in twee of drie richtingen voorgespannen door soms in twee richtingen gekromde voorspanelementen. Om tot een systeemkeuze te komen is men als volgt te werk gegaan:

- er zijn eisen, normen en wensen geformuleerd,

- het aanbod van systemen is geïnventariseerd;
- uit het aanbod is een geschiktheidsselectie gemaakt,
- na de selectie is door onderling vergelijken, aan de hand van de gestelde eisen en kosten, een keuze gemaakt.

Eisen.

De eisen die men stelt aan het systeem zijn:

- past het systeem in het ontwerp,
- is de benodigde breukkracht voldoende,
- is de beschikbare ruimte voor de verankering voldoende,
- is het systeem geschikt voor het verlangde trace, men moet hierbij denken aan kabellengte en minimum krommingen,
- bezit het systeem en vooral de verankering de vereiste duurzaamheid
- is het systeem gecertificeerd (KOMO)
- past de verwerkingstijd van het systeem in de bouwstroom,
- heeft het systeem een gunstige personeelsbezetting en materieelinzet.

Inventarisatie.

Bij de inventarisatie van de op de markt zijnde systemen moet onderscheid gemaakt worden tussen draden, strengen en staven. Men moet rekening houden met minimale en maximale lengten, de minimale kromtestraal en de maximaal over te brengen voorspankracht. Tenslotte moeten de afmetingen van de verankeringen en de grootte van vijzel en pomp in de beschouwing meegenomen worden.

Selectie.

Hierbij wordt per constructie-onderdeel bekeken welke systemen in principe daarvoor geschikt zijn (dus voldoen aan de eerder gestelde eisen).

Keuze.

In deze laatste fase wordt, na een analyse van elk type voorspanstelsel, een uiteindelijke beslissing genomen. Voor een bepaald constructiedeel wordt onderzocht wat de consequenties (kosten) in de uitvoering zijn bij toepassing van een van de geselecteerde systemen. De criteria hiervoor zijn:

- materiaalverbruik,
- materieelinzet,
- manuren,
- bouwtijd,
- uniformiteit en flexibiliteit.

3.6.2. Resultaten van de analyse en toegepaste systemen.

Na het analyseren is men tot de volgende uitkomsten gekomen:

1. Voor prefab-voorspanelementen waarvan de lengte minder dan 6 m. bedraagt gaat de voorkeur uit naar het stavenstelsel.
2. Voor prefab-voorspanelementen waarvan de lengte tussen de 6 m. en 13 m. ligt gaat de voorkeur uit naar het dradensysteem.
3. Bij achteraf aan te brengen voorspanelementen gaat de voorkeur uit naar het strengensysteem.
4. Alle prefab uit te voeren kabels liggen in een stort en genoeg horizontaal
5. Het gebruik van koppelverankeringen bleek, op de staafkoppelingen na, te arbeidsintensief en dus te duur, waardoor het toepassen van verticale prefab-voorspankabels

die doorgaan over de horizontale stortnaden zeer beperkt moet worden.

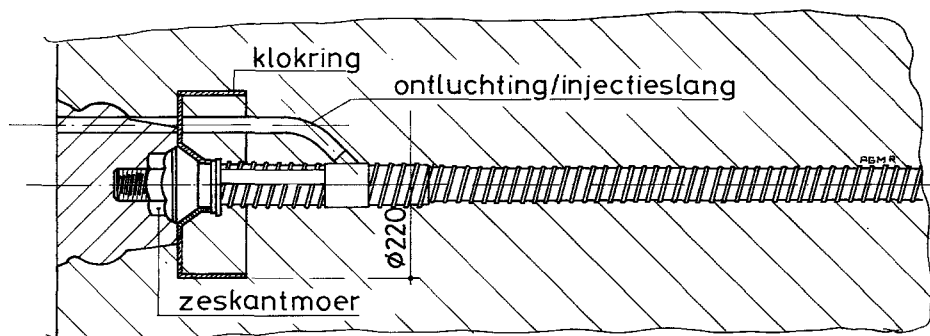
6. Het werken met grotere eenheden is in het algemeen goedkoper dan met lichtere eenheden.

De uiteindelijke keuze is gevallen op vier systemen:

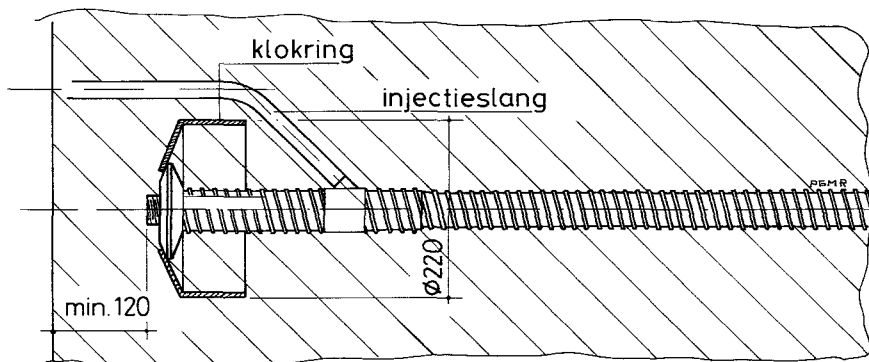
- dywidagstaven ϕ 36 breukkracht 1,24 MN
- 8-strengs kabels ϕ 15,7 breukkracht 2,18 MN
- 18-strengs kabels ϕ 15,7 breukkracht 4,90 MN

- Cona Multi 12-strengs breukkracht 3,26 MN
kabels ϕ 15,7
- BBRV 50-strengs draden ϕ 7 breukkracht 3,26 MN

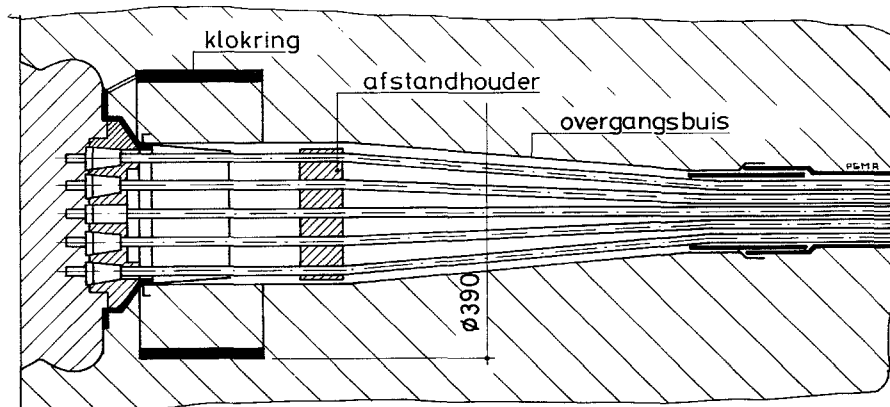
De kwaliteit van de 15,7 mm. strengten is FeP 1770, van de 7 mm. draden FeP 1670 en van de 36 mm. staven FeP 1220. Voor schetsen van de toegepaste verankeringen bij deze voorspanssystemen zie fig. 7 t/m 13.



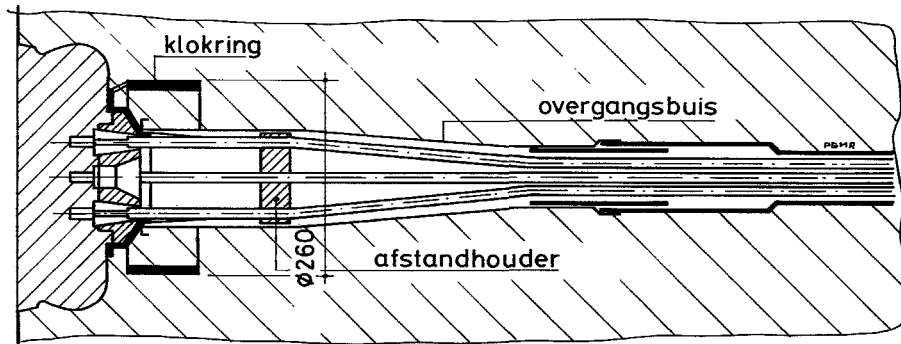
Figuur 7. Dywidag spananker, klokverankering A type 36C.



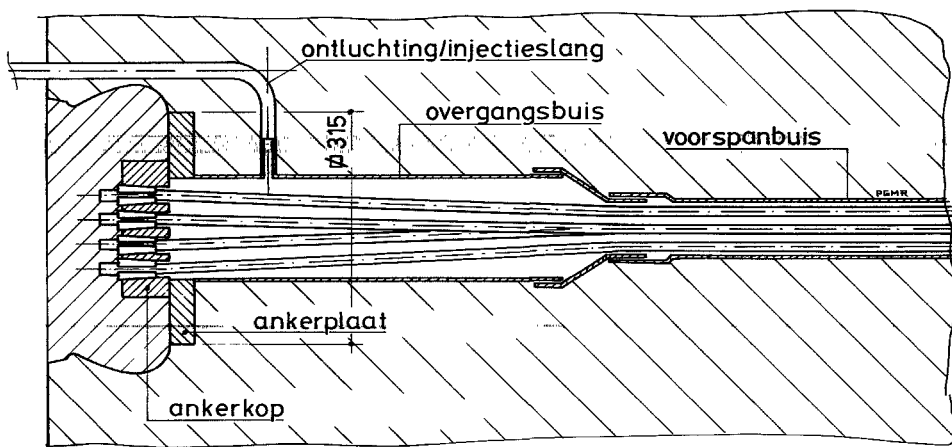
Figuur 8. Dywidag blindanker, klokverankering B type 36C.



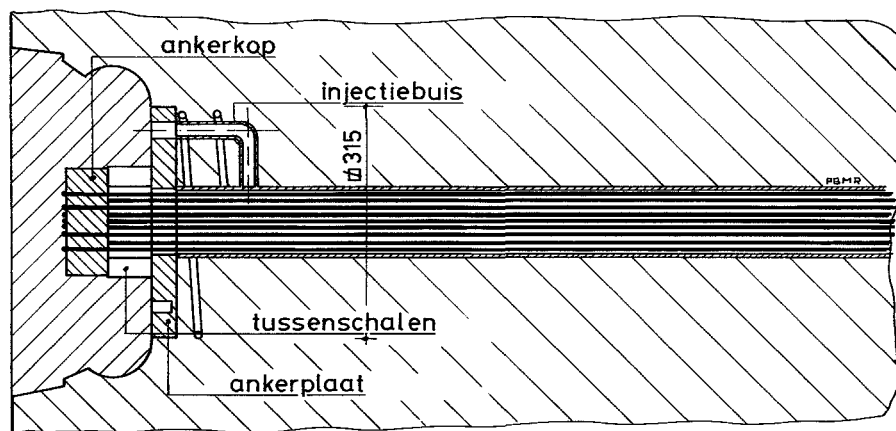
Figuur 9. Dywidag span- en niet spananker, 18 strengs kabels ϕ 15,7.



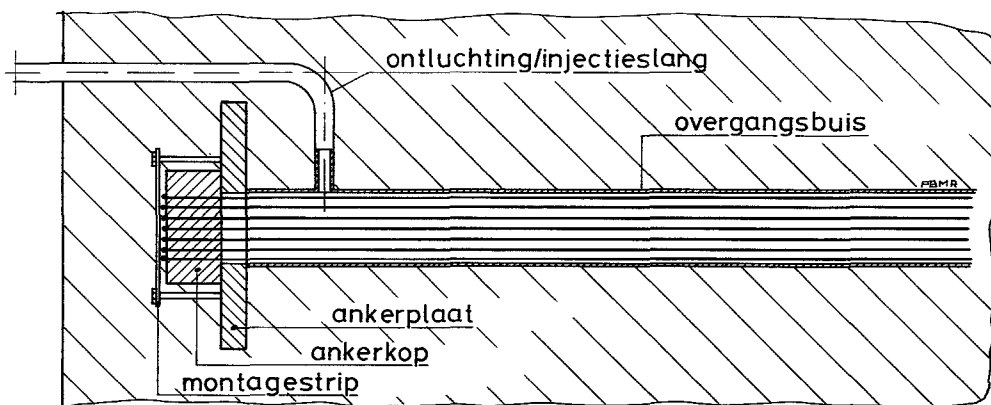
Figuur 10. Dywidag span- en niet spananker, 8 strengs kabels $\varnothing 15,7$.



Figuur 11. Cona Multi span- en niet spananker, 12 strengskabels $\varnothing 15,7$.



Figuur 12. BBRV spananker A, 50 draden $\varnothing 7$.



Figuur 13. BBRV blindanker F, 50 draden ϕ 7.

De BBRV kabels zijn bij de leverancier geassembleerd. De strengenbundels (voor de luskabels en de sterk gekromde kabels) die niet horizontaal worden toegepast zijn op het centrale werkterrein geformeerd. Voor de horizontale en licht gebogen kabels gebeurt dit in het werk door de strengen een voor een in de kabelomhulling te voeren.

De Dydidagstaven worden met hun omhullingen voor het storten geïnstalleerd. Hierbij is wel (zie 3.7) de geribbelde (maar verzwaarde 0,3 mm.) omhullingsbuis gebruikt, wat inhield dat er met een verhoogd risico ten aanzien van brand- en laswerkzaamheden in de buurt van de staven rekening gehouden moest worden.

3.7. Kabelomhullingen.

Voor de kabelomhulling is in de meeste gevallen gekozen voor een gladde buis met een wanddikte van 2 mm. Dit is gedaan omdat deze buis aanmerkelijk stijver is dan de meer gebruikelijke geribbelde kabelomhullingen. De supportafstanden kunnen daardoor groter worden en het gevaar voor binnenlopen van cementwater is aanzienlijk kleiner. Ook het invoeren van de strengen en draden geeft bij een gladde buis minder problemen en het wobble-effect is geringer. Bovendien geven de "dikke buizen" een goede bescherming tegen lasspetters, die een groot gevaar vormen voor het voorspanstaal.

3.8. Betonstaal.

In de meeste voorgespannen constructies van de stormvloedkering vormt het betonstaal niet de hoofdwapening. Het dient als huidwapening om de scheurvorming te beperken. Het heeft slechts op enkele plaatsen (onder andere als spleetwapening) een constructieve functie.

Er is daarom, zonder dat er onderzoek gedaan is, gekozen voor het normale in de handel aanwezige betonstaal met

de kwaliteit FeB 400 HWL. Wel is men hier en daar afgeweken van de handelslengten. Er zijn voor de diverse onderdelen van de kering zulke enorme hoeveelheden betonstaal nodig dat het nuttig was de benodigde afwijkende lengte van de walserij te bestellen (charges van 200 ton en meer voor onder andere de vloeren en wanden van de pijlers en de verkeerskokers). Dit soort staven kan in feite, zonder enige bewerking, praktisch direct vanaf de auto of schip in het werk gelost worden en verwerkt.

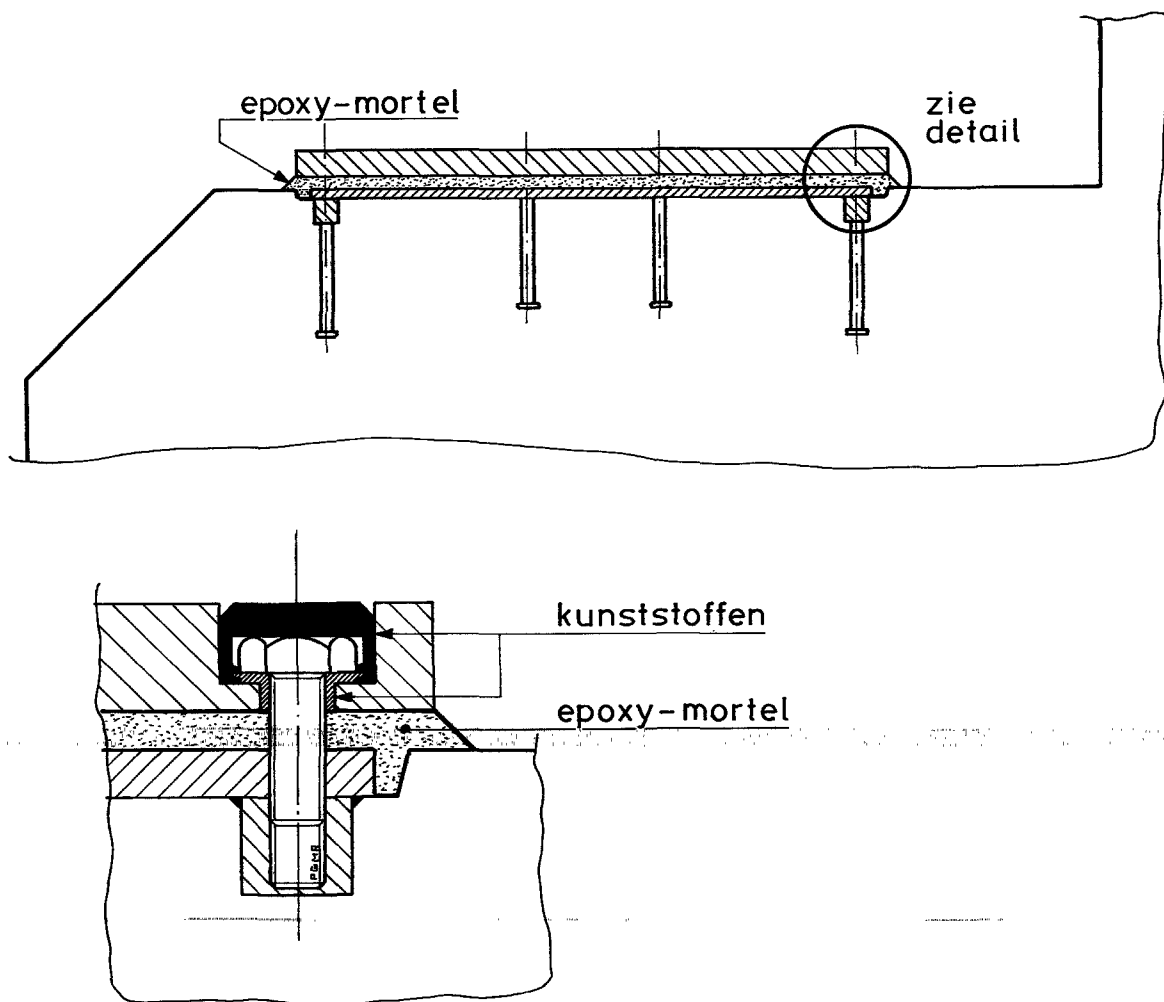
Bouwstaalnetten met een kwaliteit van FeB 500 HKN zijn gebruikt in de spuitbetonnen bescherm lagen op de pijlers. Ze zijn fijnmazig en op bestelling in afwijkende maten gefabriceerd. Ze dienden om de beton van deze lagen bij elkaar te houden wanneer er stortsteen op terecht komt.

3.9. Constructiestaal.

Het meeste constructiestaal is verwerkt in de supporten van de verschillende betonconstructies. Het heeft, behalve in de bouwfase voor ondersteuning van de wapening, voorspanning en de bekisting, in het algemeen geen enkele constructieve functie. Bij enkele details (bijv. het support van de hoek kop-langswand) is het constructiestaal als spleetwapening meegerekend. De kwaliteit is Fe 360.

3.10. Ankerbouten en in te storten onderdelen.

De metalen onderdelen die aan de buitenzijde van de constructie zitten zoals bijvoorbeeld de schuifaanslagen, ankerpunten (voor de schepen) en de grindzakverankering, worden elektrisch geïsoleerd. Als deze onderdelen contact zouden maken met de inwendige wapening of voorspanning ontstaan potentiaalverschillen, waardoor corrosie kan worden ingeleid. Figuur 14 geeft een voorbeeld van de schuifaanslag. Een achtervulling van epoxy mortel isoleert de schuifaanslag van het inwendige van de pijler.



Figuur 14. Elektrische isolatie van de schuif aanslag.

De isolatie van de ankerbouten wordt verzorgd door rilsanering van het anker. Alle metalen onderdelen aan de buitenzijde van de pijler zijn onderworpen aan een elektrische weerstandsmeting om de isolatie te controleren.

Documentatielijst.

1. Rijkswegenbouwlaboratorium rapport nr. KBW 77-10 (SMBETO-M-77015).
2. SMBETO-R-77028.
3. SMBETO-R-77025.
4. Algemeen BETE-dossier. Bij Rijksarchief Middelburg.
5. Onderzoek van materialen voor het vullen van sporingkasten. Rapport RL KBW-R-79-81 van het Rijkswegenbouwlaboratorium te Delft.
6. Onderzoek naar het dichting van sporingkasten voor de voorspanning te Kats. Rapport 54BETE-R-79004.
7. Voorstel keuringsmethoden vulmiddel sporingkasten. RL KBW-N-79-65.
8. Beproeving aanbrengen spuitbeton in sporingkasten. KC Test 0009 van kwaliteitscontrole DOS-bouw.
9. Injecteren voorspan kanalen. Dosbouw kwaliteitscontrole KC JK 0022.
10. Rapport injectie proeven verticale voorspankanalen systeem Cona-Multi. Dosbouw kwaliteitscontrole R/KB 1376 en 1536.
11. Injectieproeven BBRV-kabels. Dosbouw kwaliteitscontrole R/KB 1605, 1655, 1681 en 1772.
12. Verslag proeven vorstbestendige injectiespecie voor voorspaneenheden. Dosbouw kwaliteitscontrole KC Test 0015.
13. Evaluatienota koeling. BETE-M-85086.
14. Rapport R/KB 1053 (51ONRA-R-78013).
15. Rapport R/KB 1175 (51ONRA-R-78027).
16. Rapport R/KB 1151 (51ONRA-R-78021).
17. Eindrapport ondervullen en randconstructie. R/KB 2089C (51ONRA-R-82055).
18. Rapport R/KB 79001.
19. 54BETE-M-85046.
20. 54BETE-M-85073.
21. 54BETE-M-85005A.
22. Notitie slakgehalte in hoogovencement. Hoofdstuk 7. R.W.S. Sluizen en Stuwen. H.J. Pieters. Juli 1983.

Literatuurlijst.

1. Erosie van beton. CUR-rapport 99. Stichting voor onderzoek voorschriften en kwaliteitseisen op het gebied van beton (CUR-VB). Maart 1980. ISBN 9021260417.
2. Voorspannen in de winter. STUVO-rapport nr. 53. Augustus 1979.
3. Beton. H.W. Reinhardt.

4. Duurzaamheid.

4.1. Inleiding.

De strategie die met het oog op de duurzaamheid bij het ontwerpen van de betonconstructies is gevolgd, hield in feite in te streven naar een zoveel mogelijk ongescheurde beton. Daarom is het merendeel van de betonconstructies ontworpen in voorgespannen beton. Het beton zelf moet natuurlijk van een goede kwaliteit zijn en een grote dichtheid hebben. Voor de bescherming van de wapening werd gekozen voor een grote betondekking. Bijzondere aandacht werd besteed aan de bescherming van de voorspankabels en de verankeringen, met inbegrip van de injectie van de kabelkanalen. Alle constructies zijn bovendien voorzien van een zogenaamde huidwapening. Dit is een kruisnet van wapening dat met een goede dekking onder het volledige oppervlak van de constructie is aangebracht. De huidwapening moet ervoor zorgen dat eventueel toch optredende scheurvorming of een plaatselijke beschadiging van ondergeschikte betekenis zullen zijn voor de duurzaamheid van het geheel.

4.2. De levensduur van de stormvloedkering.

De vereiste levensduur van de stormvloedkering is op 200 jaar gesteld. Omdat de ervaring over zo'n periode ontbreekt ontstond de behoefte een voorspelling van de duurzaamheid te geven. De duurzaamheid van het beton is beschreven in het materialenhoofdstuk. Van belang voor de duurzaamheid van de totale constructie is de invloed van het milieu op de toegepaste stalen onderdelen en met name op de wapening in de beton.

Theoretisch is het mogelijk het corrosieproces van de wapening ten gevolge van chloride-indringing rekenkundig te benaderen. Daarom is een literatuurstudie gedaan naar duurzaamheids- en corrosieonderzoek (doc. 1). Met dit als basis is een aantal parameters vastgesteld zoals diffusieconstanten voor chloor en zuurstof in beton, kritische chloorgehalten enz. waarmee uiteindelijk het corrosieproces in de tijd is benaderd. Resultaten van kortlopende proeven (10 - 50 jaar) zijn gebruikt, zodat de voorspelling van de levensduur slechts als een indicatie gezien moest worden.

In figuur 15 is het corrosieproces voor drie corrosiemilieus, als functie van de tijd, weergegeven:

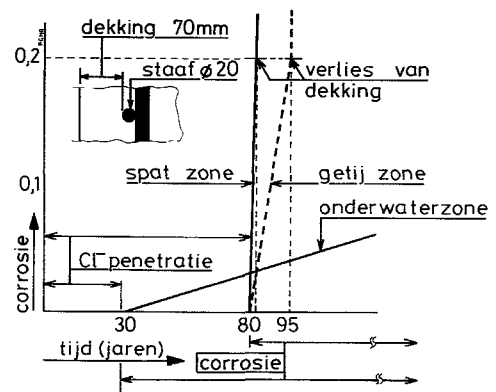
- 1 - spatzone.
- 2 - onderwaterzone.
- 3 - getijdzone.

Het corrosieproces is in drie faseringen onderverdeeld:

- fase 1 - chloride penetratie.
- fase 2 - corrosie bij aanwezigheid van de dekking.
- fase 3 - "vrije" corrosie na verlies van dekking.

1. Spatzone.

Na ongeveer 80 jaar bereikt het chloor de wapening in een zodanige concentratie dat het corrosieproces start. In de spatzone is in ruime mate zuurstof aanwezig zodat het corrosieproces zeer snel verloopt. Al na enkele jaren springt de dekking van de corroderende staaf af.



Figuur 15. Corrosieproces in de tijd.

2. Onderwaterzone.

In deze zone treedt, ten gevolge van het hoge chloride-aanbod, een relatief snelle chloorpenetratie op (30 jaar). Daarna gaat het corrosieproces zeer traag verder, door een gering aanbod van zuurstof en een zeer lage zuurstof-diffusiesnelheid. Pas na ruim 200 jaar treedt verlies van betondekking op.

3. Getijdzone.

In de getijdzone verloopt de chloride-indringing nagenoeg gelijk, maar mogelijk iets sneller dan in de spatzone. Omdat het beton echter met meer water is verzadigd, zal de zuurstof-diffusieconstante, en daardoor ook de corrosie, iets kleiner zijn.

Conclusies uit het corrosieproces.

Bij het ontwerp van de pijlers is geen onderscheid gemaakt in het deel onder water en het deel boven water. Uit het corrosieproces blijkt dat het deel onder water een veel grotere levensduur, ca. 200 jaar, heeft dan het gedeelte boven water. Dit is ook de bedoeling, want grootschalige onderwaterreparatie is praktisch onmogelijk. Boven water is de noodzaak van reparatie van de dekking na 80 tot 100 jaar niet uitgesloten. Reparatie is hier echter goed mogelijk. Mocht door onvoorziene corrosie de huidwapening verloren gaan dan blijft toch de veiligheid nog voldoende gewaarborgd omdat de voorspankabels, door hun grotere dekking, pas in een veel later stadium worden aangetast. Verlies van dekking zal door

velen, waaronder zeker de beheerder, een psychologische grenstoestand zijn, waarbij onderhoud wordt uitgevoerd.

4.3. De duurzaamheid in het ontwerp.

Omdat corrosie van de wapening en de duurzaamheid van een betonconstructie in belangrijke mate samenhangen met de scheurvorming, heeft als uitgangspunt bij het ontwerpen een zoveel mogelijk scheurvrije constructie gegolden. Dit was een van de redenen om voor voorspanning te kiezen. Daarnaast is, om onvermijdelijke scheurvorming te beperken, een huidnet toegepast.

Het ontwerp is gebaseerd op de semi-probabilistische ontwerpmethode. Voor het principe hiervan zie figuur 16.

De rechter kromme toont de kansdichtheidsfunctie van de sterkte R van het materiaal. De linker kromme geeft de verdelingsfunctie van de belasting Q weer. De belangrijkste grenstoelstanden waarop het ontwerp is gebaseerd zijn:

- de gebruiksgrenstoestand.
- de bezwijkgrenstoestand.

De eisen die aan de constructie in het gebruiksstadium worden gesteld, zijn in het algemeen maatgevend. Uit de figuur blijkt ook dat de overschrijdingskans van de hydraulische belasting, toegepast in het gebruiksstadium, 10^{-2} /jaar is.

Onder invloed van eigen gewicht en hydraulische belastingen zijn voor de voorspanning de volgende eisen gehanteerd:

- $\sigma_b < 0$
- $\rho < 0,5 f_b$
- waarin:
- σ_b = buigtrekspanning (beton)
- ρ = hoofdtrekspanning (beton)
- f_b = rekenwaarde voor de treksterkte van beton.

Zelfs als de trekspanningen ten gevolge van de gebruiksbelastingen ver onder het toelaatbare blijven kan de betonconstructie scheuren vertonen. Bijzondere invloeden zoals het hydratatieproces, krimp en temperatuursverschillen kunnen trekspanningen veroorzaken die de spanningen ten gevolge van de gebruiksbelasting nog ver overtreffen. Om de scheurvorming ten gevolge van deze bijzondere invloeden te beperken is wapening toegepast. Ook is met wapening de trekspanning, die wordt toegelaten in het

gebruiksstadium, gecompenseerd.

Om de duurzaamheid te vergroten is bij het ontwerp de scheurwijdte w beperkt tot:

- $w < 0,3$ mm. voor incidentele scheuren.
- $w < 0,2$ mm. voor blijvende scheuren.
- $w < 0,15$ mm. voor scheuren ter plaatse van voorspankabels.

Om de scheurvorming te beperken zijn er in de bouwfase een aantal bijzondere maatregelen genomen.

1. Kunstmatige koeling van het beton.
2. Thermische isolatie van de pijlervloer.
3. Krimpvoorspanning.

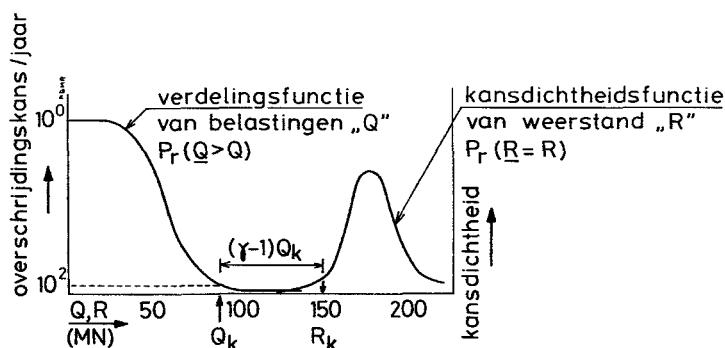
1. Kunstmatige koeling van het beton.

Tijdens het hydratatieproces ontstaat er in het beton een aanzienlijke temperatuursverhoging, in dikkere delen zelfs boven 40°C . Een groot deel van deze temperatuursverhoging vindt plaats in de fase waarin het beton praktisch geen stijfheid heeft, terwijl de afkoeling plaatsvindt in een fase waarin het beton bijna zijn volledige stijfheidseigenschappen bezit.

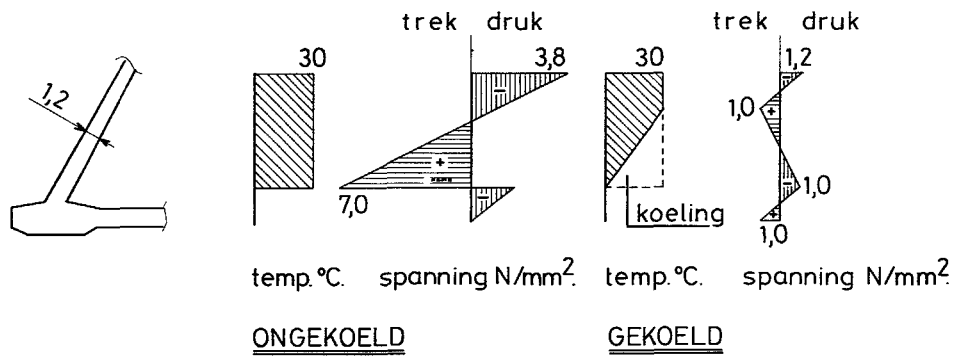
Wordt nu bijvoorbeeld een pijlerwand op een pijlervloer gestort, dan ontstaan na afkoeling hoge trekspanningen in de wand, omdat de vloer het vrije vervormen van de wand verhindert. Deze trekspanningen lopen tot ver boven de treksterkte van de beton op (fig. 17). Bij de pijlers zijn deze zogenaamde hydratatiespanningen door kunstmatige koeling van het beton (gedurende 3 a 4 dagen) beperkt tot globaal het niveau van de treksterkte van het beton (zie ook 3.1.4.).

Aan de onderkant van de wand is de gehele temperatuurstijging door koeling teniet gedaan. Boven 8 meter was geen koeling meer nodig. Tussen deze twee uitersten is gestreefd naar een lineair verloop van de koeling. De gemiddelde trekspanning wordt daarmee teruggebracht van $7,0$ naar $1,0$ N/mm^2 .

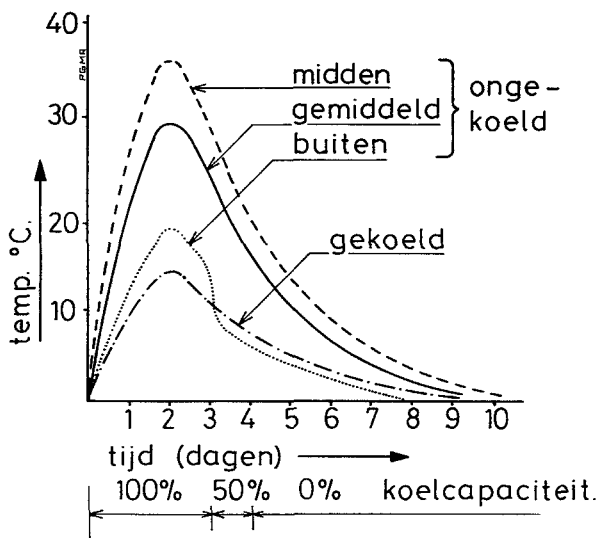
Hoe de temperatuur zich op 4 m. hoogte, in een wand waar de helft van de temperatuurstijging wordt weggekoeld, ontwikkelt, laat figuur 18 zien. De koeling wordt ongeveer 3 a 4 dagen op volle capaciteit en en 1 dag op halve capaciteit toegepast. Afhankelijk van de buitentemperatuur wordt de koeling na ca. 4 dagen beëindigd.



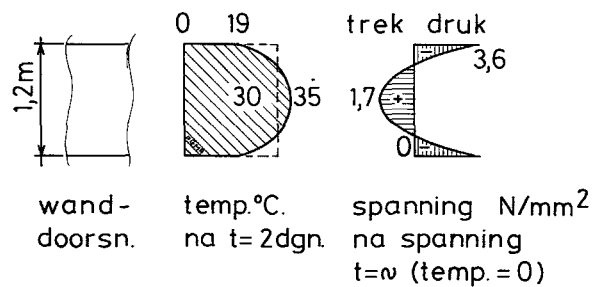
Figuur 16. Semi-probabilistische ontwerpmethode.



Figuur 17. Spanningen door hydratatie in de wand.



Figuur 18. Ontwikkeling van temperatuur in de gekoelde en niet gekoelde wand.



Figuur 19. Temperatuurgradiënt en spanningen in de ongekoolde wanddoorsnede.

Ook blijkt dat er in het niet gekoelde deel van de wanddoorsnede een temperatuurgradient ontstaat ten gevolge van een snellere afkoeling aan de buitenzijde (fig. 19).

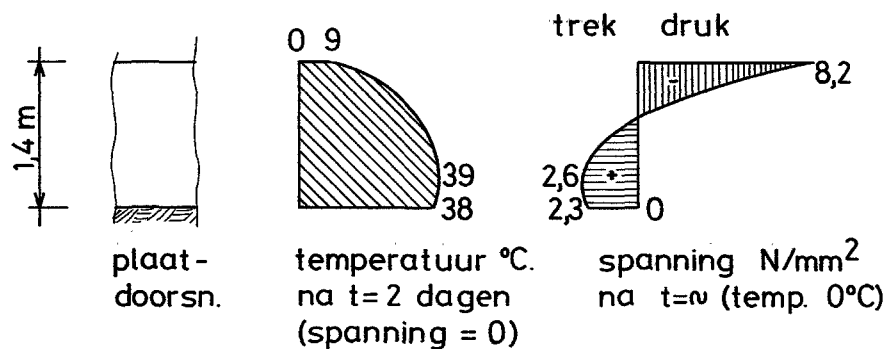
2. Thermische isolatie van de pijlervloer.

Bij het hydratatieproces ontstaat, als de vloer niet geïsoleerd is, in het onderste deel van de vloer een temperatuursverhoging van ca 40°C (fig. 20). Aan de bovenzijde blijft deze verhoging beperkt tot ca. 10°C. Er ontstaat een temperatuurgradient van 30°C. Deze gradiënt wordt, gedurende de eerste twee dagen na het storten, spanningsloos opgebouwd omdat de beton gedurende die periode bijna geen stijfheid heeft. De latere afkoeling veroorzaakt aan de onderzijde van de vloer hoge trekspanningen waardoor gevaar van scheur-

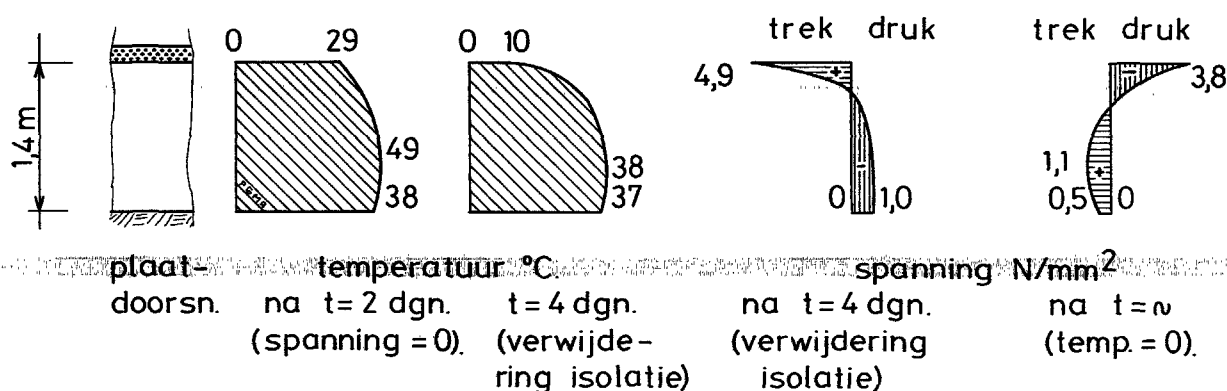
vorming ontstaat. Thermische isolatie aan de bovenzijde van de vloer verlaagt de gradient en dus ook het niveau van de trekspanningen aanzienlijk (fig. 20). Na het verwijderen van de isolatie treden tijdelijk hoge trekspanningen aan de bovenzijde van de vloer op.

3. Krimpvoorspanning.

Een andere maatregel om de scheurvorming te beperken is de krimpvoorspanning. De bedoeling hiervan is om bij elk gestort onderdeel van de constructie een deel van de voorspanning zo vroeg mogelijk aan te brengen. Het voordeel is dat de optredende trekspanningen die zich in de loop van de tijd opbouwen, door de voorspanning beperkt kunnen worden en daarmee het risico van scheurvorming verminderen.



Vloerplaat niet geïsoleerd.



Vloerplaat geïsoleerd.

Figuur 20. Ontwikkeling van de temperatuur en spanning in een niet geïsoleerde en geïsoleerde vloerplaat.

4.4. De duurzaamheid in details.

In het voorgaande zijn de belangrijkste ontwerpuitgangspunten met betrekking tot de duurzaamheid behandeld. In de praktijk blijkt vaak dat optredende schade veroorzaakt is door onvoldoende verzorging van details. Bij de Stormvloedkering is daarom ook aan de details extra aandacht besteed. De belangrijkste hiervan zijn:

- het vullen van de sparingkasten van de voorspanverankeringen.
- de elektrische isolatie van metalen onderdelen aan de buitzijde van de constructie.
- isolatie van de ankerbouten.

Deze drie punten zijn in het materialenhoofdstuk uitgebreid behandeld.

4.5. De kwaliteitscontrole tijdens de uitvoering.

Tot hier toe is geschreven over ontwerpuitgangspunten die

erop gericht zijn een veilige en duurzame constructie te verkrijgen. Naast de theoretische uitgangspunten is echter de kwaliteit van de uitvoering minstens zo belangrijk. Daarom is in de bouworganisatie een speciale afdeling "kwaliteitscontrole" opgenomen. Deze afdeling beschikte over hoogwaardig geschoold personeel en een goed geoutilleerd laboratorium. Naast de normale kwaliteitscontrole van het beton, zijn regelmatig kritische details zoals vulling van centerpengaten, sparingkasten en dergelijke op waterindringing gecontroleerd. Verder is de constructie uitvoerig op grindnesten en ontoelaatbare scheurvorming gecontroleerd. Op deze manier stond men er borg voor dat de theoretische kwaliteitseisen ook praktisch verwerkt werden.

Documentatielijst.

1. De levensduur van de Stormvloedkering Oosterschelde. Een rekenkundige benadering van het corrosieproces in gewapend beton. Ir.J.G.Hageman.

5. Betononderzoek.

5.1. Inleiding.

De duurzaamheid van de constructie is een belangrijk aspect bij het ontwerp en bij de uitvoering van de bouw. Dit hoofdstuk zal onder andere een overzicht geven van enkele van de onderzoeken die met betrekking tot de duurzaamheid van de betonconstructies werden uitgevoerd. Bovendien behandelt dit hoofdstuk drie onderzoeken op het gebied van de betontechnologie. De op te lossen problemen houden verband met de buitengewone belastingen en met het gebruik van grote geprefabriceerde betonelementen, die nauwkeurig geplaatst en vastgezet moesten worden op de fundatie.

De betonconstructies van de stormvloedkering, met in het bijzonder de pijlers, hebben grote afmetingen. Tamelijk grote hoeveelheden beton werden in een keer gestort. Met het oog op het streven naar ongescheurde beton moesten de spanningen in het jonge beton nader worden beschouwd en eventueel worden gereduceerd (par. 5.2).

De voorspelling van de scheurwijdte die in gewapend beton kan optreden bij grote betondekkingen en grote staafdiameters, vereiste de nodige aandacht. De normale benadering (formules) gaven hierbij niet altijd een bevredigend resultaat (par. 5.3).

De betontechnologische onderzoeken betreffen ten eerste het mechanische gedrag en de bruikbaarheid van de onderverulspecie onder de pijlers (par. 5.4), ten tweede de stootkrachten op betonoppervlakken en optredende beschadigingen door vallende stenen (par. 5.5) en ten derde erosie van beton door water en zand (par. 5.6).

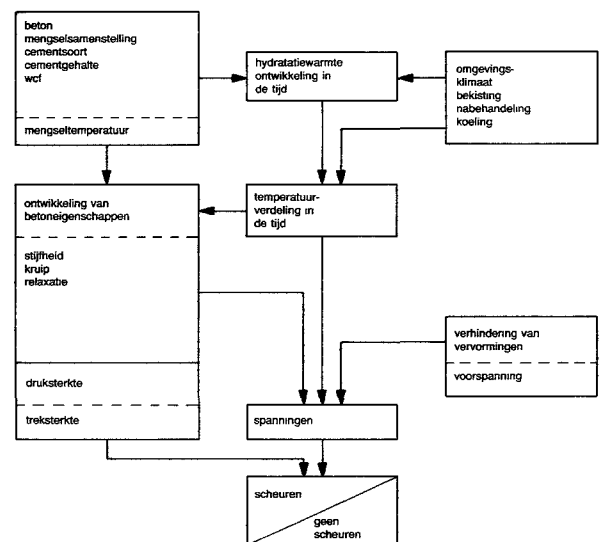
5.2. Het jonge beton.

De verharding van beton is het resultaat van de hydratatie van het cement. De cementreactie is exotherm. De door de hydratatie ontwikkelde warmte kan een aanzienlijk stijging van de temperatuur in het inwendige van de betonmassa veroorzaken, omdat de warmtegeleiding van beton betrekkelijk laag is.

Scheuren kunnen ontstaan wanneer het beton niet vrij kan vervormen en de rekken aan het materiaal worden opgelegd. In dat geval kunnen trekspanningen ontstaan en is scheurvorming waarschijnlijk, in het bijzonder in de periode waarin het beton weer afkoelt.

Om te kunnen beoordelen of scheurvorming zal optreden als gevolg van de hydratatiwarmte die is ontwikkeld, moeten de trekspanningen in het beton σ ct worden vergeleken met de treksterkte van het beton f_{ct} . Beide grootheden ontwikkelen zich in de tijd t . Om scheurvorming te vermijden moet worden voldaan aan de eis dat $\sigma < f_{ct}$. Deze beoordeling is tamelijk ingewikkeld. Het schema in figuur 21 geeft de factoren in hun onderlinge relaties die bepalen of scheurvorming in jonge be-

ton zal optreden of niet. De temperatuur in de betonmassa is daarbij van groot belang. Als men aanneemt dat enige belemmering van de vervorming altijd wel zal optreden, is de temperatuurverandering direct verantwoordelijk voor de ontwikkeling van de spanningen. Aan de andere kant is de temperatuurontwikkeling ook een belangrijke factor voor de ontwikkeling van de betoneigenschappen in de tijd, namelijk de stijfheid en sterkte van het beton.



Figuur 21. Factoren die het gedrag en de scheurvorming van jonge beton bepalen.

5.2.1. Het temperatuursverloop in beton tijdens de eerste dagen van de verharding.

Omdat bindend cement de hydratatiwarmte produceert, is de hoeveelheid warmte die vrijkomt in een massa beton in hoofdzaak afhankelijk van het type cement en de cementhoeveelheid. De snelheid waarmee de warmte-ontwikkeling plaatsvindt, wordt bepaald door de temperatuur en de verhardingsgraad. De invloed van de verschillende factoren is bekend uit de cementchemie en kan voor specifieke cementtypen met tamelijk eenvoudige proeven worden vastgesteld. Men zou daarom kunnen veronderstellen dat door het invoeren van de warmtecapaciteit van het beton, de temperatuurstijging in de betonmassa berekend zou kunnen worden. Het is echter gebleken dat de korrelachtige structuur van het

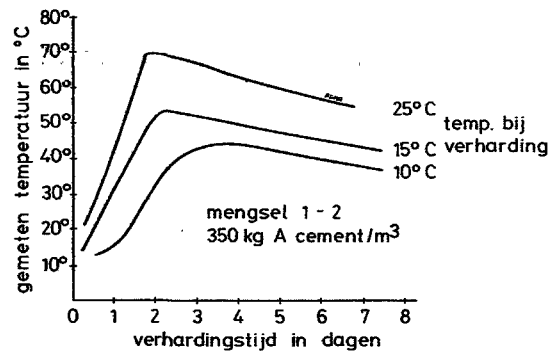
betonmengsel, het watergehalte en het gebruik van toeslagmaterialen de verwachtingen die op basis van dergelijke berekeningen worden gemaakt aanzienlijk kunnen beïnvloeden.

Daarom is besloten de temperatuurstijging rechtstreeks te meten in beton van vergelijkbare samenstelling als het beton dat in de beschouwde constructie zou worden toegepast. Hiervoor zijn kubussen met zijden van 1 m. gestort. Op verschillende punten in het inwendige van deze kubussen is de temperatuurontwikkeling gemeten gedurende de eerste dagen van de verharding. De verhardingscondities werden nagenoeg adiabatisch gehouden, waarvoor de kubussen met een dikke laag isolatiemateriaal zijn omhuld. Bovendien zijn de kubussen in een speciale, geconditioneerde, ruimte gestort en nabehandeld. Voor het aanmaken van de specie zijn cement en toeslagmaterialen op temperatuur gebracht. Gedurende de verdere metingen aan de kubussen werd de betreffende temperatuur als omgevingstemperatuur gehandhaafd. Drie temperatuurniveaus zijn in het onderzoek betrokken: 10, 15 en 25°C. Elk van de onderzochte mengsels die in tabel 3 zijn aangegeven, is behandeld op elk van de drie genoemde temperatuurniveaus. Met inbegrip van 3 duplicaat-proeven per temperatuurniveau, zijn in totaal 45 kubussen onderzocht. De veranderlijke grootheden die in de mengsels werden toegepast zijn in tabel 3 genoemd.

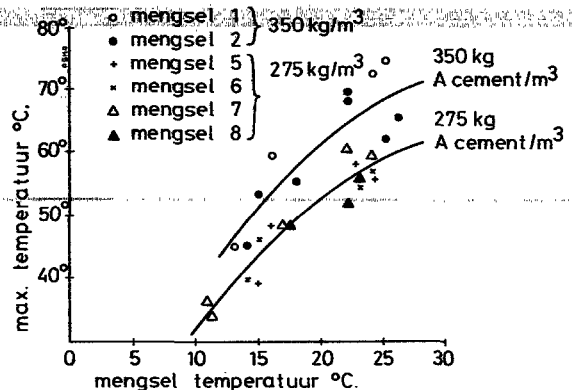
Er zijn twee typen cement gebruikt: hoogovencement klasse A (normaal verhardend) en hoogovencement klasse B (snel verhardend). De mengsels 1 tm 4 waren speciaal samengesteld voor toepassing in de Stormvloedkering. De vereiste karakteristieke sterkte van het beton voor de verschillende elementen van de kering bedraagt 45 respectievelijk 37,5 N/mm².

Figuur 22 laat de kenmerkende krommen zien voor het temperatuursverloop in de eerste dagen tijdens de verharding bij de drie verschillende temperatuurniveaus waarbij het storten en de verharding plaatsvond. De getekende krommen betreffen de waargenomen gemiddelde temperatuur in de kubussen met zijden van 1 m voor de mengsels 1 en 2. De maximaal geregistreerde temperatuur in de kubussen

hangt duidelijk af van de temperatuur van het mengsel aan het begin van het hydratatieproces. Bovendien blijkt de maximumtemperatuur eerder op te treden naarmate het temperatuurniveau aan het begin van de verharding hoger is. De geregistreerde maximumtemperatuur in de verschillende proefkubussen is te zien in figuur 23.



Figuur 22. Kenmerkende krommen voor het verloop van de gemiddelde temperatuur in de eerste dagen van de verharding.



Figuur 23. Maximaal gemeten temperatuur.

mengsel	cementgehalte kg/m ³	watercement factor	luchtgehalte %	cementklasse	toevoegingen
1	350	0,48	1,0	A of B	● de toeslagmaterialen bevatten 35% zand en 65% grind. ● in mengsel 2 en 4 werd 0,75l. superplastificeerder per 100 kg cement toegevoegd
2	350	0,42	3,0	A of B	
3	325	0,50	1,0	A of B	
4	300	0,48	3,0	A of B	
5	275	0,56	1,0	A	● in mengsel 6 werd 0,04l. luchtbelvormer per 100 kg cement toegevoegd.
6	275	0,53	4,0	A	
7	275	0,57	1,0	A	
8	275	0,58	1,0	A	

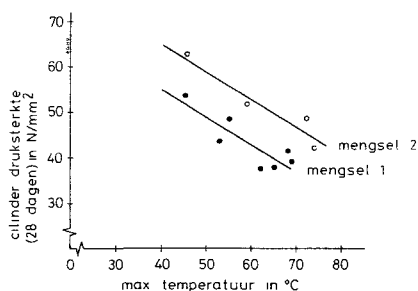
Tabel 3. Toegepaste betonmengsels.

De krommen voor de beide mengsels laten duidelijk het effect van de temperatuur aan het begin van de hydratatie zien, en ook de spreiding die soms kan worden verwacht. De meeste afwijkingen worden echter veroorzaakt door onregelmatigheden in het temperatuurverloop in betrekkelijk korte tijdperioden.

Bovendien bleek dat de preciese temperatuur aan het begin van het verhardingsproces moeilijk te registreren was. In veel gevallen trad daar enige instabiliteit in de waarnemingen op. De getrokken krommen geven echter een goed beeld van wat gecorrigeerde specifieke resultaten. In fig. 23 is ook te zien dat de temperatuurstijging lineair afhankelijk is van het cementgehalte van het betonmengsel. Het effect van andere veranderingen in het mengsel zoals de watercementfactor en het gebruik van toeslagstoffen, bleken ondergeschikt.

Daarbij moet worden bedacht dat de variaties die werden toegepast binnen nauwe grenzen bleven. De verkregen informatie was in feite onvoldoende om er conclusies aan te verbinden. Ook het gebruik van cement klasse A of B bleek geen significant verschil op te leveren met betrekking tot de gemeten temperaturen.

In aanvulling op de metingen van de temperatuurontwikkeling in de kubussen, werd het onderzoek aan de 1 m-kubussen gebruikt om meer informatie te verkrijgen betreffende het mengsel, de verwerkbaarheid daarvan en de betonsterkte. De meest interessante conclusie uit deze aanvullende informatie betreft de druksterkte van het beton gemeten aan cilinders die na verharding uit de kubussen zijn geboord. De resultaten van de beproeving van de cilinders zijn afgebeeld in figuur 24. Hierin is te zien dat de druksterkte evenredig afneemt met de temperatuuroptocht in het beton gedurende de hydratatie.



Figuur 24. Afname van de betondruksterkte als gevolg van de hoge temperatuuroptocht bij de verharding.

5.2.2. Ontwikkeling van de betoneigenschappen.

Een volgend belangrijk onderwerp van onderzoek betreft de ontwikkeling van de betoneigenschappen in de eerste dagen van de verharding. Voor dit onderzoek zijn proefstukken met meer normale afmetingen gemaakt. Deze werden in speciale beproevingsruimten gestort en behandeld.

In deze beproevingsruimten werden gedurende de eerste tien dagen van de verharding de temperaturen aangepast aan het temperatuurverloop dat in het inwendige van de 1-m. kubussen was waargenomen bij hetzelfde betonmengsel. De onderzoekingen betroffen:

- de kubusdruksterkte gemeten aan kubussen met zijden van 150 mm.
- de betontreksterkte gemeten door het splijten van 150

mm. kubussen.

- de elasticiteitsmodulus bepaald met behulp van prisma's van 150 x 150 x 600 mm.
- de lineaire uitzettingscoëfficiënt bepaald door meting van de verlenging van prisma's van 150 x 150 x 600 mm.
- de spanningsontwikkeling in prisma's van 150 x 150 x 700 mm., waarvan in verschillende mate de temperatuurvervormingen werden belemmerd.

De proefstukken werden direct na het storten in dichte folie verpakt om uitzettingskrimping te vermijden. Met uitzondering van laatstgenoemde experimenten betreffen alle proeven de sterkte en stijfheid van het beton, geregistreerd volgens normale korte duur-proeven. Om de ontwikkeling van de spanningen te kunnen meten, werd speciale apparatuur gebouwd. De betreffende apparatuur maakte het mogelijk de lengte van het proefstuk constant te houden en de temperatuurvervormingen geheel te verhinderen. De frames maakten het ook mogelijk de lengte van de proefstukken zodanig aan te passen dat een gekozen percentage van vrije temperatuurvervorming is belemmerd. De genoemde proeven betreffende de spanningsverandering in de verhardingsperiode vormen een praktijkgericht stuk onderzoek. De proeven zijn uitgevoerd voor verschillende betonmengsels en opgelegde temperatuurverlopen. De resultaten die hier worden genoemd betreffen de beide betonmengsels die voor gebruik in de stormvloedkering zijn samengesteld. Zij komen overeen met de in tabel 3 genoemde mengsels 2A en 2B, waarbij A en B de gebruikte cementklasse aangeeft. Het temperatuurverloop dat bij de verharding van het beton is opgelegd, kwam overeen met het geregistreerde verloop in het inwendige van de 1-m kubussen die onder bijna adiabatische omstandigheden verhardden. Alle drie genoemde temperatuurniveaus zijn onderzocht.

De waargenomen ontwikkeling van de kubusdruksterkte van het beton blijkt typische krommen te vertonen als functie van de temperatuur tijdens de verharding. Voor het praktische gebruik van de resultaten is het echter belangrijker een methode te vinden die het mogelijk maakt de kubusdruksterkte afhankelijk van de temperatuur-ontwikkeling te voorspellen. Daarvoor is de rijpheid nader beschouwd. Het idee is welbekend vanuit de literatuur. Op basis van proeven wordt een verband gelegd tussen de druksterkte van het beton en de sommatie van tijd, vermenigvuldigd met temperatuur. De laatstbedoelde factor is de rijpheid.

Papadakis en Bresson (lit.1) hebben voorgesteld de invloed van hogere temperaturen in de rijpheid te vergroten, omdat hun effect relatief gunstig is op de sterkteontwikkeling. Volgens hun voorstel moet de rijpheid worden berekend uit:

$$R_t = \sum t \times \Delta T_i \times k^{n_j}$$

In deze formule is t de tijd waarin het temperatuur-interval ΔT_i aan het verhardende beton is opgelegd. De factor k is een materiaalfactor die afhangt van het gebruikte cementtype. De factor n_j tenslotte houdt verband met de specifieke temperatuurintervallen die samen de totale temperatuur in de tijd t bepalen onder de kromme van figuur 25. De rijpheid volgens Papadakis en Bresson en de gemeten kubusdruksterkte van het beton met betrekking tot de verschillende temperatuurverlopen die werden toegepast, blijken eenzelfde relatie te vertonen (fig. 26).

Uit de gemeten splijttreksterkte van het beton blijkt dat voor het jonge beton de normale empirische relatie geldt tussen

de splijttreksterkte van beton en de kubusdruksterkte die ook opgaat voor volledig verharde beton. De splijttreksterkte f_{ct} kan dus worden gevonden uit:

$$f_{ct} = 0,28 \times (f'_{ct})^{1/3} \text{ N/mm}^2$$

of uit:

$$f_{ct} = 1 + 1/20 \times f'_{ct} \text{ N/mm}^2 \text{ als } f'_{ct} \gg 15 \text{ N/mm}^2$$

waarin f'_{ct} de kubusdruksterkte van het beton is. De benadering van de gemeten waarde is redelijk goed voor alle onderzochte betonmengsels.

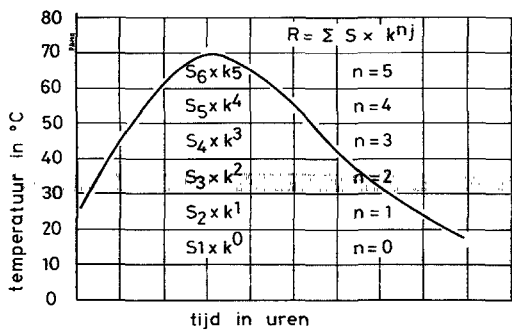
De elasticiteitsmodulus van het beton is bepaald door het spanning-stuikdiagram te meten tot aan breuk van het prisma. Op een belastingniveau gelijk aan de helft van de geschatte prisma-druksterkte die op dat moment beschikbaar was, werd de belasting weer gereduceerd tot 0 om de

waarin f'_{ct} de kubusdruksterkte is van het jonge beton bij de betreffende ouderdom.

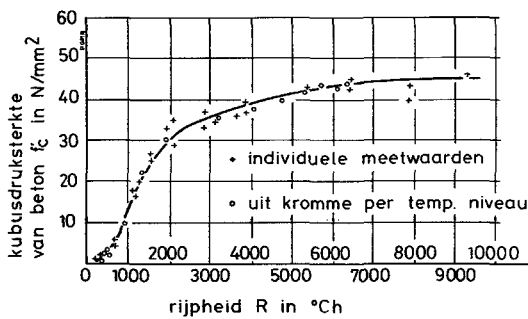
De thermische uitzettingscoëfficiënt van beton die door meting aan de prisma's is vastgesteld, blijkt een constante factor te zijn gedurende het gehele hydratatieproces. Deze coëfficiënt vertoont enige variatie als functie van de samenstelling van het betonmengsel. Het onderzochte beton leverde een waarde $\alpha = 12 \times 10^{-6}$

Het spanningsverloop in de prisma's waarvan de temperatuurvervorming werd verhinderd, is uitvoerig geregistreerd. Verschillende belemmeringsgraden werden in de onderzoeken toegepast. Het blijkt dat in de verharding twee constante relaxatiefactoren van toepassing zijn. Deze factoren blijken echter afhankelijk te zijn van het betonmengsel.

Voor de hier beschouwde betonmengsels blijkt de relaxatiefactor 0,7 te bedragen in de periode waarin de temperaturen stijgen. De relaxatiefactor bedraagt 1,0 in de periode dat het beton weer afkoelt. Figuur 28 laat voor twee gevallen de vergelijking tussen gemeten en berekende waarde zien.



Figuur 25. Methode voor de bepaling van de rijpheid.

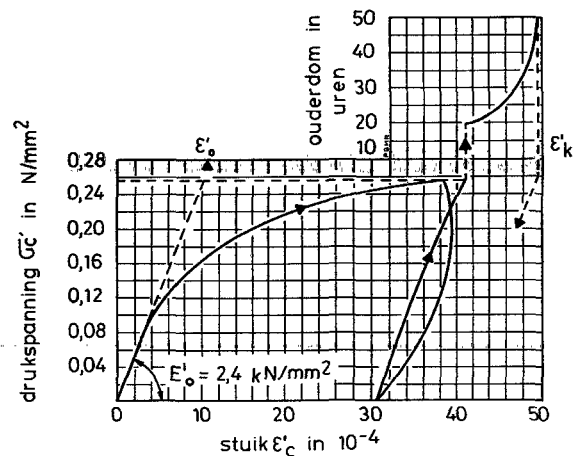


Figuur 26. Rijpheid volgens Papadakis/Bresson voor betonmengsel 1 en 2 en drie verschillende temperatuurniveau's gedurende de verharding.

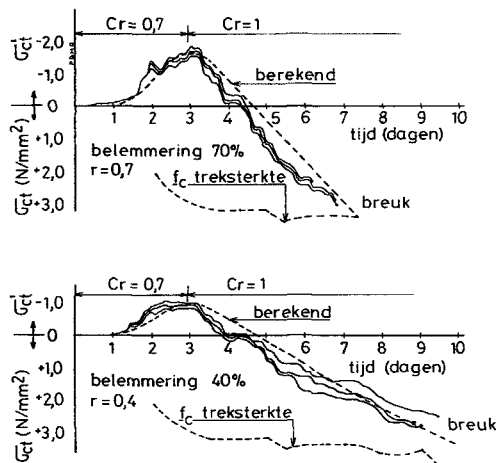
blijvende vervorming te kunnen waarnemen. De ontwikkeling van de elasticiteitsmodulus blijkt erg snel te verlopen. Vanaf ongeveer een kwart tot drie kwart van de uiteindelijke waarde, ontwikkelt de elasticiteitsmodulus zich in ongeveer een dag. Hoe hoger de verhardingstemperatuur des te sneller treedt deze ontwikkeling op.

De elasticiteitsmodulus is bepaald uit de raaklijn in de oorsprong aan het gemeten spanning-stuikdiagram van het beton. Een typerend resultaat van de meting wordt gegeven in fig. 27. Uit het onderzoek blijkt ook dat voor de elasticiteitsmodulus van jonge beton een bekende empirische relatie, die voor verhard beton geldt, bruikbaar is. De elasticiteitsmodulus kan dus worden berekend uit:

$$E'_{ot} = (1800 \cdot 4 \times f'_{ct})(10 \times f'_{ct})^{1/2} \text{ N/mm}^2$$



Figuur 27. Het spanning stuikdiagram en de kruip van een prisma met $f'_c = 0,375 \text{ N/mm}^2$, belast na 19 uur verharding.

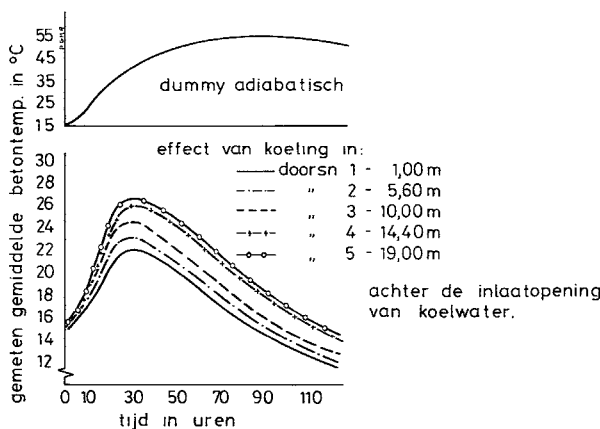


Figuur 28. Vergelijking tussen gemeten en berekende spanningen in een prisma waarvan de temperatuurvervorming tijdens de eerste dagen van de verharding gedeeltelijk is verhinderd.

Alle proefstukken in deze serie zijn tenslotte gebroken op een spanningsniveau dat ongeveer 75% bedraagt van de gemeten betontreksterkte. De reductie tot 75% kan worden verklaard. De betreffende proefstukken braken in doorsneden waarin de minimum treksterkte onder lange-duurbelasting aanwezig was. De treksterkte die hiervoor werd genoemd, betreft echter de gemiddelde waarde die bij korteduurproeven is waargenomen. Beide aspecten betekenen een reductie van de effectieve sterkte in de prisma's waarvan de vervorming werd belemmerd.

De belemmering van de vervormingen van het beton in de verhardingsfase is een belangrijk aspect. In het algemeen gesproken kunnen twee typen worden onderscheiden. Een type is de belemmering van de vervormingen van betonvezels in een doorsnede die optreedt in het geval van niet lineair temperatuurverloop in die doorsnede. Een ander type betreft de belemmering van de hoofdvervorming van een constructief element (bijv. een wand) dat wordt gestort op een al verhard element (bijv. een plaat of een vloer). Beide typen belemmeringen zullen dikwijls in combinatie optreden. In het bijzonder de laatste vorm van belemmering is onderwerp van onderzoek geweest (lit. 2). Twee belangrijke aspecten kunnen hierbij worden genoemd. De spanningsverdeling die door de belemmering van de vervorming ontstaat, hangt natuurlijk sterk af van de mogelijkheden die het al verharde element (de vloer) heeft om samen met de pas gestorte wand te vervormen. Onderheide constructies zijn hierbij erg ongunstig. Gedurende de verharding van de wand zal de stijfheid daarvan toenemen, wat betekent dat de verhouding van de stijfheden en dus de belemmeringsgraad in de verhardingsperiode zal veranderen.

Het tweede aspect is het feit dat in het contactvlak tussen wand en vloer de belemmering van punt tot punt optreedt. Dit verhindert dat andere dan erg kleine scheuren kunnen ontstaan wanneer de spanningen voldoende hoog oplopen. Op een zekere afstand van het contactvlak is een grotere discontinuïteit in de vervormingen mogelijk en kunnen dus wijdere scheuren ontstaan op grotere onderlinge afstand. In dit gebied kunnen de scheurwijdten worden beheerst door de toepassing van wandwapening. Tenslotte werd onderzoek verricht naar te nemen maatregelen om scheurvorming in jonge beton te voorkomen.



Figuur 29. Effect van koeling in een betonddoorsnede van 650 x 650 mm.

Proeven werden uitgevoerd om vast te stellen wat het effect is van directe koeling van het jonge beton door middel van koelwater dat door in het beton ingebetonnerde koelbuizen stroomt. Daarvoor werden aan verschillende grote blokken beton, voorzien van zo'n koelsysteem, uitvoerig metingen gedaan. Voor een kenmerkend resultaat van dit onderzoek zie figuur 29.

Theoretische studies werden eveneens uitgevoerd. Er is onder meer een computerprogramma samengesteld voor de berekening van de temperatuurverdelingen in een verharde betonmassa (lit. 3).

De informatie die uit de beschreven onderzoeken is verkregen is met succes toegepast in aanvulling op een grote hoeveelheid kennis en ervaring die al eerder was verkregen. Het zal duidelijk zijn dat een verdere gedetailleerde uiteenzetting over alle aspecten die hierbij een rol spelen in het kader van deze deelnota onmogelijk is.

5.3. Scheuren in grote betonconstructies.

De duurzaamheid van gewapende en voorgespannen betonconstructies vereist dat ingrijpende corrosie van de wapening wordt verhinderd. Hoewel geen duidelijke correlatie kan worden aangetoond tussen de scheurwijdte en de duurzaamheid van genoemde constructies op lange termijn, wordt de beheersing van de scheurwijdte toch algemeen gebruikt als een van de maatregelen om de duurzaamheid te verzekeren. De gedachte om scheurwijdte te beperken geldt ook voor de Stormvloedkering, wetende dat kleine scheuren in ieder geval de waarschijnlijkheid reduceren van ingrijpende corrosie, voor zover niet andere verschijnselen bepalend zijn. De invloeden van die verschijnselen op de duurzaamheid moeten op andere wijze worden opgelost.

In betonconstructies met grote afmetingen kunnen de diameters van de wapeningsstaven en de maat van de betondekking de normale maten aanzienlijk overschrijden. Dit is in het bijzonder een probleem wanneer de constructie in een agressieve omgeving staat. Dan wordt immers snel een grote betondekking toegepast. Bij deze grote constructies met grote dekkingen en grote diameters ontstaat het probleem dat de normale praktische formules voor het berekenen van de scheurwijdte niet meer gelden. De betreffende formules overschatten de scheurwijdte voor de beschouwde omstandigheden sterk. Dat begint bij gevallen waarbij de staafdiameters een maat van 25 mm. overschrijden en de betondekking groter wordt dan 50 mm. Dit heeft uiteraard te maken met het empirische karakter van de scheurwijdte-formules en het begrensde, maar wel normale, gebied van de staafdiameters en betondekkingen dat in het experimentele onderzoek achter die formules is bekeken. Daardoor ontstaat de noodzaak om voor de grotere betonconstructies een aangepast realistisch idee te krijgen omtrent de scheurwijdten die kunnen optreden. Om dit probleem in zekere mate op te lossen, werden experimenten uitgevoerd op betonelementen die waren gewapend met grote staafdiameters en waarbij grote betondekkingen werden toegepast.

De proefstukken kunnen worden beschouwd als delen van grote wanden of platen. De belastingsgevallen die in het onderzoek werden toegepast betreffen situaties waarin deze vloeren of wanden werden belast met axiale trek of buiging. Het onderzoek werd achtereenvolgens in twee series uitgevoerd.

Voordat de experimenten worden beschreven, worden de

scheurwijdteberekeningen genoemd die ter vergelijking zijn gebruikt. Als vertegenwoordiger van eenvoudige normale formules, is de formule voor de berekening van de scheurwijdte gebruikt die is opgenomen in de VB 1974. Deze formule luidt:

$$(a) w(\max) = \sigma_s \times \xi_1 \times (2c + \xi_2 \times \phi / \omega_0) \times 10^{-5} \text{ mm.}$$

waarin:

- $w(\max)$ = maximale scheurwijdte.
- σ_s = de staalspanning in de gescheurde doorsnede.
- c = betondekking.
- ϕ = staafdiameter.
- ω_0 = het wapeningspercentage met betrekking tot de effectieve doorsnede.
- ξ = een empirische coëfficiënt die afhangt van de aanhechtingseigenschappen van de wapeningsstaven en het belastingsgeval (zuivere trek of druk).

Deze formule is afgeleid van de CEB-FIP Model Code in de editie 1966 en werd uitvoerig door experimenteel onderzoek onderbouwd. De betreffende scheurwijdten gelden voor de normale staafdiameters en betondekkingen en geven daarvoor bevredigende resultaten vergeleken met de gemeten scheurwijdten in de genoemde experimenten.

In het bijzonder met betrekking tot grote betondekkingen en grote staafdiameters werd een speciale formule ontwikkeld:

$$(b) w(\max) = \sigma_s \times \xi \{ 100 + 0,08 \times (2c + \phi) \times a / \phi \} \times 10^{-5}$$

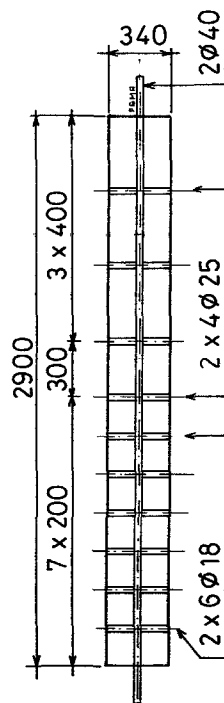
waarin:

- $(2c + \phi) < 0,5 \text{ ht}$
- a = de afstand tussen de wapeningsstaven.
- ht = de totale hoogte van de betondeorsnede.

Deze formule heeft in eerste plaats betrekking op zuivere trek maar zal ook voor buiging worden gebruikt. Later, in de editie van de CEB-FIP Model Code 1978, werd een andere methode voor het berekenen van de scheurwijdte opgenomen. De berekening van de scheurwijdte in deze versie was aanzienlijk veranderd ten opzichte van de vorige. Deze berekening is ook ter vergelijking gebruikt. De bedoelde methode is nogal ingewikkeld. De gunstige invloed van het getrokken beton tussen twee scheuren wordt in deze benadering volledig in rekening gebracht. Voor de omschrijving van de methode wordt verwezen naar de CEB-FIP Model Code (lit.4). De eerste serie proeven die werden uitgevoerd, omvatte zes proefstukken die belast zijn op zuivere trek (fig. 30). De hoofdwapening bestond uit 2 staven $\phi 40$ of 4 staven $\phi 28$. De proefstukken waren gedeeltelijk voorzien van wapeningsstaven loodrecht op genoemde hoofdwapening. Dit houdt verband met de normale praktische situatie dat dwarsstaven of verdelwapening aanwezig is. De betondekking in de verschillende proefstukken varieerde tussen 25 en 150 mm.

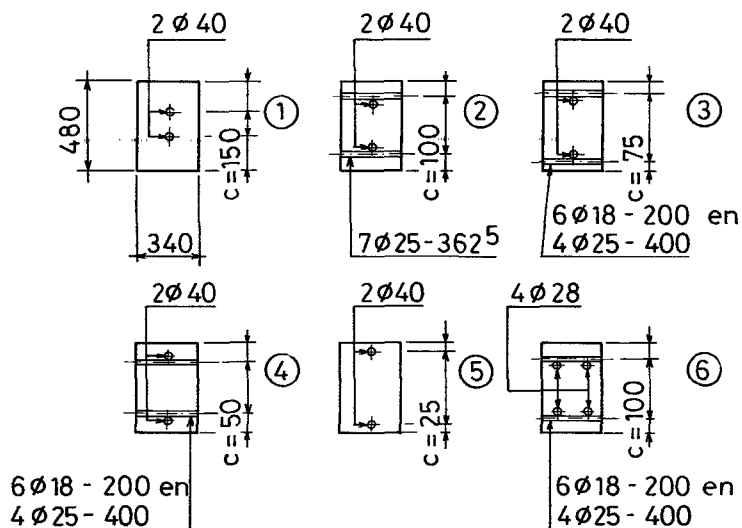
De resultaten van de beproevingen bevestigden het eerder omschreven probleem: de gemeten scheurwijdten lagen ver beneden de waarden die volgden uit de eenvoudige normale formules zoals formule (a).

In figuur 31 zijn de maximaal gemeten en berekende scheurwijdten bij zuivere trek getekend. De gemeten scheurwijdten hebben betrekking op de maximale waarde die geregistreerd is na 1000 lastwisselingen op het aangegeven spanningsniveau. De 1000 lastwisselingen op een bepaald belastingsniveau resulteren in vervormingen en scheurwijdten die betrek-



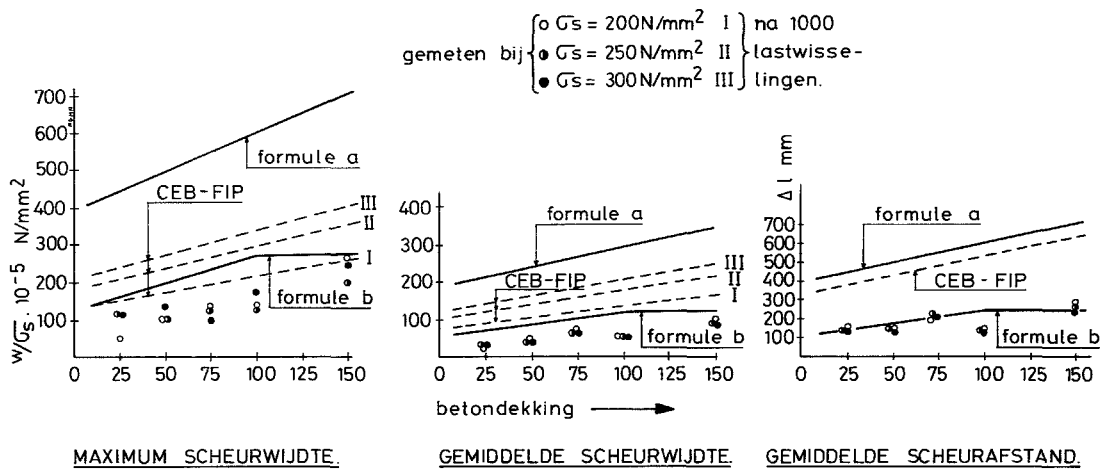
Aanzicht proefstuk 4.

Doorsnede van de proefstukken.



Kubusdruksterkte van beton 40 N/mm^2
 Vloei grens van het betonstaal 400 N/mm^2

Figuur 30. Proefstukken voor de trekproef.



Figuur 31. Grafieken scheurwijdte en scheurafstand.

kelijk stabiel zijn en bij benadering als constant voor verdere lastwisselingen kunnen worden aangenomen. Deze waarden zullen daarom verder als scheurwijdte worden aangehouden bij het betreffende belastingsniveau. Ze hebben betrekking op zogenaamde volledig ontwikkelde scheurvorming. De trekproeven hebben met betrekking tot de gemiddelde scheurafstand en de gemiddelde scheurwijdte waarden opgeleverd die ook zijn weergegeven in figuur 31. Uit vergelijking van de gemeten waarden met de uit de verschillende formules volgende berekende waarde voor de scheurwijdte, kunnen voor het belastingsgeval zuivere trek de volgende conclusies getrokken worden.

Met de CEB-FIP formule kan de maximale scheurwijdte redelijk goed berekend worden wanneer de staalspanning in de wapening ongeveer 200 N/mm.² bedraagt. De berekende resultaten liggen echter wat aan de pessimistische kant. De verschillen nemen toe wanneer de staalspanning toeneemt. Dit betekent dat de maximale scheurwijdte in de CEB-FIP formule sterker met de staalspanning samenhangt dan uit de metingen blijkt. De CEB-FIP formule overschat ook de scheurwijdte en de gemiddelde scheurafstand. De specifieke formule voor grote betondekkingen en grote staafdiameters (b) laat bevredigende resultaten zien met betrekking tot de gemiddelde waarde voor de scheurwijdte en de gemiddelde scheurafstand, vergeleken met de gemeten waarden. De berekende gemiddelde scheurwijdte volgt uit:

$$w \text{ (gem)} = w \text{ (max)} / 1,7 \times 1,4$$

De berekende maximum scheurwijdte blijkt echter wat te groot.

De eenvoudige formule (a) waarin wordt gesteld dat:

$$w \text{ (gem)} = w \text{ (max)} / 2,1$$

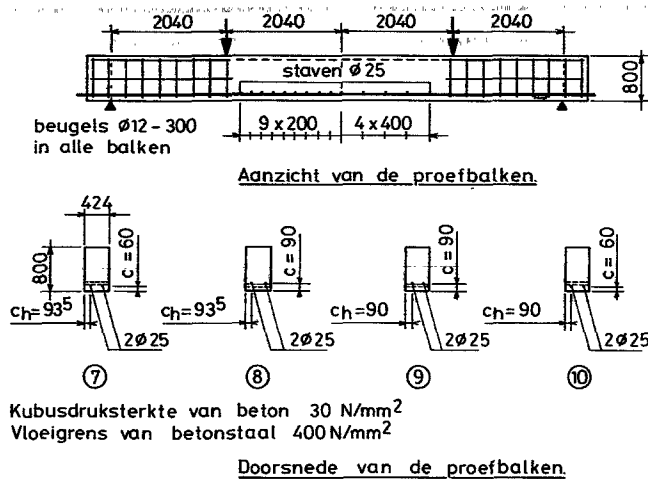
overschat alle gemeten waarden ver. Deze formule is dus te sterk gekoppeld aan de normale afmetingen van de staafdiameters en betondekkingen. De gegeven conclusies kunnen natuurlijk niet al te hard worden getrokken omdat in de experimenten de spreiding een tamelijk grote rol speelt en maar betrekkelijk weinig proeven zijn uitgevoerd. Een opmerkelijk verschijnsel in de beproevingen is het optreden van de vele scheuren langs de hoofdwapening. De langsscheuren tre-

den al bij betrekkelijk lage belastingsniveau's op. De wijdte van deze scheuren was in het algemeen geringer dan van de scheuren loodrecht op de hoofdwapening. Duidelijk is echter uit de beproevingen gebleken dat de grote staafdiameters in een veel vroeger stadium langsscheuren veroorzaken dan men bij de normale wapeningsstaven gewend is. Deze langsscheuren zijn uiteraard van betekenis omdat ze invloed hebben op de aanhechting en de verankering, maar vooral op de corrosie van de betreffende staven.

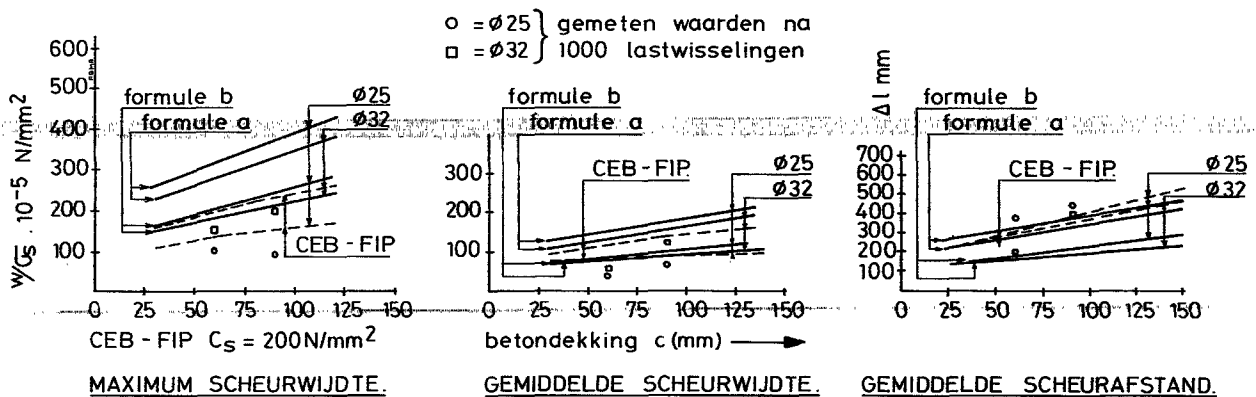
De tweede serie proeven omvatte vier balken (met wapeningsstaven van 25 of 32 mm. en een dekking van 60 of 90 mm.) die op buiging werden belast (fig. 32). De gemeten maximum scheurwijdten zijn samen met de berekende scheurwijdten weergegeven in fig. 33.

Ook hier hebben de gemeten waarden betrekking op de maximale scheurwijdte die na 1000 lastwisselingen bij het betreffende belastingsniveau werden geregistreerd. Zoals de figuren laten zien, levert de gewone eenvoudige formule weer resultaten voor de scheurwijdte op die veel te groot zijn, vergeleken met de gemeten waarden. Ze zijn bovendien groter dan de waarden die uit beide andere genoemde formules volgen. De CEB-FIP formule levert in feite nog de beste overeenstemming met de beproevingen op buiging. In het bijzonder de invloed van de staafdiameter komt daarin erg goed tot uiting. De specifieke voor de trek ontwikkelde formule, blijkt minder bevredigende resultaten op te leveren in het geval van buiging. Met het oog op de spreiding en de toch zeer beperkte informatie die met het experimentele onderzoek werd verkregen, zou men kunnen concluderen dat de specifieke formule als een goede benaderingsmethode kan worden gebruikt. Ook bij de experimenten op buiging waren de langsscheuren langs de hoofdwapening opmerkelijk.

De algemene conclusie met betrekking tot de geldigheid van de scheurwijdteberekening voor grote betonconstructies is, dat de nogal ingewikkelde methode beschreven in de laatste editie van de CEB-FIP Model Code (lit.4) bevredigende resultaten geeft in een betrekkelijk groot gebied van staafdiameters en betondekkingen. Deze uitspraak is enigszins gekoppeld aan een staalspanningsniveau van ongeveer 200 N/mm.². Een specifiek afgeleide formule (b) voor grote staafdiameters en betondekkingen, die veel simpeler is, kan als een bruikbare benadering worden toegepast. De gewone, eenvoudige formule (a), blijkt te sterk gerelateerd te zijn aan



Figuur 32. Afmetingen van de proefstukken belast op buiging.



Figuur 33. Vergelijking tussen de gemeten en berekende scheurwijdte.

de normaal gebruikelijke afmetingen. Dergelijke formules kunnen niet worden toegepast voor de berekening van de scheurwijdte in grote betonconstructies.

5.4. Literatuur.

De beschreven onderzoeken zijn volledig weergegeven in een groot aantal rapporten van TNO-IBBC en van dir. Sluizen en Stuwen, die belast was met de uitvoering van de betonwerken van de Stormvloedkering. Deze rapporten zijn hier niet stuk voor stuk genoemd maar wel allemaal voor verdere informatie beschikbaar (lit. 11.)

5.5. Betonvulling onder de pijlers.

5.5.1. Vooronderzoek.

In een vooronderzoek is geïnventariseerd welke materialen voor toepassing in aanmerking komen. Dit heeft geleid tot een zand-cementmortel. Hiermee kan onder beperkte stroomcondities, te weten een verhang van ca. 5%, een vrijwel volledige vulling van 95-100% met verkit materiaal worden bereikt. De gewenste sterkte kan eenvoudig worden

gerealiseerd. In een grofkorrelige omgeving als van de drempel moet het te vullen gebied worden begrensd. Hiervoor is waterdóórlatend zanddicht weefsel met goede resultaten toegepast. Plaatselijke lekkages in deze voorziening kunnen worden ondervangen zonder al te grote verliezen. Alternatieve materiaaltoepassingen zijn allen minder aantrekkelijk gebleken. Met een groutspecie van cement, water en hulpstoffen zoals bentoniet worden de gewenste sterktes niet gemakkelijk gehaald, er is een zeer dicht doek vereist en lekkages zijn moeilijk betrouwbaar te repareren. Met beton is er geen garantie op een voldoende vullingsgraad. Dit geldt ook voor asfalt-betonmengsels. Onderstromen met zand levert een onstabiele vulling.

5.5.2. Experimenteel onderzoek.

1. Ondervullen caissons op breukstenen dam.

In eerst instantie is voor het oorspronkelijke ontwerp van de stormvloedkering met caissons, onderzoek uitgevoerd in een stroomgoot te Lith. Voor het ondervullen van de caissons moest worden uitgegaan van een ca. 35 m. hoge vulleiding wat na aftrek van de waterdruk een overdruk van de specie tegen de vloer inhield van ca. 5 bar.

In verband met deze grote krachten op het waterdóórlatende

kunststofdoek en de grote onvlakheden in het fundatiebed, is gekozen voor een nylondoek met een treksterkte van 250 kN/m. en een breukrek van 25%. Dit doek heeft zeer goede resultaten gegeven. Bij de optredende stroomsterkte werd onder de constructie cement uitgespoeld, maar in 15 a 20 minuten werd een volledige cementafdichting verkregen. De hoeveelheid uitgespoelde cement bleek niet groter dan enkele procenten.

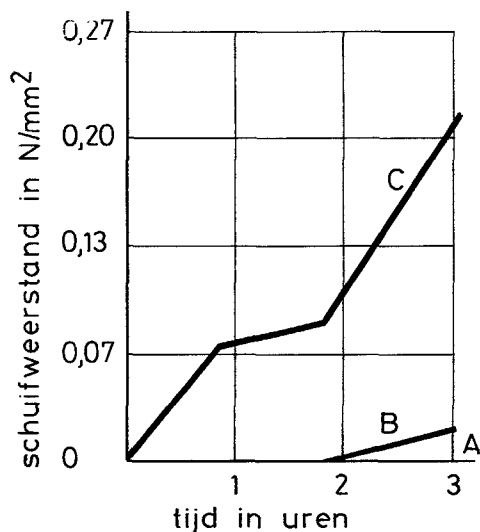
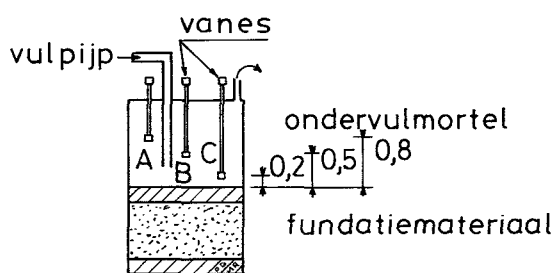
Onder de overdruk van ca. 5 bar treedt een versnelling op van het verhardingsproces. Reeds na 48 uur zijn sterkten gemeten van 20 N/mm²., waarbij een wisselbelasting is uitgevoerd met een periode van 8 sec. vanaf het moment einde vulling. De vullaag blijkt zeer homogeen te zijn.

Onderzoek in de bak te Kats, met verticale en horizontale belastingen op de ter plekke gemaakte ondervullaag op ware grootte, leverde waarden voor de H/V verhouding van 0,5 (dynamisch) tot 1,0 (statisch).

De resultaten van de proeven met een zand-cementmortel in doek waren zo positief, dat ook voor de volgende ontwerpen hierop is ingehaakt.

2. Ondervulproeven onder hoge druk.

In de volgende ontwerphasen van de stormvloedkering is nadrukkelijk nog stilgestaan bij de mogelijkheid enkele uren na storten horizontale krachten van de pijler over te dragen naar het fundatiebed. Dit betekende, dat de schuifsterkte van de specie bekend moest zijn. Daartoe is een drukvat gemaakt met schoepen op verschillende hoogten, om het verschil te kunnen bepalen tussen de de sterkte van de buitenschil en de kern van de zand-cementvulling. Figuur 34 geeft een voorbeeld van een overdruk van 2 bar.



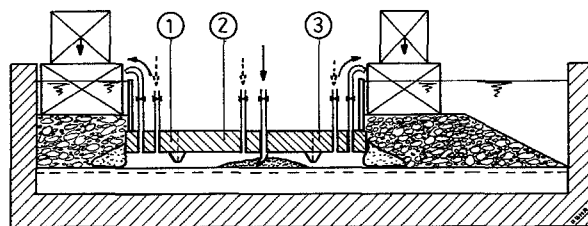
Figuur 34. Schuifweerstand in relatie tot de tijd.

In het drukvat is ook onderzocht hoe bij het ondervullen penetratie van het fundatiebed en daarmee verstoring van de filterwerking kan worden voorkomen. Verschillende steenachtige materialen zijn beproefd. Gebleken is, dat materialen met een gelijkmatige korrelopbouw vanaf 0,5 tot 30 mm. niet door de zandcementspecie worden geïnjecteerd. Dit materiaal is echter niet stroombestendig. Het grovere materiaal bleek niet morteldicht te zijn, wat toepassing van een zanddicht doek nodig maakte. Dit waterdoorlatende doek is als bovendoek in de fundatiemat opgenomen.

3. Ondervulproeven onder beperkte overdruk.

a) Proefmethoden van het ondervullen.

Voor de uitwerking van het ondervulmodel voor de pijlers uit het vigerende ontwerp is ter ondersteuning een proevenreeks opgezet op schaal 1 : 1. Daarbij is steeds zoveel mogelijk gebruik gemaakt van de voorgenomen plannen voor het prototype, zoals toepassing van de grindzak als afdichting, een hoogte van 0,5 a 1,0 m van de ondervulruimte een waterdoorlatend doek ter afscherming van de grindlagen uit het fundatiebed. De ondervulruimte is onderverdeeld door scheidingsribben van beperkte hoogte. Elk vak is gevuld door een centrale opening in de vloer en de afvoer van water vindt plaats op de hoeken van elk compartiment (fig. 35).



Figuur 35. Proefopstelling voor het ondervullen.

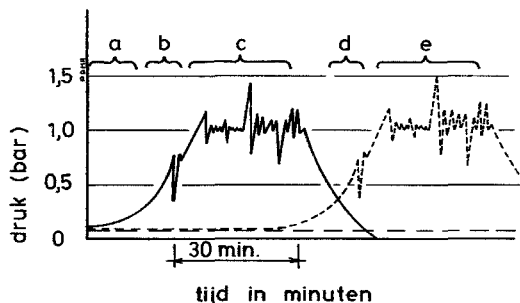
Bij het onderzoek is vooral gekeken naar:

- het gedrag van de specie bij verplaatsing over grote afstanden en het optreden van ontmengings- en bleedingsverschijnselen.
- de vormgeving van de onderzijde van de vloer (vlak of geribbeld) om een goede afvoer van water en daardoor een goede vullingsgraad te krijgen.
- het verloop van het hele ondervulproces onder lage overdruk, het bereiken van voldoende vulling.
- de invloed van compartimenteringsribben op het overdragen van de overdruk naar de naastliggende compartimenten.
- de plaatsbepaling van de toe- en afvoeren.
- het meten van de drukken tegen de onderkant van de vloer.

Na het aanbrengen van de specie en enkele dagen verharding, is de hele opstelling gedemonteerd en is de groutplaat visueel en door middel van kernboringen beoordeeld. De proeven hebben aangetoond dat een homogene samenstelling gewaarborgd is, als aan de toevoer een rubberen slang wordt gemonteerd, die tot vlak boven het fundatievlak reikt. De afvoer van het water vindt voornamelijk door het fundatiebed plaats. Pas in een zeer laat vulstadium beginnen de afvoeren water te geven. Het vol zijn wordt gekenmerkt door overlopen van specie door de vier afvoeren. Tot dat moment is er geen drukverhoging. Nadat de afvoeren zijn gesloten,

wordt gedurende een half uur nagevuld onder de matige overdruk van ca. 1 bar. Om de invloed van overdruk te beperken tot slechts een compartiment, is voor het afsluiten van de afvoeren overgeschakeld op een tweede toevoer zonder slang, dus direct onder de pijlvloer.

De drukverdeling binnen een compartiment vertoont in alle gevallen een gelijkmatig beeld. De compartimenteringsribben voorkwamen dat druk werd overgedragen naar een aangrenzend vak (fig. 36).



- vullen van alle compartimenten door diepe toevoer.
- afsluiters compartiment 1 dicht, vullen door hooggelegen toevoer.
- afvullen compartiment 1 met laag debiet.
- compartiment 2 vol!
- afvullen compartiment 2.

Figuur 36. Drukverloop in de compartimenten als tijdsfunctie.

Door toepassing van kleurstof in een enkele charge is gebleken dat de zand-cementspecie zich niet via grote vlakken verplaatst, maar steeds door relatief dunne kanalen stroomt. Het royaal overlopen van de afvoeren garandeert een goede vullingsgraad, waardoor ribbels onder de vloer overbodig lijken. In geen van de proeven is enige mate van ontmenging of bleeding waargenomen, wat verklaart kan worden door uitpersen van het water bij het onder overdruk navullen. Bij de proeven zijn gronddrukdozen tegen de onderzijde van de vloer vergeleken met op ingestorte pijpen gemonteerde waterspanningsmeters. Deze gaven dezelfde resultaten.

b. Optimalisering van het mengsel.

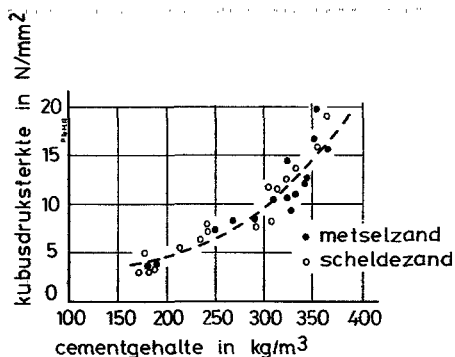
Er is een mengselonderzoek verricht waarin is nagegaan:

- de sterkte van de specie.
- het uitpersen van water als functie van de druk.
- de soort toeslagmateriaal.
- de soort hulpstof.
- het optreden van bleeding en uitzakken.

Bij het samenstellen van de mengsels is uitgegaan van een ongeveer gelijke verwerkbaarheid.

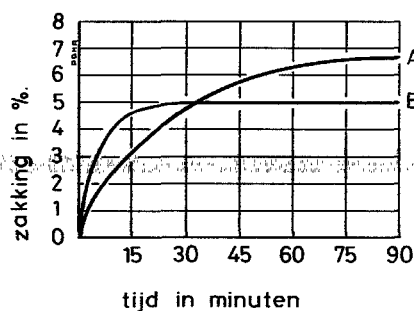
Om te voldoen aan de sterkte-eis van 5 tot 20 N/mm². na 28 dagen, is een cementgehalte nodig van 200 - 300 kg (fig. 37). De korrelopbouw van het zand bepaalt in grote mate de snelheid van het uitpersen van water. Betonzand geeft een snellere consolidatie te zien dan Scheldezand (d₅₀ = 200 μm).

Om ontmenging en bleeding tegen te gaan zijn als hulpstoffen plastificeerders en bentoniet vergeleken. Toevoegen van bentoniet leidde tot duidelijk betere resultaten dan andere hulpstoffen, ondanks de hogere water-cementfactor.



Figuur 37. Invloed cementgehalte op de sterkte.

De minste uitzakking en/of bleeding van de specie wordt verkregen door toevoeging van 40 kg bentoniet per m³, maar het uitpersen van water geschiedt veel trager dan bij 20 kg bentoniet per m³ (fig. 38). Gekozen is voor mengsel B.



mengsel	A	B
cement HO - A.	325	245
metselzand	1360	1420
bentoniet	40	20
water	355l	340l

Figuur 38. Zakking verse beton.

5.5.3. Conclusies voor de praktijk.

Uit de resultaten van de proeven zijn de volgende conclusies getrokken voor de vormgeving van de pijlers en het onder-vulproces:

- de voorgenomen compartimentering voldoet.
- per vak zijn 2 toevoeren (met en zonder slang) en 4 afvoeren gewenst, de afvoeren leiden in verband met inspectie door de pijlerruimte.
- de onderzijde van de vloer wordt gevormd uit kanaalplaten, om krachtoverdracht van vloer naar vulmateriaal zeker te stellen.
- voor het meten kunnen waterspanningsmeters op de ingestorte pijpen worden gemonteerd.
- de pompen worden op de vloer van de pijler geplaatst. Hiermee wordt voorkomen dat de druk tegen de vloer te hoog zal worden. De pompen fungeren als doseer- en reduceerapparaat.

Hiermee is met beperkte druk een vrijwel volledige vulling van goede kwaliteit te verkrijgen.

5.6. Vallende stenen.

5.6.1. Inleiding.

Een van de randvoorwaarden voor het ontwerp van de pijlers en dorpelbalken is dat de gangbare wijze van aanbrengen van stenen voor de drempel bestaat uit storten vanaf de waterlijn. Dit betekent dat de stenen onder water, vrij vallend, de betonconstructie zullen treffen. Het gaat hierbij om stenen met massa's van 10 tot 10.000 kg.

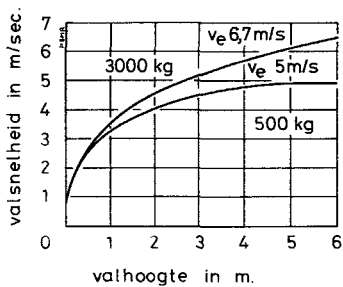
Er kunnen daarbij twee vormen van beschadigingen optreden:

- verbrijzeling van het betonoppervlak.
- overbelasting van de betondoorsnede.

Om een inzicht te krijgen in de grootte van de stootkrachten en de mate van beschadiging is een onderzoek "vallende stenen" uitgevoerd. De theoretisch rekenkundige benadering leverde, mede door de vele aannames, zulke onzekere en onwaarschijnlijke resultaten op, dat besloten is het onderzoek proefondervindelijk, op ware grootte, voort te zetten.

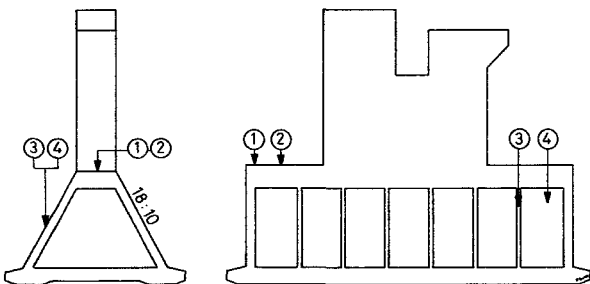
5.6.2. Theoretisch rekenkundig onderzoek.

Het theoretisch onderzoek is erop gericht voorspellingen te doen van de te verwachten beschadigingen. Hiervoor moet eerst de trefsnelheid worden bepaald. Door de grote waterdiepten van de bedreigde constructiedelen kan worden uitgegaan van de evenwichtssnelheid (fig. 39).



Figuur 39. Valbeweging van stenen onder water.

Al naar gelang de respons van de constructie op een stootvormige belasting, is er sprake van een elastische of starre stoot. De grootte van de elastische stoot is afgeleid uit de bewegingsvergelijking van een eenmassaveersysteem (zie formule a1, fig. 40). Gedraagt de constructie zich als een star lichaam, dan geldt formule a2. Eerst zijn de stootkrachten berekend volgens het elastische model. De veerstijfheid k is, afhankelijk van de trefplaats op de pijler (fig. 41) benaderd volgens:



Figuur 41. Trefplaats op de pijlers.

- de theorie van de halfschijf volgens Timoshenko (lokatie 1 en 3).
- de indrukking over de halve betondoorsnede (lokatie 2).
- de buiging van de plaat (lokatie 4).

De op deze manier berekende stootkrachten zijn vermeld in tabel 4 (par. 5.6.3). Benadering volgens de formule van de starre stoot leidt tot nog hogere stootkrachten. De berekende stootkrachten zijn zo groot dat stenen van 3000 kg de constructiedelen van de pijlers zouden doen bezwijken terwijl stenen van 500 kg aanzienlijke oppervlaktebeschadigingen zouden veroorzaken. Op grond van praktische ervaring leken de rekenresultaten ongeloofwaardig. Het grote aantal factoren waarvoor aannames moesten worden gedaan, zoals veerstijfheid, trefoppervlak, meewerkende massa en stootkracht waren oorzaak van ondoorzichtigheid. Daarom is besloten tot het verrichten van proefondervindelijk onderzoek.

formules voor stootkracht:

Ⓐ) elastische stoot: $m\ddot{x} + kx = 0$
 $F = v\sqrt{km}$

Ⓐ2) starre stoot: $F = v \frac{E \cdot A}{c}$
 $c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$

formules voor veerstijfheden:

Ⓑ) volgens halfschijf: $k = \frac{\pi \cdot E \cdot a}{1 - \nu}$

Ⓑ2) volgens indrukking halve betondoorsnede:
 $k = \frac{E \cdot A}{d}$

Ⓑ3) volgens buiging plaat: $k = \frac{\alpha \cdot E \cdot I}{L^3}$

steen: v = trefsnelheid
 m = massa

constructie: k = veerstijfheid
 E = elasticiteitsmodulus
 ν = dwarscontractiecoëfficiënt
 ρ = dichtheid materiaal
 A = trefoppervlak
 a = breedte trefvlak
 d = dikte betondoorsnede
 I = traagheidsmoment
 L = plaatlengte
 α = coëff. voor oplegcondities

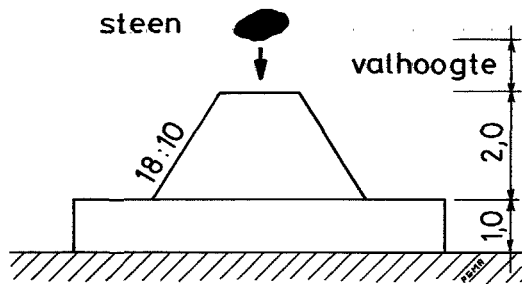
Figuur 40. Gebruikte formules (1).

5.6.3. Proefondervindelijk onderzoek.

1. Inleiding.

Aspecten zoals verbrijzeling van beton, inschaling van trefsnelheid en het starre karakter van een stoot, en ook de praktische mogelijkheden van stootregistratie, hebben geleid tot een onderzoek op ware grootte.

Om een starre stoot te imiteren en daarbij de invloed van de ondergrond te kunnen verwaarlozen, moest worden gekozen voor een proefopstelling met een massa van ca. 200.000 kg en met horizontale en schuine trefvlakken (fig. 42).

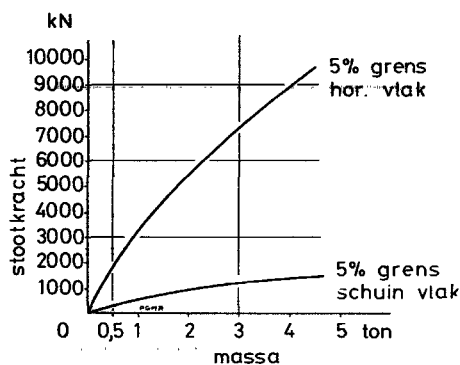


Figuur 42. Proefopstelling.

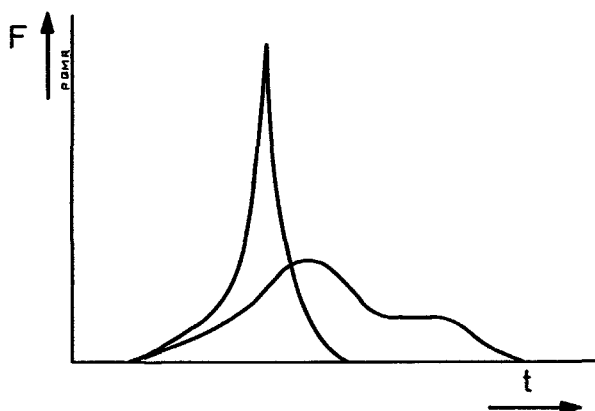
De trefsnelheid van de stenen onder water is omgezet in een benodigde valhoogte in de lucht. De grootte en de tijdsduur van de stoot zijn geregistreerd door ingelijmde versnellingsopnemers in de stenen. Er zijn ook metingen verricht met onder de te beproeven plaat gesitueerde drukdozen. Beide methoden gaven overeenkomstige resultaten. De gemeten tijdsduur van de stoten, variërend van 4 tot 10 msec. bevestigden dat het karakter van de starre stoot goed was geïmiteerd.

2. Stootkrachten en beschadigingen van het beton.

Na het verkennend onderzoek is een groot aantal valproeven uitgevoerd om tot een statische bewerking van gemeten stootkrachten en beschadigingen te kunnen komen (tabel 4). Aan de hand van de gemeten stootkrachten is vervolgens de 5% overschrijdingslijn voor de verschillende steengewichten samengesteld (fig. 43).



Figuur 43. 5% grens stootkrachten.



Figuur 44. Stootdiagrammen.

De gemeten stootkrachten bleken aanmerkelijk lager (factor 10) te zijn dan de theoretische, berekende waarden. Daarbij kwam een grote variatie (factor 4) in stootkrachten voor dezelfde steengewichten naar voren. Van grote invloed bleken de vorm van het trefvlak en de momentane positie van het trefpunt ten opzichte van het zwaartepunt van de steen (rotatie na treffen). Een klein trefvlak veroorzaakt een korte tijdsduur van de stoot en een hoge stootkracht, terwijl een groter trefvlak een langere stootduur en lage stootkracht teweeg brengt (fig. 44). De in figuur 44 getekende stootfiguren hebben dezelfde energie-inhoud (oppervlak F-t-diagram). Stootkrachtmetingen voor betonkubussen van 2500 kg leverden in vergelijking met de basaltstenen lagere stootkrachten op (factor 2 a 3). De mate van verbrijzeling van de kubussen die verschilt al naar gelang een kubus op een vlak, een rand of een punt valt, is van belangrijke invloed gebleken op de stootduur en stootkracht.

De gemeten beschadigingen zijn verwerkt in tabel 4. Ook hiervoor zijn de 5% overschrijdingslijnen voor de verschillende steengewichten samengesteld (fig. 45). Voor wat betreft de geconstateerde beschadigingen kan worden opgemerkt:

- een verdergaande beschadiging dan de zichtbare, in de vorm van haarscheuren is, aan de hand van vriesproeven op geboorde kernen, niet geconstateerd.
- het vergroten van de dekking op de wapening leidde niet tot diepere beschadigingen.
- de randen van de betonvlakken zijn zeer kwetsbaar.
- de beschadiging van de verticale vlakken is gering (5-10 mm).

3. Verklaring van de gemeten stootkrachten en beschadigingen.

Een theoretische verklaring van de gemeten stootkrachten en de beschadigingen, met name de onderlinge relatie, is niet of nauwelijks aanwezig. Een voorspelling van de beschadigingsdiepte wordt enigszins benaderd door het na dit onderzoek gepubliceerde artikel "Impact of falling loads on submerged concrete structures" door J.J. Jensen (lit. 5). Voor verschillende vormen van het trefvlak van het vallend object wordt een formule voor de beschadigingsdiepte gegeven. Voor verschillende hoeken φ van een puntvormige trefhoek en voor een bolvormig trefvlak zijn de beschadigingsdiepten berekend voor twee steengewichten (tabel 5.1 en 5.2). De berekende beschadigingsdiepte (X_0 , fig. 46) ligt voor stenen van 500 kg dicht bij de gemeten waarden dan voor stenen van 3000 kg, waarvoor het verschil nog steeds een factor 2 a 3 is. In de publikatie wordt voorgesteld om de stootduur te bepalen uit:

$$t = 2 \times (X_0)/v$$

De stootkracht wordt dan berekend uit:

$$F = 2 \cdot mv/t$$

Hierbij is een driehoekig verloop van het impulsdiagram verondersteld. Deze benadering levert te hoge waarden voor de stootduur en vervolgens te lage waarden voor de stootkracht.

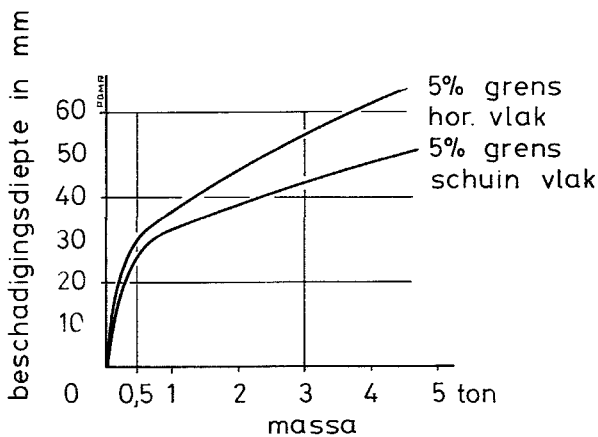
Een betere benadering van de gemeten stootkrachten wordt verkregen door uit te gaan van de gemeten tijdsduur en aan de hand daarvan de stootkracht te bepalen volgens:

$$F = 2mv/t$$

zoals blijkt bij vergelijking van de waarden van tabel 5 met die van tabel 4.

	trefplaats	veerstijfheidsbenadering	reductiefactor	stootkrachten (kN)	
				stenen 3000 kg	stenen 500 kg
tabel	1. wand, horizontaal	b1	-	89000	27000
	2. veld, horizontaal	b2	-	52000	16000
	3. wand, schuin	b1	0,3	26000	8000
	4. veld, schuin	b3	0,3	12000	3000
tabel	steengewicht	stootkrachten (kN)			
		horizontaal vlak		schuin vlak (18 : 10)	
		gemiddeld	5 %	gemiddeld	5 %
	3000 kg	3700	7400	600	1050
500 kg	1000	1800	150	300	
tabel	steengewicht	beschadiging (mm)			
		horizontaal vlak		schuin vlak (18 : 10)	
		gemiddeld	5 %	gemiddeld	5 %
	3000 kg	36	56	29	44
500 kg	29	29	18	26	

Tabel 4. Gemeten beschadigingen.



Figuur 45. 5% grens beschadigingsdiepte van beton.

4. Beschermingsmogelijkheden.

Aansluitend op het onderzoek naar stootkrachten en beschadigingen zijn tal van beschermingsmogelijkheden op hun effectiviteit beoordeeld. Het onderzoek richtte zich daarbij zowel op een reductie van de stootkrachten als op voorko-

formules voor beschadigingsdiepte:

Ⓒ1 voor puntvormige trefhoek

$$x_0 = \beta^{1/3} \cdot v_e^{2/3}$$

$$= \frac{3m}{2 \cdot \gamma \cdot \pi \cdot \text{tg}^2 \varphi}$$

$d_0 = 2 \text{tg} \varphi \cdot x_0$

$\gamma = \text{vloeisterkte (aanhouden } 37,5 \times 10^6 \text{ N/m}^2)$

Ⓒ2 voor bolvormig trefvlak

$$x_0 = \left(\frac{m \cdot \pi \cdot D}{\gamma} \right)^{1/2} \cdot v_e$$

$$D = \left(\frac{6 \cdot V}{\pi} \right)^{1/3}$$

Ⓒ3 formule voor stootduur:

$$F = \frac{2 \cdot m \cdot v}{t}$$

steen = 3000 kg
 $x_0 = 0,12 \text{ m}$
 $v_e = 6,7 \text{ m/sec}$
 $t = 0,036 \text{ sec}$
 $F = 1100 \text{ kN}$

Figuur 46. Gebruikte formules (2).

ming van de beschadigingen. Aanvullend is het onderzoek eveneens gericht op stootkrachtreductie door de stenen te vervangen door zand- en betonzakken en door asfaltpakketten, met namen voor stenen groter dan 3000 kg, waarvan in de loop van het onderzoek is vastgesteld dat vallen op de

steengewicht M		3000 kg			500 kg		
trefsnelheid v_e		6,7 m/sec			5,0 m/sec.		
tabel 5.1	Beschadigingen puntvormige trefhoek						
	punthoek α	30°	45°	60°	30°	45°	60°
	d_0 (m)	0,20	0,24	0,28	0,09	0,10	0,13
	x_0 (m)	0,17	0,12	0,08	0,08	0,05	0,04
tabel 5.2	Beschadigingen rond trefvlak						
	besch. diepte x_0	0,12 m			0,025 m		
tabel 5.3	Berekende stootkrachten uit gemeten stootduren						
	stootduur (gem.)	4 msec	10 msec	4 msec	10 msec		
	stootkracht	10050 kN	4000 kN	1250 kN	500 kN		

Tabel 5. Beschadigingen en berekende stootkrachten uit gemeten stootduur.

pijlers moest worden uitgesloten.

Voor bescherming zijn bekledingen met grindmatten, houten schotten, kunststof platen en spuitbeton onderzocht. Daarbij is de spuitbetonoplossing in effectiviteit en kosten het meest gunstige gebleken, vooral op de schuine wanden. Als vervanging van zware stenen zijn zakken gevuld met zand en betonmortel en zakken met steenasfalt getest. De eerste twee vielen af door het grote percentage scheuren in de verpakking. Dit hoefde voor het steenasfalt geen bezwaar te zijn wegens de verkitting in het materiaal. De reductie op de stootkracht is groot.

5.6.4. Maatregelen volgend uit het onderzoek.

In het samenspel van drempelonderzoek, drempeluitvoering en bescherming, heeft het onderzoek "vallende stenen" geresulteerd in de volgende maatregelen en aanpassingen. Het drempelontwerp is aangepast. Stenen zwaarder dan 3000 kg worden in een strook van 5 m. breedte rondom de pijlers vervangen door steenasfalt in charges van 20 tot 30 ton, die de pijler vrij-vallend mogen treffen. De drempeluitvoering is voor stenen van 1000 - 3000 kg zo geconditioneerd dat de maximale valhoogte van de stenen 2 m. bedraagt, waardoor een stootkrachtreductie van 50% wordt bereikt. Hiervoor is speciaal materieel ontworpen.

De bescherming van de pijlers bestaat uit een combinatie van maatregelen:

- een vergroting van de betondekking tot 100 mm, zodat de beschadiging door vrij vallende stenen van 300 tot 1000 kg toelaatbaar is.
 - het aanbrengen van grote vellingkanten op alle randen van de pijler.
 - een beschermlaag van 70 mm. spuitbeton langs de randen van de schuine vlakken en van vulbeton langs de randen van de horizontale vlakken.
- Bovendien is 70 mm. spuitbeton aangebracht over de

sparingkasten op de schuine vlakken ter plaatse van de tussenwanden.

In beide beschermingslagen is een wapening van ϕ 6-50 mm. aangebracht.

5.7 Erosie van beton door water en schurend materiaal.

5.7.1. Aanleiding.

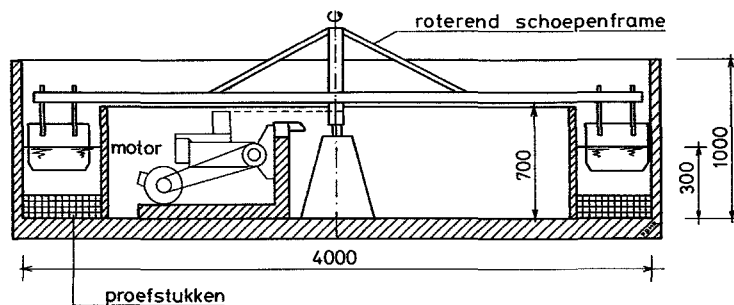
Volgens berekeningen zal de stroomsnelheid tussen de pijlers van de kering variëren van 3 tot 5 m/s, en op ongunstige plaatsen zelfs hogere waarden bereiken. Water draagt schurend materiaal met zich mee, in het bijzonder zand. Men was bang dat de relatieve hoge snelheid van het water samen met het zand, aanzienlijke erosie van het beton zou veroorzaken. Deze overwegingen waren de reden tot een gedetailleerd onderzoek naar het verschijnsel erosie van beton. Erosieve aantasting kan in twee vormen voorkomen:

- als het afslijtproces dat een oppervlak ondergaat door de werking van het water en de sedimenten die het met zich meedraagt.
- als een beschadiging die meestal plaatselijk optreedt en gekenmerkt wordt door gaten (cavitatie).

Het onderzoek heeft zich tot het afslijten beperkt omdat cavitatie meestal pas optreedt bij veel hogere dan de hier verwachte snelheden.

5.7.2. Onderzoeksmethode.

De onderzoeksmethode was ontworpen om de expositie van een bouwwerk in stromend water met schurende materialen na te bootsen. Voor dit doel waren 12 proefstukken, elk met een oppervlak van ca. 0,5 m² en voorzien van verstelbare poten, horizontaal geplaatst op de bodem van een open kanaal met een uitwendige diameter van 4 m. en een rechthoekige dwarsdoorsnede (fig. 47).



Figuur 47. Doorsnede ringvormige goot.

In rust waren de toppen van de proefstukken 0,30 m onder het wateroppervlak. Vertikale bladen, gemonteerd op een roterende constructie, reikte tot een diepte van 0,15 m. onder het wateroppervlak. De rotatiesnelheid, en daarmee de stroomsnelheid van het water in het kanaal was onderworpen aan een voortdurende variabele controle door middel van een elektromotor met een versnellingsbak. De gemiddelde snelheid van de bladen was 3,5 m/sec. Met dit systeem gaf het water een spiraalvormige beweging te zien en droeg het een totale hoeveelheid van 50 kg riviergrind met zich mee, wat een water-grind verhouding gaf van 87:1. Na een bepaald aantal omwentelingen werden slijtagemetingen aan het oppervlak gedaan. De slijtage werd door middel van inductieve opnemers tegen drie vaste punten gemeten op 24 punten op het betonoppervlak.

5.7.3. Onderzochte materialen.

Er zijn vijftien betonmengsels gekozen om de invloed te on-

Tabel 6. Overzicht verschillende geteste mengsels.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
mengsel	cementgehalte (kg/m ³)	cement	water-cement-factor	plastificeerder (%)	hoeveelheid toeslagmateriaal (kg/m ³)	kubusdruksterkte (N/mm ²)	zeta maat (mm)	verdichtingsmaat	luchtgehalte (%)	grootste nominale korrel (mm)	toeslag-cementverhouding	totale erosie (mm) na 240 uur	erosietoename (mm per 1000 uur)
1	281	HA	0,55	—	1935	37,2	0	1,14	0,8	32	6,89	2,75	4,38
2	296	HA	0,48	0,40	1926	37,9	45	1,10	1,4	32	6,51	2,81	5,57
3	307	HB	0,50	—	1918	43,1	5	1,08	0,8	32	6,25	3,38	8,39
4	303	HB	0,50	0,85	1897	41,3	190	1,00	1,7	32	6,26	3,00	7,24
5	308	HA	0,37	0,85	2014	48,0	—	(1,25)	1,2	80	6,58	3,38	6,85
6	368	HB	0,37	0,85	1826	47,7	100	1,08	3,2	32	4,96	2,86	6,36
7C	266	HA	0,63	—	1938	31,2	80	1,08	1,2	32	7,27	3,49	6,91
7N	266	HA	0,63	—	1933	24,1	150	1,11	1,1	32	7,27	5,36	10,45
8C	335	HA	0,42	0,85	1825	39,2	120	1,05	4,0	32	5,43	2,81	7,56
8N	335	HA	0,42	0,85	1813	40,1	100	1,08	3,8	32	5,43	2,57	7,10
9C	384	HA	0,43	0,85	1782	44,4	140	1,04	3,2	32	4,63	2,07	4,41
9N	384	HA	0,43	0,85	1776	39,1	200	—	3,6	32	4,63	2,23	4,88
10	303	HA	0,38	0,85	1999	46,3	—	(1,21)	1,2	80	6,60	3,27	10,98
11	263	HA	0,63	—	1948	22,7	100	1,11	1,0	32	7,41	3,60	10,33
12	334	HA	0,41	0,85	1850	40,5	120	1,07	3,2	32	5,54	3,44	10,30
13	380	HA	0,43	0,85	1790	35,4	—	1,01	3,1	32	4,71	3,49	11,50
14	266	HA	0,63	—	1922	21,0	—	1,01	1,3	32	7,23	3,97	7,90
15	225	HA	0,63	—	1999	21,9	—	1,13	1,7	32	8,88	5,66	18,95

HA = hoogovencement klasse A

HB = hoogovencement klasse B

Plastificeerder = Cretoplast SL (superplastificeerder)

Mengsels no. 5 en 10 zijn van grof grind met nominale max. korrel van 80mm

De zand/grindverhouding was 35/65% voor de mengsels 8, 9, 12, 13 en 38/62% voor de mengsels 1, 2, 3, 4, 6, 7, 11, 14

De aanduiding N achter een mengselnummer betekent niet nabehandeld, terwijl C wél nabehandeld betekent

derzoeken van het type beton, de betonsamenstelling, de water-cementfactor, maximale korrelgrootte, de hoeveelheid toeslagmateriaal, het gebruik van een toeslagstof en de manier om de erosiegevoeligheid te verminderen.

Tabel 6 geeft een samenvatting van de verschillende betonmengsels. De 28-daagse druksterkte varieerde van 22 tot 48 N/mm². De proefstukken 1-6 en 10-15 werden na het storten afgedekt om uitdroging van het verse beton te voorkomen. Na 2 dagen werden ze uit de mal gehaald en opgeslagen in een vochtige ruimte of onder water totdat de beproeving plaatsvond. Verschillende proefstukken mochten, voor het beproeven, aan het oppervlak uitdrogen.

5.7.4. Proefresultaten.

De gemiddelde totale erosie is berekend uit 48 meetpunten (2 monsters op 24 punten). Figuur 48 geeft een voorbeeld van de erosie in de loop van de tijd. Eerst is er een niet-lineaire verhouding die later, na ongeveer 40 uur, verandert in een constante toename. Tabel 6 vat tevens de resultaten van de proeven in de erosiegoot samen. Kolom 13 geeft het

gemiddelde van de totale slijtage aan na 240-uur en kolom 14 geeft de toename van de slijtage weer in de tweede fase.

5.7.5. Beoordeling van de resultaten.

De structuur van het beton aan het oppervlak, dat in aanraking is geweest met de bekisting, verschilt met die van de binnenste betonmassa. Er zijn meer cementsteen en fijne opgehoopte bestanddelen naarmate de afstand tot het oppervlak vermindert. De buitenkant van het beton zal hoofdzakelijk bestaan uit cementsteen en fijne deeltjes. De mogelijke aanwezigheid van kleine scheurtjes ten gevolge van krimp of koeling, is in deze buitenste zone het grootst. Het verloop van de erosie in de tijd kan als volgt worden uitgelegd. Omdat sterkte en dichtheid van de matrix van cementsteen en fijne deeltjes lager zijn dan die van het geheel, slijt de buitenkant sneller weg dan het beton van het binnenste deel, dat overigens is blootgesteld aan dezelfde condities. Als eenmaal de buitenkant verdwenen is, zal verdere erosie gelijkmatig voortgaan (onder constante erosiecondities).

Uit de statistische verwerking van metingen komen de volgende kwalitatieve resultaten tevoorschijn (voor een gedetailleerd verslag zie lit. 6 en 7):

- de druksterkte van het beton heeft een duidelijk effect. Naarmate de sterkte toeneemt, neemt ook de weerstand tegen erosie toe. Beton van slechte kwaliteit, ook al komt dit plaatselijk voor, zal snel door erosie aangetast worden.
- de nabehandeling is van belang voor het erosiegedrag, vooral in beton met een lage druksterkte. Goede behandeling verbetert de erosieweerstand, waarmee het effect van druksterkte wordt beperkt. Aan de andere kant waren er geen aanwijsbare effecten voor de nabehandeling van de proefstukken van sterke beton.
- er is geen invloed vastgesteld van de toevoeging of aanwezigheid van een hulpstof in het betonmengsel.
- er was een lichte relatie tussen het percentage toeslagmateriaal en de erosieweerstand. Deze tendens kwam duidelijk naar voren in beton met een laag cementgehalte (waardoor de watercementfactor hoger was en de sterkte daardoor lager). Voor beton gemaakt met grof grind zijn de resultaten minder duidelijk. Als de conclusies beperkt

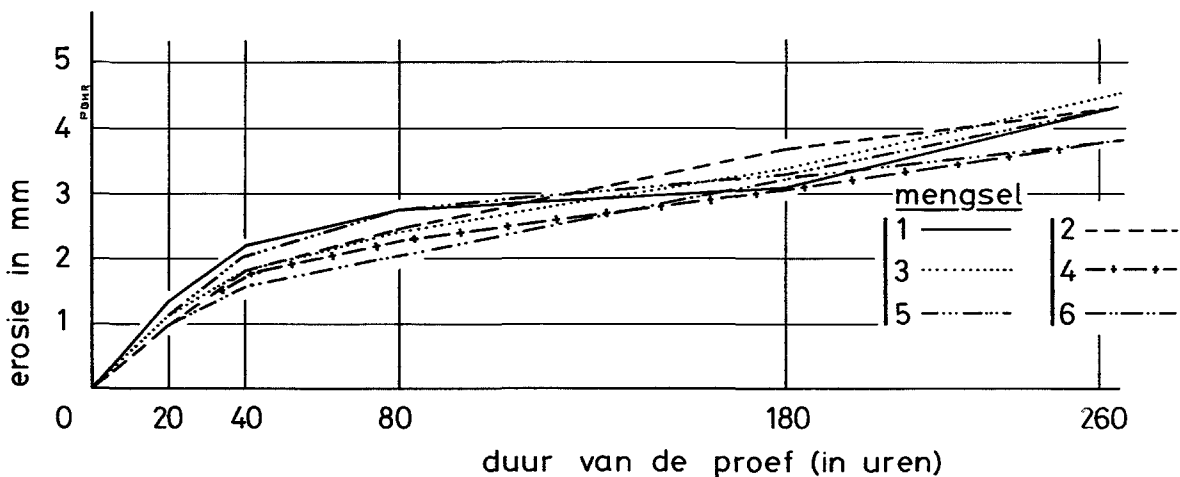
blijven tot die typen beton die ongeveer een gelijke sterkte hebben, is het effect van de hoeveelheid toeslagmateriaal op de erosieweerstand niet langer aanwijsbaar. Beton van grof grind gedraagt zich dan niet anders als beton van fijn grind.

Voordat de proefresultaten betrouwbaar vertaald kunnen worden naar de werkelijkheid, wat betreft de grootte en tijdsrelatie van het verschijnsel, zal het noodzakelijk zijn een nadere studie van de erosie te maken. Nu staan de resultaten alleen een relatieve classificatie toe, ervan uitgaande dat de mechanismen in de proeven en de werkelijkheid ongeveer identiek zijn.

Literatuurlijst.

1. Papadakis, M. en Bresson, J. Contribution a l'etude de facteur de maturite de liants hydrauliques application a l'industrie du beton manufacture; Revue des Materiaux. No. 678, Mars 1973.
2. Stoffers, H., Cracking due to shrinkage and temperature variations in walls. Heron 1978, 23 (no. 3).
3. Reinhardt, H.W., Blaauwendraad, J. en Jongedijk, J., Temperature development in concrete structures taking account of state dependent properties; bijdrage aan het RILEM-symposium "Concrete at early ages", 1982, Paris.
4. CEB-FIP Model Code for Concrete Structures; International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, Volume II., CEP-FIP International Recommendation 3rd edition 1978.
5. Jensen, J.J. Impact of falling loads on submerged concrete structures. RILEM Symposium "Brasil Offshore", Rio de Janeiro 1979, Vol. 1 pag.11.
6. Pat. M.G.M., Fontijn, H.L., Reinhardt, H.W., Stroeven, P., Erosie van beton; Stevinrapport 5-79-30, Delft 1979.
7. Pat. M.G.M., Reinhardt, H.W., Erosion of concrete; Heron 24 (1979), nr. 3.
8. Dosbouw, Onderzoeksrapporten 561VAS-M-81010.
9. TNO-IBBC, Rapporten B-79-114/603/604.
10. Gardet, A., Dysli, M., Essais a l'abrasion de revetements d'ouvrage hydrauliques, Bulletin Technique de la Suisse Romande 91 (1965), no. 4. p. 45-49.
11. Rijksarchief Middelburg.

Figuur 48. Totale gemiddelde erosie per mengsel.



6. Maatafwijkingen en toleranties van de diverse prefab onderdelen.

6.1. Inleiding.

De onderdelen van de verschillende prefab elementen waaruit de kering is opgebouwd zijn logisch afgeleid uit de meest praktische uitvoeringsfase. De passingen van de samenstellende onderdelen bepalen mede de hoofdafmetingen. Voor de nadere dimensionering van de afmetingen moest rekening gehouden worden met niet uit te sluiten maatafwijkingen en noodzakelijke toleranties.

Ten behoeve van de dimensionering zijn in de ontwerpfase regels vastgelegd waarmee de optredende maatafwijkingen verwerkt moesten worden. Er is toen ook een keuringsfilosofie met keuringscriteria opgesteld zodat er voldoende zekerheid zou ontstaan dat er aan de ontwerpuitgangspunten werd voldaan. Tevens is onderzocht wat de consequenties zijn als de maatafwijkingen de gestelde tolerantiegrenzen zouden overschrijden. Vanaf het opstarten van de studies is er regelmatig gerapporteerd (doc. 1 en 2). De laatste rapportage, die uit twee delen bestaat (doc. 3 en 4) is gebruikt als handleiding voor dit hoofdstuk. De tolerantieproblematiek is per onderdeel van de kering apart opgezet en uitgewerkt. Gezien het belang van de maatvoerings- en tolerantieproblematiek en de centrale rol die de prefab betonelementen hierin hebben gespeeld, wordt er hier wat uitgebreider op ingegaan.

Achtereenvolgens worden de volgende aspecten behandeld:

- 1 - uitgangspunten bij het vaststellen en verwerken van optredende maatafwijkingen.
- 2 - globale beschrijving van het ontwerp en de ontwerpuitgangspunten van de schuifgeleidingen.
- 3 - beschrijving van de betonnen elementen en de manier waarop zij in elkaar passen.
- 4 - normen voor de vlakheid van het funderingsbed.
- 5 - plaatsingsnauwkeurigheid van de pijlers.
- 6 - meetaspecten van de pijlers.
- 7 - grondmechanische deformaties.
- 8 - uitgangspunten voor de berekeningen van de passingen van schuiven en elementen.
- 9 - overzicht van de uitgevoerde berekeningen.

6.2. Algemene uitgangspunten.

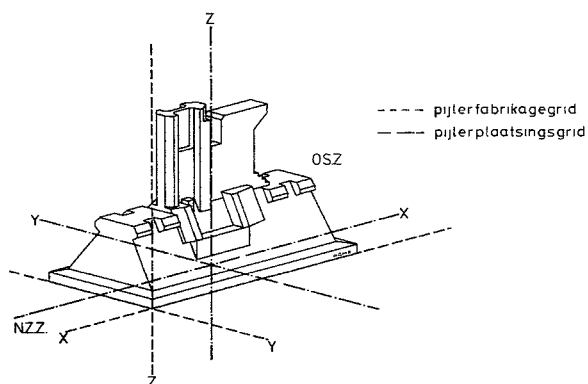
6.2.1. Assenstelsels.

Bij de bouw van de SVKO waren verschillende assenstelsels in gebruik. Elk van deze stelsels had zijn eigen oorsprong, oriëntatie en rotatierichtingen, die waren afgestemd op het specifieke gebruik. Voor de toleranties zijn van belang geweest:

- 1 - Het pijlerfabrikage grid (assenstelsel). Dit is een aan de

betreffende pijler gekoppeld stelsel waarmee tijdens de bouw van de pijler de vorm is vastgelegd (fig. 49.....).

- 2 - Het sluitgatgrid. Dit is een aan het Rijksdriehoeksnet gekoppeld stelsel voor de plaatsbepaling in het sluitgat.
- 3 - Het pijlerplaatsingsgrid. Dit is een aan de betreffende pijler gekoppelde grid, waarin voor het plaatsen de vorm van de pijler is vastgelegd (fig. 49 _____).
- 4 - Het tolerantiegrid. Dit is een theoretisch grid, wat wordt gebruikt om de geschatte toleranties in uit te drukken en wat later zal worden gebruikt voor de lengtebepaling van de elementen.
- 5 - Het FOP-IV-grid. Dit is een door het Laboratorium van Grondmechanica gehanteerd grid om de te verwachten deformaties van de pijlers in uit te drukken.



Figuur 49. Assenstelsels.

Voor het bepalen van de uiteindelijke toleranties zijn alleen de stelsels 2, 3 en 4 van belang. De andere twee stelsels worden hier naar omgerekend. De koppeling tussen de drie stelsels komt bij het plaatsen van de pijler tot stand. Daarvoor wordt aangegeven welk punt van de pijler geplaatst moet worden in welk punt van het sluitgatgrid. Als de pijler geplaatst is liggen alle punten hiervan ook vast in het sluitgatgrid. Alle te verwachten toleranties zijn uitgedrukt in het tolerantiegrid. Daarom is alleen de positie van dit grid in het sluitgat gebruikt en zijn alle overige punten hiernaar omgerekend.

6.2.2. Het fundatieniveau.

Het fundatieniveau is de theoretische ligging van de onderkant van de oplegvlakken ("billen") na het plaatsen van de pijler. Voor het bepalen van het afwerk niveau van het fundatiebed dient dus rekening gehouden te worden met de indrin-

ging van de oplegvlakken in het bed tijdens de plaatsing.

6.2.3. De schuiven.

De schuiven worden van te voren in secties geprefabriceerd en daarna tot een geheel samengesteld. Wanneer de drempel klaar is (zonder dorpelbalk en aanstorting) wordt de hart-op-hartafstand van de schuifgeleidingen gemeten. Kleine maatafwijkingen kunnen dan gecorrigeerd worden door de lengte van de middelste sectie aan te passen. Het inmeten gebeurt meteen nadat de drempel klaar en de pijler leeggepompt is.

6.2.4. De betonelementen.

De dorpelbalken, bovenbalken, verkeerskokers en hamerstukken zijn na het inmeten van de hart-op-hartafstand van de pijlers op lengte gemaakt. Verschillen in rotatie tussen twee pijlers voor het plaatsen van de elementen worden bij de bovenbalk en dorpelbalk gecorrigeerd met groutvizels. Bij de verkeerskokers worden de verschillen in hoogteligging van de steunpunten op de pijler gecorrigeerd met betonnen uitvulblokken. Verschillen in rotatie tussen twee pijlers, die optreden nadat de elementen zijn geplaatst, worden opgenomen door rubberoplegblokken.

6.2.5. De belastingen.

De belastingen waarmee de deformaties zijn berekend komen uit de opgegeven belastingen in de PGO-nota 6 en de FOP-IV-nota (doc. 8 en 9).

6.2.6. Het plaatsen van de pijlers.

Uitgangspunt bij het plaatsen van de pijlers is dat elke pijler op zijn theoretisch juiste positie in het sluitgatgrid wordt geplaatst.

6.2.7. De foutenbronnen.

Van alle maatafwijkingen en deformaties is aangenomen dat ze normaal verdeeld zijn.

6.2.8. Aangehouden volgorde van de bouwfases

Voor de bepaling van de schuifgeleidingsbreedte en sponningsdiepte is de volgende volgorde aangehouden:

- pijler plaatsen + waterballasten.
- drempelbouw.
- pijler leegpompen.
- h.o.h.-afstand schuifgeleidingen inmeten.
- verkeerskoker plaatsen.
- boufasestorm.
- pijler ondergrouten
- pijlerafbouw + ballasten.
- eindfasestorm.
- uitspoelen zandlaagjes.

Voor de dimensionering van de rubber oplegpakketten, de randafstanden en het bepalen van de lengtes en lengtevariaties van de betonelementen is een eenduidige bouwfasevolgorde niet aan te geven. Per element kan een andere bouwfasevolgorde maatgevend zijn, in verband met het niet bekend zijn of, en zo ja wanneer een boufasestorm

optreedt.

6.3. Schuiven en schuifgeleidingen.

De passing van de schuiven is bepalend voor de dimensies van de sponningen in de pijler.

De op de schuif werkende golf- en vervalbelasting wordt via de aanslagen op de schuif naar de schuifgeleidingen op de pijler afgevoerd. Om hoge spanningsconcentraties, zowel in de schuif als in de pijler, te voorkomen moesten hoge eisen gesteld worden aan de rechtheid en paralleliteit van de schuifgeleidingen. Stootbelasting op de schuifgeleiding moest voorkomen worden. Daarom is de schuif door middel van rubber profielen tussen de schuifgeleidingen "voorgespannen". Het profiel kan in deze situatie nog wel rotaties en translaties in de lengterichting van de schuif ten gevolge van de belasting opnemen. Om te voorkomen dat de schuif in de sponning vastloopt moest er in y-richting speling tussen de schuif en de pijler aanwezig zijn.

Voor de berekening van de benodigde geleidingsbreedte en sponningsdiepte is uitgegaan van een assenkruis door het hart van de sponning. Alle maatafwijkingen en deformaties, die zijn opgegeven in een ander assenstelsel van een pijler, moesten naar dit assenkruis worden teruggerekend. Bij het nagaan van de consequenties, die de maatafwijkingen en deformaties voor het ontwerp hadden, was het nodig onderscheid te maken in maatafwijkingen en deformaties die optreden voor en na het tijdstip waarop de schuif op lengte werd gemaakt. Dit tijdstip lag minstens 7 weken voor het moment waarop de schuif werd ingehangen, maar nadat de pijler is leeggepompt.

De maatafwijkingen ten gevolge van een translatie in y-richting en ook gedeeltelijk ten gevolge van een dwarsrotatie φ_x , die optraden voordat de schuif op lengte is gemaakt, konden worden gecorrigeerd door de lengte van de schuif aan te passen. Als referentiemaat voor de lengte van de schuif (= h.o.h.-afstand schuifaanslagen) werd hiervoor de h.o.h.-afstand van de schuifgeleidingen, gemeten op N.A.P. en vermeerderd met een correctiemaat a , aangehouden. Deze maat a is bepaald uit de gemeten scheefstand van de pijlers en de verwachtingswaarde van de eindfasedeformaties. Voor het bepalen van de breedte van de schuifgeleidingen waren behalve de relatieve verplaatsingen en hoekverdraaiingen ook de absolute waarden van de hoekverdraaiingen van belang. Er waren 6 vrijheidsgraden (translatie in x-, y- en z-richting en de rotatie φ_x , φ_y en φ_z , gemeten op het niveau van de voetplaat, die invloed hadden op de breedte van de schuifgeleidingen en sponningsdiepte. Voor de onderlinge relaties van deze vrijheidsgraden zie fig. 51, 52, 53 en 54 en tabel 7: In paragraaf 6.9 (overzicht en verwerking maatafwijkingen) is aangegeven hoe de verplaatsingen en hoekverdraaiingen moeten zijn gecombineerd om de breedte van de schuifgeleiding ten behoeve van het bepalen van de benodigde schuifspanningsdiepte te berekenen.

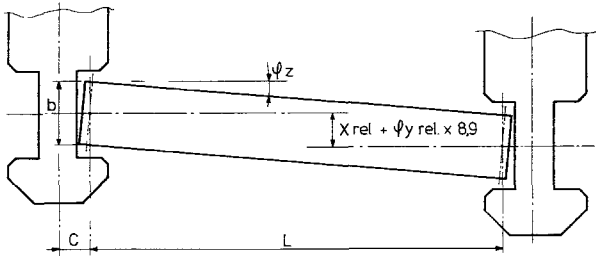
Om een indruk te krijgen van de gecompliceerdheid van een ander is in figuur 50 een van de ca. 70 formules weergegeven waarmee de afmetingen van de schuiven zijn bepaald.

6.4. Betonconstructies.

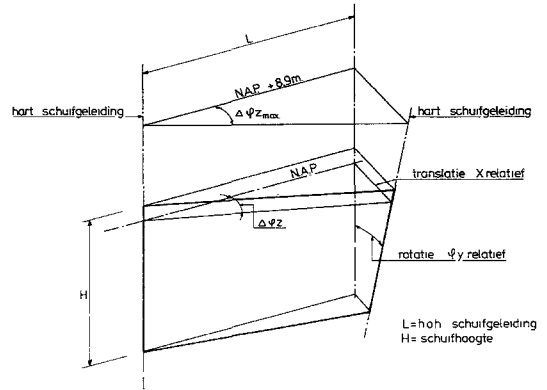
De onderdelen waaruit de betonconstructie is opgebouwd zijn: pijler, 2 hamerstukken, dorpelbalk, bovenbalk en verkeerskoker. Al deze onderdelen zijn prefab-constructies en

$$\sigma_{B'} = \sqrt{4\sigma_{y_{rel}}^2 + (h_1+h_2+h_1'+h_2')^2 \cdot \sigma_{\varphi_{xv} M_{II}}^2 + (h_1+h_2)^2 \cdot \sigma_{\varphi_{xv} M_{II}}^2 + (h_1+h_2)^2 \cdot \sigma_{\varphi_{xv} rel. q}^2 + (h_1'+h_2')^2 \cdot \sigma_{\varphi_{xv} q}^2 + \sigma_{\varphi_{xe} rel.}^2 * (2f+h_1+h_2)^2 + (h_1'+h_2')^2 \cdot \sigma_{\varphi_{xe} abs_{xz}}^2 + b^2 \left(1 + \frac{c}{\ell}\right)^2 \cdot \sigma_{\varphi_2 M_{II}}^2 + b^2 \cdot \sigma_{\varphi_2 q}^2 + b^2 \cdot \frac{c^2}{\ell^2} \cdot \sigma_{\varphi_2 M_{II}}^2 + \frac{b^2 \cdot c^2}{\ell^2} \cdot \sigma_{\varphi_2 rel. q}^2 + \frac{b^2}{\ell^2} (\sigma_{\varphi_2 M_{II}}^2 + \sigma_{\varphi_2 rel. q}^2) + (\sigma_{\varphi_y M_{II}}^2 + \sigma_{\varphi_y M_{II}}^2 + \sigma_{\varphi_y rel. q}^2) * (f+1,2-h_2-h_1)^2 \cdot \frac{b^2}{\ell^2} + 4 \left(\frac{h_1'}{\ell}\right)^2 (\sigma_{\varphi_2 M_{II}}^2 + \sigma_{\varphi_2 M_{II}}^2 + \sigma_{\varphi_2 rel. q}^2) + 4(h_1')^2 \cdot \sigma_{\varphi_{x} schuif}^2 + b^2 \sigma_{\varphi_2 schuif}^2}$$

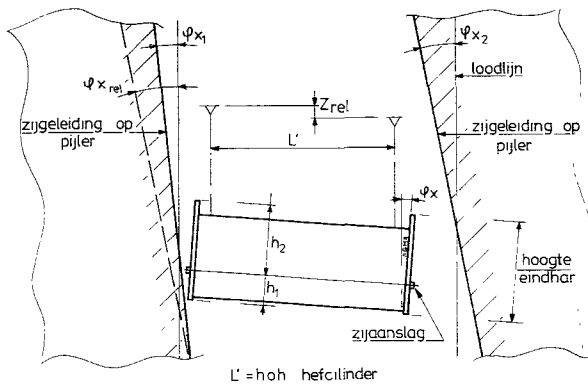
Figuur 50. Bijdrage in de standaardafwijking voor een gesloten schuif.



Figuur 51. Hoekverdraaiing φ_z tussen schuif en pijler op N.A.P. niveau.

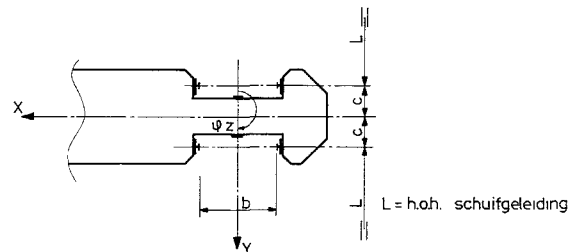


Figuur 53. Relatieve verplaatsing δ ten gevolge van de rotatie φ_y relatief.



L' = hoh hef Cilinder

Figuur 52. Relatieve φ_x van de schuif ten gevolge van $z(rel)$.



Figuur 54. Translaties x en y ten gevolge van de rotatie φ_z .

	x	y	z	φ_x	φ_y	φ_z	invloed op breedte schuifgeleiding
x	x					$\frac{x_{rel}}{L}$	$\frac{x_{rel} \cdot b}{L}$
y		y_e					y_e
z			z_e	$\frac{z_e rel}{L'}$			$\frac{2 \cdot z_e rel}{L'} \cdot h_2'$
φ_x		$f \cdot \varphi_x$		φ_x			$h \varphi_{xrel} + h_2' \varphi_x$
φ_y	$f \cdot \varphi_y$				φ_y	$\frac{\varphi_y rel (f+89)}{L}$	$\frac{\varphi_y rel (f+89)}{L} \cdot b$
φ_z	$c \cdot \varphi_z$	$\frac{b}{2} \cdot \varphi_z$				$\varphi_z (1 + \frac{c\sqrt{2}}{L})$	$\varphi_z \cdot b (1 + \frac{c\sqrt{2}}{L})$

Tabel 7. Onderlinge relatie tussen verplaatsingen en hoekverdraaiingen.

worden verder, behalve de pijler, elementen genoemd. De verbinding tussen pijler en elementen wordt gevormd door rubberpakketten. Alleen tussen de hamerstukken en de pijler wordt een volledig starre (specie)voeg gemaakt. Om de invloeden van maatafwijkingen en deformaties zo klein mogelijk te houden zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- het inmeten (van de oplegvlakken) gebeurt na het plaatsen van de pijlers. Voor de dorpelbalk en verkeerskoker is dat vlak na het plaatsen van de pijler of zoveel later als mogelijk is (n.l. herhaalde metingen) en voor de bovenbalken veel later. Aan de hand van deze metingen worden de elementen op lengte gemaakt.
- de oplegconstructies worden zodanig uitgevoerd, dat alle lokale maatafwijkingen, die voor het aanbrengen van de elementen aanwezig waren, bij het aanbrengen worden geëlimineerd.

Bij de dorpelbalken zijn de grove afwijkingen gecorrigeerd door contramallen van de koppen en de resterende afwijkingen met behulp van groutvizels. Bij de bovenbalken gebeurde dit door in het sluitgat op de pijler poeren te storten. Bij de verkeerskokers zijn grove hoogtecorrecties uitgevoerd door betonnen uitvulblokken op de pijlers te storten. Een nauwkeurige hoogte/vlakheidscorrectie vond op de pijler plaats met speciale uitvulspecie onder de opleggingen. De oplegconstructies zijn daarom ontworpen op bouwfasedeformaties die optreden na het plaatsen + de eindfasedeformaties.

Elk onderdeel van een element had onafhankelijke maatafwijkingen ten opzichte van de andere onderdelen, omdat stellen

en maatvoering van de bekisting geschiedde vanuit bepaalde referentiepunten. Een fout in de vaststelling van een referentiepunt gaf aanleiding tot een systematische fout. In tabel 8 zijn de mogelijke maatafwijkingen van de verschillende onderdelen bij de fabricage aangegeven. De maatafwijkingen van de pijler zijn aangegeven ten opzichte van het pijlerfabricagegrid. Voor de andere elementen waren op overeenkomstige wijze assenstelsels vastgesteld. In de tabel is onderscheid gemaakt tussen fabricage- en meetfouten.

De lengte van de elementen werd niet alleen beïnvloed door de genoemde relatieve maatafwijkingen in y-richting, maar ook door:

- de plaatsingsnauwkeurigheid.
- temperatuureffecten.
- krimp- en kruipeffecten.

6.5. Fundatiebed.

6.5.1. Tolerantiebeschouwing fundatiebed.

Voor de uiteindelijke vlakheid van het fundatiebed waren in eerste instantie een aantal normen opgesteld met de eis dat zich in de eindfase geen zand, dat zou kunnen verdwijnen, tussen de funderingsbedcomponenten zou bevinden. Omdat veel processen nieuw waren en daarom alleen als deel van het geheel of op schaal zijn onderzocht, heeft men variatieschattingen gemaakt van de maatvoering bij de processen die nodig waren bij het maken van het funderingsbed (tabel 9).

		X mm		Y mm		Z mm		ϕ_X mm/m		ϕ_Y mm/m		ϕ_Z mm/m	
		μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ
		soort fout											
<u>Pijler :</u>													
- onderkant billen	fabricage	0	15	0	15	0	5	0	.3	0	.15	0	-
	meten	0	3	0	3	0	1.5	0	.1	0	.05	0	-
- onderstoel schuifgeleidingen	fabricage	0	8	0	8	0	-	0	-	0	-	0	.3
	meten	0	3	0	3	0	1.5	0	.1	0	.1	0	.1
-hart schuifgeleiding	fabricage	0	5	0	5	0	-	0	.2	0	.1	0	.2
	meten	0	3	0	3	0	1.5	0	-	0	-	0	.1
-aanslagvlakken betonelementen	fabricage	0	15	0	15	0	15						
	meten	0	3	0	3	0	1.5						
<u>Betonelementen :</u>													
- lengte	fabricage			0	20								
	meten			0	3								
-hart oplegvlakken	fabricage	0	15	0	15	0	15						
	meten	0	3	0	3	0	1.5						
-hoogte hamerstukken	fabricage					0	15						
	meten					0	1.5						

Tabel 8. Maatafwijkingen van pijlers en elementen tijdens fabricage.

Fase		σ_z	σ_z
		dwars (mm)	langs (mm)
a	Fabricage 1 ^e mat	15	10
b	Fijn opschonen	30	30
c	Mors , erosie	70	70
d	Zettingen 1 ^e mat t.g.v. verdichten	10	5
e	Zettingsverschillen in ondergrond	20	20
f	Fabricage 2 ^e mat	15	10
g	Zetting 1 ^e mat t.g.v. verdichten 2 ^e mat	0	0
h	Zetting 2 ^e mat t.g.v. verdichten	10	5
i	Meetfouten	*	*

Tabel 9. Fouten in de hoogteligging van het fundatiebed. (standaardafwijkingen = σ waarden). (*zie doc. 12).

Met deze schattingen, inclusief de misschatting in de gemiddelde mors, als richtsnoer is de uit andere overwegingen (passing aansluitende onderdelen, toekomstig te verwachten zettingen) maximaal toelaatbare tolerantieruimte voor de pijlerstand, met betrekking tot het funderingsvlak in drie vrijheidsgraden als volgt vastgelegd: (zie ook doc.11):

- $\Sigma \phi x = 9,1$ mm/m.
- $\Sigma \phi y = 3,6$ mm/m.
- $\Sigma z = 80$ mm.

Gezien deze waarden zou het dus niet mogelijk zijn (zelfs zonder uitspoelbaar zand tussen de componenten van het funderingsbed) het funderingsbed binnen de vereiste toleranties op te leveren (doc. 10). Daarom is besloten de vereiste vlakheid te realiseren door het standaard toepassen van een in dikte gecontramalde tegelmat. Tussen de tegels zou nog een zekere zandberging, zonder hoogte consequenties, mogelijk zijn. Uitgangspunt hierbij was een tegelmat zodanig te ontwerpen dat de gemeten onvlakheden (rotaties) volledig zouden worden gecompenseerd. Dit is in het algemeen samengevat met de term "maximaal vlakken". Voor wat de eis in z-richting (gemiddelde hoogteligging) betreft is gesteld dat het funderingsniveau zonder gevaar voor kwaliteitsverlies

150-200 mm. boven of 200 mm. onder het theoretische niveau mocht worden opgeleverd (doc. 12).

Gezien de te verwachten onvlakheid van de te corrigeren bovenmat en de beperkte correctiekracht van een tegelmat (beperkte hoogte), kon verwacht worden dat niet in alle gevallen "maximaal gevakt" zou kunnen worden. Om dit op te lossen waren verschillende mogelijkheden voorhanden:

- verhogen of verlagen van het z-niveau.
- accepteren van een geringe langsrotatie.
- accepteren van een zeer geringe dwarsrotatie.
- (plaatselijk) verdunnen van de bovenmat.
- plaatselijk geen tegels.
- lokaal verhogen van tegels.

Een uitgebreide beschrijving hiervan is te vinden in doc. 13. De ingesloten zandlaagjes die mogelijk uitgespoeld kunnen worden hebben invloed op de te leveren vlakheid hoewel de problemen pas in de operationele fase van de SVK te verwachten zijn. Er is aangenomen dat deze zandlaagjes in de eerste fase van de levensduur zullen uitspoelen. De aanzandingen hadden echter invloed op de vlakheidsmeting en dus ook op de uiteindelijke vlakheid in de bouwfase omdat de inmeting van de ondermat als basis voor de afmetingen van de tegelmat is gebruikt.

De uiteindelijke vorm en vlakheid van het funderingsbed is als volgt tot stand gekomen:

- 1 - processen tot leggen ondermat (zie tabel 9).
- 2 - leggen ondermat.
- 3 - meten ondermat.
- 4 - verdichten ondermat.
- 5 - aanzanding na opschonen ondermat.
- 6 - leggen bovenmat.
- 7 - verdichten bovenmat.
- 8 - opschonen en meten bovenmat.
- 9 - maken tegelmat.
- 9a - aanzanding tussen bovenmat en tegelmat.
- 10 - leggen tegelmat.
- 11 - opschonen voor plaatsen pijlers.
- 12 - aanzanding voor plaatsen pijlers.
- 13 - plaatsen pijlers.
- 14 - bouwfasedeformaties.

De uiteindelijke positie van de onderkant van de pijlerbil voor het inmeten van de schuiven werd dus bepaald door de bovenstaande lijst van activiteiten en natuurfenomenen. Voor de tolerantiebeschouwing hadden alleen de punten vanaf nr. 8 invloed op de uiteindelijke vlakheid. De voorgaande processen zijn immers gecorrigeerd.

Voor een samenvatting van de onvlakheden in de bouwfase zie tabel 10.

	ϕ_x mm/m		ϕ_y mm/m		Z mm	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ
inmeten bovenmat	0	0,9	0	0,5	0	275
aanzanding voor plaatsen pijler	10,271	0,47	10,181	0,32	3,4	56
aanzanding tijdens plaatsen pijler	0	0	0	0	1	1
onvoorspelbare bouwfasedeformaties		0,8				0,4
totaal	10,271	1,3	10,181	0,6	4,4	28

Tabel 10. Onvlakheden in de bouwfase (n.b. ongecorrigeerd opgeteld).

6.5.2. Tolerantiebeschouwing aansluiting tegelmat/pijler in x-y-vlak.

Voor het passingsprobleem pijler-tegelmat waren twee zaken van belang voor de bepaling van de tolerantiegrenzen en afmetingen:

- het waarborgen van een voldoende groot draagvlak onder de pijlerbil.
- aansluiting van de grindzak aan de bovenmat.

Het passingsprobleem was het meest kritiek nabij de hoekpunten van de pijler. De afmetingen van de tegelmat waren zodanig dat de eisen gemiddeld geleidelijk zijn gehonoreerd. Het leggen van de tegelmat geschiedde met behulp van een staart- en een kopbalk. Om de tegelmat in de juiste positie te leggen is de kopbalk nastelbaar gemaakt. De staartbalk zou altijd al zonder problemen in de juiste positie geplaatst kunnen worden. De positie van de DOS I (tegelmattenlegger) varieerde om het gemiddelde. De mat op de bodem reageerde traag op deze bewegingen, waardoor de positie van de mat een gemiddelde baan volgde.

Voor het passingsprobleem was dus aan de kopbalkkant de meetfout en aan de staartbalkkant de baanfout als gevolg van de systematische meetfout van belang. Ondanks het geavanceerde verhaalsysteem bij het leggen van de tegelmatten moest er toch rekening mee gehouden worden dat de tegelmatpositie nabij de staartbalk een afwijking kon hebben ten opzichte van de theoretische positie.

6.5.3. Aanzandingsverwachting.

Tijdens het leggen van de bovenmat en de tegelmat en het plaatsen van de pijlers lag een zeker tijdsverschil tussen de uitvoeringshandeling en het eraan voorafgaande opschoonproces. Als gevolg van dit faseverschil en het complexe stroombeeld rond de opstakels (mat, pijler en bijbehorend equipment) zou aanzanding kunnen optreden op de reeds

opgeschoonde werkvlakken.

In eerste instantie is hier niet naar gekeken omdat verondersteld werd dat opgesloten zand niet zou kunnen uitspelen. Na verdere studie is besloten het aanzandingsverschijnsel te onderzoeken.

De resultaten van deze studie leidden tot een aanzandingsverwachting van 30 a 40 mm. tussen het moment van leggen van de ondermat en het plaatsen van de pijlers. Op grond hiervan kon men aanbevelingen doen om:

- schuifgeleidingen en sponningen te vergroten.
- te voorkomen dat erosiemateriaal onder de constructie komt door de leg/zuigrichting aan te passen.
- de studie naar de aanzandingsverwachting voortzetten.

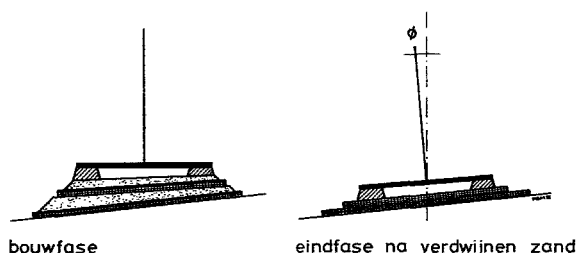
Voor de resultaten van de vermelde studie zie tabel 11. Voor een overzicht van de gebruikte randvoorwaarden zie doc. 14.

In het bovenstaande is aangegeven van welke omvang de gemiddelde laagdikte was, die ontstond tengevolge van aanzanding na het fijn opschonen en voor de feitelijke uitvoeringshandeling. De in de tabel aangegeven scheefstand is de theoretische gemiddelde scheefstand van de gecumuleerde zandschijfjes. Als hier geen correcties op zouden worden uitgevoerd zou de pijler die hierop geplaatst is deze scheefstand aannemen (de z.g. initiële scheefstand). In de eindfase treedt door de (hydraulische) belasting op de stormvloedkering in de ondergrond een potentiaalstroming op, waardoor het in de bouwphase neergeslagen zand weer kan verdwijnen. De pijlerstand zal hierdoor veranderen. Het verdwijnen van zand is daarom beschouwd als een eindfaseformatie. De wijze waarop dit zand zou verdwijnen is maatgevend voor de momentane-, absolute- en relatieve scheefstand, die in de tolerantiebeschouwing is meegenomen. Als het immers eerst aan een zijde en vervolgens aan de andere zijde zou verdwijnen, geeft dit een grotere scheefstand dan bij ieder ander "verdwijmodel". De

situatie bron	midden sluitgat		rand sluitgat	
	μ	$\mu + \sigma$	μ	$\mu + \sigma$
<u>Gemiddelde laagdikte</u>				
Aanzanding door erosie naast obstakels	8 mm	19 mm	11 mm	28 mm
Natuurlijke aanzanding	3 mm	10 mm	3 mm	10 mm
Aanzanding onder pijler	1 mm	2 mm	1 mm	2 mm
Totale gemiddelde laagdikte	12 mm	25 mm	15 mm	33 mm
<u>Maximale lokale laagdikte</u>	26 mm	55 mm	27 mm	58 mm
<u>Hellingen</u>				
ϕ dwars	0,4 mm/m	1,0 mm/m	0,64 mm/m	1,7 mm/m
ϕ langs	0,2 mm/m	0,5 mm/m	0,2 mm/m	0,2 mm/m

Tabel 11. Aanzandingsverwachting.

scheefstand van de pijler die uiteindelijk is bereikt, wordt bepaald door de geproduceerde (dwars- en langs-)onvlakheid van het funderingsbed waarop de pijlers zijn geplaatst (fig. 55).



Figuur 55. Scheefstand ten gevolge van verdwijnen zandlaagjes.

Over het deformatiegedrag ten gevolge van het verdwijnen van zand was echter weinig bekend. Na een uitvoerige studie (doc. 15) zijn de waarden voor de aan te houden scheefstanden definitief vastgesteld (tabel 12).

geschatte μ en 2σ -waarden na uitspoelen bij een ongekorrleerd proces (mm/m)			
relatief		absoluut	
μ	2σ	μ	2σ
0	4,0	0	2,84

Tabel 12. Scheefstanden.

6.6. Plaatsen van de pijlers.

Er zijn een aantal factoren die de plaatsingsnauwkeurigheid van de pijler beïnvloeden zoals:

- a - de plaatsingsnauwkeurigheid binnen het ankersysteem.
- b - de bewegingen rondom de plaatsingsnauwkeurigheden.
- c - het effect van schuiven over de tegelmat (c.q. bovenmat).

a - de plaatsingsnauwkeurigheid binnen het ankersysteem. Deze is bepaald door:

- de meetnauwkeurigheid.
- de methode van middeling van de meetsignalen. Ieder 1,5 sec is een signaal verwerkt gedurende 30 sec. Binnen 1 minuut gaf de computer dan de waarde van de afwijkingen ten gevolge van:
 - de ruwe middeling
 - het niet meenemen van quasi statische effecten zoals golfdrijfkrachten of stroomturbulentie.
 De fout die hierbij gemaakt zou kunnen worden is 25% van de totale beweging, waardoor tijdens het bijsturen een kleine extra fout kon ontstaan.
- de nauwkeurigheid waarmee bijgestuurd kon worden (zie tabel 13).

b — bewegingen rond het gemiddelde. Deze zijn voornamelijk veroorzaakt door golven, wind en stroomfluctuaties. Alleen die ten gevolge van golfbeweging-

gen waren goed in te schatten. Met een modelonderzoek zijn de maximale waarden voor de hoekpunten van de voetplaat, bij een golfhoogte van ca. 0,40 m, vastgesteld op 300 mm. Met de daaruit verkregen overdrachtsfunctie zijn de bewegingen ten gevolge van de nieuwe werkbaarheids grenzen bepaald.

In de translatie X, Y zat gedeeltelijk het effect van gieren.

c — effect van schuiven over de mat.

Het schuiven over de bovenmat, dat afhankelijk van de wrijvingscoëfficiënten kon optreden, had een ongunstige invloed op de tolerantiebeschouwing voor pijler en tegelmat. Het had echter ook een reducerende invloed op de plaats van de pijlers. De vastgestelde maatafwijkingen zijn samengevat in tabel 13.

	pijler-beweging I	ankersysteem		meten voetplaat III	effect tegelmat IV	totaal gekozen I + II (+IV)
		positie IIa	middeling IIb			
x	±50 mm	±50 mm	25% van I	18 mm	< 1	150 mm
y	±50 mm	±50 mm		18 mm	< 1	150 mm
φ z	±2,1 mm/m'	±0,75 mm/m'		1,2 mm/m'	?	2,1 mm/m'

Tabel 13. Samenvatting plaatsingsnauwkeurigheden pijler σ -waarden.

6.7. Meetaspecten pijlers.

Voor het ontwerp is er onderscheid gemaakt in de volgende meetfasen en werkzaamheden:

- a - meetwerk tijdens pijlerfabricage.
- b - vormbepaling voor het onderwaterzetten van het bouw-dok.
- c - inmeten van stationspunten en hoogtebaken aan de wal of op de naastgelegen, reeds geplaatste pijlers.
- d - opstellen en inmeten van reflectoren, hellingmeters etc, op de te plaatsen pijlers.
- e - inmeten van de te plaatsen pijler vanaf de voorgaande pijler of vanaf de wal.
- f - de definitieve positie van de geplaatste pijler, absoluut of relatief tussen twee pijlers, na plaatsen en na de afbouw van de drempel.

De meetnauwkeurigheden die optreden in fase a en b zijn opgenomen in de maatafwijkingen voor de betonconstructie (vorm factor).

De minimale informatie die nodig was om de positie van de pijler te kennen (punten e en f) was:

- x, y en z van een punt van de pijler.
- dwars- en langshelling van de pijler ϕ x en ϕ y.
- koers van de pijler ϕ z.

Om de benodigde informatie te verkrijgen is gekozen voor de methode met drie Minilirs (drie standplaatsen) en twee hellingmeters voor verticale hoekmeting. Voor een uitgebreide beschrijving zie doc. 16.

De meetnauwkeurigheid was sterk afhankelijk van de meetfase en werd in het algemeen beter naarmate men een latere fase bereikte (e en f).

De niveau's waarop de totale meetfout vastgesteld was waren:

- de referentiepunten op de pijler.
- het N.A.P.-niveau.
- de voetplaat.

Voor de volgende situaties is de totale meetfout bepaald:

- tijdens plaatsen.
- geplaatste pijler aan de grond (bijv. bij 20%, 80% en 100%).
- geplaatst, hefschip weg.
- relatief ten opzichte van de voorgaande pijler.

	σ_x	σ_y	σ_z	ϕ_x	ϕ_y	ϕ_z
tijdens plaatsen voetplaat	18	18	15	0,35	0,35	1,2

opmerkingen:

- σ - waarden (+covariantie)
- hoekverdraaiingen in mm/m
- translaties + of - waarden in mm.

Tabel 14. De gehanteerde meetfouten bij het plaatsen.

6.8. Grondmechanische deformaties.

6.8.1. Algemeen.

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de uitgangspunten die hebben geleid tot de berekende ontwerpdeformaties van de pijlers.

Bij het vaststellen van de grondmechanische deformaties is niet steeds uitgegaan van de maximale deformaties (schattingen bovengrens), maar is onderscheid gemaakt in de te verwachten verplaatsingen en de mogelijke spreiding ervan. De deformaties zijn uitgedrukt in absolute en relatieve waarden. Absoluut betrof de verplaatsing van de pijler, relatief had betrekking op het verschil tussen twee pijlers. De verplaatsingen ten gevolge van stormbelastingen dienden te worden opgevat als blijvende verplaatsingen na afloop van de storm. Voor de belastingsfasen zie tabel 15.

6.8.2. Toegepaste rekenmethode voor de absolute deformaties.

De verplaatsingen zijn berekend met behulp van verschillende rekenprogramma's. De fasen I, III en V zijn bepaald met

het LGM-computer programma "Zettingen" (doc. 17). Voor de fasen II en IV is in hoofdzaak "Consol" (doc. 18) gebruikt terwijl voor fase VI "Consol" en het "beddingsconstante programma" (doc. 19) gehanteerd zijn. Om de hoeveelheid berekeningen te beperken zijn de pijlers ingedeeld in een aantal representatieve groepen (qua belasting en grondcondities).

De resultaten van de representatieve pijlergroepen zijn vervolgens naar de overige pijlers geëxtrapoléerd.

6.8.3. Uitgevoerde berekeningen voor de absolute deformaties.

De berekeningen hiervoor gemaakt zijn:

- a - deformaties ten gevolge van bouwfasestormen.
- b - deformaties ten gevolge van eindfasestorm.
- c - zettingen ten gevolge van eigengewichts belasting.

a - de dwarsdeformaties zijn gebaseerd op enkele consol berekeningen voor fasen II en IV voor een aantal pijlergroepen. Met behulp van extrapolatie regels zijn de deformaties voor alle pijlers vastgesteld. De langsdeformaties zijn geschat uit de berekeningsresultaten voor een oplegvariant: 2 grondvlakken van 8 x 25 m². Een tweede extrapolatie is gemaakt uit de consolberekeningen voor de dwarsdeformaties om de invloed van de drempel in rekening te brengen. De hoekverdraaiing om de verticale as is bepaald aan de hand van CONSOL berekeningsresultaten.

b - de langs- en dwarsdeformaties zijn berekend met het beddingsconstanteprogramma. De zettingen zijn bepaald uit de resultaten van de 1:10 modelproef te Kats en de Schelphoekproeven, en zijn voor alle pijlers gelijkgesteld aan $\mu z = 15$ mm. en $\sigma z = 17$ mm.

c - met inachtneming van de extrapolatieregels zijn de deformaties van alle pijlers bepaald met het programma "zettingen". Voor een van de fasen met bouwfasestorm is een probabilistische studie gemaakt naar de deformaties en rotaties. De conclusie hiervan was, dat de wijzigingen ten opzichte van de reeds berekende waarden te gering waren om deze benadering voor alle bouwfasen te gaan volgen.

	fund. opp.	inbedding	belasting
I 1. plaatsen pijler	2 x 4 x 45	-	ΔV
2. waterballasten pijler	"	-	ΔV
II 3. bouwfase storm	"	-	$\Delta H_{x,y}; \Delta M_{x,y,z}$
III 4. aanbrengen drempel	"	+	$\Delta V (\Delta M_x)$
5. leegpompen pijler	"	+	ΔV
IV 6. bouwfase storm	"	+	$\Delta H_{x,y}; \Delta M_{x,y,z}$
V 7. grouten	25 x 50	+	ΔV
8. afbouw	"	+	ΔV
8a. blokkendam	"	+	$\Delta V (\Delta M_x)$
VI 9. eindfase storm	"	+	$\Delta H_{x,y}; \Delta M_{x,y}$
9a. opbouw hor. gronddruk	"	+	$\Delta H_y; \Delta M_x$

Tabel 15. Belastingsfasen.

6.8.4. Randpijlers.

Voor de deformaties, voor het aanbrengen van de drempel, is er geen principiële verschil tussen de randpijlers en de normale pijlers. De beddingsconstanten zijn waar nodig iets verhoogd.

Bij de randpijlers is aan een langs zijde een breukstenen dam tot ongeveer N.A.P. + 7,0m aanwezig. Als gevolg hiervan is er een extra excentrische gewichtstoename ten opzichte van de middenlangsdoorsnede, waardoor de pijler van de damzijde af roteert. In eerste instantie (onderlaag van de dam) rotatie naar de damzijde toe, na compleet aanbrengen van de dam, rotatie van de damzijde af. Door de golfbelasting op de dam kan de horizontale druk op de pijler in de eindfase oplopen, wat ook extra rotatie tot gevolg heeft. De invloed van de breukstenen dam is als volgt in rekening gebracht:

- tijdens het aanbrengen van het losgestorte drempelmateriaal zal het drempeldeel boven de pijler minder zakken dan direct naast de pijler. Hierdoor zal een verticale wrijvingskracht langs de teen ontwikkeld worden, die resulteerde in een moment ten opzichte van het hart van de pijler. Deze kon maximaal gelijk worden aan de horizontale gronddruk (bij een ϕ -waarde van 45° in de aanstorting). De horizontale gronddrukcomponent veroorzaakt een tegenwerkend dwarsmoment waardoor ook een tegenwerkend moment in het fundatievlak ontstaat. Uit het totale momentenevenwicht kan dan de hoekverdraaiing ϕ x en de zakking z berekend worden.

Voor de bouwfasestorm na het aanbrengen van de drempel is voor de dwarsverplaatsing tegen de breukstenen dam in, een reductie toegepast. De langs- en torsieverplaatsingen zijn op dezelfde wijze bepaald als bij de normale pijlers. Omdat de breukstenen dam een remmende werking heeft op de langs beweging van de pijler zijn de bepaalde deformaties aan de hoge en dus veilige kant.

Het assenstelsel waarin de grondmechanische deformaties voor alle pijlers zijn uitgedrukt is het tolerantiegrid.

Bij het bepalen van de richting van de deformaties moet onderscheid gemaakt worden tussen:

- de voorspellingen van de deformaties voordat (ontwerpfase) en nadat de verdichtingsresultaten bekend zijn.
- de deformaties van de rand- en overige pijlers.

Alleen voor de randpijlers en in mindere mate voor de direct daarnaast gelegen pijlers is de richting van de stormbelasting gedefinieerd waardoor de richting van de deformatie vast kwam te liggen. Voor de andere pijlers is er geen richting van de gemiddelde stormdeformatie aan te geven. Voor het berekenen van de schuifgeleidingen, opleggingen etc. betekende dit dat bij het ontwerpen zowel met het positieve als negatieve gemiddelde stormdeformatie gerekend moest worden.

De resultaten van de berekeningen voor alle pijlers zijn weergegeven in de tabellen van doc. 3.

6.9. Overzicht en verwerking van de maatafwijkingen.

In de voorgaande paragrafen is aangegeven wat de te verwachten grootte van de optredende maatafwijkingen en deformaties was. Er is getracht de maatafwijkingen rekenkundig af te schatten. Waar dit niet mogelijk was, is op grond van er-

varingen met andere werken een schatting gemaakt.

Bij de berekeningen wordt er vanuit gegaan dat alle foutenbronnen, behalve de bouwfasestorm- en eindfasestormdeformaties, onafhankelijk van elkaar zijn en dat daarom de standaardafwijkingen volgens de wortel van de som der kwadraten mogen worden opgeteld. De bouwfasestorm- en eindfasestormdeformaties worden eerst lineair opgeteld en de som daarna kwadratisch opgeteld bij de overige foutenbronnen. Ook de deformaties ten gevolge van het uitspoelen van zandlaagjes worden kwadratisch opgeteld bij de overige foutenbronnen.

6.9.1. Berekening van de schuifgeleidingsbreedte en de sponningdiepte.

Bij het combineren van maatafwijkingen en deformaties is het niet alleen van belang om te weten wat de oorzaak van een bepaalde deformatie is, maar ook op welk tijdstip deze deformatie optreedt. Dit is vooral van belang voor deformaties ten gevolge van een bouwfasestorm. Uit berekeningen van de schuifgeleidingsbreedte is gebleken dat een bouwfasestorm die optreedt nadat de h.o.h.-afstand van de schuifgeleidingen is bepaald, maar de pijler nog niet is ondergrout, de grootste benodigde schuifgeleidingsbreedte geeft. Dit komt doordat de maatafwijkingen ten gevolge van een bouwfasestorm, die optreedt nadat de schuifgeleidingen zijn ingemeten, niet gecompenseerd worden door het op lengte maken van de schuiven, maar volledig doorwerken in de benodigde schuifgeleidingsbreedte en sponningdiepte. Voor het berekenen van de schuifgeleidingsbreedte is daarom de volgende volgorde aangehouden:

- plaatsen pijlers + waterballasten.
- drempel opbouwen.
- pijler leegpompen.
- h.o.h.-afstand schuifgeleidingen inmeten.
- verkeerskokers plaatsen.
- bouwfasestorm.
- pijler ondergrouten.
- pijlerafbouw + ballasten.
- eindfasestorm.
- uitspoelen zandlagen.

Hierbij is er vanuit gegaan dat direct nadat de drempel klaar is, de pijler wordt leeggepompt. Voor de afleiding van de formules van de schuifgeleidingsbreedte en sponningsdiepte zie doc. 3. Bij het maken van de afleidingen zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- alle maatafwijkingen en deformaties, behalve de bouw- en eindfase deformaties, zijn onafhankelijk van elkaar. De spreiding ervan is normaal verdeeld. Daarom mogen ze worden gesommeerd volgens de wortel uit de som van de kwadraten.
- de lengte van de schuif wordt bij het samenbouwen aangepast aan de afstand van de schuifgeleidingen, gemeten op N.A.P. + 0,00m. Deze afstand is bij leeggepompte pijler gemeten.
- de juiste hoogte van de oplegvlakken van de ophangbalken voor de hefcilinders wordt bepaald nadat de pijler is leeggepompt.
- de schuif zal altijd tegen een van de zijgeleidingen aanliggen. Daarom volgt deze tijdens het openen en sluiten de stand van die zijgeleiding.
- de breedte van de flenzen van de eindhar is 700 mm.

6.9.2. Verwerking van de maatafwijkingen in z-richting.

Tot hier is als uitgangspunt gehanteerd dat een maatafwijking in z-richting tot op het moment van inmeten geen invloed heeft op de schuifgeleidingsbreedte en sponningsdiepte, omdat deze maatafwijking gecorrigeerd wordt. Door de lengte van het hamerstuk aan te passen wordt deze correctie aangebracht. De juiste hamerstuklengte wordt bepaald na het plaatsen van de pijler. De optredende maatafwijkingen tussen het inmeten van de pijler en het op hoogte stellen van de hefciinders, wordt gecorrigeerd door de vullingdikte onder de oplegstoelen van de cardanbalk aan te passen. Het uitgangspunt hierbij is, dat de schuiven op de theoretisch juiste plaats komen te hangen. Door hiervan uit te gaan wordt voorkomen dat de speling tussen de onderkant van de schuif en de sponning kleiner wordt dan 0,30 m. Met de maatafwijkingen die optreden nadat de schuiven zijn gemonteerd, is bij de bepaling van de schuifgeleidingsbreedte en sponningsdiepte rekening gehouden. De hoogteligging van de dorpelbalk en de bovenbalk is gekoppeld aan de hoogteligging van de onder- of bovenrand van de schaalbeplating bij een gesloten schuif. Zowel de dorpelbalk als de bovenbalk hebben in deze situatie een overlap met de schuif van 0,20 m. Kleine maatafwijkingen ten gevolge van deformaties, die optreden nadat de oplegvlakken zijn ingemeten, zijn acceptabel.

6.9.3. Verwerking van maatafwijkingen en deformaties in relatie tot de betonelementen.

De te verwachten maatafwijkingen en deformaties hebben drie consequenties ten aanzien van de betonelementen.

- 1 - de lengte van het element.
- 2 - de opleglengte van het element op de pijler.
- 3 - het plaatsen van het element.

1 - De lengte van de verschillende betonelementen is bepaald door de theoretische benodigde lengte en de (te verwachten) verplaatsingen van de opleggingen. Hierin zijn de randafstanden, de afmetingen van de oplegpakketten en de lengteveranderingen van het element ten gevolge van krimp, kruip en temperatuur verwerkt.

De te verwachten verplaatsingen van de opleggingen ten opzichte van de theoretische positie komen voort uit onvlakheden van het fundatiebed, plaatsingson nauwkeurigheden, deformaties van de ondergrond enz. Ze kunnen vooraf worden geschat, echter op het tijdstip van inmeten zal een deel van de verplaatsingen al zijn opgetreden, zodat voor dat deel de schatting kan worden vervangen door de werkelijkheid.

2 - De opleglengte van de verschillende betonelementen op de pijler wordt bepaald door de afmeting van de pakketten, de constructief benodigde randafstanden, de minimale speling ten behoeve van het plaatsen en de te verwachten deformaties na het inmeten. Hiervan zijn de deformaties die optreden tussen inmeten en plaatsen bij de verkeerskoker en de bovenbalk gevonden door variatie van de plaats van de oplegpakketten ten opzichte van het element, terwijl het bij de dorpelbalk is gevonden in de plaats van het pakket ten opzichte van de pijler. De deformaties die na het plaatsen optreden moeten door de oplegpakketten gevolgd kunnen worden.

3 - Voor de dorpelbalk en de bovenbalk geldt dat, voordat

zij op hun definitieve plaats liggen een traject tussen de pijlers moeten afleggen. De speling, die soms nog verkleind was door de overlengte van de balk, was daarbij zeer gering. De dorpelbalk kende bij het plaatsen drie dwangpunten, de passage van de hijsnokken, van de dorpelbalksponning en van de schuifspinning. Voor de bovenbalk was een dwangpunt van belang, de passage van de hamerstukken (de verkeerskoker staat al op zijn plaatst).

6.9.4. Verwerking van de maatafwijkingen.

De te verwachten maatafwijkingen komen enerzijds voort uit de (menselijke) bouwactiviteiten en anderzijds uit de inbreng van de natuur, zoals bouw- en eindfasestorm en aan- en ontzanding. Hierbij kan worden opgemerkt dat van de bouwactiviteiten de volgorde vastligt, terwijl de inbreng van de natuur op ieder willekeurig tijdstip kan plaatsvinden. Wanneer dus geschat moet worden welke deformaties voor of na een bepaald tijdstip kunnen optreden, dan moeten de deformaties ten gevolge van de natuur-activiteiten zo ongunstig mogelijk worden ingebracht (fig. 56).

Aan de hand van de basismaatafwijkingen konden de te verwachten afwijkingen tussen de theoretische en werkelijke plaats van de karakteristieke punten voorspeld worden. Deze verwachte afwijkingen, translaties en rotaties konden in drie fasen verdeeld worden:

— maatafwijkingen die optreden voor het inmeten van de karakteristieke punten Δya . Deze zijn maatgevend voor de lengte van het element en de uit te vullen hoogte.

— maatafwijkingen die optreden tussen inmeten en plaatsen van de elementen Δyb . Deze zijn mede maatgevend voor de opleglengte.

— maatafwijkingen die optreden na het plaatsen van de elementen Δyc . Deze zijn mede maatgevend voor de afmetingen van de rubberpakketten en de opleglengten.

Het tijdstip van optreden van de bouwfasestorm kan variëren. Deze kan optreden voor het inmeten, tussen inmeten en plaatsen of na het plaatsen van de elementen. Voor deze drie gevallen is vervolgens bepaald welke opeenvolging van gebeurtenissen maatgevend is voor de dimensionering van de verschillende onderdelen van de elementen. Omdat de drie genoemde maatafwijkingen Δya , yb en yc niet altijd gelijktijdig extreem zullen zijn, moet voor elk element in principe drie situaties worden beschouwd:

1 - extreme maatafwijkingen voor het inmeten Δya , Δyb en Δyc .

2 - extreme maatafwijkingen tussen inmeten en plaatsen Δya , Δyb en Δyc

3 - extreme maatafwijkingen na het plaatsen. Δya , Δyb en Δyc .

Een en andere is uitgewerkt in tabel 16.

6.9.5. Lengtebepaling van de betonelementen.

Voor iedere situatie is de verwachte maximale overspanning van een element bepaald met:

$$L_{\max} = L_{\text{theor}} + \max \sqrt{ya^2 + \Delta yb^2 + \Delta yc^2}$$

waarin bouwfasedeformaties na inmeten en eindfasedeformaties eerst lineair zijn opgeteld.

situ- atie	Δy_a			Δy_b		Δy_c	
	VERKEERSKOKER						
	-plaatsen pijler	-onvlak fundatiebed	-inmeten	-bouwfasestorm zonder drempel -aanbrengen drempel	-plaatsen verk. koker	-afbouw -bouwfasestorm met drempel	-eindfasestorm -uitspoelen zand
DORPELBALK							
	-plaatsen pijler	-onvlak fundatiebed	-inmeten	-bouwfasestorm zonder drempel -aanbrengen drempel -bouwfasestorm met drempel -afbouw	-plaatsen dorpelbalk		-eindfasestorm -uitspoelen zand
	-plaatsen pijler	-onvlak fundatiebed	-inmeten	-bouwfasestorm zonder drempel -aanbrengen drempel	-plaatsen dorpelbalk	-afbouw -bouwfasestorm met drempel	-eindfasestorm -uitspoelen zand
BOVENBALK							
	-plaatsen pijler	-onvlak fundatiebed -bouwfase- storm zonder drempel	-inmeten	-bouwfasestorm met drempel -afbouw	-plaatsen bovenbalk		-eindfasestorm -uitspoelen zand
	-plaatsen pijler	-onvlak fundatiebed -bouwfase- storm zonder drempel -aanbrengen drempel	-inmeten	-afbouw	-plaatsen bovenbalk	-bouwfasestorm met drempel	-eindfasestorm -uitspoelen zand

Tabel 16. Mogelijke combinaties van foutenbronnen.

De te maken overspanningslengte van een element is na het inmeten bepaald uit:

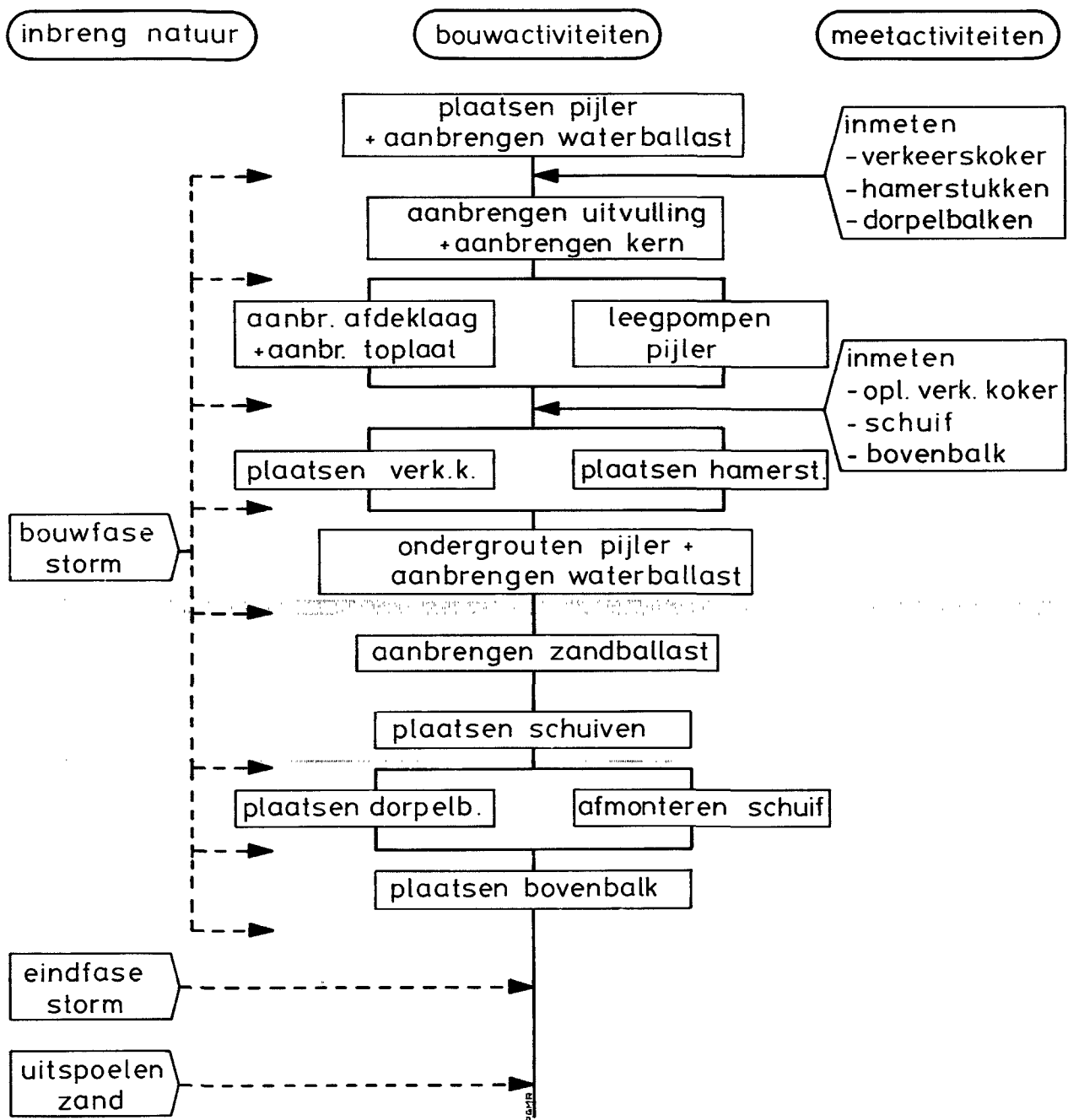
$$L = L_{\text{theor}} + \Delta y_a (\text{opgetr}) + \max \sqrt{\Delta y_b^2 + \Delta y_c^2}$$

Hierbij kan de tweede term van het rechterlid variëren tussen $+\Delta y_a \text{ max}$ en $-\Delta y_a \text{ max}$.

De derde term van het rechter lid is bepaald door de te verwachten maatafwijkingen na het inmeten. Als wordt uitgegaan van een maximale afwijking voor het inmeten dan is de verwachtingswaarde na het inmeten een constante. De lengtevariatie wordt dus volledig bepaald door $\Delta y_a \text{ max}$.

De lengte van de elementen is echter niet alleen beïnvloed door de hiervoor genoemde relatieve afwijkingen in y-richting, maar ook door maatafwijkingen die van toepassing zijn op de elementen zelf. Deze zijn:

- fabrikage maatafwijkingen: voor de lengte geldt $\mu = 0$ en $\sigma = 20$ mm.
- plaatsingsnauwkeurigheid: met $\mu = 0$ en $\sigma = 10$ mm voor de bovenbalk en de verkeerskoker en $\mu = 0$ en $\sigma = 50$ mm. voor de dorpelbalk.
- temperatuuffecten: met $\mu = 0$ en $\sigma = 8$ mm.
- krimp- en kruipeffecten: met $\mu = -14$ mm. en $\sigma = 7$ mm.



Figuur 56. Geschatte tijdstip van optreden deformaties.

6.10. Keuringsmethodiek.

De werkelijke bepaling van de afmetingen is gedaan op basis van van een combinatie van vooraf geschatte waarden en gerealiseerde waarden uit de bouwprocessen. Om te voorkomen dat bij de assemblage ontoelaatbare knelpunten zouden kunnen optreden is een keuringsfilosofie en een methode vastgesteld waarmee alle relevante processen beoordeeld zijn. Als basis dienden de hiervoor behandelde aspecten. De keuringsfilosofie en methode is uitvoerig beschreven in een nota (doc. 4).

Deze nota beschrijft de historie, de uitgangspunten en in het algemeen de keuringsfilosofie (doc. 21). Kort is beschreven hoe de inzichten vergroot werden en de probleemstelling gewijzigd. Dit resulteerde tenslotte in het Tolerantie Beheer System (doc. 22, 23, 24).

1. De keuringscriteria.

In feite zijn alle criteria genoemd die uit de sterkte- en/of betrouwbaarheidsoverwegingen eisen stellen aan de maximaal toelaatbare afwijkingen (toleranties). Hiernaast zijn ook, uit het oogpunt van esthetica, eisen te stellen aan de toleranties.

2. Maatregelen ter voorkoming van te grote maat-afwijkingen.

Een van deze maatregelen was het ontwerpen met (nog) grotere toleranties. Deze maatregelen waren preventief en voornamelijk ontwikkeld voordat een adequate tolerantiebeschouwing voorhanden was. Ze hebben een grote rol gespeeld in de bouw van de kering en uiteraard hebben ze (later) een grote rol gespeeld in de ontwikkelde tolerantieprogrammatuur.

3. De deelprocessen.

De bouw van de kering kon worden onderverdeeld in een aantal samenhangende, snel opeenvolgende handelingen die nieuwe posities en daarmee maatafwijkingen, tot gevolg hadden. Te noemen is bijvoorbeeld het graven van het cunet, het leggen van de matten of het plaatsen van de pijlers. Het criterium voor een deelproces is de mogelijkheid na afloop een meting te doen van de gerealiseerde positie. De handelingen tussen twee metingen zijn een deelproces genoemd.

4. Het keuringsgereedschap.

Het keuringsgereedschap dat ontwikkeld is voor de bouw van de stormvloedkering bestaat uit een aantal grote en kleinere computerprogramma's. De belangrijkste van deze vier programmapakketten zijn:

- het matrix-programma, waarmee zeer snel een overzicht verkregen kan worden van de meest conservatieve grens aan de toegestane maatafwijkingen (toleranties).
- Classic, een pakket wat met hulp van de "klassieke" statistiek een aantal toetsen op een reeks waarnemingen uitvoert.
- VGGM, een pakket wat met behulp van kosten-optimalisatie vooraf afkeuringsgrenzen aangeeft.
- TBM, een pakket wat, afhankelijk van eerdere realisaties en op basis van een verwachte kosten-optimalisatie, de projectleider steunt in zijn beslissingen.

De theoretische achtergronden vormden het fundament van het gehele Tolerantie Beheer Systeem.

5. De relaties tussen maatafwijkingen.

Een uitwerking van de relaties die bestaan tussen de maatafwijkingen, i.c. de meetwaarden en de parameters die de gevolgen van de maatafwijkingen beschrijven. Deze (geometrische) relaties worden "Geomodellen" genoemd. Alle gevolgen (voor wat betreft de kosten) zijn op deze manier vastgelegd, zoals bijvoorbeeld de relatie tussen de positie van de pijlers en de schuifgeleidingsbreedte.

6. Realisatie van de alternatieven voor bepaalde deelprocessen.

Nadat een deelproces is gerealiseerd kunnen de desbetreffende maatafwijkingen worden gemeten. Hier opvolgend zijn alternatieven met betrekking tot het doorbouwen denkbaar.

7. De kosten-informatie met betrekking tot de gevolgen van de maatafwijkingen.

Deze informatie en de alternatieve acties brengen kosten met zich mee. Zowel TBM als VGGM gebruikten kosten informatie voor de optimalisering.

8. Vereenvoudigde computer programmatuur voor operationeel gebruik in de uitvoering.

Het meest geavanceerde model, TBM, is een groot compu-

terpakket, dat alleen geschikt is om op een VAX of PDP te worden gebruikt. Het bleek echter dat een groot aantal vereenvoudigingen aan te brengen waren, die, de uitkomsten wat aan de conservatieve kant benaderden, maar die het mogelijk maakten het programma ook op een micro (HP) te draaien. Hiermee werd het mogelijk, stand-by op de schepen, de meetresultaten te verwerken.

9. Simulaties.

Er zijn een beperkt aantal simulaties beschreven om TBS te testen en om een idee van de resultaten te hebben.

10. De beperkingen van het TBS.

Deze beperkingen zijn zowel van theoretische als van praktische aard. De theoretische beperkingen van het beslismodel (TMB) bleken uiterst gering, maar vergden wel veel re- kentijd.

11. Het verwerken van de gegevens.

De manier waarop de gegevens verwerkt zijn en de plaats van het TBS tijdens de uitvoering. In het algemeen zijn de "eenvoudige" gereedschappen (zoals het matrix-model) voldoende, maar wanneer de afwijkingen groot werden, kon de hulp van de meer geavanceerde modellen ingeroepen worden. Classic is achteraf gebruikt en volgde het proces, terwijl VGGM juist vooraf is gebruikt om een idee van de toegestane maatafwijkingen te krijgen.

6.11. Slotbeschouwing.

De tolerantieproblematiek heeft als een rode draad door het ontwerpproces gelopen. Vooral de onderlinge aansluiting van de betonnen en stalen onderdelen is gevoelig voor tolerantie afwijkingen in het fabricage en plaatsingsproces, gecombineerd met mogelijk nog optredende vervormingen gedurende de verdere levensduur van de kering. In het zo goed mogelijk afschatten van alle mogelijk optredende tolerantieafwijkingen, het doordenken van de mogelijke consequenties daarvan en het bedenken van achteraf corrigerende maatregelen, ingepast in de verschillende bouwfasen, is veel tijd en energie gestoken.

Achteraf mag worden geconstateerd dat dankzij deze inspanningen en mede dankzij een consequente bewaking van de toleranties, gekoppeld aan een zo slagvaardig mogelijke fasering, in het bouwproces, de onvermijdelijke maak-toleranties nergens tot onaangename verrassingen hebben geleid.

De als correctie element ontworpen tegelmatten zijn slechts op enkele plaatsen nodig gebleken en toegepast.

Documentatielijst.

1. Eerste tolerantienota. SOOCOO-N-78040.
2. Tweede tolerantienota. 50TOLE-N-80001.
3. Derde nota toleranties en deformatie eisen. Deel 1. UMTOLE-N-84016.
4. Derde nota toleranties en deformatie eisen. Deel 2. Keuringsmethodiek. UMTOLE-N-86001.
8. PGO-nota 6.
9. FOP-IV-nota.
10. Notitie 34FUND-M-79168.
11. UMTOLE-M-83025.
12. UMTOLE-M-82158.

13. Nota stand van zaken vlakken. 34FUND-N-81395.
14. Nota aanzandingsverwachting. 34OAZA-N-81017.
15. Nota uitspoelen van zandlagen. 34OAZA-N-82028.
16. 832HEF-79054.
17. Computerprogramma "Zettingen".
18. Computerprogramma "Consol".
19. Computerprogramma "Beddingsconstante".
21. Tolerantie en keuringfilosofie. UMTOLE-M-81.073.
22. Tolerantie Beheer Systeem. Deel I. UMTOLE-M-82.055.
23. Tolerantie Beheer Systeem. Deel II. UMTOLE-M-82.059
24. Schema Tolerantie Beheer Systeem. UMTOLE-S-82.133

Deelnota 2: Pijlers

Index pijlers.

1. Algemeen.

65

- 1.1. Ontwikkeling van het ontwerp.
- 1.2. Het pijlerontwerp.
 - 1.2.1. Algemeen.
 - 1.2.2. Vormgeving pijlervoet.
 - 1.2.3. Ontwerp voorzieningen aan de pijlervoet.
 - 1.2.4. Ontwerp schacht en bovenbouw.
 - 1.2.5. Ontwerp randpijlers.
 - 1.2.6. Aansluiting pijlers en fundering.
- 1.3. Onderverdeling in pijlergroepen.
 - 1.3.1. Inleiding.
 - 1.3.2. Pijlergroep I.
 - 1.3.3. Pijlergroep II.
 - 1.3.4. Pijlergroep III.
 - 1.3.5. Pijlergroep IV.
 - 1.3.6. Pijlergroep V.
- 1.4. Stortfaseringen.
- 1.5. Reservepijler.
- 1.6. Conditiebewaking en conditiebewakingspijlers.
 - 1.6.1. Inleiding.
 - 1.6.2. Conditiebewaking van de pijlers.
 - 1.6.3. Conditiebewakingspijlers.

Documentatielijst.

Literatuurlijst.

2. Uitgangspunten bij ontwerp en dimensionering.

75

- 2.1. Ontwerpmethodiek.
- 2.2. Dimensioneringsmethoden.

3. Randvoorwaarden en uitgangspunten.

77

- 3.1. Natuurrandvoorwaarden en belastingen.
 - 3.1.1. Algemeen.
 - 3.1.2. Totaalbelastingen per pijler.
- 3.2. Grondmechanische randvoorwaarden.
 - 3.2.1. Bouwputfase.
 - 3.2.2. Bouwfase sluitgat.
 - 3.2.3. Eindfase.
 - 3.2.4. Randpijlers.

Documentatie.

4. Belastingen.

82

- 4.1. Inleiding.
- 4.2. Belastingen.
 - 4.2.1. Eigen gewicht.
 - 4.2.2. Bodembelasting in bouwput Schaar.
 - 4.2.3. Waterdrukken in elke fase.
 - 4.2.4. Hijsbelasting voor het hefschip.
 - 4.2.5. Grondbelasting bij het plaatsen.
 - 4.2.6. Belasting ten gevolge van een storm in de bouwphase (survival belasting).
 - 4.2.7. Belasting ten gevolge van het ondervullen.
 - 4.2.8. Rustende belasting in de eindfase.
 - 4.2.9. Belastingen uit de drempel.
 - 4.2.10. Golf- en vervalbelasting (in eindfase).
 - 4.2.11. Funderingsdrukken in de eindfase.
 - 4.2.12. Dwarsbelasting uit de schuiven en voorspanning schuiven in sponning.
 - 4.2.13. Bijzondere invloeden.

63

4.3. Belastingcombinaties op een pijler.

Documentatielijst.

5. Ontwerpberekeningen.

90

- 5.1. Inleiding.
- 5.2. Handberekening.
- 5.3. Computerberekeningen hoofddoorsneden.
 - 5.3.1. Schematisering pijlervoet.
 - 5.3.2. Schematisering pijlerschacht.
- 5.4. Berekeningen van constructie-onderdelen en details.
 - 5.4.1. Berekening vloeren.
 - 5.4.2. Berekening kopwanden en tussenwanden.
 - 5.4.3. Berekening consoles dorpelbalken (dorpelbalkspinningen).
 - 5.4.4. Berekening hijsoren.
 - 5.4.5. Berekening schuifspinningen.
 - 5.4.6. Uitbreiding pijlerschacht aan de Oosterscheldezijde (steunpunt toekomstige verkeerskoker).
- 5.5. Ontwerpberekeningen bijzondere invloeden, isoleren en koelen van de beton.
 - 5.5.1. Inleiding.
 - 5.5.2. Isolatie van de vloer.
 - 5.5.3. Berekening van de temperatuurspanning in de aansluiting langswand-vloer.
 - 5.5.4. Berekening temperatuurspanning in de hele pijler.
- 5.6. Ontwerpberekening fasering aanbrengen voorspanning.

Documentatielijst.

6. Dimensionering.

104

- 6.1. Algemeen.
- 6.2. Uitgangspunten.
- 6.3. Dimensionering voorspanning en zachtstaal.
- 6.4. Uitvoeringsvoorwaarden spanfasering.

7. Plaatsen en afbouw pijler.

113

- 7.1. Het transport en plaatsen van de pijlers.
 - 7.1.1. Historie van het pijlerplaatsen.
 - 7.1.2. Het gereedmaken van de pijler voor transport.
 - 7.1.3. Het oppakken en transport van de pijler.
 - 7.1.4. De voorbereidingen in het sluitgat.
 - 7.1.5. Het plaatsen van de pijler.
- 7.2. De grindzak.
- 7.3. Ondervullen (grouten) pijler.
 - 7.3.1. Algemene omschrijving.
 - 7.3.2. Inspectie onder de pijler.
 - 7.3.3. Slibzuigen onder de pijler.
 - 7.3.4. De ondervuluitrusting en de ondervulwijze.
- 7.4. Zandvullen pijlers.
 - 7.4.1. Onderzoek wijze van zandvullen.
 - 7.4.2. De aan te brengen voorzieningen ten behoeve van het zandvullen.
 - 7.4.3. De praktijk van het zandvullen.

Documentatielijst.

Literatuur.

1. Algemeen.

1.1. Ontwikkeling van het ontwerp.

De ontwikkeling van het ontwerp is uitvoerig behandeld in deelnota 1. De resultaten van die ontwikkeling is het huidige pijlerontwerp dat hierna verder beschreven zal worden.

1.2. Het pijlerontwerp.

1.2.1. Algemeen.

Volgens het tijdschema voor de bouw van de stormvloedkering moest in het voorjaar van 1979 begonnen worden met de constructie van de pijlers. Omdat eerst het pijlerontwerp vastgesteld moest worden, gingen de pijlers daarna zelf fungeren als randvoorwaarden voor de overige onderdelen van het ontwerp. Dit definitieve ontwerp en de ontwikkeling ervan sinds juli 1977, toen besloten werd de pijler uit een stuk te maken, worden hierna beschreven.

De pijlers hebben verschillende functies:

- onderdeel van de waterkering.
- doorlaatmiddel.
- ondersteuning verkeersweg.

Voor de waterkerende functie vormen zij samen met de onder- en bovendorpel een kozijn voor de beweegbare schuiven. Tevens functioneren zij als een onderdeel van de totale kering en zijn dus zelf waterkerend. Hiervoor is een goede aansluiting met de omliggende steenachtige materialen nodig. Ook moeten zij de belastingen die worden uitgeoefend op de waterkerende vlakken afdragen naar de ondergrond. Als onderdeel van een doorlaatmiddel dienen de pijlers de

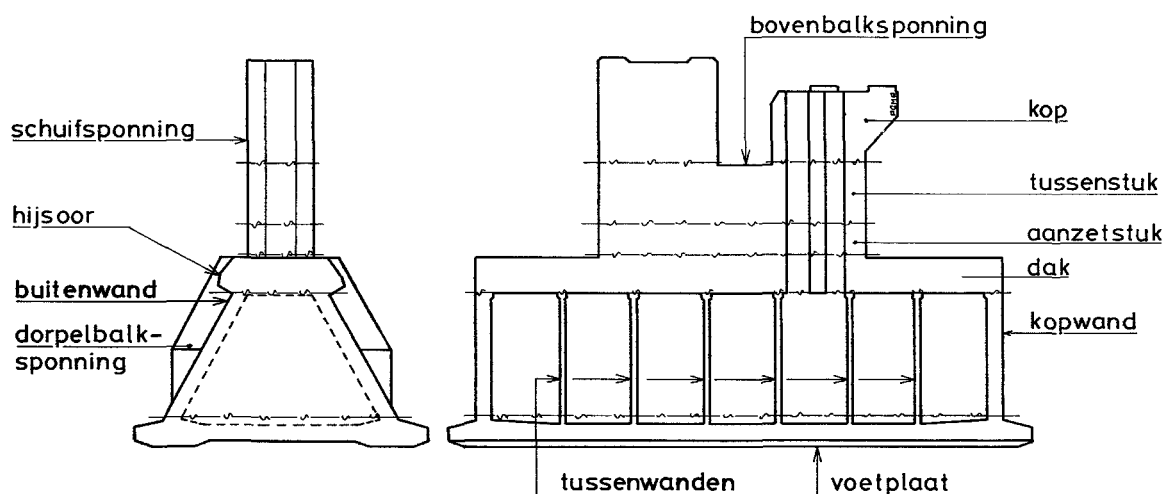
waterdoorvoer zo min mogelijk nadelig te beïnvloeden en zo weinig mogelijk belasting naar zich toe te trekken, die niet onmiddellijk voortvloeit uit de waterkerende functie. In verband met de bouwwijze moeten ze transportabel zijn en zich lenen voor serieproductie. Tenslotte vormen de pijlers de ondersteuning van de kokers waarop een autoweg en een werkweg zijn geprojecteerd.

Om het pijlerontwerp wat meer te verduidelijken volgt hieronder een nadere omschrijving van de naamgeving van de diverse onderdelen (fig 1).

De grote doosvormige constructie aan de onderzijde heet pijlervoet, de bodem daarvan voetplaat. Op de pijlervoet zijn, afhankelijk van de plaats van de pijler in het sluitgat, een of twee dorpelbalkspanningen opgenomen. De pijlervoet wordt, om de stabiliteit te vergroten, gevuld met zand. De holle ruimte onder de voetplaat wordt na de plaatsing ondervult met grout, een grof zand-cementmengsel, dat moet zorgen voor een goede aansluiting op het funderingsbed. Ten behoeve van de aansluiting aan de drempel heeft de voetplaat rondom een overstek van 2,5 m. Op de pijlervoet is de pijlerschacht geplaatst. In de pijlerschacht zijn de sponningen voor de schuif, de schuifspanning, en de sponning voor de bovenbalk, de bovenbalkspanning, opgenomen.

1.2.2. Vormgeving pijlervoet.

Toen de keuze eenmaal gevallen was op een pijler uit een stuk, zijn aanvankelijk voor de pijlervoet drie modellen bekeken. Om te beginnen een massieve pijlervoet. Dit model leek

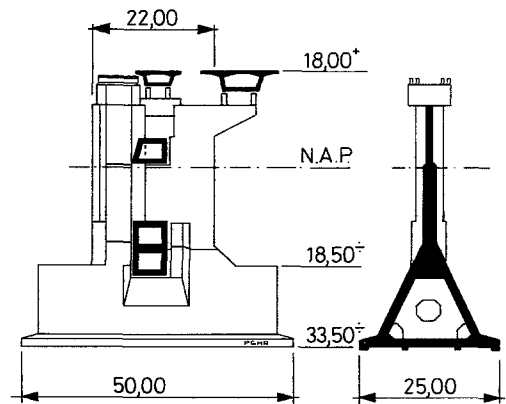


Figuur 1. Naam van de diverse pijleronderdelen.

het minst arbeidsintensief en daarom nogal aantrekkelijk. Het bleek echter dat het gewicht (ca. 25000 ton) zo groot werd, dat transporteren nauwelijks mogelijk leek. Bovendien was het gewenst vlak boven de voetplaat een werkruimte te hebben voor de handelingen tijdens het ondervullen van de pijlervoet. Bij een massieve pijlervoet ontbreekt die werkruimte. Dit model is toen niet verder uitgewerkt.

Vervolgens is een pijlervoet ontworpen met verticale wanden, afgedekt door een horizontale plaat. De uitvoering hiervan leek eenvoudig door het ontbreken van schuine wanden (fig. 2). Er was hierbij echter wel 30% meer beton nodig dan bij het derde model, waarvan de wanden schuin waren. Het voordeel van de rechte wanden wat betreft betongebruik en arbeid sloeg hierbij om in een nadeel. Na verder onderzoek naar de transport mogelijkheden werd besloten een pijlervoet met schuine wanden te maken. Dit model was qua materiaalverbruik, arbeidsinzet en kosten verreweg het meest aantrekkelijk.

Constructief gezien is de doosvorm, al dan niet met schuine wanden, aantrekkelijk omdat het opnemen van torsiemomenten ten gevolge van ongelijkmatig dragen weinig problemen oplevert. Bovendien sluit dit ontwerp het beste aan bij de wijze waarop de krachten vanuit de schuiven en dorpels naar de voetplaat afgedragen worden. Dit model is dan ook verder uitgewerkt. Behalve de langswanden waren ook de kop

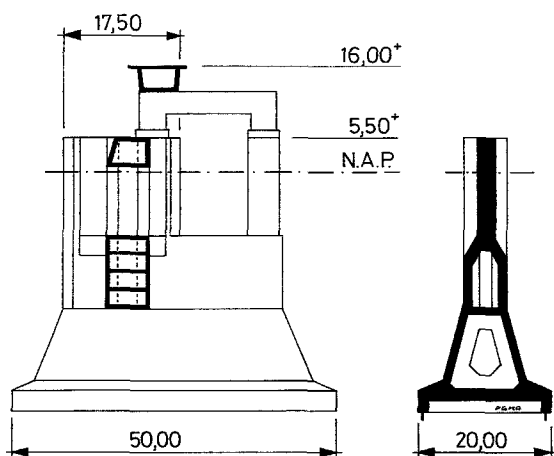
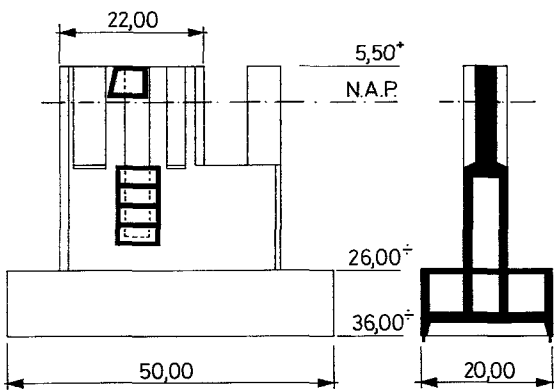


Figuur 2. Verschillende pijlervormen.

wanden aanvankelijk schuin. Om uitvoeringstechnische redenen is dit later veranderd in rechte wanden. Bovendien bleek in dit stadium dat er voor het transport hijsnokken aan de pijlervoet moesten worden gemaakt. Dit vereiste rechte kopwanden in verband met de benodigde ruimte. Bij de verdere uitwerking is gestreefd naar rationalisatie en optimalisatie, waarbij vooral gekeken is naar de kosten en de arbeidsintensiteit.

In verband met de seriebouw van de pijlers en het ontwerp van het hefschip is zoveel mogelijk dezelfde uitwendige vorm gegeven aan de pijlervoeten. De hoogte van de pijlervoet is door verschillende overwegingen en uitgangspunten bepaald. Uit een kostenminimalisatie is gebleken dat het aantrekkelijk is het funderingsniveau zo hoog mogelijk te leggen. In verband met de stabiliteit van de pijlers was het echter nodig dat een deel van de pijlervoet, variërend van 8 tot 12 m hoogte, ingebed werd in de drempel. Om voldoende weerstand te kunnen bieden aan de optredende belastingen had de dorpelbalk een constructiehoogte nodig van 8 m. De schuif heeft in verticale zin een bepaalde spanningslengte nodig om te kunnen bewegen. De spanning mag niet doorlopen in de pijlervoet want dat zou de doosvorm doorsnijden en daardoor verzwakken. Na optimalisatie van de hoofdafmetingen volgde dat de pijlervoet 16 m. hoog moest worden. Bij de hoogst gelegen pijlers, met een inbedding van 8 m., moet de spanning voor de dorpelbalk daarom volledig opgenomen worden in de pijlervoet. Bij de diepst gelegen pijlers, met een inbedding van 12 m., loopt de dorpelbalkspanning door in de pijlerschacht. Om verzwakking ten gevolge van doorsnedeverkleining te voorkomen is de dorpelbalkspanning, zowel op de pijlervoet als aan de pijlerschacht, uitgebouwd.

Er is een optimaliseringsstudie gedaan met vier verschillende vloerplaatafmetingen: 20 x 50 m.², 20 x 60 m.², 25 x 50 m.² en 25 x 60 m.². Daarbij werden twee hoofdvormen voor de pijlervoet uitgewerkt: een keer met dwarschotten in de pijlervoet om de vloer en de langswanden in kleine overspanningen te verdelen en een keer met een prismatische doorsneden met dikkere wanden en vloer, maar zonder dwarschotten. Bij de 20 m. brede voetplaten ging de voorkeur uit naar de minder arbeidsintensieve prismatische doorsnede. Bij de 25 m. brede voetplaat bleek in dat geval een tussenwand nodig, evenwijdig aan de langswanden. Het voordeel van de prismatische doorsnede (eenvoudig ont-



werp) zou daarbij dan wel verloren gaan. Uit de studie bleek ook dat, uitgaande van een bepaald benodigd vloeroppervlak, een 25 m. brede plaat per m² goedkoper was dan een 20 m. brede. Om constructieve redenen - minder gevoelig voor dwarsbelasting en ongelijkmatig dragen - is gekozen voor het model met dwarschotten.

Als onderdeel van de genoemde optimaliseringsstudie zijn behalve de vloerplaatafmetingen ook het funderingsniveau, de inbeddingsdiepte in de drempel, de hart-op-hartafstand van de pijlers, het gewicht van de vulling van de pijlervoet, de breedte en de verdichtingsgraad van de drempel en de ruwheid van de kopwand van de pijlervoet, gevarieerd. Ook het verschil in funderingsdiepte en op te nemen belastingen van de pijlers was in de studie betrokken.

Als toetsingscriteria golden de grondmechanische stabiliteit, de kosten, de arbeidsintensiteit en de flexibiliteit ten aanzien van de latere mee- of tegenvallers. Waar mogelijk werd gestreefd naar uniformiteit van de pijlervoeten.

Als meest gewenst kwam naar voren een hart-op-hartafstand van de pijlers van 45m., voetplaatafmetingen van 25 x 50m², inbeddingsdiepten van variërend van 8 tot 12m en een ballastvulling van de pijlervoet met zand in de eindfase. Het funderingsniveau varieerde van N.A.P.-21,5m voor de hoogst gelegen pijlers tot N.A.P.-30,0m in het midden van de Roompot. Deze voorwaarden vormden de uitgangspunten voor het verdere ontwerp van de pijlervoeten.

1.2.3. Ontwerp voorzieningen aan de pijlervoet.

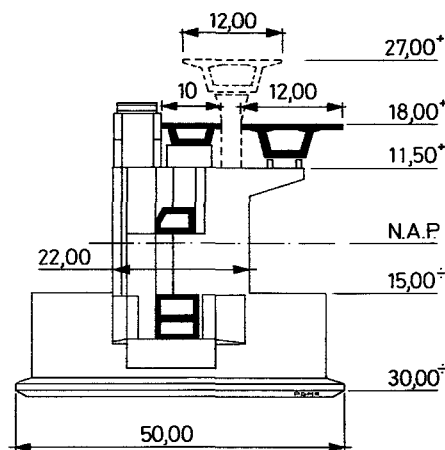
Na een studie naar de omstandigheden waarin de dorpelbalken in het sluitgat zouden verkeren en de daarop werkende belastingen werden, zonder dat de definitieve afmetingen bekend waren, de dorpelbalkspanningen vastgesteld. Om de pijlers door het hefschip op te kunnen laten tillen zijn hijsvoorzieningen aan de pijlers nodig. Tijdens het transport is de pijlervoet 11 m. diep in het water gedompeld en gevuld met lucht. Hierdoor krijgt de pijler een oprijvend vermogen van 9000 ton. Omdat het maximum gewicht van een pijler 18500 ton is, moet een last van 9500 ton getild worden door het hefschip. Deze last moet voor dynamische effecten nog met een factor 1,2 vermenigvuldigd worden. Er is een aantal mogelijkheden onderzocht om deze hijskrachten van de pijler naar het hefschip over te brengen. Een mogelijkheid was het vastspannen van een hijsframe op de bovenkant van de pijlerschacht. In de pijler zou dan voldoende voorspanning aanwezig moeten zijn om de hijskracht door te leiden naar de pijlervoet. Een andere mogelijkheid was het oppakken van de pijlers door middel van een verbinding met de pijlervoet. In dat geval is geen extra voorspanning in de schacht vereist. Deze laatste methode bleek goedkoper en tevens gunstiger voor het ontwerp van het hefschip. De hijspunten konden op deze manier namelijk verder uit elkaar komen te liggen. Er zijn verschillende mogelijkheden om de verbinding met de pijlervoet te maken onderzocht. Met behulp van een hijsframe, die door voorspanning of met zogenaamde hamerkopbouten aan de bovenzijde van de pijlervoet werden verbonden. Een andere mogelijkheid was door z.g. hijsklauwen te laten grijpen om hijsnokken aan de pijlervoet. Dit laatste systeem kon geautomatiseerd worden, zodat een snelle cyclustijd gerealiseerd kon worden, en is daarom gekozen.

1.2.4. Ontwerp schacht en bovenbouw.

Aanvankelijk werd bij het ontwerp van de stormvloedkering rekening gehouden met dubbele schuiven. Dit betekende dat in de pijlerschacht twee sponningen achter elkaar opgenomen moesten worden. Bovendien was lange tijd niet bekend welke breedte de weg over de kering zou krijgen. Voor bediening en onderhoud van de kering zelf zou 6,5 m voldoende zijn. Een uiterste voor een totale wegbreedte was 34 m waarin dan kokerliggers voor een parallelweg met een breedte van 10 m ondergebracht waren en twee kokerliggers die elk een breedte van 12 m. zouden hebben, voldoende voor een autosnelweg met vier rijstroken.

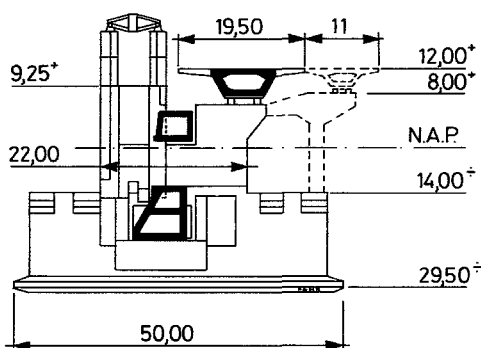
Deze eisen bepaalden de lengte van de pijlerschacht op 30 m. Uit hydraulisch onderzoek bleek dat deze lengte veel dwarsbelasting naar zich toetrok, bij weigeren van een van de voorste schuiven. Ingewikkelde stempelconstructies zouden nodig zijn om deze belasting op te vangen. Er werden dus andere oplossingen gezocht. Een van de mogelijkheden was de schuifspanningen dichter bij elkaar te brengen. Dezelfde dorpelbalken zouden dan kunnen dienen als aanslag voor beide schuiven. De pijlerschacht zou daarvoor een lengte van 19 m. moeten krijgen. Achter het gesloten deel zou een portaal gemaakt worden om betonnen kokerliggers ten behoeve van de autosnelweg te situeren. Een volgende ontwikkeling was dat de parallelweg boven de dorpelbalken (op 12,00m + N.A.P.) zou komen. Dit hield wel in dat de montage van de eventuele tweede schuif ingewikkelder werd, maar het geheel werd hierdoor wel goedkoper.

Door de pijlerschacht 22 m. lang te maken en bovenaan een console aan te brengen was het mogelijk een kokerligger van 12,0 m breedte aan te brengen zonder gebruik te maken van een dure portaalconstructie. Ter plaatse van de tweede schuifspanning zou een pijler voor een hoger gelegen tweede kokerligger met een breedte van 12,0 geplaatst kunnen worden. Dit ontwerp werd in eerst instantie favoriet. Temeer omdat intussen gebleken was het niet de bedoeling was een dubbelbaans autosnelweg over de kering direct aan te leggen. De hooggelegen brugkoker zou in een latere fase gebouwd worden (fig. 3).



Figuur 3. Kering met hooggelegen brugkoker.

Bij het vorderden van het hydraulische onderzoek naar de belastingen op de kering, en bij het uitvoeren van een risico-analyse voor de kering bleek dat een tweede schuif de veiligheid niet zou vergroten. Een weigerende schuif aan de zeezijde en een gesloten tweede schuif zouden de langs- en dwarsbelastingen zoveel vergroten, dat de standzekerheid van de pijlers in gevaar zou kunnen komen. Bovendien bleek dat een weigerende schuif bij zoveel schuiven naast elkaar gesitueerd de waterstand op de Oosterschelde niet sterk zou verhogen. Besloten werd daarom de tweede schuif achterwegen te laten. Doordat geen tweede schuifspinning meer nodig was, was het mogelijk de beide kokers tegen elkaar te schuiven. Het bleek mogelijk nu al een paar eenvoudige voorzieningen te treffen waardoor een eventuele uitbreiding van de weg na het gereedkomen van de kering gerealiseerd kon worden, door op het dak van de pijlervoet een brugpijler te plaatsen (fig. 4).



Figuur 4. Mogelijkheid tot uitbreiding verkeersweg.

Als laatste ontwikkeling kwam de samenvoeging van de twee kokerliggers tot een. De ruimte in de koker kan hierdoor gebruikt worden voor installaties ten behoeve van de bewegingswerken van de schuiven. Voorwaard hierbij was echter wel dat de koker al gemonteerd moest zijn voordat de schuiven gemonteerd zouden worden. De totale bouwfasering van de kering vroeg, vanwege een optimale afstemming tussen de verschillende bouwprocessen, dat het plaatsen van dorpelbalk en bovenbalk na het plaatsen van de verkeerskokers zou plaatsvinden. In een later stadium werden de dorpelbalken aangebracht. Om de montage mogelijk te maken was vertikaal transport van de bovenbalk noodzakelijk. Het benodigde profiel van vrije ruimte bleef gehandhaafd omdat de overstekken van de verkeerskokers pas in een later stadium, na het plaatsen van de bovenbalk, werden aangebracht. De hoogteligging van de kokerliggers moest zodanig zijn dat deze vrij zouden blijven van het overslaande water. Aanvankelijk werd er op gerekend dat hiervoor een vrije ruimte tot N.A.P. + 14,0 m. nodig was en dus een rijkdehoogte van N.A.P. + 18,0 m. Uit nader onderzoek en vaststelling van de maatgevende golfhoogte bleek een vrije ruimte tot N.A.P. + 8,0 m. voldoende te zijn. Bij een hoogte van de verkeerskoker van 4 m. kwam het wegdek dus op N.A.P. + 12,0 m. te liggen.

Voor de geleiding van de schuiven bleek het noodzakelijk de schuifspinning door te zetten tot N.A.P. + 9,25 m. De bovenbalk wordt opgelegd in een sparing in de pijlerschacht, zodanig dat de onderkant ervan op ca. N.A.P. + 1,0 m (voor

Roompot en Schaar 1,00 m. en voor de Hammen op 0,80 m.) komt te liggen. Om de schuiven in de sponningen te bewegen is een hijsjuk nodig. Daarvoor werden de pijlers later met geprefabriceerde hamersstukken verlengd tot max N.A.P. + 21,65 m. Op de hamerstukken werd vervolgens een stalen draagconstructie geplaatst.

De dwarsdoorsnede van de pijlerschacht wordt bepaald door constructieve en gebruikseisen. Voor de schuifspinning is een pijlerschachtbreedte van 5,50 m. nodig. De toegankelijkheid van de pijlervoet vereist twee schachten in de pijler (met een inwendige diameter van minimaal 1,50 m.), om constructieve redenen wordt hiervoor de breedte op 3,50 m. gesteld. De dorpelbalksponningen, voor zover die doorlopen in de pijlerschacht, vragen een grotere breedte. Eveneens om constructieve redenen is deze breedte ook achterwaarts doorgezet en is voor de dieper gelegen pijlers een hoekverzwaring toegepast bij de ontmoeting van de pijlerschacht en de pijlervoet.

1.2.5. Ontwerp randpijlers.

De randpijlers die grenzen aan de landhoofdconstructie hebben een afwijkende vorm. Sponningen zijn aan de landzijde niet nodig. De aansluiting op de dam maakt het nodig op het dak van de pijlervoet keerwanden te plaatsen. In verband met de noodzaak om de randpijlers eveneens met het hefschip op te hijsen kan een deel van deze keerwanden pas na het plaatsen van de pijlers aangebracht worden.

1.2.6. Aansluiting pijlers en fundering.

Nadat de pijlers zijn geplaatst is volledige vulling tussen de onderkant van de voetplaat en het funderingsbed nodig. Ter voorkoming van onderloopsheid en ongelijkmatige zettingen mag deze vulling beslist niet uitspoelen. Het is mogelijk dat zich na de laatste opschoonoperatie op het funderingsbed toch nog een laagje zand afzet. Dit laagje moet blijven liggen, maar heeft een ongunstig effect op de aansluiting tussen de pijler en het bed. In eerste instantie dacht men dit probleem te ondervangen door de voetplaat rondom te voorzien van stalen damwandprofielen, zogenaamde skirts, met een lengte van 1 m. Tijdens het plaatsen zou het hefschip samen met het pijlergewicht de skirts in het funderingsbed persen. Gezien de ongelijkheid van het funderingsbed zal er echter een verschil optreden in de penetratiekrachten rondom de pijlervoet. Om de pijler horizontaal te stellen zou het hefschip dan ook corrigerende krachten moeten kunnen uitoefenen. Dit zou enkele kostbare eisen toevoegen aan de ontwerpseisen van het hefschip.

Verdere bestudering bracht aan het licht dat de skirts in de eindfase niet sterk genoeg gedimensioneerd konden worden om de horizontale belastingen te weerstaan. Bovendien bleek de kans vrij groot dat de skirts voortijdig zouden wegroesten. Er is daarom van de toepassing van skirts afgezien. In plaats hiervan is gekozen voor het toepassen van grindzakken rondom de pijler voet. Deze grindzak werd tijdens transport en plaatsen aan de voetplaat opgehangen en na het plaatsen van de pijler neergelaten, zodat deze zich over het funderingsbed vleit en daar een nagenoeg groutdichte afsluiting vormt. De plaatsingsmethode bepaalde voor een belangrijk deel de dimensionering van de onderzijde van de pijlers. Lange tijd werd uitgegaan van een hefschip op poten, dat de pijlers voldoende vlak boven het funderingsbed zou

stellen. Onder de vier hoeken van de pijler zou dan in grote nylon zakken onder hoge druk (ca. 5 atmosfeer) een mengsel van cement, zand en water geperst worden. Er zou dan een draagkrachtig zandskelet gevormd worden, dat de pijler onmiddellijk voldoende stabiel maakte voor de stormen die in de bouwfase konden worden verwacht.

Door latere ontwikkelingen kwamen de stelpoten van het hetschip te vervallen. Bij het uiteindelijke ontwerp met verstijvingsribben onder de pijlervoet, kon de pijler rechtstreeks op het funderingsbed geplaatst worden. Gevuld met water zou de pijler dan voldoende stabiel zijn om de belastingen in de bouwfase te kunnen weerstaan.

Na het aanbrengen van de drempel en de verkeerskoker wordt de pijlervoet leeggepompt. In de pijlervoet worden groutpompen opgesteld om de ruimte tussen funderingsbed en pijler te vullen met een groutmengsel.

De onderkant van de pijlervoet is gecompartmenteerd en geprofileerd. Deze profilering bestond uit ribbetje van 50 x 50 mm², ze worden uit, als verloren bekisting beschouwde gevouwen staalplaat, gevormd. Een onverhoopte sliblaag op het groutmenschel kon dan in deze profilering opgenomen worden.

1.3. Onderverdeling in pijlergroepen.

1.3.1. Inleiding.

Na de keuze van de pijlerafstand (45 m) en het benodigde doorstroomprofiel, met de daarbij behorende funderingsdiepte en langsprofiel, konden het exacte aantal en de preciese afmetingen van de pijlers bepaald worden. Door de vorm van de langsprofielen in de stroomgaten zouden bijna alle pijlers verschillende afmetingen krijgen. Dit was bouwtechnisch haast ondoenlijk en zou zeer duur geweest zijn omdat hierdoor bijvoorbeeld alle bekistings constructies en voorspanssystemen voor de verschillende locaties andere af-

metingen vereisten.

Ook de hoeveelheid tekenwerk voor de constructiebureau's zou enorm zijn geweest. Besloten is toen de hoofdafmetingen, waar mogelijk, gelijk te houden. De constructie is verder zodanig ontworpen dat maatvariaties zoveel mogelijk op dezelfde plaatsen optreden. In het algemeen zijn die plaatsen:

- schachthoogte 5e + 6e stort.
- uitvulling dorpelbalkspinning.
- schachtaanzet 5e stort ten behoeve van extra voorspanning.

De term "pijlergroepen" is hiermee geïntroduceerd. Er waren in eerste instantie 65 + 1 reserve = 66 pijlers nodig. Ze zijn onderverdeeld in 5 pijlergroepen:

— pijlergroep I:	35 stuks.
— pijlergroep II:	3 stuks.
— pijlergroep III:	19 stuks.
— pijlergroep IV:	6 stuks.
— pijlergroep V:	2 stuks.
— reservepijler :	1 stuk (*).

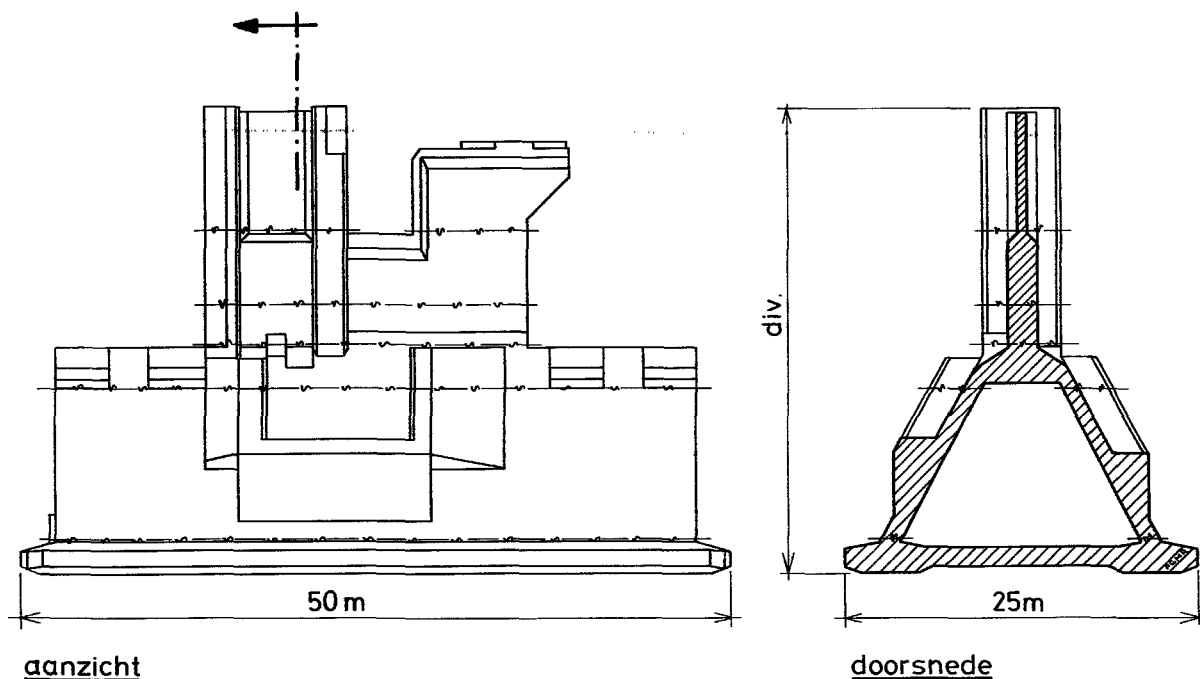
+66 stuks.

(*) de reservepijler wordt afzonderlijk beschreven in par 1.5.

1.3.2. Pijlergroep I.

Pijlergroep I wordt gevormd door het grootste gedeelte van de zogenaamde "ondiepe" pijlers. Het plaatsingsniveau varieert van N.A.P.-21,0m tot N.A.P.-25,0m. Afhankelijk van de plaats in het sluitgat is de dorpelbalkspinning voorzien van een uitvulling van 1,0 m. Afhankelijk van de hoogte van de dorpelbalkspinning is de hoogte van de onderaanslag van de schuif geprojecteerd. De schachthoogte (5e + 6e stort) varieert, met stappen van 1,0 m, tussen 4,9 en 8,9 m.

Voor een algemeen overzicht van de dwarsdoorsnede van de pijler met de plaatsen waar de variaties kunnen optreden zie fig. 5.



Figuur 5. Algemene dwarsdoorsnede en aanzicht pijlergroep I.

1.3.3. Pijlergroep II.

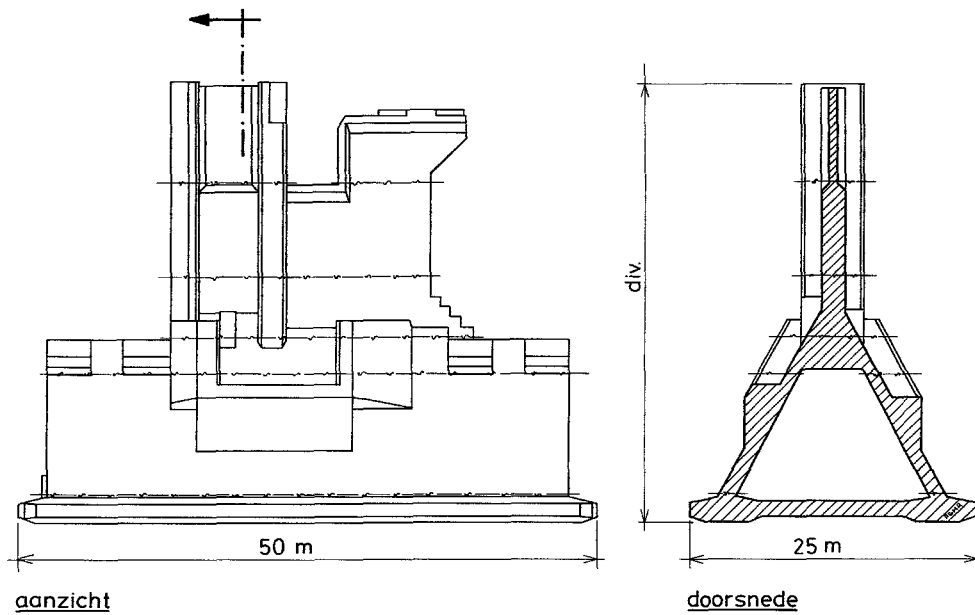
Pijlergroep II bestaat uit 3 zogenaamde "diepe" pijlers. Het plaatsingsniveau is N.A.P.-27,0m. De uitvullingen in de dorpelbalkspanning bedraagt 0,5 of 2,0 m. en de schachthoogte is 10,9 m. Voor een verdere beschrijving zie pijlergroep III.

1.3.4. Pijlergroep III.

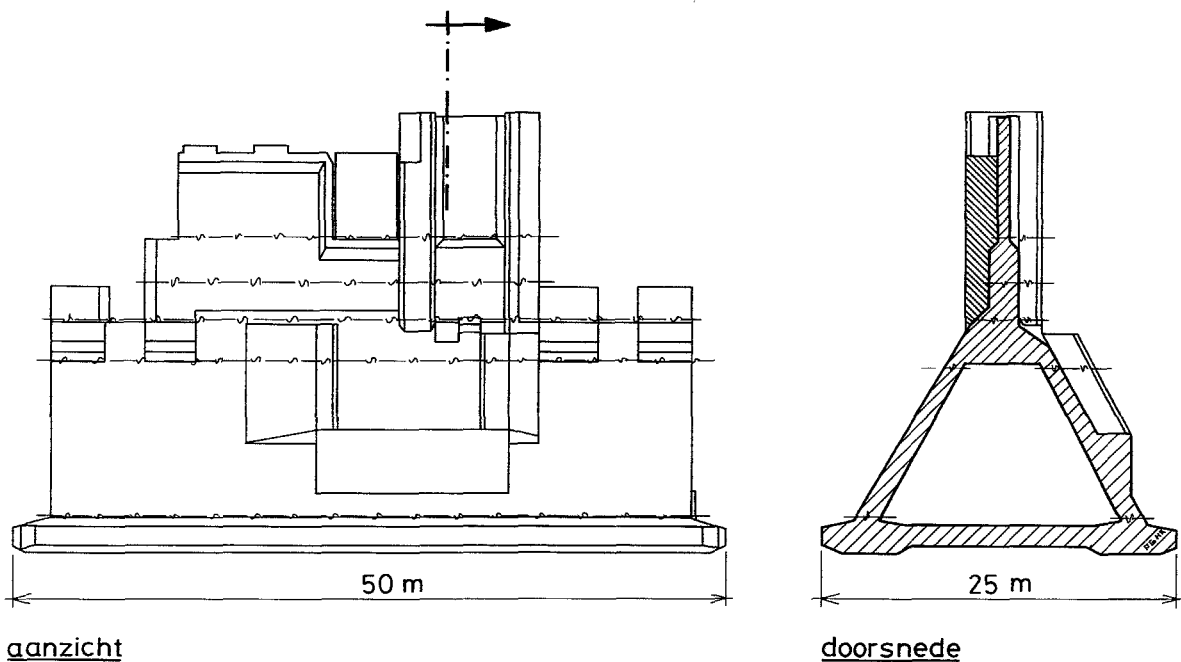
Pijlergroep III bestaat uit het grootste deel van de zogenaamde "diepe" pijlers. Het plaatsingsniveau is N.A.P.-28,5m. of

N.A.P.-29,5m. Afhankelijk van de plaats in het sluitgat is de eventueel benodigde hoogte van de dorpelbalkuitvulling 1,0 m. De schachthoogte (5e + 6e stort) is 12,4 of 13,4 m. Vanwege de hoogte van en de zwaardere belasting op deze pijlers is meer voorspanning nodig. De aanzet van het 5e stort is daarom plaatselijk trapvormig om een deel van de extra voorspanning aan te kunnen brengen.

Voor een algemeen overzicht van de dwarsdoorsnede van de pijler met de plaatsen waar de variaties kunnen optreden zie fig. 6.



Figuur 6. Algemene dwarsdoorsnede en aanzicht pijlergroep III.



Figuur 7. Overzicht randpijlers.

1.3.5. Pijlergroep IV

Pijlergroep IV wordt gevormd door de zogenaamde randpijlers. In het sluitgat vormen zij de overgang van landhoofd naar pijlerdam. Aan de landhoofdzijde sluit de breukstenen dam en aan de keringzijde de eerste dorpelbalk op de randpijler aan. Daarom is er maar aan een zijde een, niet uitgevulde, dorpelbalkspinning aanwezig. Het plaatsingsniveau is N.A.P.-21,0m en de schachthoogte 4,9 m. Om bekistingstechnische redenen is de schuifspinningschacht uitgevoerd als bij de normale pijlers. Later is aan de zijde van de breukstenen dam de schuifspinning met beton gevuld. Op het dak van de pijlervoet zijn een aantal blokken gestort waar, zogenaamde randpijlerelementen, die beletten dat stenen uit de breukstenen dam in de kering vallen, door vastgehouden worden. Voor een algemeen overzicht van de randpijlers zie figuur 7.

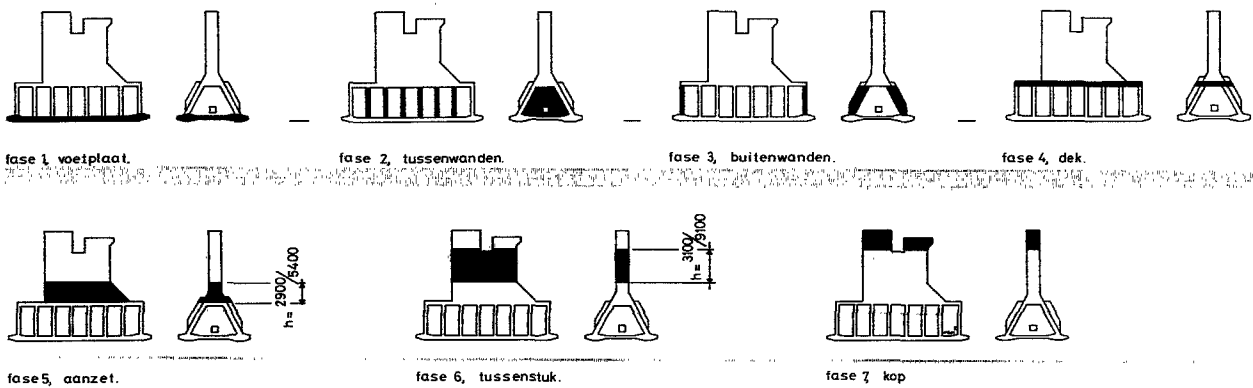
1.3.6. Pijlergroep V

Pijlergroep V wijkt slechts in geringe mate af van pijlergroep I. Het plaatsingsniveau van de twee pijlers is N.A.P.-25,5m en de schachthoogte van stort 5 + 6 is 9400 mm. De uitvulling van de dorpelbalkspinning is 1500 mm. Voor een overzicht zie ook figuur 5.

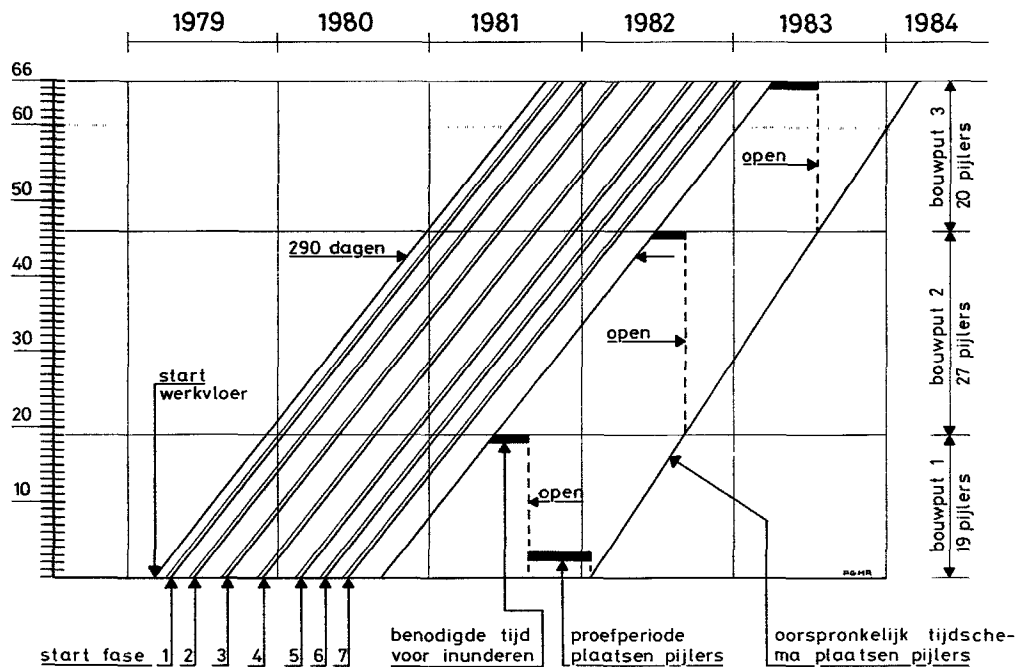
1.4. Stortfaseringen.

De afmetingen van de pijlers waren zodanig dat er geen sprake van kon zijn deze in een keer te maken. Daarom is de bouw van elke pijler gesplitst in 7 bouwfasen (fig. 8).

De beschikbare bouwtijd werd bepaald door de aanvang van de pijlerbouw, het tijdstip van opening van de eerste en laatste bouwput, en het aantal pijlers per bouwput. Door uitproberen werd een geschikt schema vastgesteld om deze tijdstippen te halen (fig. 9).



Figuur 8. Stortfasering



Figuur 9. Tijdschema pijlerbouw.

De bouwtijd per pijler werd bepaald op 290 dagen ($\pm 1,5$ jaar) met inbegrip van een periode voor het oplossen van aanloopproblemen. De bouw werd over 4 bouwstromen verdeeld en met 7 bouwfasen betekende dit dat op een zeker moment aan ongeveer 30 pijlers gelijktijdig werd gewerkt.

1.5. Reservepijler.

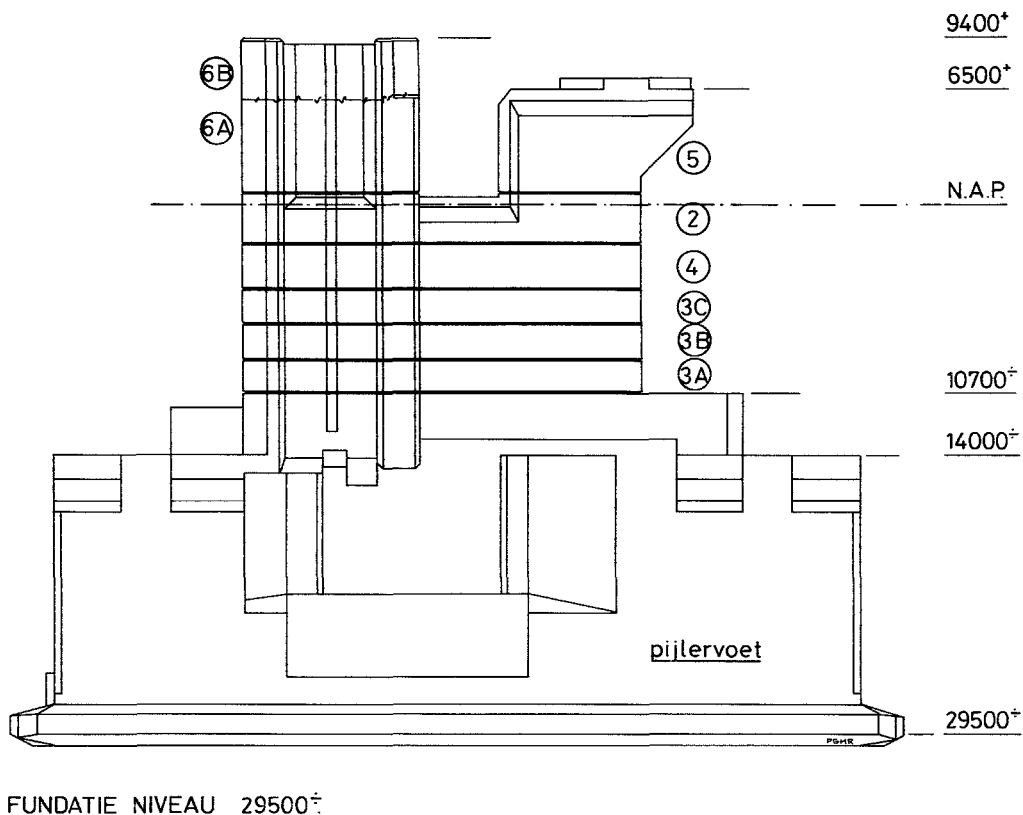
Bij het ontwerpen van de stormvloedkering is er rekening mee gehouden dat zich met een pijler een kalamiteit zou kunnen voordoen, waardoor deze onbruikbaar wordt. In zo'n geval zou op korte termijn passende maatregelen getroffen moeten worden om het bouwproces niet te verstoren.

Er waren twee oplossingen mogelijk. De eerste mogelijkheid was een van de sluitgaten in te korten, waarbij een landhoofd met een lengte van 45 m uitgebouwd dient te worden. De tweede mogelijkheid, om op een dergelijke noodsituatie in te kunnen spelen, is gerealiseerd door de bouw van de zogenaamde UIP (Universeel Inzetbare Pijler). De UIP is een pijler die door zijn vorm en opbouw mogelijkheden uit verschillende elementen op alle locaties inzetbaar is. Voor de studies die leiden tot de beslissing een UIP te bouwen zie doc. 3 t/m 7. De onderbouw van de UIP heeft dezelfde vorm als van alle andere pijlers en is in bouwdok 1 afgebouwd tot en met fase 5 (schachtaanzet). Als een normale pijler niet meer inzetbaar was, dan kon de onderbouw van de UIP worden gecompliceerd tot de benodigde hoogte door middel van een juiste combinatie van een aantal geprefabriceerde schachtelementen.

Deze elementen (totaal 9 stuks) zijn gebouwd en opgeslagen op het Dosbouw werkterrein te Kats. De elementen 1 en 2, met hoogtes van respectievelijk 1,650 en 2,65 m, zijn de bo-

vendelen van de zesde (aanzet zevende) fase. Een van de twee kon maar gebruikt worden. De elementen 3A, 3B, 3C en 4, met hoogtes van respectievelijk 1950 mm en 2450 mm, waren volkomen uitwisselbaar en konden op en door elkaar gebruikt worden. De elementen 5, 6A en 6B vormden de zevende fase en waren bij iedere configuratie nodig. De variërende schachthoogte kon dus gevonden worden door de juiste combinatie van de elementen 1, 2, 3A, 3B, 3C en 4 te kiezen (doc.2). Bij het diepste fundatieniveau zouden 8 van de 9 elementen gebruikt moeten worden (figuur 10), element 1 blijft hierbij over. Na het plaatsen van de elementen zouden de voegen (dik 50 mm), na rondom afgedicht te zijn, geïnjecteerd worden. Om te zorgen dat daarbij de kabelkanalen van de voorspanning niet verstopt raakten zijn deze voorzien van een speciaal daarvoor ontwikkelde ductube.

Wanneer het plaatsen van alle pijlers zonder ongelukken zou verlopen was het de bedoeling de UIP te completeren als pijler R32, de zesenzestigste pijler. In een later stadium is echter alsnog besloten een sluitgat met een pijler in te korten. Omdat alle normale pijlers zonder ongelukken geplaatst waren, was het mogelijk de reservepijler niet te gebruiken (doc. 8 en 9). Hoewel buiten de orde van de pijlerdam zelf, mag de uiteindelijke bestemming van de UIP niet onvermeld blijven. De UIP heeft een plaatsje gekregen in de buurt van het voorlichtingscentrum en is daar, door het plaatsen van 8 van de 9 elementen op de onderbouw, afgebouwd. De voegen tussen de elementen en de voorspankanalen zijn geïnjecteerd maar er is geen voorspanning aangebracht. Omdat hij hoog boven water staat, is het in feite de enige pijler waarvan nagenoeg de hele vorm zichtbaar is en als zodanig een zeer interessant voorlichtingsobject.



Figuur 10. Universele Inzetbare Pijler.

1.6. Conditiebewaking en conditiebewakingspijlers

1.6.1. Inleiding.

Een aantal uitgangspunten van de toegepaste rekenmethoden bij het ontwerpen van de Stormvloedkering berusten op aannamen, die aan de hand van proeven, studie en dergelijke, zo goed mogelijk zijn afgeschat. Immers, zowel bij de opgelegde randvoorwaarden als bij het voorspelde gedrag van de pijlerconstructie onder bouw- en eindfasecondities zitten onzekerheden. Een verkeerde afschatting van deze onzekerheden kon, afhankelijk van de gekozen veiligheidsniveaus, gevolgen voor de constructie van de kering hebben.

Met behulp van de zogenaamde conditiebewaking van de stormvloedkering kan worden nagegaan in hoeverre de bij het ontwerp toegepaste uitgangspunten juist zijn geweest, waarna eventueel maatregelen getroffen kunnen worden.

De conditiebewaking is onderverdeeld in drie hoofdonderdelen:

- 1 - conditiebewaking natuurrandvoorwaarden (hydraulica).
- 2 - conditiebewaking constructie (beton, staal en natte werken).
- 3 - conditiebewaking grondmechanica (funderingsgrondslag).

Waar we in dit hoofdstuk mee te maken hebben is de conditiebewaking van de pijlers (2) en de aanpassing van de pijlers ten behoeve van de conditiebewaking grondmechanica (3). Voor een uitgebreide beschrijving van de conditiebewaking in het algemeen zie doc. 10 en lit. 1.

1.6.2. Conditiebewaking van de pijlers.

De controle van de conditie van het beton dient te geschieden op:

- A - beschadigingen.
- B - erosie.
- C - corrosie.

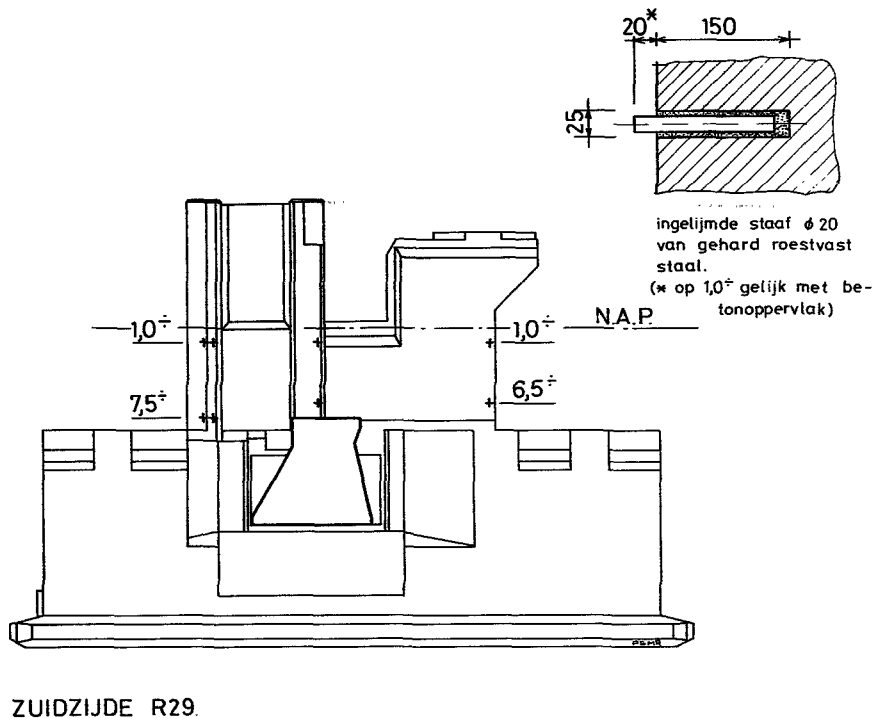
A. Beschadigingen.

Inspectie en herstel van beschadigingen behoort te zijn opgenomen in het normale onderhoud. De onderwaterinspectie dient hierbij de nodige aandacht te krijgen.

B. Erosie.

Op de pijlers R29 en R22 zijn referentiepunten aangebracht voor het meten van de erosie (fig. 11). Er is uitgezocht welke pijlers en vlakken daarop het zwaarst worden aangevallen en daarom voor meting in aanmerking komen. Hoewel het niet aannemelijk is dat op andere oppervlakken meer erosie zal plaatsvinden dan het gebied, waar de referentiepunten zijn aangebracht, sluit dit natuurlijk controle van de rest van de pijler(s) niet uit. Voor een constructiedetail van de meetpunten zie fig. 11.

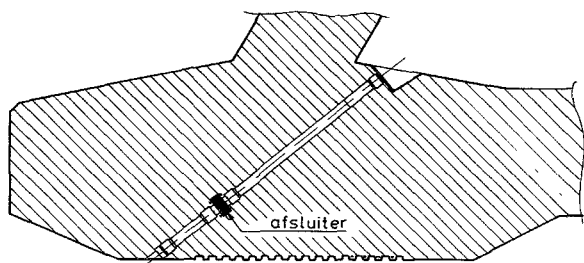
C. Corrosie. Omdat corrosie zich meestal in de vorm van beschadigingen van het betonoppervlak manifesteert is controle van het oppervlak volgens A de aangewezen weg om dit te ontdekken. Wanneer het inwendige van de constructie op corrosie gecontroleerd moet worden vraagt dit meestal een destructief onderzoek, waarna reparatie volgt (zie hiervoor ook het hoofdstuk Duurzaamheid van deelnota Algemeen).



Figuur 11. Referentiepunten erosiemetingen en detail meetpunt.

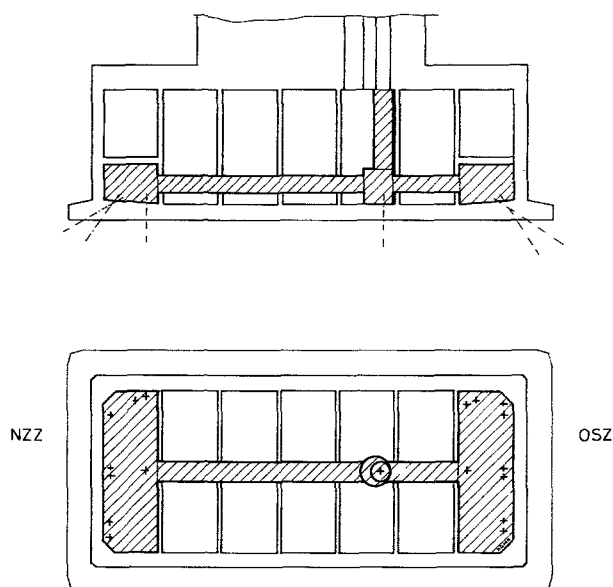
1.6.3. De conditiebewakingspijlers.

Voor de conditiebewaking grondmechanica moesten, in casingbuizen in de bodem onder de pijlers S9 en R22 (de "conditiebewakingspijlers"), een aantal sensoren voor de meting van waterspanning en gronddeformatie worden aangebracht. Het installeren van de casingbuizen gebeurde na het plaatsen van de pijlers op hun definitieve lokatie in het sluitgat. Er is bij de bouw van de conditiebewakingspijlers een aantal doorvoeren in de vloer gemaakt, waardoor de casingbuizen weggedrukt kunnen worden (fig. 12). Deze bodemdoorvoeren waren voorzien van een sluisconstructie zodat men bij het installeren van de buizen niet onder water hoefde te werken.



Figuur 12. Doorvoer door pijlervloer.

Om de pijlervloer altijd bereikbaar te houden zijn binnen de pijlers een gangenstelsel en twee ruimten gemaakt die niet met ballast gevuld zijn. Om de ruimten te creëren is, in het eerste en laatste pijlercompartiment op ongeveer 3,5 m boven de vloer een betonnen dak aangebracht. De zandvulgaten die binnen de ruimten in de tussenschotten aanwezig waren, zijn dichtgemaakt. Om de ruimten te kunnen betreden is, met behulp van stalen buizen, een gang en een schacht gemaakt. Voor een schematisch overzicht van de constructies zie fig. 13.



Figuur 13. Schematisch overzicht van de ruimten ten behoeve van de conditiebewaking.

Documentatielijst.

2. Overzicht afbouw alle fundatie niveau's. Tek. OS-121-1006.
3. Notitie reservepijler. 5PROBU-M-79064.
4. Notitie reservepijler. 5PROBU-M-80156.
5. UIP. 5PROBU-M-80180.
6. Inkorten sluitgat. 5PROBU-M-81018.
7. Bouw reservepijler c.q. inkorten sluitgat. 5PROBU-M-81158.
8. Handleiding afbouw UIP. R/KB 2879A.
9. Afbouw UIP. A.A.Proper. d.d. 28-9-1984.
10. Projectplan conditiebewaking HISCON-M-84050.

Literatuurlijst.

1. Ontwerpnota Stormvloedkering Oosterschelde. Boek 1. Totaalontwerp. Deelnota 5, hoofdstuk 5.

2. Uitgangspunten bij ontwerp en dimensionering.

2.1. Ontwerpmethodiek.

De hoofdlijnen van de beschouwde ontwerpmethodieken zijn aangegeven in boek 1, deelnota 2, hoofdstuk 6. Bij de praktische uitwerking van het pijlerontwerp is gekozen voor de semi-probabilistische ontwerpmethode. Hierbij wordt uitgegaan van een geaccepteerde faalkans van de pijlerconstructie. Rekening houdend met de variatie coëfficiënt behorend bij de belasting, de voor het ontwerp noodzakelijke schematisering en de materiaaleigenschappen wordt voor deze drie groepen afzonderlijk een veiligheidscoëfficiënt vastgesteld, als regel onder toevoeging van een coëfficiënt voor overbelasting.

Een centraal uitgangspunt bij het uitwerken van het ontwerp was het vaststellen van de maatgevende grenstoestanden voor de verschillende onderdelen.

Een grenstoestand is in het algemeen gedefinieerd met:

- het nog juist aanvaardbare (door het ontwerpproces te voorspellen) gedrag van een constructieonderdeel onder bepaalde omstandigheden (belastingstoestand).

Bij het pijlerontwerp zijn twee grenstoestanden bepalend, te weten:

- de grenstoestand met betrekking tot de sterkte.
- de grenstoestand met betrekking tot de duurzaamheid.

De eerste grenstoestand kan in termen van belasting en sterkte gedefinieerd worden met:

- de toestand van een onderdeel waarin belasting en sterkte met elkaar in evenwicht zijn.

Bij het beoordelen van de grenstoestand met betrekking tot de sterkte wordt het veranderende gedrag van de constructie als functie van de tijd niet beschouwd. In de tweede grenstoestand, die met betrekking tot de duurzaamheid wordt het tijdselement wel geïntroduceerd. De grenstoestand is bedoeld om ontoelaatbaar verzwakken van de constructie, ten gevolge van tijdsafhankelijke factoren te voorkomen. Hierbij is uitgegaan van een vereiste levensduur van 200 jaar. Aangezien corrosie van de wapening bepalend is voor de vereiste levensduur wordt bij de grenstoestand van de levensduur als aanvaardbaar gedrag aangemerkt:

- een zodanig geringe scheurvorming dat nog geen gevaar bestaat voor de corrosie van het wapenings- en voorspanstaal.

Uitwerking van de semi-probabilistische methode voor het ontwerpen op sterkte betekent dat bij karakteristieke be-

lasting geldt:

$$\gamma_s \times Q_k = R_k / \gamma_m$$

hierin is: Q_k = karakteristieke belasting

R_k = karakteristieke sterkte

γ_s = 1,4 (belastings- en schematiserings factor)

γ_m = 1,2 (materiaal factor)

Voor extreme belastingen geldt:

$$\gamma_{s'} \times Q_e = R_k / \gamma_m$$

hierin is: Q_e = extreme belasting

$\gamma_{s'}$ = 1,2 (schematiserings factor)

Anders gezegd: het in de oorspronkelijke factor $\gamma_s = 1,4$ opgenomen onderdeel voor overbelasting is geëlimineerd, omdat gerekend wordt met een extreme belasting. Het hanteren van een extreme belasting is nodig omdat dit beter aansluit bij de richtlijnen van de Deltacommissie voor het ontwerp van primaire zeekeringen. Hierbij wordt uitgegaan van extreme situaties vastgelegd door middel van een ontwerppeil voor een hoogwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar. De extreme ontwerppeilen zijn vertaald naar extreme belastingssituaties voor de verschillende onderdelen.

Voor de grenstoestand voor duurzaamheid is aansluiting gehouden met de Nederlandse voorschriften die uitgaan van karakteristieke belastingen bij het beoordelen van deze grenstoestanden.

Uit de hiervoor aangegeven definities voor karakteristieke en extreme belasting is af te leiden dat de karakteristieke gebruiksbelasting:

$$Q_k = Q_e / 1,2.$$

De karakteristieke belasting heeft een overschrijdingsfrequentie van ca. 10^{-2} /jaar of anders gezegd, 2 keer in de levensduur van 200 jaar.

Daar waar een karakteristieke belasting van belang is, is deze belasting zonodig bepaald door de vastgestelde extreme belasting te delen door 1,2.

2.2. Dimensioneringsmethode.

Reeds in een vroeg stadium is vastgesteld wat de uitgangspunten dienen te zijn voor het ontwerp en dimensionering van de pijlerconstructie. Een keuze diende gemaakt te worden of het beton gewapend beton en/of voorgespannen beton zou moeten zijn.

Voor het hoofddraagsysteem van het geheel en de belangrijkste onderdelen van de pijler is gekozen voor het toepassen van voorspanning. De argumenten hiervoor zijn:

- het gegeven dat de constructie in zijn kerende functie overwegend dynamisch wordt belast. Een gewapend betonconstructie is minder geschikt voor het opnemen van dergelijke krachten. Voorschriften voor gewapend beton beperken zich tot overwegend statisch belaste constructies.
- een voorgespannen constructie biedt de mogelijkheid om scheurvorming te voorkomen c.q. te beperken. Hierdoor is beter te voldoen aan de grenstoestand met betrekking tot de duurzaamheid.
- door het toepassen van voorspanning is het mogelijk relatief lichte constructies te ontwerpen. In verband met de gewenste prefabrikage en transport van de pijlers met een hefschip was het noodzakelijk het gewicht te beperken. Het toepassen van voorspanning komt tegemoet aan deze noodzaak.

Om aan de grenstoestand met betrekking tot de duurzaamheid te voldoen zijn bovendien bij het ontwerp van de pijlers aanvullende maatregelen geïntroduceerd om scheurvorming te voorkomen. Om onder meer de temperatuursverschillen te beperken zijn deze:

- het toepassen van isolatie van de vloer ten einde krimpspanningen tijdens het hydratatie- en verhardingsproces te voorkomen.
- het toepassen van koeling, eveneens ter beperking van temperatuur verschillen.

De dimensionering van de pijler is als volgt tot stand gebracht:

A -bepaling vormgeving van de pijler in verband met:

- functionele eisen zoals raamwerk functie voor schuiven, bovenbalken en dorpelbalken, ondersteuningsconstructie voor de bovenbouw.

- het benodigde hoofddraagsysteem om de hydraulische belastingen af te dragen naar de fundatie.
- de benodigde voorzieningen voor transport, plaatsen en afbouwactiviteiten.

B -het vaststellen van de benodigde betondoorsneden en bijbehorende wapening c.q. voorspanning. Hierbij is uitgegaan van:

- het schematiseren van de constructie tot overwegend lineair-elastische rekenmodellen. Voor een aantal kenmerkende onderdelen zijn bovendien niet-lineaire rekenmodellen toegepast.
- uitwendige belastingen die, met behulp van overdrachtsfuncties, afgeleid zijn uit de hydraulische- en grondmechanische randvoorwaarden en de overige specifieke functies.
- inwendige belastingen ten gevolge van eigen gewicht, stortfasering en krimp.
- de materiaaleigenschappen van de toegepaste constructieve materialen.

Bij het dimensioneren van voorspanning en wapening is bovendien de volgende methode toegepast:

- eerst vaststellen van benodigde doorsneden op basis van een ingeschat benodigd voorspanniveau.
- vervolgens het controleren en aanpassen van de ingeschatte voorspanning van de hoofddraagsystemen onder invloed van de uitwendige belasting.
- het vaststellen van de effecten van de inwendige belastingen op de spanningen in de constructie onderdelen.
- het dimensioneren van de hoeveelheid wapening op basis van de grenstoestand met betrekking tot de duurzaamheid. Hierbij wordt naast de uitwendige en inwendige belastingen de voorspanning als (inwendige) belasting opgevat.

3. Randvoorwaarden en uitgangspunten.

3.1. Natuurrandvoorwaarden en belastingen.

3.1.1. Algemeen.

Voor het ontwerp van de pijlers dienen de natuurrandvoorwaarden vertaald te worden naar rekenbelastingen voor de pijlers als geheel en onderdelen hiervan. Hiervoor zijn een aantal stappen doorlopen. Het vertalen van de natuurrandvoorwaarden op open zee naar hydraulische randvoorwaarden voor de stormvloedkering. Deze randvoorwaarden zijn volgens een bepaalde methode vertaald naar belastingen. Een beschrijving van beide vertaalslagen is gegeven in boek 1, deelnota 3 (natuurrandvoorwaarden).

Deze belastingen zijn vervolgens vertaald naar rekenbelastingen. De uitgangspunten hierbij zijn aangegeven in de hiernavolgende paragrafen. De resultaten zijn in de vorm van drukfiguren als rekenbelasting voor de onderdelen van de pijlers aangegeven in het hoofdstuk belastingen. Algemeen geldt dat de natuurrandvoorwaarden gebruikt werden in de rekenprogramma's SEAST9 en PROBER, deze programma's berekenen de langsbelasting op de stormvloedkering in gesloten toestand met behulp van een probabilistische methode. SEAST9 is een oudere versie van PROBER (doc. 1). Voor het verkrijgen van inzicht in de betrouwbaarheid van de resultaten uit SEAST9 wordt verwezen naar doc. 2.

Uit de met SEAST9 (PROBER) probabilistisch vastgestelde totaalbelasting (= golf + vervalbelasting) met een overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$, wordt een golfhoogte met bijbehorende periode en een verval met een bepaalde binnen- en buitenwaterstand vastgesteld. Deze golfhoogte en dit verval worden dan als semi-probabilistische randvoorwaarden gebruikt voor het vaststellen van drukfiguren en de berekening

van belastingen bij weigerende schuif of tijdens de sluitingsprocedure. Ten behoeve van de dwarsbelasting is een zogenaamde "ontwerpstorm" bepaald. De belasting met een overschrijdingskans van 0,1% binnen deze storm is te vergelijken met het belastingsniveau van de langsbelasting met een overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$.

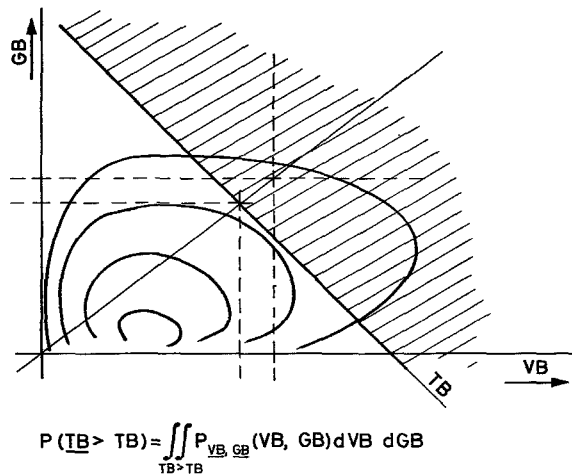
3.1.2. Totaalbelastingen per pijler.

1. Gesloten stormvloedkering.

De langsbelasting op de pijlers is bepaald met behulp van het programma SEAST9.

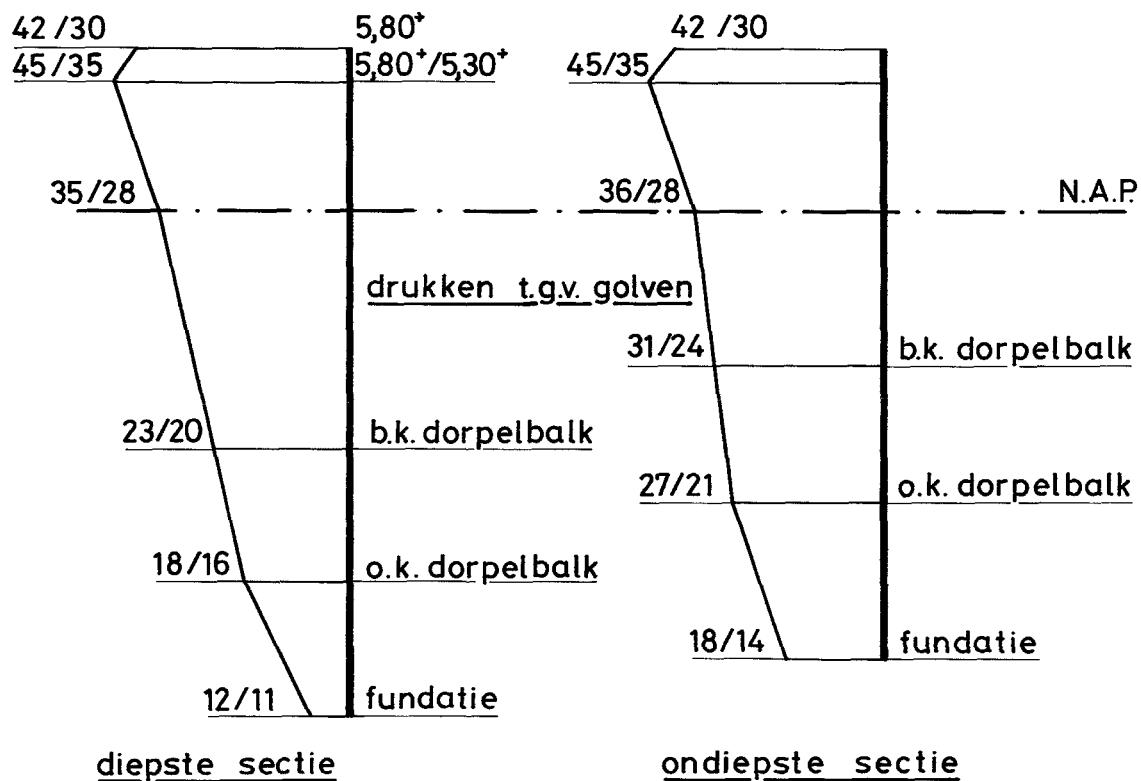
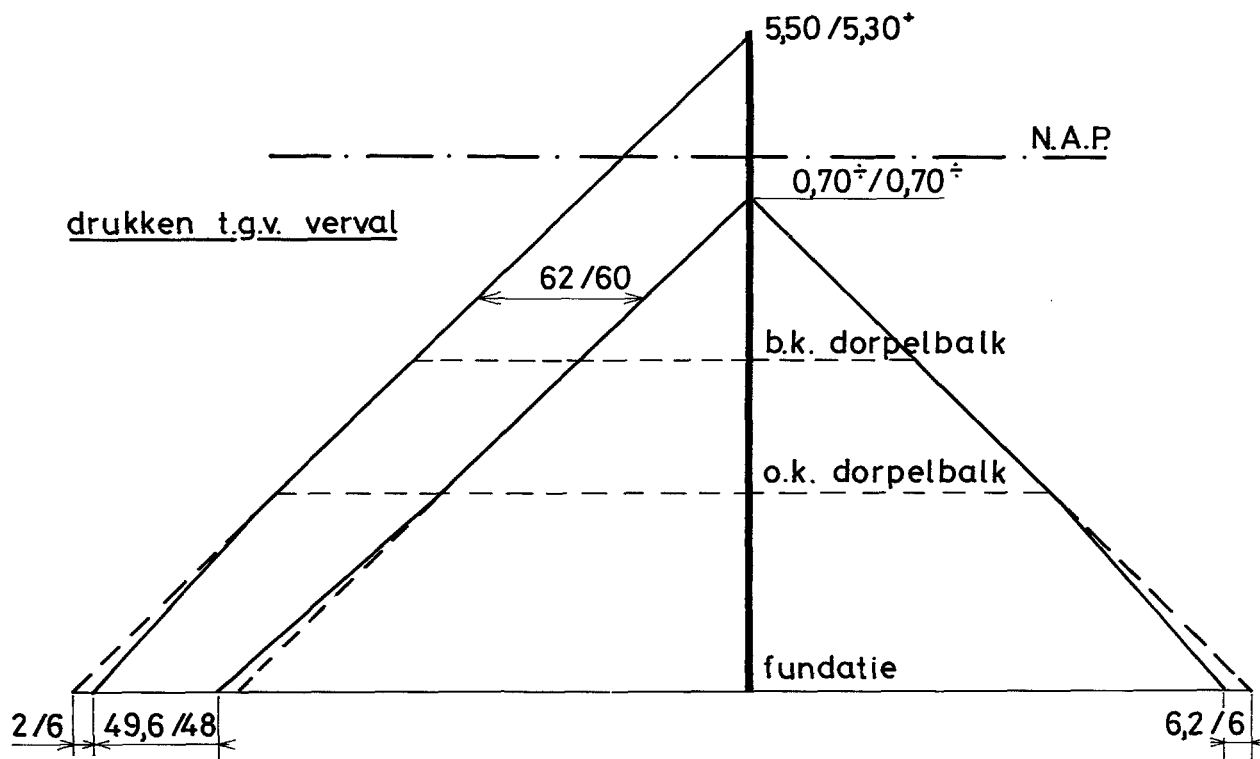
De belasting wordt weergegeven als totaalbelasting en gescheiden naar golf- en vervalbelasting door middel van de probabilistische belasting en in de vorm van drukfiguren. Om de drukfiguren te kunnen geven zijn eerst met behulp van SEAST9 apart de golfbelasting (GB) en de vervalbelasting (VB) met een overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$ bepaald. Omdat $GB + VB > TB$ (totaalbelasting) zijn zowel GB als VB gereduceerd tot $GB(r) + VB(r) = TB$.

Dit is als volgt gedaan. In een figuur (fig. 14) waarin zijn uitgezet de lijnen van gelijke kansdichtheid, kunnen we de lijnen van GB, VB en TB tekenen. We zien nu dat het snijpunt van de lijnen met een overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$ van VB en GB liggen in het overschrijdingsgebied van de $2,5 \times 10^{-4}$ lijn van TB (gearceerd). Door nu vanuit dit punt via evenredige reductie terug te gaan naar een punt op de lijn van TB, hebben we een combinatie van VB en GB gevonden die gelijk is aan TB. Deze combinatie levert nu de semi-probabilistische randvoorwaarden, waarmee de drukfiguren zijn bepaald, zoals aangegeven in fig. 15.



Figuur 14. Kansdichtheidsfunctie van golf- en vervalbelasting.

Roompot,/Hammen en Schaar.



Figuur 15. Drukfiguur behorend bij probabilistische horizontale langsbelasting bij gesloten kering.

2. Weigerende schuif.

De belasting bij weigerende schuif is ten behoeve van de ontwerpberoeeningen voor 3 fictieve pijlers gegeven door middel van drukfiguren. Deze zijn in eerste instantie vastgesteld door middel van modelproefresultaten en de deterministische natuurrandvoorwaarden. Voor een diepgelegen pijler is de belasting bovendien bepaald met behulp van modelonderzoek met semi-probabilistische natuurrandvoorwaarden. Door interpolatie van de verschillende modelresultaten zijn voor alle pijlers de maatgevende totaal dwarsbelastingen vastgesteld.

3. Sluitende of openende kering.

Voor een diepgelegen pijler is bij semi-probabilistische randvoorwaarden met behulp van modelonderzoek de maatgevende dwarsbelasting vastgesteld. Hierbij is gebruik gemaakt van totaal krachten en lokale waterdrukken die gemeten zijn. Door middel van interpolatie zijn de belastingen voor de overige pijlers vastgesteld.

4. Dwarsbelasting.

De dwarsbelasting op de pijler wordt gegeven door middel van een aantal drukfiguren, zowel bij gesloten als bij weigerende kering. Deze drukfiguren zijn vastgesteld met behulp van modelproefresultaten en vormen een boven- en ondergrens.

De drukken zijn deterministisch bepaald.

Als deterministische ontwerpbelasting wordt aangehouden die belasting, die een overschrijdingskans heeft van 0,1% binnen de zogenaamde "ontwerpstorm".

De drukfiguren gelden alleen als totaalbelasting. Voor de lokale onderdelen zijn ze niet nauwkeurig genoeg. De belastingen op lokale onderdelen zijn nader afgeschat of door middel van specifiek onderzoek vastgesteld.

5. Bouwfasebelasting.

De bouwfasebelasting is bepaald met behulp van de modelproefresultaten van het bouwfase-onderzoek M1000 en de proeven M1506, M1525, M1532 en NSP proeven.

Met behulp van deze proeven zijn onder andere de overdrachtsfuncties ten behoeve van de probabilistische belastingberekeningen bepaald. De extreme bouwfasebelasting is die met een overschrijdingskans van 1% in een periode van 3 jaar.

De resultaten van deze berekeningen zijn vermeld in het eindverslag onderzoek bouwfasebelastingen.

Verder zijn voor het bouwfase stadium, waarbij wel de schuiven zijn geplaatst maar nog niet de dorpel- en bovenbalken, voor 2 situaties de belastingen bepaald:

- I. bouwfase stormbelasting met geheven schuif en
- II. springtijbelasting met gesloten schuif.

De bijbehorende randvoorwaarden zijn:

- I. zeewaterstand N.A.P. + 3,40 m
Oosterschelde waterstand N.A.P. + 2,70 m.
- II. zeewaterstand N.A.P. + 1,85 m
Oosterschelde waterstand N.A.P. + 1,40 m.

3.2. Grondmechanische randvoorwaarden.

De grondmechanische randvoorwaarden zijn vertaald naar het te verwachten gedrag van de pijlers onder invloed van de hydraulische belastingen en het eigen gewicht van de constructieonderdelen.

De studie naar dat gedrag is vastgelegd in de zogenaamde F.O.P. IV nota (F.O.P. = funderingsonderzoek pijlerdam zie documentatie 26).

In deze nota lag het accent van het onderzoek op de detaillering van het grondmechanische advies met betrekking tot de stabiliteit en deformaties van de pijlers alsmede het bepalen van de interactieve krachten tussen pijler en fundering c.q. drempelsteun.

De deformaties zijn indirect bepalend voor de dimensionering van de pijlers. Deze deformaties zijn namelijk bepalend voor de benodigde toleranties in de voegen tussen de verschillende onderdelen die aansluiten op de pijlers. Door deze toleranties wordt enerzijds de benodigde vormgeving van het pijlerontwerp bepaald en anderzijds wordt hierdoor de inleiding van de krachten uit de andere onderdelen in de pijler bepaald.

De interactie krachten tussen pijler en ondergrond zijn eveneens bepalend voor de benodigde sterkte en dimensies van de pijlers. Deze krachten worden als belasting ingevoerd op de pijlervoet.

Voor elke bouwfase zijn deze interactie krachten, en daardoor spanningsverdeling, vast te stellen. In de eerder genoemde F.O.P. IV nota is beschreven welke bouwfases de onderdelen van de pijler en de gehele pijler doorlopen. Per bouwfase wordt beschouwd:

- welke grondparameters bepalend zijn.
- hoe de aansluiting tussen pijler en grond verzorgd is. De mate van aansluiting is eveneens een maat voor de optredende contactspanningen, wanneer men van een bepaald eigen gewicht uitgaat.
- welke belastingssituatie kenmerkend is (eigengewicht, uitwendige belastingen).

3.2.1. Bouwput fase.

Voor de bouwputfase geldt dat variatie van de beddingsconstante van de fundering een randvoorwaarde is voor de interactieve krachten.

Aan de hand van 13 sonderingen is vastgesteld dat de gemiddelde waarde van de elasticiteitsmodulus $E = 2,2 \text{ MN/m}^2$ bedraagt voor de hele bouwput. Voor de pijler is vastgesteld dat de k -waarde voor homogene grond varieert tussen 2 en 3 MN/m^3 terwijl voor randeffecten een factor 1,3 hogere waarden aangehouden moet worden.

3.2.2. Bouwfase sluitgat.

1. Dragen op ribben.

Bij het alleen op de ribben dragen van de pijlers (dus voor het gROUTEN) wordt uitgegaan van een beddingsconstante van $k_v = 4500 \text{ kN/m}^3$ en een sinusvormig bodemoppervlak met golflengte van 50 m en 0,1 m amplitude ter plaatse van de draagribben van een pijler (de sinusvorm wordt ongunstig gekozen zodat voor de pijler meest ongunstige belastingssituatie ontstaat).

2. Belasting vanuit de drempel op de pijlerwanden.

Voor niet verdicht drempelmateriaal dient een neutrale gronddruk met $\lambda = 0,5$ aangehouden te worden. Ter plaatse van het verdichte drempelgedeelte onder de dorpelbalk wordt gerekend met een ko-waarde van 0,75.

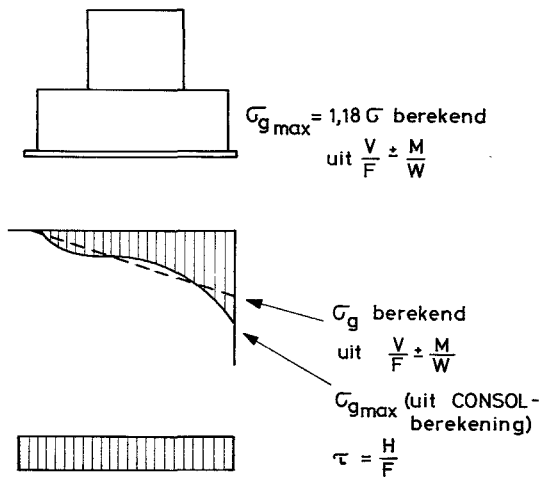
3. Restspanningen grouten.

Bij het ondervullen van de pijlers wordt uitgegaan van een gronddruk van max. 200 kN/m² voor kleine oppervlakken (<20 m²). Voor de spanningsverdeling in de eindfase moet rekening gehouden worden met restspanningen uit de bouwfase. Bij de gekozen groutdruk en groutvolgorde betekent dit een restspanning van 200 kN/m² voor de middenvakken. De aanvankelijke oplegvlakken (ribben) worden zodanig ontlast, dat in de eindfase bij de ontwerpbelasting de oorspronkelijke oplegdruk niet wordt overschreden.

3.2.3. Eindfase.

1. Onderzijde voetplaat.

Het vaststellen van de korreldrukken tegen de voetplaat van de pijlers is gebeurd door berekeningen met het programma CONSOL. De stromingsdrukken zijn afzonderlijk berekend met het grondwaterstromingsprogramma SEEP. De kenmerken voor de aan te houden spanningsverdeling is aangegeven in figuur 16.



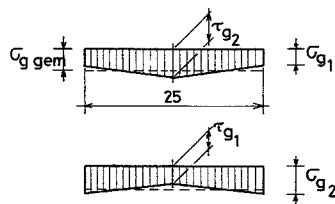
Figuur 16. Aangehouden spanningsverdeling.

Om de inhomogeniteit van de ondergrond te verdisconteren is aangegeven dat voor de korrelspanning een variatie moet worden aangehouden zoals aangegeven in figuur 17.

$$\sigma_{g1} : \sigma_{g2} = k_1 : k_2$$

$$\sigma_{g1} = \frac{2k_1}{k_1 + k_2} \cdot \sigma_g \text{ gem.}$$

$$\sigma_{g2} = \frac{2k_2}{k_1 + k_2} \cdot \sigma_g \text{ gem.}$$



Figuur 17. Variatie in de korrelspanning.

2. Achtervlak kopwand.

De randvoorwaarden voor het vaststellen van het maximale aandeel van de kopwand in de krachtsverdracht zijn:

- φ drempel = 42°
- (δ)pijler/drempel = 42° ($\varphi = \delta$)
- $q(c)$ drempel = 20 MN/m²
- (φ)fundatiebed = 29°
- $q(c)$ fundatiebed = 20 MN/m².

Met behulp van de beddingsconstantemethode is de berekening uitgevoerd waarbij voor (φ) en $q(c)$ van de drempel reële waarden zijn ingevoerd, voor (δ) pijler/drempel de karakteristieke bovengrens en voor de fundatie en ondergrond de karakteristieke ondergrens. Hieruit volgt dat bij bezwijken de kopwand maximaal 50% van de totale horizontale kracht opneemt.

3. Overstekken aan pijlervoet.

Onder invloed van de ontwerpbelasting zal de Noordzeezijde van de pijler enigszins omhoog komen. Hierbij wordt de op hem rustend drempelmassa mee opgetild. Het is bovendien waarschijnlijk dat de drempel tussen de pijlers niet volledig meebeweegt of eerder zelfs zakt ten gevolge van de intredende vervalstroom.

Verder kan de drempel enigszins verdicht worden, dus inklinken, onder invloed van de pijler.

Ten gevolge van de hierbovengenoemde verschijnselen gaat het middendeel van de drempel enigszins hangen aan de drempel erboven. Door middel van glijvlakberekeningen is vastgesteld welk aandeel van het drempelgewicht in beschouwing genomen moet worden voor de dimensionering van de overstekken van de pijlervoet. In het hoofdstuk belastingen zijn de maatgevende situaties aangegeven.

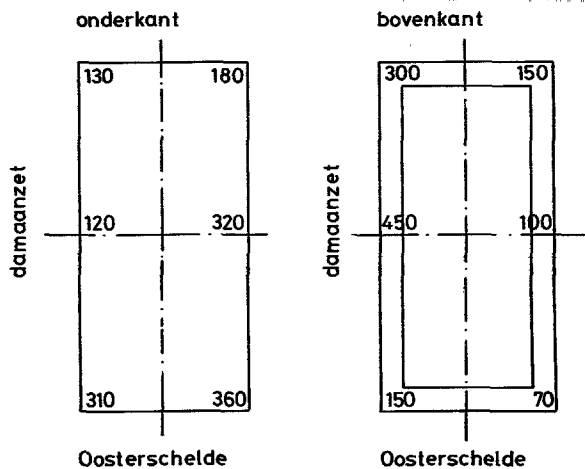
3.2.4. Randpijlers.

De randpijlers in elk sluitgat worden afwijkend belast door de aanwezigheid van de breukstenendam tot N.A.P. + 7,4m, 7,0m en 6,8m, afhankelijk van het landhoofd. Deze breukstenendam dient als aanvulling tussen landhoofd en randpijler. De gronddrukken op de pijlerwand en -overstek aan de kant van de breukstenendam zijn berekend aan de hand van evenwichtsbeschouwingen, waarbij de volgende krachten evenwicht moeten maken:

- horizontale gronddruk
- wrijvingskracht in een vertikaal vlak langs het pijleroverstek
- gewicht grondaanvulling boven schuinlopende pijlerwand en overstek
- reactiekrachten op de pijlerwand en overstek.

Aan de hand van CONSOL berekeningen zijn mechanismen in de breukstenendam geconstateerd die de fundatiedrukken en de drukken op het overstek bepalen.

Voor de grootte van deze krachten bij superstorm (de extreme ontwerpstorm) zie fig. 18.



Figuur 18. Gronddrukken randpijlers (in kN/m²).

Documentatie.

1. Notitie DDWT-78.335 Probabilistische langsbelasting op SVKO in gesloten toestand (eindfase).
2. Notitie DDWT-79.209 Langsbelasting eindfase gesloten kering.
3. Notitie DDWT-80.321 Drukfiguren bij gesloten kering behorende bij een langsbelasting met een overschrijdingskans van $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar.
4. Notitie DDWT-80.332 Probabilistische drukfiguren bij weigerende schuif.
5. Notitie DDWT-80.325 Dwarsbelasting pijlers eindfase.
6. Notitie DDWT-80.301 Belasting op pijler in bouwfase.
7. Notitie DDWT-78.254 Extreme belastingen ten behoeve van het drempelontwerp.
8. Notitie DDWT-79.208 Langsbelasting eindfase gesloten SVKO.
9. Notitie DDWT-80.323 Extreme belasting ten behoeve van grondmechanisch ontwerp.
10. Notitie DDWT-79.207 Extreme belasting ten behoeve van grondmechanisch ontwerp.
11. Notitie DDWT-80.296 Belastingen op dorpelbalk.
12. Notitie DDWT-79.406 Belasting op schuiven in gesloten situatie.
13. Notitie DDWT-79.368 Belastingen tijdens sluiten.
14. Notitie DDWT-79.415 Belastingen op schuiven.
15. Notitie DDWT-80.276 Belastingen op schuiven tijdens openen.
16. Notitie DDWT-78.301 Belasting in de lengterichting van de schuif ten gevolge van scheef invallende golven.
17. Notitie DDWT-80.294 Belasting op de schuiven onder dagelijkse omstandigheden.
18. Notitie DDWT-80.324 Ijsbelasting op schuif en bovenbalk.
19. Notitie DDWT-79.426 Belasting op de bovenbalk, SVKO gesloten.
20. Notitie DDWT-80.285 Belastingen op de bovenbalk.
21. Notitie DDWT-79.215 Belastingen op kolom SVKO.
22. Notitie DDWT-80.411 Golf- en vervalbelastingen op vakwerkschuiven van de SVKO in gesloten situatie.
23. Notitie DDWT-80.365 Correctiefactoren verticale golfbelasting hoge vakwerk.
24. Notitie DDWT-80.489 Vertikale belastingen op vakwerkschuiven bij openen en sluiten.
25. Notitie DDWT-81.521 Golfbelasting bovenbalk.
26. F.O.P. IV nota.

4. Belastingen.

4.1. Inleiding.

In dit hoofdstuk worden voor pijlergroep I de belastingen, die bepalend zijn voor de sterkteberekeningen van de pijlers, beschreven. Voor de andere pijlergroepen gaat dit op dezelfde manier. Zie daarvoor de berekeningen.

De belastingen zijn onder te verdelen naar een bepaalde situatie in het bouwproces en de operationele fase. De groepen die te onderscheiden zijn kunnen als volgt worden weergegeven:

- stortfasebelastingen: belastingen die het gevolg zijn van de fasering van het betonwerk in het bouwdok.
- bouwfasebelastingen: belastingen die op kunnen treden tijdens het transport, het plaatsen en de afbouw van de pijlers.
- eindfasebelastingen: belastingen die op kunnen treden na het in gebruik stellen van de kering.

Onder belastingen wordt in dit geval verstaan alle krachten per eenheid van oppervlakte die op de betonconstructie kunnen werken. De krachten zijn afgeleid uit hydraulische- en grondmechanische randvoorwaarden, eigengewicht van de constructieonderdelen, krimp en de inwendige krachten ten gevolge van de aanwezige voorspanning in de diverse voorgespannen onderdelen.

Bij het uitvoeren van de berekeningen zijn deze belastingen verder onderverdeeld naar soort en afhankelijk van de beschouwde situatie gecombineerd.

De belastingscombinaties die zijn bepaald kunnen in een van de drie genoemde situaties optreden. De combinaties die leiden tot maatgevende inwendige krachten zijn verder uitgewerkt en doorgetrokken.

De reservepijler (UIP) is berekend op de krachten die bij alle pijlergroepen kunnen voorkomen.

Per pijlergroep is van de zwaarste pijler het gewicht bepaald. Samen met enkele toeslagen, in verband met dynamische effecten, vormde dit gewicht de basis voor de berekening van de hijsvoorzieningen aan de pijler.

4.2. Belastingen.

De belastingen die kunnen optreden worden bepaald door de uitwendige en inwendig optredende belastingen in combinatie met de benodigde reactiekrachten uit de drempel en fundering of krachten uit het transportmiddel (hefschip). Deze belastingen zijn onderverdeeld naar bouwfase:

- 1 - eigen gewicht pijler in elke bouwfase.
- 2 - tegendruk door de grond bij verschillende beddingsconstanten in de stortfase (bouwfase in het bouwdok).

- 3 - waterdrukken in elke fase.
- 4 - hijsbelasting uit hefschip tijdens transport en plaatsingsfase.
- 5 - tegendruk door de fundering in de plaatsingsfase met de verschillende mogelijkheden van ondersteuning als gevolg van de beddingsconstante.
- 6 - hydraulische belasting in de bouwfase bij de bouwfasestorm (bouwfasestorm = survival).
- 7 - belasting ten gevolge van de groutdrukken bij het onder-vullen van de pijlers.
- 8 - rustende belasting in de eindfase (gewicht balken, verkeerskokers, zandvulling e.d.).
- 9 - belastingen uit drempel in bouw- en eindfase.
- 10 - golf- en vervalbelasting in de eindfase.
- 11 - tegendruk door de funderingsgrond in de eindfase.
- 12 - dwarsbelasting en voorspanning schuif in de eindfase. (horizontaal).
- 13 - bijzondere invloeden.

De algemene uitgangspunten bij deze belastingen zijn:

- soortelijke massa voorgespannen beton = 2,45 t/m³.
- soortelijke massa zeewater = 1,025 t/m³.
- soortelijke massa nat zand = 2,0 t/m³.
- eigen gewicht van de natte grindzak = 225 t.
- gewichtstolerantie voor het bepalen van het hefgewicht = ca. 400 t. (hierin zijn de gewichten van de hulpconstructies die voor het hijsen nodig zijn niet inbegrepen).

4.2.1. Eigen gewicht.

1 - Gewicht tijdens stortfase.

Voor de vloer van de pijlers zijn de stortgewichten van de tussen-, kop- en langswanden van belang.

2 - Gewicht tijdens de bouwfase in het bouwdok.

Het betonvolume van de grootste pijler (H9 van pijlergroep I) is ca. 6870 m³. Hieruit volgt voor het eigen gewicht in de bouwfase ca. 166600 kN.

3 - Gewicht tijdens de transportfase.

Bij een diepgang van 12 m. (die bij alle pijlers ongeveer gelijk is) is de inhoud van het verplaatste water ca. 9100 m³. Dit betekent dat H9 tijdens de transportfase ca. 74500 kN weegt.

4 - Gewicht tijdens de bouwfase (leeg).

Bij een plaatsingsdiepte van N.A.P.-26,5m en een waterstand van N.A.P. +3,00m is het gewicht ca. 62500 kN.

5 - Gewicht tijdens de bouwfase (gevuld met water).

Bij een plaatsingsdiepte van N.A.P.-26,5m, een buitenwaterstand van N.A.P. +3,00m en een inwendige waterstand van N.A.P. was het gewicht ca. 108500 kN.

6 - Gewicht in de eindfase.

Bij een plaatsingsdiepte van N.A.P.-26,5m, met een buitenwaterstand van N.A.P.-0,35m was het gewicht, inclusief de console voor de verkeerskoker, ca. 107000 kN.

4.2.2. Bodembelasting in bouwdok Schaar.

Op basis van de verschillende grondgegevens zijn aannamen voor de beddingsconstanten van de bouwdokbodem gedaan (doc. 1).

4.2.3. Waterdrukken in elke fase.

De waterdrukken waarmee in de verschillende fasen gerekend diende te worden waren:

- A - Transportfase met een diepgang van 11 m (pijler leeg).
- B - In de bouwfase, tijdens het plaatsen met een waterstand van N.A.P. +2,0m (pijler leeg).
- C - In de bouwfase met een pijler gevuld met water. Inwendige waterstand is N.A.P., en de uitwendige waterstand is N.A.P. +2,0 m.
- D - In de bouwfase, tijdens een storm, zie Survival belasting.
- E - In de eindfase, zie verval-, dwars en golfbelasting.

4.2.4. Hijsbelasting voor het hefschip.

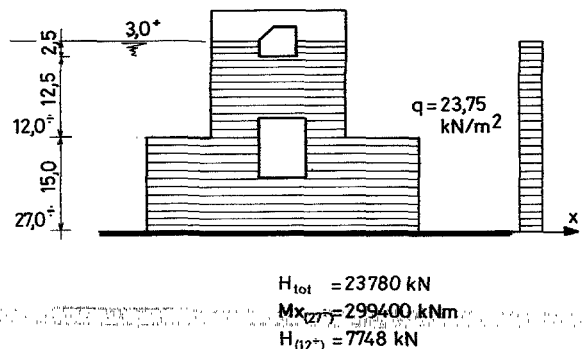
Bij een diepgang van 11 m, en een dynamische toeslagfactor van 1,2 geeft de zwaarste pijler van pijlergroep I, in de transportfase, een reactie van 4 x 29180 kN, op het hefschip. Deze belasting treedt tevens op bij de hijsnokken van de pijler.

4.2.5. Grondbelasting bij het plaatsen.

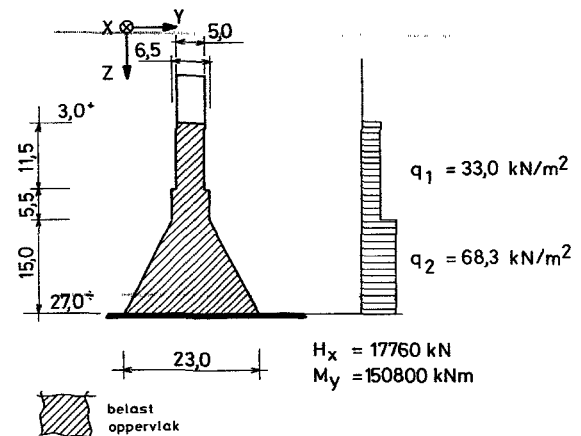
Voor de grondbelasting die bij het plaatsen optreedt zie fig. 19. De verdeling van de grondspanningen die hierbij optreden zijn vermeldt in tabel 6.

4.2.6. Belasting ten gevolge van een storm in de bouwfase (survival belasting).

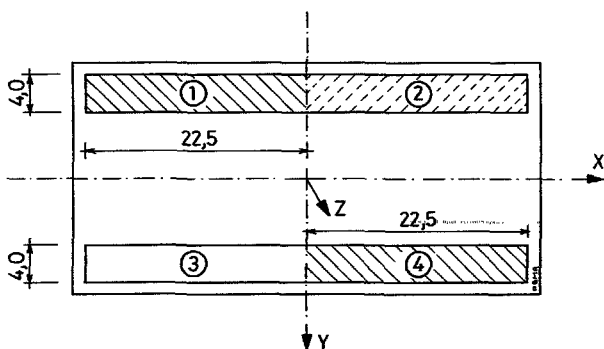
Voor de belastingen die optreden bij de maatgevende storm in de bouwfase zie figuur 20 en 21. Deze belastingen worden bepaald door scherp inlopende golven. De invalshoek kan maximaal 30° tot 45° gr. zijn, afhankelijk van de situering in het sluitgat.



Figuur 20. Dwarsbelasting op pijler bij maatgevende storm in de bouwfase.



Figuur 21. Langsbelasting op pijler bij maatgevende storm in de bouwfase.



Figuur 19. Belaste oppervlak combinaties.

belasting.	gelijkmatige spanning op ribdeel.	combinatie belaste oppervlakken.
V_x	τ_x	①+③ of ②+④*
V_y	τ_y	①+③ of ②+④*
V_z	σ_z	①+③ of ②+④*
R_x	σ_x	①+④ of ②+③
R_y	σ_y	①+② of ③+④
R_z	τ_z	①+③ of ②+④

*: wordt door dezelfde delen opgenomen als R_z
 σ_z altijd druk.

Tabel 6.

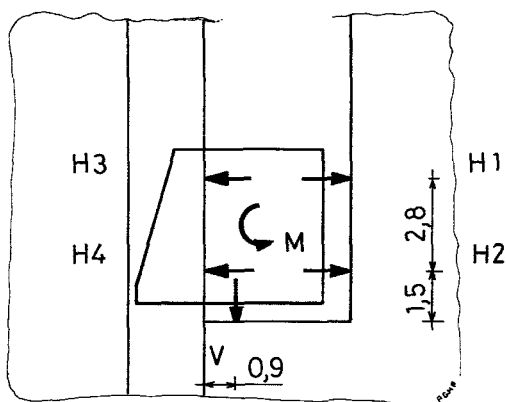
4.2.7. Belasting ten gevolge van het ondervullen.

De maximum belasting uit het grotten is 200 kN/m² (opwaards gericht) voor oppervlakken van enkele tientallen vierkante meters. Voor een groot compartiment (30 x 20m) is een waarde van 100 kN/m² aangehouden.

4.2.8. Rustende belasting in de eindfase.

A - Ballast (vulling pijler met zand).

Onder water is een hoeveelheid ballast van 4500 m³, met een soortelijke massa van 11,6kN/m³ (30% holle ruimte) aangebracht.



Figuur 22. Belastingen uit bovenbalk.

B - Bovenbalk (fig. 22).

De aanname van de V(ertikale) belasting uit de bovenbalk is 11000kN (alleen eigen gewicht). Bij een superstorm is dit 14384 kN (eigen gewicht + verticale kracht uit de hydraulische belasting). De aanname van de H(orizontal) belasting die volgt uit de hydraulische belasting bij een superstorm is dan:

H1	=	3264 kN
H2	=	7332 „
H3 = H4	=	0 „

$H = H1 + H2 + H3 + H4 = 10596 \text{ kN.}$

(H is de som van de resultanten van de oplegreacties uit beide op de pijler rustende bovenbalken).
(dit is alleen van belang voor de pijlerschacht).

Het hierbij behorende moment is: $M = -5696 \text{ kNm.}$

Tegen het verdraaien en het mogelijk loskomen hebben alle verticale opleggingen (H1 tm H4) een extra voorspanning van 1500kN gekregen.

C - Dorpelbalk.

Het eigen gewicht van de dorpelbalk (inclusief oprijving) is bepaald op 14800 kN.

D - De belasting uit de schuiven (fig. 23).

a - bij een kerende schuif: b - bij een weigerende schuif:

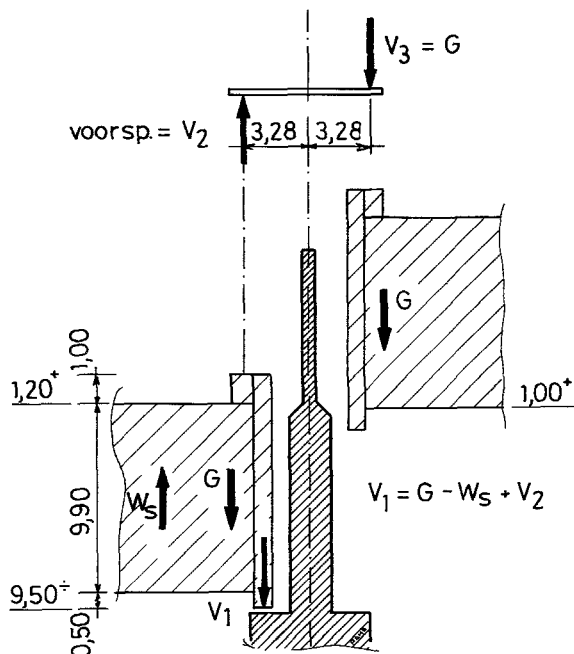
$G = \text{ca. } 3935 \text{ kN.} \qquad G = \text{ca. } 3935 \text{ kN}$

V1:	$G = 3935 \text{ kN}$	$V3 = 3935 \text{ kN}$
	voersp. = 5823 „	
	9758 kN	

V2: voersp. = 5823 kN

Als uitgangspunt is gehanteerd dat een situatie met of twee kerende schuiven of een kerende en een weigerende schuif optreedt. De waterverplaatsing van de schuif is verwaarloosd.

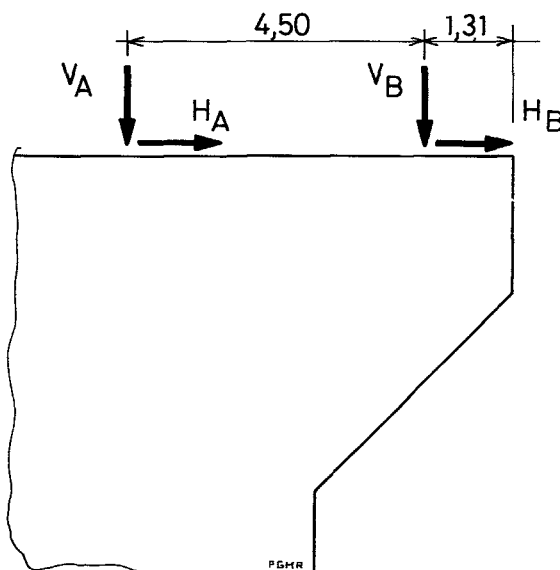
E - Verkeerskokers (fig. 24).



(W_S = waterverpl. schuif)

- a) kerende schuif. b) weigerende schuif.

Figuur 23. Schuifbelastingen.



Figuur 24. Belasting uit verkeerskokers.

De totale belasting uit de verkeerskokers is:

$2 \times (V_a + V_b):$	eigen gewicht:	20270 kN
	nuttige belasting:	2910 „
		23180 kN

Moment (t.g.v. nuttige bel.) 14360 kNm.

$$V_a = 23180/2 - 14360/4,5 = 8400 \text{ kN}$$

$$V_b = 23180/2 + 14360/4,5 = 14800 \text{ kN}$$

Windbelasting: $H_a = H_b = 94 \text{ kN}$.

4.2.9. Belastingen uit de drempel.

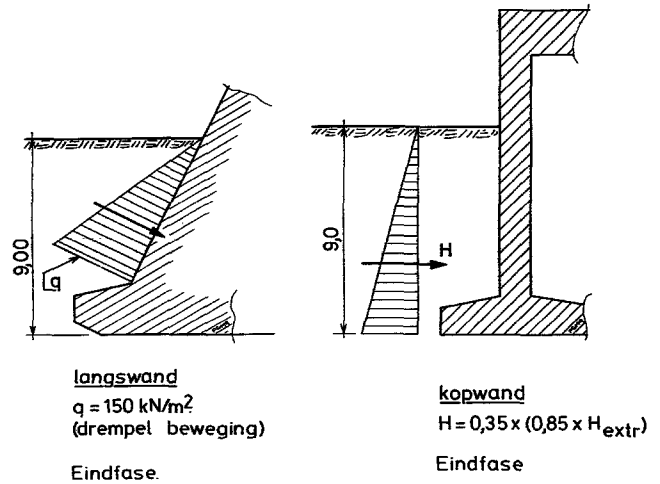
A - In de bouwfase.

- 1 - gewicht (vertikaal).
G totaal is 32230 kN (bij een volumegewicht onder water van 10 kN/m^3) (zie fig. 25).
- 2 - horizontale belasting.
Voor de horizontale belasting zie fig. 26. (Opm: de horizontale en verticale belastingen treden gelijktijdig op).

B - In de eindfase.

- 1 - gewicht (vertikaal) als bij A.
- 2 - horizontale belasting op langswand en kopwand (zie fig. 26 en 27).

De hoge horizontale belasting van de kopwand treedt op bij mogelijk relatief omhoog verplaatsen van de pijler ten opzichte van de drempel. Hierdoor ontstaat een boogwerking in de drempel tussen twee pijlers. De optredende horizontale kracht H tegen de kopwand is een functie van de uitwendige kracht H_{extr} ten gevolge van hydraulische belastingen en de verhouding tussen de stijfheidsverschillen van ondergrond en drempelsteun. De factor 0,35 is bepaald met behulp van Consolberekeningen.



Figuur 27. Horizontale belasting op kop- en langswand.

4.2.10. Golf- en vervalbelasting (in eindfase).

Voor het bepalen van de resulterende oplegkrachten uit de fundaties op de pijlers zijn de hiernavolgende hydraulische belastingfiguren aangehouden. Uit deze belastingfiguren zijn tevens de maatgevende lokale waterdrukken op de pijlers vastgesteld. Voor het berekenen van onderdelen zijn deze lokale drukken gebruikt en daar waar noodzakelijk gecombineerd met de reactiekrachten uit de bovenbalken, schuiven en dorpelbalken.

De gevallen die hierbij kunnen optreden zijn:

- A - langsbelasting op pijler:
 - a - kerende schuif (golf + verval).
 - b - weigerende schuif (golf + verval).
 - c - omgekeerd verval.

B - dwarsbelasting.

De aangegeven drukfiguren zijn extreme waarden. Bij de berekening is uitgegaan van een karakteristieke waarde = $0,85 \times$ extreme waarde.

A.a. Drukfiguur (extreem) (fig. 28a).

$$H(\text{extreem}) = 54641 \text{ kN}. M(27,0 \text{ extreem}) = 988995 \text{ kNm}.$$

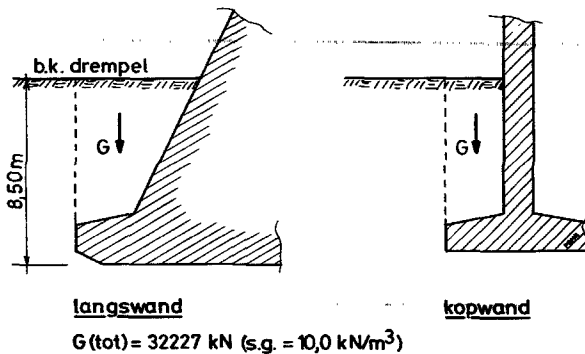
A.b. Drukfiguur (extreem)(fig. 29).

$$H(\text{extreem}) = 43304 \text{ kN}. M(27,0 \text{ extreem}) = 582569 \text{ kNm}.$$

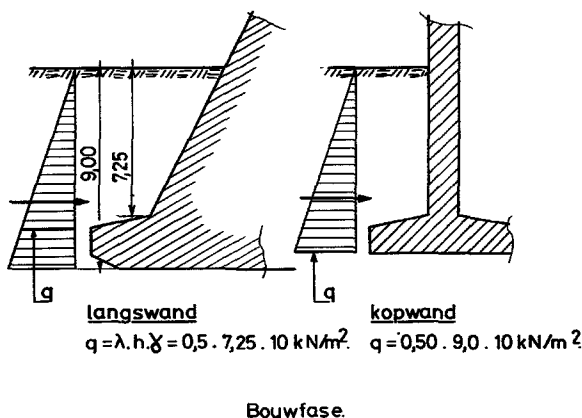
A.c. Drukfiguur ("extreem")(fig. 28c).

B. Extreme dwarsbelastingen (fig. 30).

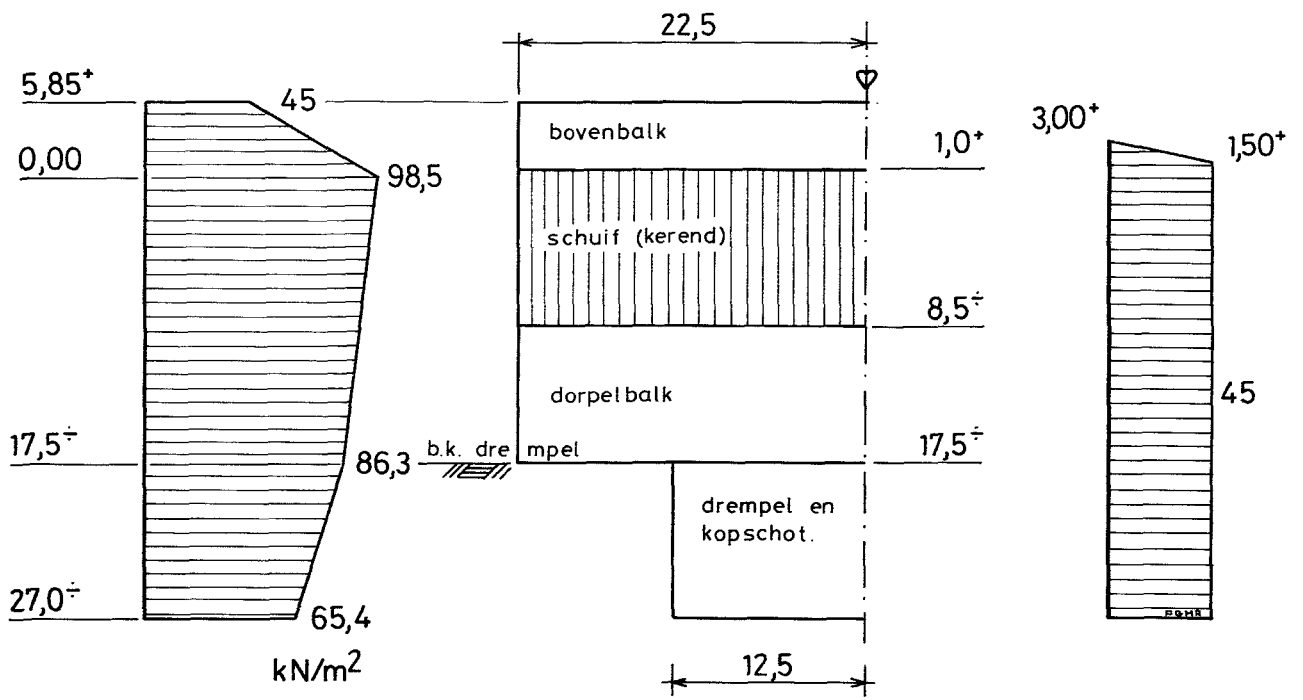
In de figuur is schematisch aangegeven welke belastingen in rekening zijn gebracht. De waarden zijn aangegeven als functie van de aanlegdiepte van de pijlers en de uit de randvoorwaarden afgeleide hoek waarbij dwars inlopende golven de pijlers belasten. De aangegeven waarden zijn geschematiseerd aan de hand van proefresultaten.



Figuur 25. Vertikale belasting in bouw- en eindfase.



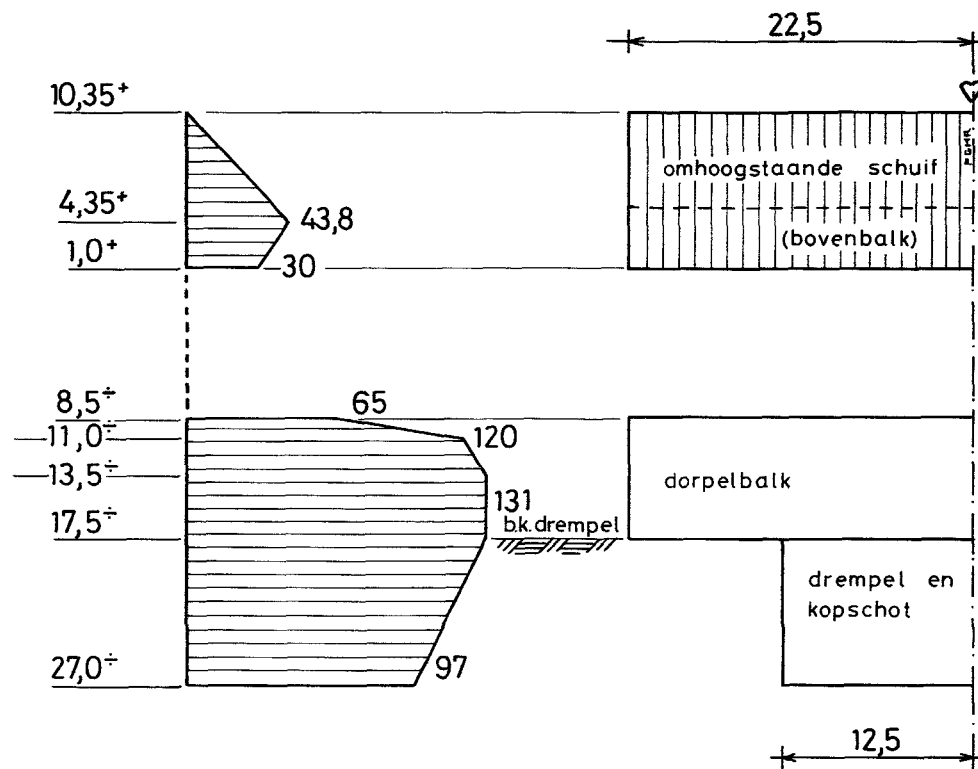
Figuur 26. Horizontale belasting in de bouwfase.



a) kerende schuif.

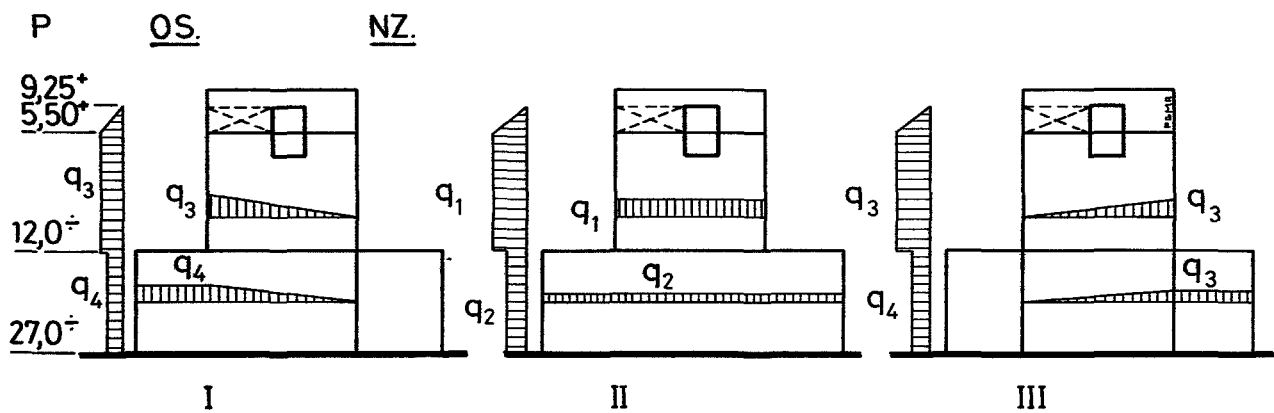
c) omgekeerd verval.

Figuur 28.



b) weigerende schuif.

Figuur 29.



	peil	golf α	golf				verval			
			q_1	q_2	q_3	q_4	q_1	q_2	q_3	q_4
kerende schuif	27,0°	30°	12,5	6,25	25,0	12,5	6	3	12	6
„ „	24,0°	40°	15,8	7,9	31,6	15,8	6	3	12	6
weigerende sch.	27,0°	30°	15,0	7,5	30,0	15,0	6	3	12	6
+golftop/-dal. „ „	24,0°	40°	20,5	10,2	40,9	20,5	6	3	12	6

	peil	golf α	bel.	Q_{P+15}	Q_{P-P+15}	Q_P
				op schacht	op box	totaal
kerende schuif	27,0°	30°	I	6905	5966	12871
„ „	„	„	II	6868	6244	13112
„ „	„	„	III	6831	6522	13353
weigerende sch.	„	„	I	7838	6773	14611
„ „	„	„	II	7796	7088	14834
„ „	„	„	III	7754	7403	15157

q in kN/m²
 Q in kN

Dwarsbelasting.

Figuur 30.

4.2.11. Funderingsdrukken in de eindfase.

De funderingsdrukken vormen als reactie op de uitwendige en inwendige belasting op de pijler een maatgevende belasting voor delen van de pijlervoet. De uitwendige belasting "als reactie" wordt enerzijds bepaald uit het evenwicht van de pijler en anderzijds door de verhouding van de beddingsconstanten die in de ondergrond optreden.

De horizontale belasting "als reactie" wordt bepaald door de verhouding in stijfheid van de drempelconstructie in relatie tot die van de schuifweerstand in de ondergrond. De verhouding van de beddingsconstante is aangegeven in par. 3.2, grondmechanische randvoorwaarden.

4.2.12. Dwarsbelasting uit de schuiven en voorspanning schuiven in sponning.

Om het klapperen, ten gevolge van golfbelasting, bij gesloten schuiven te voorkomen worden de schuiven "voorgespannen" met behulp van ingedrukte rubber strippen die op de eindharren van de schuiven zijn bevestigd. De voorspanning wordt aangebracht doordat de dagmaat van de sponning iets kleiner is dan de nominale breedte van de eindhar inclusief rubber pakketten (in onbelaste situatie). Deze belasting treedt op als de zijaanslag van de schuif de zijgeleiding in de pijler raakt. Voordat deze aanslag kracht opneemt kan er een horizontale kracht ontstaan in de schuifgeleidingen, evenwijdig aan het schuifoppervlak. Deze kracht ontstaat als reactie van normaalkracht en wrijvingscoëfficiënt.

De uitwendige belastingen beïnvloeden de reactiekrachten in de schuifspanning en zijn als volgt aangenomen.

A - dwarsbelasting.

a - bij weigerende schuif.

b - bij kerende schuif.

B - voorspanning van de schuif in de sponning.

a - bij weigerende schuif.

b - bij kerende schuif.

A.a.

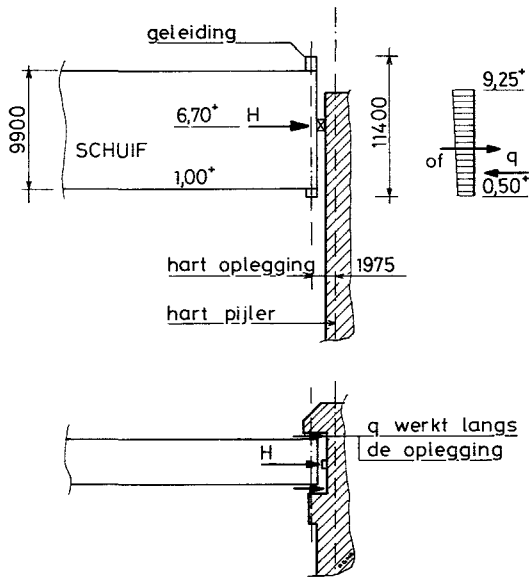
H = de horizontale krachten op de pijler en vormt de reactiekracht van de in het vlak aangrijpende horizontale belasting op de schuif. Deze werkt alleen in de aangegeven richting (fig. 31).

$H(\text{extreem}) = 490 \text{ kN}$.

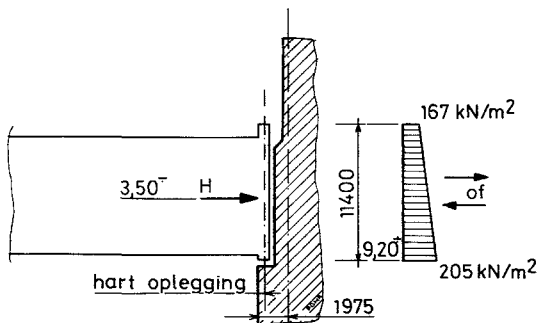
$q(\text{extreem}) = \text{ca. } 56 \text{ kN/m}^2$ (dwars).

$q(\text{dwars}) = 0,1 q(\text{langs})$.

Aangehouden is $q(\text{dwars}) = 0,15 q(\text{langs})$ waarbij $q(\text{langs})$ in extreme omstandigheden ca 56 kN/m^2 is.



Figuur 31.



Figuur 32.

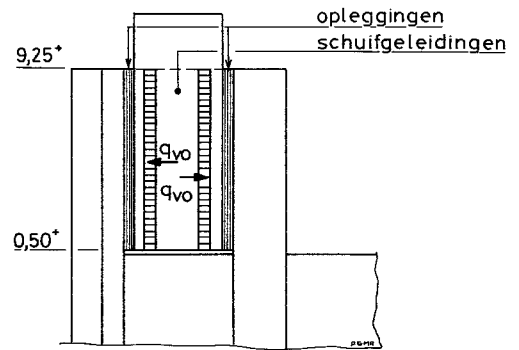
A.b. (fig. 32).

$H(\text{extreem}) = 2123 \text{ kN}$

$q(\text{extreem boven}) = 167 \text{ kN/m}$.

$q(\text{extreem onder}) = 205 \text{ kN/m}$.

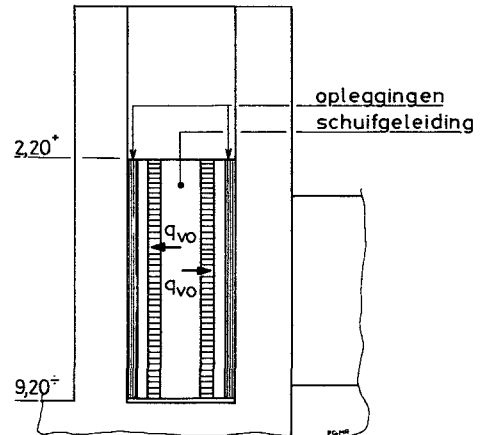
B.a. $q(\text{langs}) = 100 \text{ kN/m} = q(\text{vo})$ (fig. 33).



Figuur 33.

B.b. Schuif onbelast: $q(\text{vo}) = 400 \text{ kN/m}$

Schuif belast: $q(\text{vo}) = 100 \text{ kN/m}$



Figuur 34.

4.2.13. Bijzondere invloeden.

Naast uitwendige belastingen en eigen gewicht wordt de betonconstructie inwendig belast door hydratatie krimp en door de reactie krachten van de voorspanning die aangebracht wordt. De grootte van deze belastingen wordt door middel van ontwerpberekeningen vastgesteld en zijn aangegeven in par. 5.5 en 5.6.

4.3. Belastingcombinaties op een pijler.

De pijler ondergaat vanaf de bouw- en plaatsingsfase tot en met de operationele fase verschillende belastingssituaties. Deze belastingssituaties zijn te beschrijven door een aantal van de in par. 4.2 genoemde belastinggevallen te combi-

neren. De fasen of situaties waarvoor belastingscombinaties zijn samengesteld waren:

- 1 — Bouwfase in de bouwput.
- 2 — Transport.
- 3 — Afzinken.
- 4 — Dragen op de ribben zonder de dwars- en langsbelasting, leeg.
- 5 — Dragen op de ribben incl. de survival belasting.
- 6 — Grouten.
- 7 — Eindfase, geopende schuiven, geen dwarsbelasting.
- 8 — Gesloten schuiven, karakteristieke langsbelasting zonder dwarsbelasting.
- 9 — Gesloten schuiven, karakteristieke langsbelasting met dwarsbelasting.
- 10 — Ter weerszijde van een pijler een gesloten en een weigerende schuif met langs en dwarsbelasting.
- 11 — Ter weerszijde van een pijler gesloten schuiven, omgekeerd verval, zonder dwarsbelasting.
- 12 — Ter weerszijde van een pijler een gesloten schuif en een weigerende schuif, omgekeerd verval met dwarsbelasting.
- 13 — Ter weerszijde van een pijler gesloten schuiven, golfdal, geen dwarsbelasting.
- 14 — Ter weerszijde van een pijler een gesloten en een weigerende schuif, golfdal, met dwarsbelasting.

De gevallen 1 t/m 6 komen uit de bouwfases, de andere uit de eindfasen.

In alle belastingscombinaties zijn de volgende belastingen gecombineerd aangebracht:

- het eigen gewicht.
- de hydratatie krimp.
- de reactiekrachten van de voorspanning.

Hierbij zijn de waarden van de belastingen aangepast aan de specifieke situatie die beschouwd is.

Deze belastingen zijn in de bouwfase verder gecombineerd met:

- in de bouwputfase, de reactiekrachten uit de ondergrond.
- in de transportfase en de afzinkfase, de reactiekrachten uit het hefschip inclusief dynamische toeslagcoëfficiënt van 1,2 resp. 1,1 en de bijbehorende waterdrukken.
- in de leeg op ribben geplaatste fase in het sluitgat, de aangepaste waterdrukken en de reactiekrachten uit de fundering.
- in de op ribben geplaatste fase in het sluitgat bij overlevingscondities, de waterdrukken bij volgezette pijler, de drukken uit de drempel, de hydraulische belastingen en de reactiekrachten uit de ondergrond.
- tijdens het ondervullen van de pijler, de drukken uit de drempel, de groutdrukken en de reactiekrachten uit de ondergrond.

In de eindfase zijn de belastingen eigengewicht, hydratatiekrimp en reactiekrachten uit voorspanning gecombineerd met de rustende belastingen uit:

- ballast in de pijlervoet.
- schuiven en bewegingswerken.
- bovenbalken (inclusief de voorspanning uit de opleggingen).
- de dorpelbalken (inclusief de voorspanning uit de opleggingen).
- de drempel.
- de verkeerskokers.

Verder worden deze belastingen voor iedere eindfasesituatie gecombineerd met de resterende gronddrukken die in de bouwfase ontstaan zijn.

Het aangegeven onderscheid in de verschillende belastingscombinaties in de eindfase wordt verder bepaald door de verschillende karakteristieke hydraulische belastingen die bij die situatie behoren en de bijbehorende reactiekrachten uit de ondergrond en de drempel.

Documentatielijst.

1. F.O.P. nota's.

5. Ontwerpberekeningen.

5.1. Inleiding.

Het totale overzicht van de ontwerpberekeningen ziet er als volgt uit:

- 1 — Handberekeningen om de hoofdafmetingen van de onderdelen van de constructie te kunnen bepalen.
- 2 — Berekeningen met behulp van de elementenmethode ter controle van de hoofdafmetingen en dimensionering van de hoofdwapening (voorspanning).
- 3 — Berekeningen van constructie-onderdelen details.
- 4 — Berekeningen naar de effecten van bijzondere invloeden, die volgen uit het bouwproces en uit de betoneigenschappen. Deze bijzondere invloeden zijn:
 - stortvolgorde.
 - temperatuuffecten.
 - krimp.
 - kruip.
 - relaxatie.
- 5 — Fasering van de voorspanning in relatie met de stortvolgorde.

Vooraf punt 5 was van groot belang vanwege de effecten die het voorspannen van een stort op het voorspanniveau van reeds eerder voorgespannen onderdelen van de pijler kon hebben.

5.2. Handberekeningen.

Een van de hoofdvoorwaarden voor de afmetingen van de pijler wordt gevormd door de funderingsdiepte en de grondmechanische stabiliteit. Hiermee zijn de totale hoogte en de

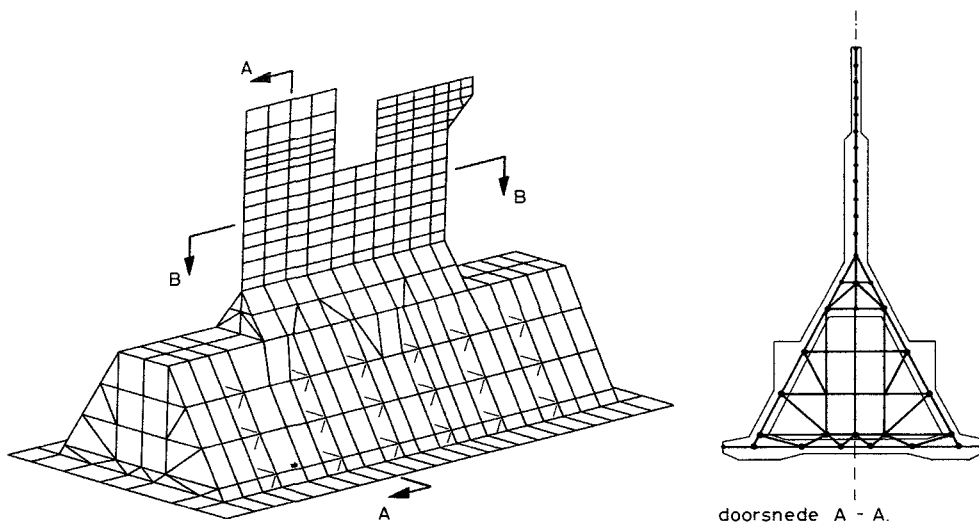
oppervlakte van de voetplaat vastgelegd. Na een afschatting gemaakt te hebben van de belangrijkste optredende belastingen zijn de dikte van de voetplaat in relatie met het aantal tussenwanden, de dikte van de langs- en kopwanden en de afmetingen van de pijlerschacht berekend. Deze afmetingen hebben als basis gediend voor de controleberekening met behulp van een computermodel.

De handberekeningen zijn uitgevoerd door eenvoudige schematisering van de constructie met behulp van elementaire "vergeet me nietjes" uit de toegepaste mechanica.

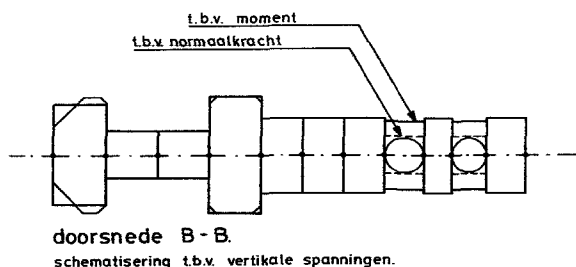
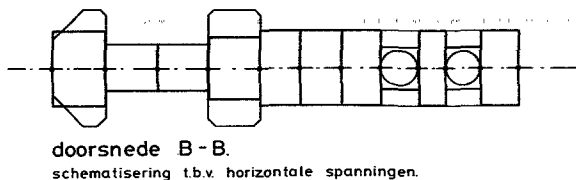
5.3. Computerberekeningen hoofddoorsneden.

De opzet van de computerberekeningen is de volgende. De hoofdkrachtswerking van de pijler, ten gevolge van alle uitwendige belastingen en het eigen gewicht, wordt bepaald. Afhankelijk van de resultaten hiervan, samen met de gestelde criteria, worden de hoofdafmetingen zonnodig aangepast en de hoofdwapening bepaald. Deze hoofdwapening (voorspanning) is voldoende voor het opnemen van de genoemde belastinggevallen.

Voor deze berekeningen is het GENESIS subsysteem SUSAN/1 gebruikt, waarvan de elementen gebaseerd zijn op de lineaire elasticiteitstheorie. Voor de geometrie van het model en enkele doorsneden daarvan zie fig. 35 en 36. De elementen waaruit het model is opgebouwd hebben zowel buigings-eigenschappen als eigenschappen behorend bij in hun vlak belaste platen. Voor de motivering van deze elementindeling en het elementtype moet onderscheid gemaakt worden tussen pijlervoet en pijlerschacht.



Figuur 35. Overzicht model met indeling elementen.



Figuur 36. Overzicht model met indeling elementen.

5.3.1. Schematisering pijlervoet.

De belangrijkste onderdelen van de pijlervoet, namelijk wanden en midden van de vloer, hebben een dikte-lengteoverspanning die de keuze van buigschijfelementen rechtvaardigt.

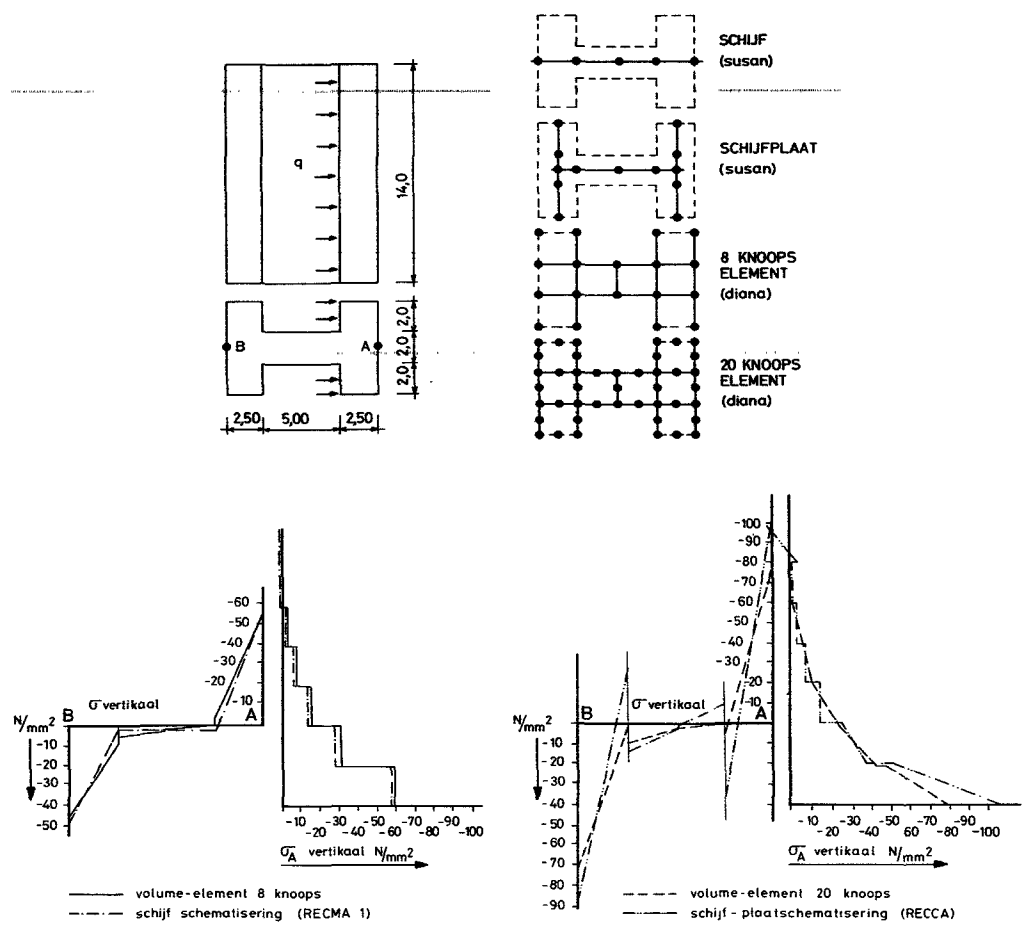
Bij het vaststellen van het aantal elementen per overspanning zijn twee extremen denkbaar:

- 1 — een schijfelement per overspanning.

2 — 5 buigschijfelementen per overspanning.
 In het eerste geval moet de invloed van de lokale belastingen met de hand worden bijgeteld. Bovendien komt er weinig numerieke informatie vrij. In het tweede geval is de uitvoer voldoende nauwkeurig zonder extra handberekeningen. Een probleem hierbij is dat de benodigde geheugenruimte te groot zou kunnen worden. Daarnaast geeft het een aanzienlijke voorbereidingstijd bij het maken van de invoer. Er is gekozen voor een compromis. Drie buigschijfelementen met, als belangrijkste voordeel, voldoende numerieke informatie om de plaats van de extremen te kunnen bepalen. Het nadeel hierbij was dat nog enkele aanvullende handberekeningen noodzakelijk waren.

5.3.2. Schematisering pijlerschacht.

Gezien de afmetingen van de pijlerschacht lijkt schematisering door middel van volume-elementen met drie-dimensionale spanning-rek relaties voor de hand te liggen. Het type constructie, een eenzijdig ingeklemde wand, doet vermoeden dat schematisering tot volume-elementen wellicht onnodig verfijnd is. Daarnaast geven volume-elementen in een groot model vrij snel problemen met de geheugencapaciteit. Op grond van de genoemde overwegingen is een vergelijking gemaakt tussen schematisering door middel van volume-elementen en door middel van buigschijfelementen van een kenmerkend deel van de pijlerschacht (figuur 37 en 38).

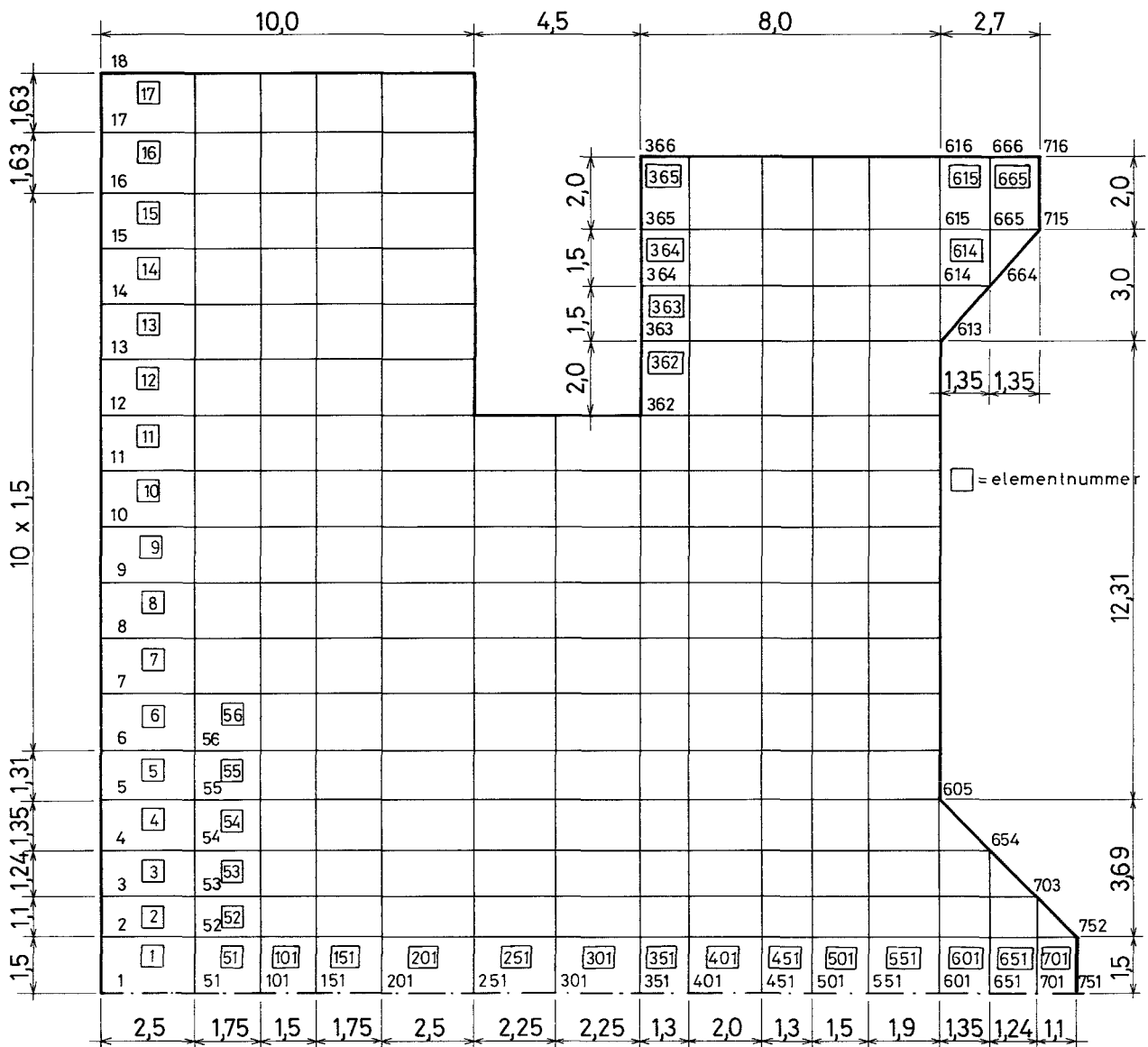


Figuur 37 en 38. Vergelijking mogelijke elementindeling.

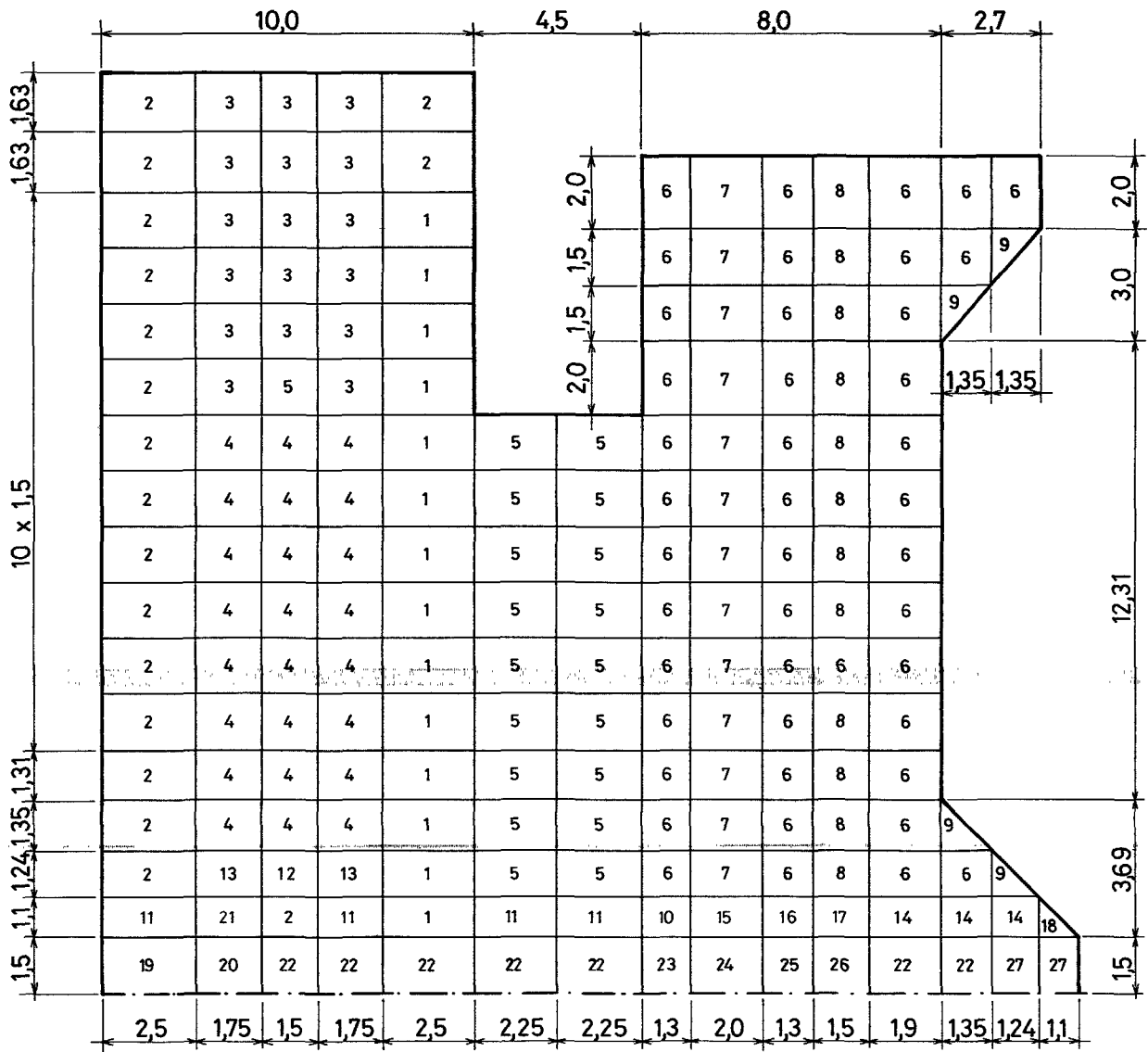
Uit deze vergelijking is gebleken dat bij krachten in het vlak van de schacht, schematisering tot een vlak met elementen van verschillende dikte, bij extrapolatie van de uitvoergegevens vanuit het midden van het element, voldoende nauwkeurige informatie geeft. Het model van de pijlerschacht bestaat dan ook uit een elementenvlak. De gebruikte elementen zijn orthotrope elementen met aanpasbare stijfheidseigenschappen in verschillende richtingen, waardoor het minder bezwaarlijk is een grote dikte-lengte verhouding per element toe te passen.

Algemene geometrie van het gekozen model.

De schacht is uiteindelijk geschematiseerd tot een in het dek ingeklemde plaat met variërende dikte. De inklemming van de plaat wordt aangenomen op 1,5 m onder de bovenkant van het dek. Door het variëren van de dikte direct boven de inklemming wordt geprobeerd de verschillende stijfheden (dorpelbalkconsole, hijsconsole) in rekening te brengen. In figuur 39 wordt de opbouw van het uiteindelijk computermodel uiteengezet.



Figuur 39. Opbouw computermodel.



Figuur 40. Elementtypen

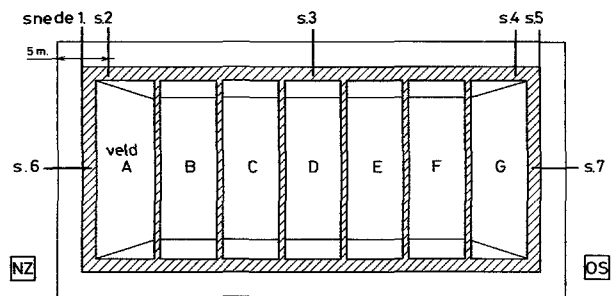
In het model bestaat de geometrieopbouw uit 27 verschillende elementtypen (zie fig 40). Het zou te ver voeren al die elementen hier uitvoerig te beschrijven.

5.4. Ontwerpberekeningen van constructie-onderdelen en details.

5.4.1. Berekening vloeren.

Bij de berekening van de vloeren zijn de velden geschematiseerd tot 4-zijdig ingeklemde platen ($l_x = 5,8$ m, $l_y = 13,5$ m, dikte tussenvelden 1,4 m en dikte eindvelden 1,575 m gemiddeld). De overstekken worden geschematiseerd tot ingeklemde liggers (uitkraging 2,5 m met een variabele dikte). Bij het berekenen van de overstekken zijn 7 sneden beschouwd (zie figuur 41).

Om tot bepaling van voorspanning en wapening van de pijlvloeren te komen zijn een aantal berekeningen gemaakt met de belastingen zoals die beschreven zijn in hoofdstuk 4.



Figuur 41. Overzicht plaatvelden en sneden.

Om te kunnen dimensioneren op de maatgevende situatie die kan optreden zijn aanvullende ontwerpberekeningen uitgevoerd die de spanningsverdeling in de vloerplaat tijdens het bouwproces bepalen.

Hiervoor zijn drie geschematiseerde situaties doorgerekend:

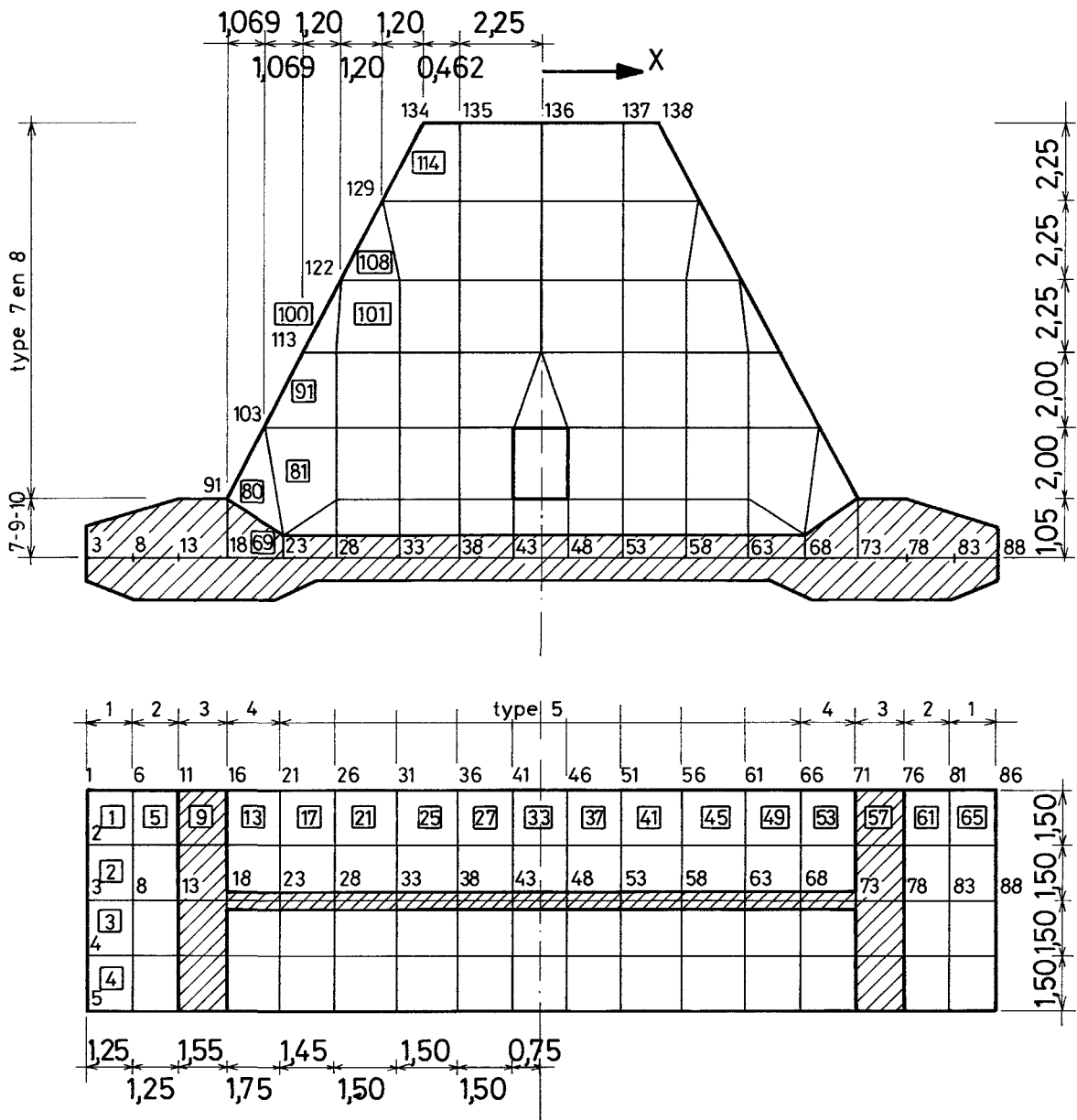
- I - de invloed van het stortgewicht van de lange wanden op de spanningen in de vloer en de eerder gestorte dwarschotten. Vanuit symmetrie en repetitieve overwegingen is een vloerdeel van 6 m "lengte" en 25 m "breedte", met een tussenwand erop, beschouwd (zie fig. 42).
- II - de invloed van het stortgewicht van langswanden en kopwanden op de spanningen in de eindvelden van de vloer en het laatste tussenschot. Hiervoor is een vloerdeel beschouwd met een lengte van 12,5 m en een breedte van 25 m (zie fig. 43).
- III - de invloed van zowel het eigengewicht van de dwarschotten en langs- en kopwanden op de buigspanningen in langsrichting van de vloerplaat. Hiervoor is een halve vloerplaat beschouwd met een breedte van 12,5 m en een lengte van 50 m.

De uitgangspunten bij berekeningen waren:

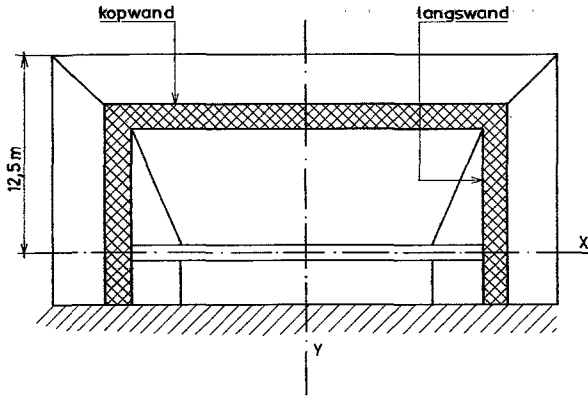
- a - dikte dwarschotten = 0,50 m, hart op hartafstand 6,00 m.
- b - een sparing van 1,50 x 2,00 m in het dwarsschot.
- c - storthoogte langswanden en kopwanden = 10,75 m.
- d - dikte kopwand 1,30 m en langswanden verlopend in dikte van 1,20 tot 1,10 m.

Bepalend voor de optredende spanningen is de gevolgde uitvoeringsmethode bij het storten. Deze was:

- a - dwarschotten met sparingen maken en deze vervolgens op de vloerplaat spannen.
- b - langswanden en kopwanden gelijktijdig storten. Hier voor dient in de berekening in dwarsrichting: - > EI voetplaat + dwarsschot aangehouden te worden terwijl in lengterichting: - > EI voetplaat moet worden aangehouden.



Figuur 42. Schematisering voetplaatgedeelte.



Figuur 43. Schematisering voetplaatgedeelte.

De drie stortfaseringen zijn met twee belastingsgevallen doorerekend:

- belastinggeval 1 - stortgewicht dwarsschot.
- belastinggeval 2 - stortgewicht langswanden + eigen gewicht bekistingen:
 - a - in de doorsnede tussen kopwand en console van de dorpelbalkspooning.
 - b - in de doorsnede ter plaatse van de consoles van de dorpelbalkspooning.

De bepaling van de bekistingsdrukken vergde hierbij een aparte berekening vanwege de schuine stand van de wanden en de (forse) verdikking ter plaatse van de console van de dorpelbalk.

De resultaten van alle hier genoemde berekeningen zijn, voor een van de pijlengroepen, weergegeven in tabel 44. De uitwerkingen van de berekeningen zijn terug te vinden in doc. 3.

Berekening van de benodigde voorspanning.

Met de maximale momenten uit tabel 44 zijn de betonspanningen bepaald. Daarna kon het benodigde voorspanniveau bepaald worden en hoeveel, in welke doorsneden en op welke hoogten (excentriciteit) er voorspanning in de vloer en overstekken aangebracht diende te worden. Hierbij is het uitgangspunt gehanteerd dat de restspanningen, overblijvend na het voorspannen zijn met, de toch aanwezig "zachtstaalwapening" (Feb 400), opgenomen kan worden (figuur 45).

5.4.2. Berekening kopwanden en tussenwanden.

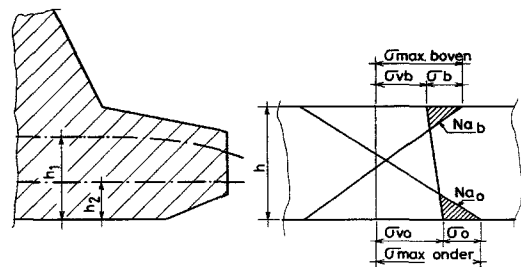
De maatgevende belastingsgevallen voor het berekenen van de voorspanning en wapening van de tussenwanden waren:

A - in de bouwfase:

- hijsen bij 12 m diepgang (van belang voor schijf- en plaatwerking).
- dragen op 2 vlakken van de ribben, diagonaal, vol water, drempel met drempelbelasting (schijfwerking).
- restspanningen uit combinatie 2A + de spanningen ten gevolge de momenten ten gevolge van het belastingsgeval zandvulling.

Tabel 44. Maatgevende momenten in de veldvelden en overstekken.

OVERSTEEKEN		
snede	M(min)	M(max)
1	- 1519	+ 1537
2	- 1317	+ 1502
3	- 528	+ 1447
4	- 372	+ 2157
5	- 670	+ 3337
6	- 600	+ 905
7	- 372	+ 2046
VELDEN		
M _{ix}	+ 1412	
M _{iy}	+ 628	
M _{vx}	- 706	
M _{vy}	- 157	
M in kNm/m'		
+ = trek aan de onderzijde		



Figuur 45. Spanningsschema voorspanning.

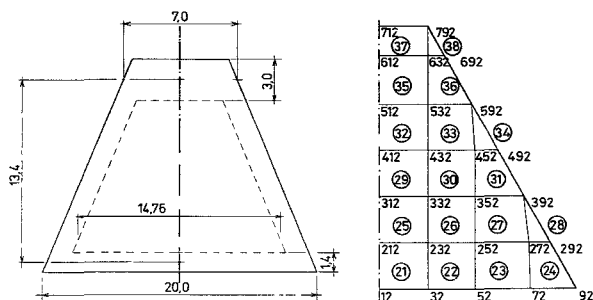
B - in de eindfase:

- zandvulling, actieve drempelbelasting op kopschot, minimale korrelspanning + gesloten schuiven met dwarsbelasting.
- zandvulling, passieve drempelbelasting op kopschot, maximale korrelspanning + gesloten schuiven met dwarsbelasting.

Al deze belastingscombinaties zijn voor pijlengroep I doorge-rekend. Ze worden voor de andere pijlengroepen, voor wat betreft hun aandeel uit de korrelspanning, door interpoleren (of extrapoleren) gecorrigeerd.

Bij het berekenen van de maatgevende spanningen is op de eerste plaats gebruik gemaakt van de resultaten van de com-puterrun van de hele geschematiseerde pijler. Omdat de ele-mentenverdeling te grof is om een betrouwbare uitvoer te krijgen is een extra run gemaakt waarbij de kopwand apart is geschematiseerd.

Op basis van de ontwikkelingen in het ontwerp en de run van de totale pijler werd de kopwand geschematiseerd volgens fig. 46.



Figuur 46. Dimensies kopwand.

Op grond van symetrie is het mogelijk een elementenindeling te maken voor een halve kopwand. In de schematisering is de dikte van de aansluitende langswanden, vloer en dek verdisconteerd.

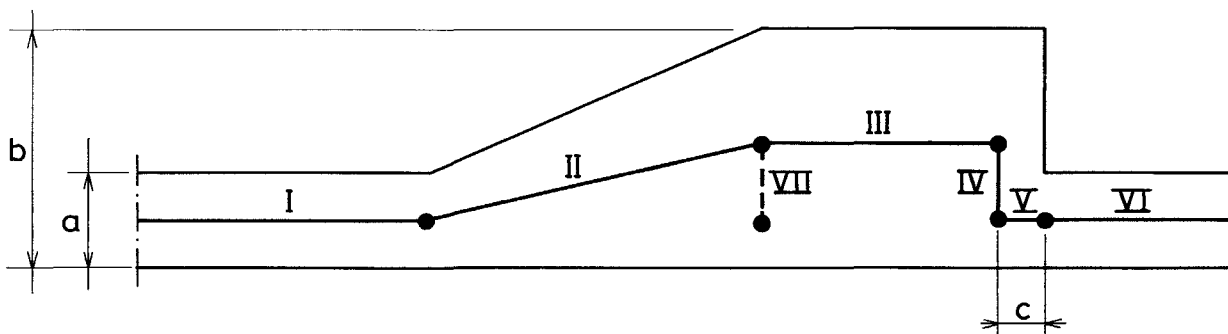
Bij de dimensionering van de benodigde voorspanning c.q. wapening is de invloed hiervan weer teruggerekend. Voor de aangehouden schematisering zie fig. 47.

5.4.3. Berekening consoles dorpelbalken (dorpelbalk-sponningen).

De dorpelbalkconsoles dienen om de krachten uit de dorpelbalken in de pijlerconstructie in te leiden. Voor de langswan-den is al een voorspanning bepaald. Het doel van deze berekening is na te gaan of de dorpelbalkkrachten (te) hoge spanningen veroorzaken, waardoor de in de wand aanwezige voorspanning zou moeten worden uitgebreid. De berekening dient ook om te kunnen bepalen hoe de belasting zich over buitenwand, dak en tussenschotten verdeelt. Na een aantal ontwerpberekeningen met de computer kon de vorm van de console redelijk nauwkeurig worden vastgesteld. Hiermee is een model gemaakt wat verder wordt be-schreven.

Voor de opbouw van het model zijn alleen de wand en de consoles als constructieonderdelen beschouwd. Het dek, de vloer en de tussenwanden zijn zodanig in de oplegcondities van de wand verwerkt dat hun invloed op de krachtswerking correct wordt meegenomen.

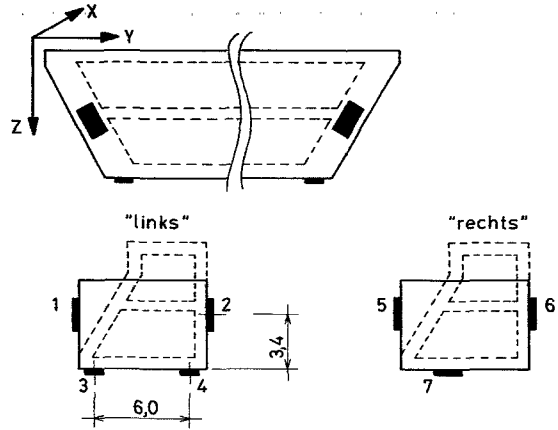
Het basisprincipe voor de schematisering van de consoles staat afgebeeld in figuur 47.



Figuur 47. Basisprincipe schematisering console.

Hierin is:

- I - gecombineerd plaat/schijfelement in het hart van de doorsnede.
Dikte van een element = a.
- II - als I. Dikte van een element = $(a + b)/2$.
- III - als I. Dikte van een element = b.
- IV - staafjes die de gaping tussen III en V opvangen en die als trekband fungeren. Buigstijf in twee richtingen.
Breedte van de trekband = $2c$.
- V - gecombineerde plaat/schijfelementen, die de overgang tussen console en wand vormen. Dikte van een element = $\{(a + c) + a\} / 2$.
- VI - als I.
- VII - (indien aanwezig) staafjes om de trek en/of drukkrachten naar het schot te leiden.



Figuur 49. Geometrie opleggingen van de dorpelbalk.

Het hier opgestelde model is veel te grof om het gedrag van de console zelf en de inwendige krachtswerking weer te geven. Het dient er alleen voor te bepalen hoe de console zijn belasting afdraagt. Voor de inwendige spanningen is een verfijnd model met ruimtelijke elementen opgezet. Voor de opzet van dit model zie figuur 48.

Voor een meer uitgebreide beschrijving van de beide modellen van de console zie doc. 4.

De belastingsgevallen waarmee de console doorgerekend is zijn:

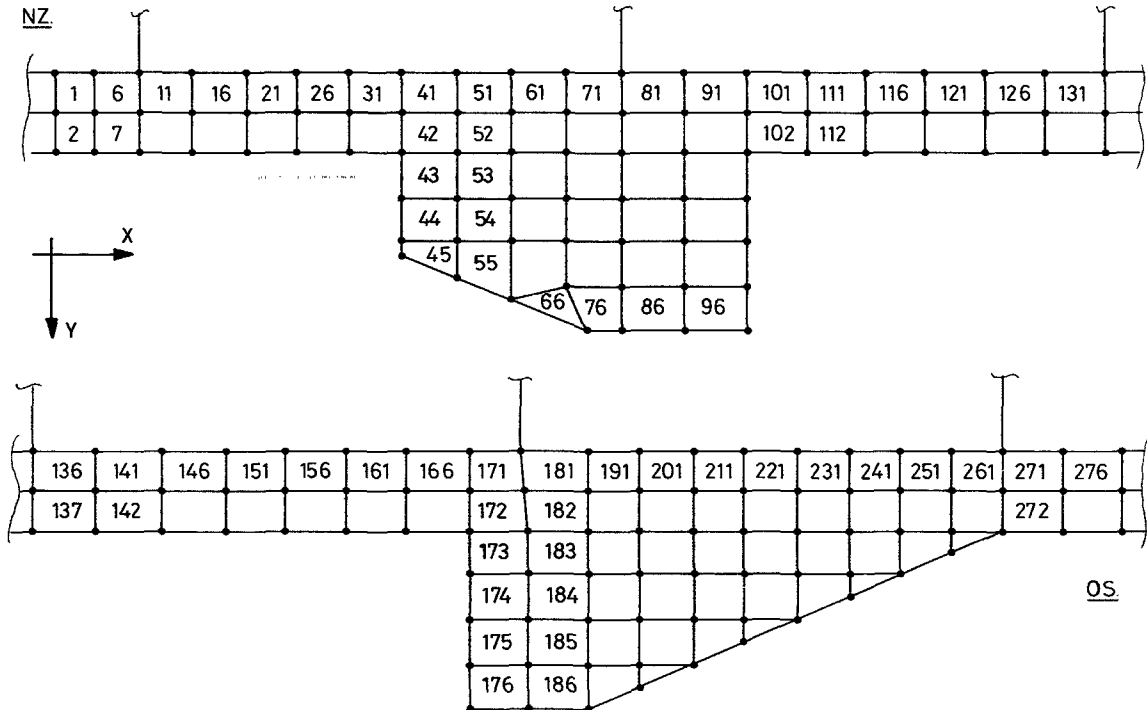
- I - stormvloed + e.g. dorpelbalk (1 horizontale oplegging).
- II - omgekeerd verval + e.g. (1 horizontale oplegging).
- III - stormvloed + e.g. (2 horizontale opleggingen).
- IV - omgekeerd verval + e.g. (2 horizontale opleggingen).

Voor de geometrie van de opleggingen zie fig. 49.

Voor elk van de 4 belastingsgevallen is de oplegreactie in elk van de oplegpunten bepaald. Naast deze belastingen uit de opleggingen wordt er door de voorspanning een belasting op de consoles uitgeoefend. Per console zijn 10 kabels aangebracht waarvan de werkvoorspanning per kabel 806 kN bedraagt.

Door de computer zijn in een algemene uitvoer de spanningen in elk element genoteerd. Per onderdeel zijn daaruit de belangrijkste grootheden gelicht:

- 1 - in dek en vloer.
- 2 - schotten (tussenwanden).
- 3 - N.Z. - console.
- 4 - O.S. - console.
- 5 - horizontale console.
- 6 - wand binnen consoles.
- 7 - wand buiten consoles.



Figuur 48. Model schematisering console.

Van al deze onderdelen zijn de hoofdspanningen bepaald en samengevat in tabellen (doc. 4). Met de hoofdspanningen is het benodigde voorspanniveau berekend, waarna de voorspanning, en de plaats ervan, kon worden bepaald.

Naast deze berekeningen zijn er, ter plaatse van alle oplegblokken, in de dorpelbalkspanning controleberekeningen gemaakt waarbij de splijtkrachten ten gevolge van de oplegreacties, gecontroleerd zijn. Hierbij is zonnodig extra voorspanning aangebracht. In verband met het grote belang van de aanslag c.q. oplegging van de dorpelbalk is de gehele splijtkracht opgenomen door de voorspanning in plaats van de wapening.

5.4.4. Berekening hijsoren.

Door middel van handberekeningen zijn de hoofdafmetingen en de benodigde voorspanning van de hijsoren bepaald. Per hijsklauw zijn twee consoles, met afmetingen 3,75 x 1,30 x 2,75 m aanwezig. In de console is een staalplaat (2,70 x 0,70 m) opgenomen waartegen de hijsklauw van het hefschip komt te rusten. De dikte van het dek ter plaatse van de hijsklauw is 3,00 m en van de langswand 1,00 m. De console zit met 12 voorspankabels (200 kN/stuk) aan het dek vastgespannen terwijl in de langswand zoveel 200 kN kabels aanwezig dienen te zijn dat de σ gem. 4,5N/mm² bedraagt. Het zwaartepunt van de belasting uit de hijsarm bevindt zich op 0,60 m uit de buitenkant van de langswand. Door middel van controleberekeningen met de eindige elementen methode zijn de aangegeven dimensies gecontroleerd.

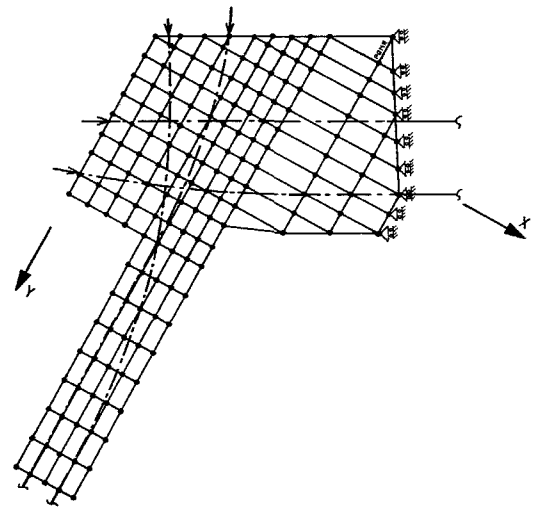
De volgende uitgangspunten voor de computerberekening zijn gehanteerd:

- voor de schematisering van het model zie fig. 50.
- de doorsnede wordt genomen in het midden tussen twee dwarschotten of tussen het laatste dwarschot en de kopwand.
- de doorsnede wordt als schijf geschematiseerd. De dikte van de schijf is 0,50m.
- het rekenmodel bestaat uit de console en de langswand waarbij de helft van dek wordt beschouwd.
- het model is aan de onderzijde in twee richtingen opgelegd.
- vanwege de buigwerking van de langswand in de langsricting is het midden, over de hoogte loodrecht op de wand, verend opgelegd. In de langsas van het dek is het model in horizontale ricting opgelegd.
- de hoofdspanningen worden in het midden van de elementen, uit de gemiddelde normaal- en schuifspanningen in de knopen, per element bepaald.

Voor de berekening van de console zie doc. 4. Het resultaat hiervan was dat in de langswanden de kabels h.o.h. 0,74m gelegd dienden te worden. De 12 kabels in het dek zijn in twee lagen van 6 per console weggelegd. De bovenste kabels recht en de onderste, ter plaatse van de verankering, gebogen.

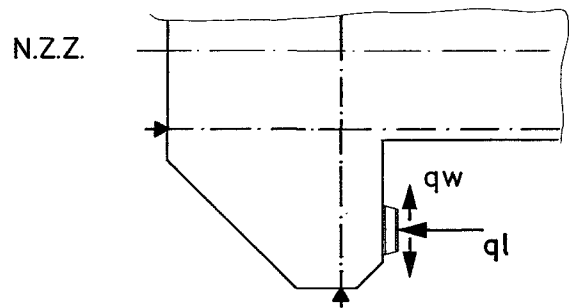
5.4.5. Berekening schuifspanningen.

De vormgeving van de sponningen is voor het belangrijkste

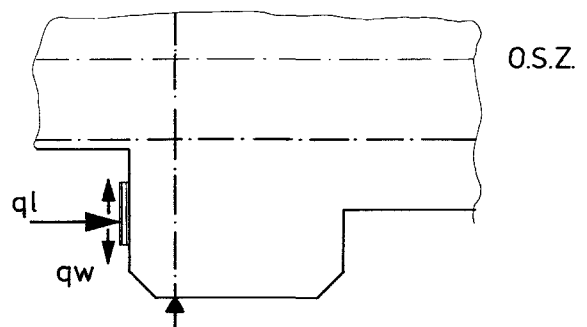


Figuur 50. Schematisering console.

deel vastgesteld door de eisen die vanuit de schuif en de schuifgeleiding worden bepaald. Om de reactiekrachten uit de schuiven veilig in de pijler in te leiden is voorspanning en/of zachtstaalwapening nodig om de optredende splijtkrachten op te nemen. De controleberekeningen zijn met eenvoudige rekenmodellen uitgevoerd (zie fig. 51 en 52).

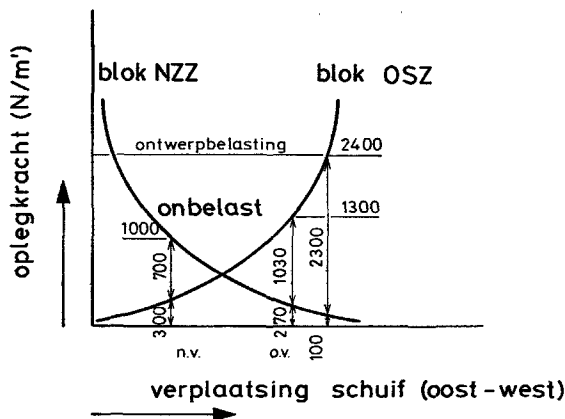


Figuur 51. Rekenmodel schuifspanning.



Figuur 52. Rekenmodel schuifspanning.

De invoer van de belastingen is afgeleid uit de totale belasting op de schuiven plus de effecten ten gevolge van het gekozen oplegsysteem. Om rammelen van de schuiven te voorkomen zijn deze door middel van oplegblokken in de schuifspanning voorgespannen. Voor het principe van de voorspanning zie fig. 53.

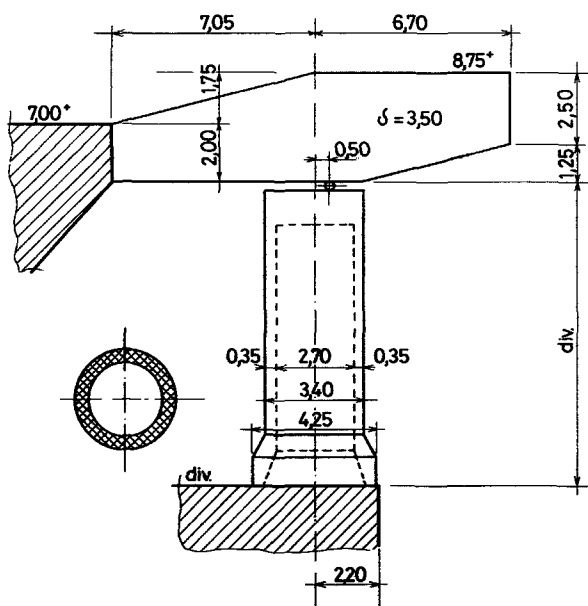


Figuur 53. Principe voorspanning schuif.

In de ontwerpberekeningen zijn de betontrekspanningen gecontroleerd in de keel van de doorsnede. De dwarsvoorspanning is zodanig gedimensioneerd dat deze spanningen beneden de toelaatbare blijven.

5.4.6. Uitbreiding pijlerschacht aan de Oosterscheldezijde (steunpunt toekomstige verkeerskoker).

Omdat het voorlopig nog niet in de bedoeling ligt een volledige autosnelweg over de kering aan te leggen is het nu niet nodig de ondersteuning voor de hooggelegen brugkoker te maken. Voor een eventuele uitbreiding in de toekomst dient het huidige ontwerp echter wel geschikt te zijn. Het is dus nodig om de hele constructie met die extra belastingen uit een uitbreiding te dimensioneren. De belastingen kunnen alleen maar komen uit een constructie die ook is ontworpen en doorgerekend. Het geschematiseerde ontwerp van de uitkraging is als volgt (zie ook fig. 54).



Figuur 54. Overzicht van de uitkraging.

De ondersteuning van de tweede verkeerskoker bestaat in feite uit een half portaal met de volgende onderdelen:

- een ronde betonnen kolom met een uitwendige diameter

van 3,40 m en een wanddikte van 0,35 m. De kolom staat op het dek van de pijlervoet, door middel van voorspanning, ingeklemd.

- een rechthoekige ligger met een breedte van 3,50 m en een variabele hoogte. De ligger is met behulp van voorspanning ter plaatse van de console aan de bestaande pijlerschacht ingeklemd.
- verbinding tussen ligger en kolom, alleen als scharnier, loodrecht op de kering, werkend. Het scharnier ligt 0,50 m buiten het hart van de kolom aan de Oosterscheldezijde.

Voor de berekening van de constructie zijn de volgende schematiseringen en aannamen gedaan:

- de ligger is als een plaat-schijf geschematiseerd. Dikte = 3,50 m.
- de kolom is als een ruimtelijke staaf geschematiseerd. Hiermee kunnen druk, trek, buiging in twee richtingen en torsie opgenomen worden.
- de hoofdspansingen in het midden van de elementen worden bepaald uit de gemiddelde normaal-, schuif-, buig- en torsiespanningen in de knopen per element.

De uitgangpunten voor het in het werk brengen van de kolom zijn:

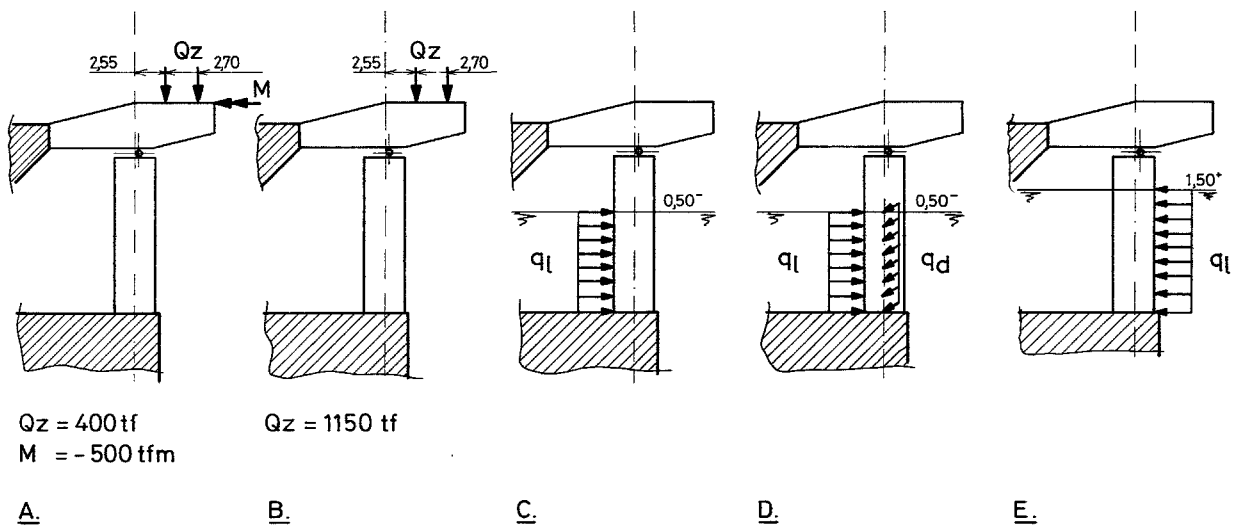
- plaatsen en monteren van de ronde prefabkolom op het dek van de pijlervoet.
- kolom aan de onderzijde met rubber afdichtenprofiel op het dek plaatsen. Hierbij wordt de horizontale belasting van de pijlervoet uit de stromingsdruk door middel van wrijving en het eigen gewicht op het dek afgedragen. De kolom wordt aan de bovenzijde met behulp van bijvoorbeeld tuien aan de bestaande schacht vastgehouden
- de kolom leegpompen.
- voorspanning aanbrengen en voorspannen. De pijler is al voorbereid voor het aanbrengen van de voorspanelementen.
- voor conservering van de voorspanning de onderste meter van de kolom met beton vullen.

Er zijn voor het berekenen van de constructie 8 belastingsgevallen en 6 belastingscombinaties samengesteld, met als componenten:

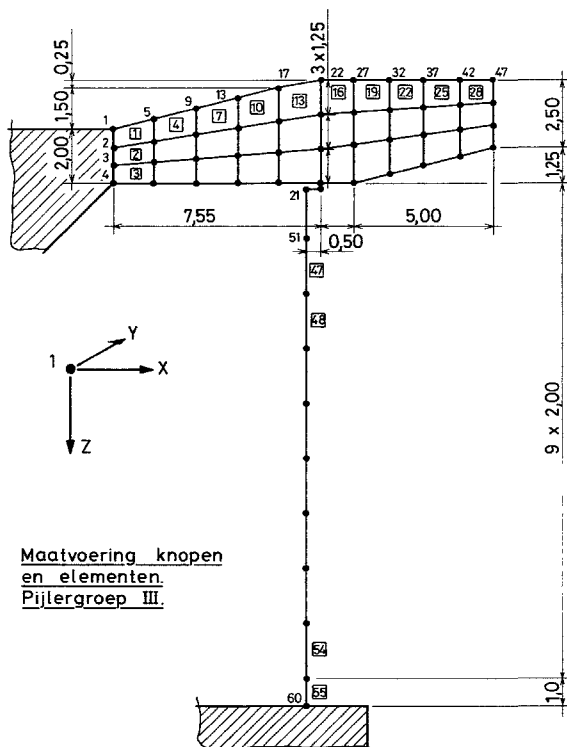
- eigen gewicht droog van de kolom en ligger.
- eigen gewicht van 1 verkeerskoker (zie figuur 55 A).
- maximale verticale belasting uit verkeerskokers (zie figuur 55 B).
- 2 - dimensionaal stroombeeld bij een weigerende schuif (zie figuur 55 C).
- 3 - dimensionaal stroombeeld bij een weigerende schuif (zie figuur 55 D).
- 2 - dimensionaal stroombeeld bij open kering (zie figuur 55 E).
- voorspanning in de ligger. 13 kabels van 2000 kN in het overstek.
- voorspanning in de kolom. 6 kabels van 2000 kN.

Om spanningen in de constructie te kunnen bepalen is er een computerrun van gedraaid. Voor de schematisering hiervan zie figuur 56. Voor de resultaten hiervan zie doc. 6.

De berekeningen zijn, vanwege de hoogte van het dak van de pijler in het sluitgat en de daardoor verschillende lengten van de kolommen meerdere keren gemaakt.



Figuur 55 t/m E. Uitwendige belastingsgevallen op uitbreiding pijlerschacht.



Figuur 56. Computerschematisatie van het halve portaal.

5.5. Ontwerpberekeningen bijzondere invloeden, isoleren en koelen van de beton.

5.5.1. Inleiding.

Tengevolge van de hydratatiwarmte-ontwikkeling tijdens de verharding van de cement in het beton, treden na afkoeling, wanneer de hierbij behorende vervormingen worden belemmerd, trekspanningen en schuifspanningen op in het beton. Dit doet zich onder andere voor wanneer een wand gestort wordt op een eerder gestorte vloer. Deze trekspanningen

kunnen tot ongewenste scheurvorming in de beton leiden, omdat beton praktisch geen trekspanningen kan opnemen. Deze spanningen kunnen bijvoorbeeld met behulp van voorspanning weggedrukt worden. Dit leidt echter tot zeer hoge voorspanniveau's.

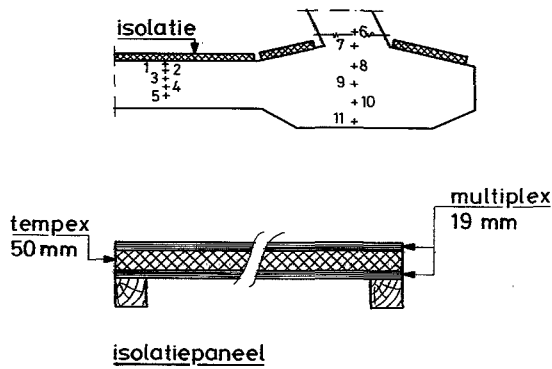
Wanneer men de scheuren zich vrij laat ontwikkelen kunnen deze zonodig achteraf geïnjecteerd worden. Ze zouden echter ook, en zeker bij de pijlers, kunnen optreden in een fase dat dit niet meer controleerbaar en repareerbaar is. Het is gewenst de betontrekspanningen ten gevolge van hydratatiwarmte en daardoor de kans op scheurvorming laag te houden gezien de ongunstige relatie tussen scheurwijdte en duurzaamheid.

Een manier om de trekspanningen laag te houden is het beperken van de invloed van de hydratatiwarmte door isolatie en/of koeling van de beton. Een andere manier is het beperken van de trekspanningen door het snel aanbrengen van een deel van de voorspanning (in 3.1.3. van deelnota 1, Algemeen, is er al iets over geschreven). Hierna zal voor de pijlers wat, uitbreider en meer op de specifieke ontwerpberekeningen toegespitst, aandacht aan dit onderwerp worden besteed. Aan de orde komen de effecten van de genomen maatregelen zoals het isoleren van de vloer en het koelen van delen van de pijlers.

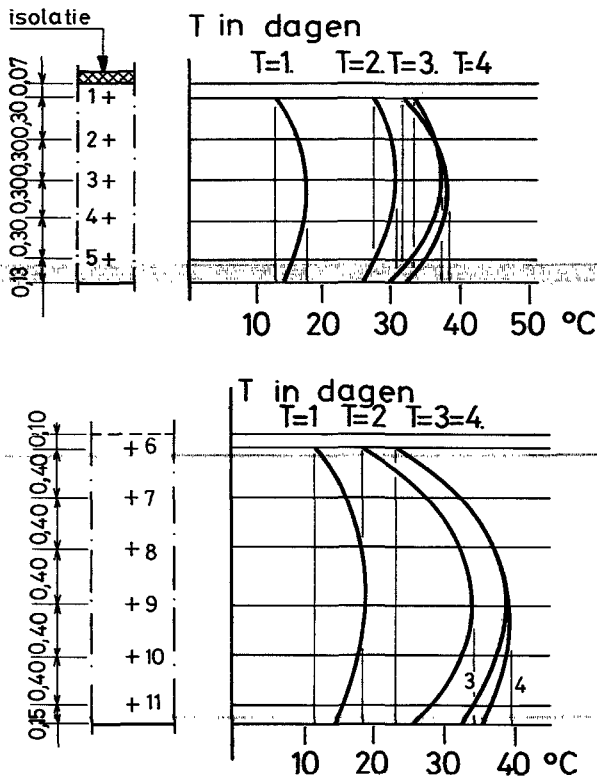
5.5.2.. Isolatie van de vloer.

De vloer varieert in dikte van 1,40 tot 2,25 m. Zonder maatregelen zou deze een grote temperatuurgradient met daaraan evenredige trekspanningen krijgen. Om dit te voorkomen is de bovenzijde van de vloer met behulp van isolatieplaten geïsoleerd (zie figuur 57). Het effect op de temperatuurgradient is aangegeven in figuur 58. Als aanvullende maatregel is er bovendien na 5 dagen een eerste fase van de voorspanning aangebracht.

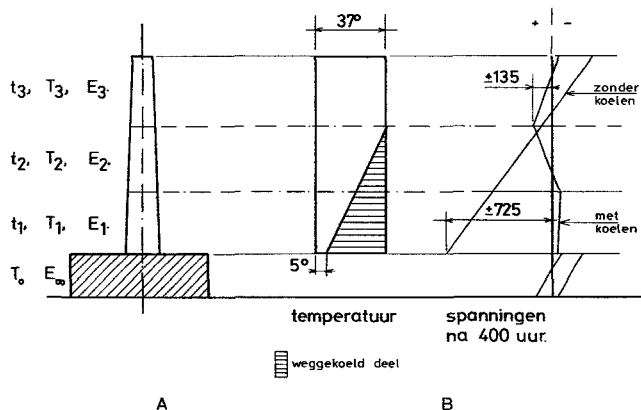
De kans op scheurvorming en zeker doorgaande scheurvorming wordt daarbij voldoende klein geacht, terwijl bij de eventuele optredende scheurvorming het spanningsniveau voldoende laag is, zodat het aanwezige zachtstaal de scheurvorming beperkt tot binnen het gestelde criterium.



Figuur 57. Vloerisolatie.



Figuur 58. Temperatuurverloop in geïsoleerd en niet geïsoleerd deel van de vloer.



Figuur 59. Computermodel aansluiting langswand-vloer.

5.5.3. Berekening van de temperatuurspanning in de aansluiting langswand-vloer.

Voor de berekening is uitgegaan van een computermodel van 1 vloerelement en 3 wandelementen in de hoogte (zie figuur 59).

Het geheel is opgelegd op een elastische bedding, in het model voorgesteld door veren. Aangenomen is dat de wand in 30 uur wordt gestort, zodat de gemiddelde ouderdom per element van de wand 10 uur verschilt. Dit verschil heeft tot gevolg dat op een tijdstip t sprake is van een ouderdom t_1 , t_2 en t_3 , met bijbehorende temperatuur T_1 , T_2 en T_3 en een E-modulus van E_1 , E_2 en E_3 . Het afkoeltraject wordt ingedeeld in tijdsintervallen Δt met een temperatuursafname ΔT . Elke ΔT afname vraagt, vanwege de in de tijd variërende E-waarden, een aparte computerberekening aangezien een run slechts met een E-waarde per element kan worden doorgevoerd. De uiteindelijke spanningen kunnen berekend worden door de spanningen van alle runs in de overeenkomstige elementen op te tellen.

Voor de kenmerkende temperatuurverlopen en de bijbehorende spanningen zie figuur 59B.

Er zijn 7 berekeningen voor de langswanden gemaakt:

- 1 - ontstaan van spanningen zonder koelen.
- 2 - koelen van de langswand over 8 m hoogte.
- 3 - als 2 maar met een ander E-modulus verloop.
- 4 - als 3 maar met, in het koude en warme deel van de wand gelijkvormige, maar verschoven E-moduluslijnen.
- 5 - met in de loop van de rekenperiode ontstane inzichten opnieuw doorrekenen van 1 - 4.
- 6 - met 3 als basis en het programma "SPAKOEL" is de invloed op de spanningen van mogelijke temperatuursafwijkingen bekeken.
- 7 - bij 1 - 6 is aangenomen dat de aanvangstemperatuur van de vloer en het mengsel gelijk is. Bij 7 is aangenomen dat de vloer 10 gr C. kouder is.

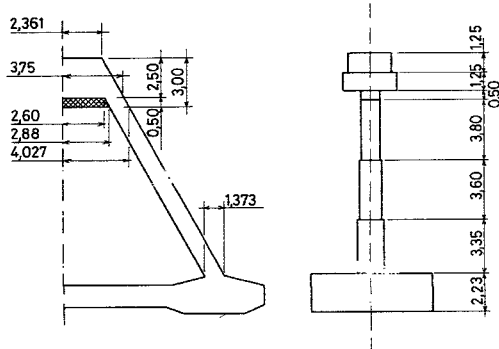
Voor de uitwerking van deze 7 berekeningen zie doc. 2.

Uit de berekeningen is geconcludeerd dat koelen altijd noodzakelijk is om de trekspanningen beneden de toelaatbare te houden. Afhankelijk van de aannamen kunnen kleine verschillen optreden.

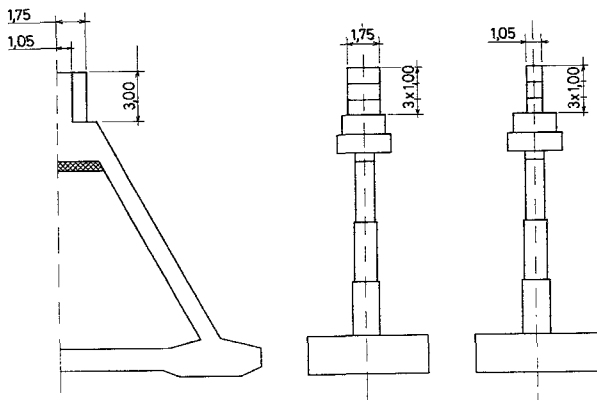
5.5.4. Berekening van de temperatuurspanningen in de hele pijler.

Soortgelijke berekeningen als gedaan is voor de aansluiting pijlerwand op vloer zijn gemaakt voor:

- aansluiting kopwand - vloer, (volgens dezelfde methoden als voor de langswanden maar met een aangepaste elementenverdeling).
- aansluiting dek - wanden. Hierbij is het elementenmodel, dat gebruikt is voor de langswanden, uitgebreid met enkele elementen voor het dek (figuur 60). De invloed van de platen waarop het dek gestort wordt is gewaardeerd door een normaalkrachtenelement tussen de schijven aan te brengen.
- aanzet schacht. Deze berekening is gemaakt als een schijvenberekening voor de halve pijler (figuur 61). Het dikteverschil van de schacht is overal in de elementopbouw meegenomen. Het E-modulusverloop is aangehouden als bij de berekening van de langswanden.



Figuur 60. Elementenverdeling voor de halve pijler.

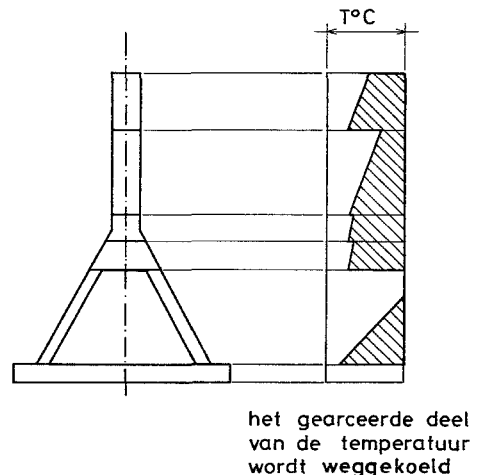


Figuur 61. Elementenverdeling voor de halve pijler.

- schacht. Deze berekening is hetzelfde gegaan als bij de aanzet van de schacht. De element verdeling is iets aangepast vanwege de stijfheid van de onderliggende pijler-voet.

In eerst instantie zijn de berekeningen uitgevoerd zonder het effect van een koeling mee te nemen. In alle gevallen bleek koeling noodzakelijk te zijn om de trekspanning te beperken. Daarna zijn de berekeningen uitgevoerd waarin het effect van een afgeschatte hoeveelheid koeling is meegenomen. De aangehouden hoeveelheid koeling voor de hele pijler is aangegeven in figuur 62.

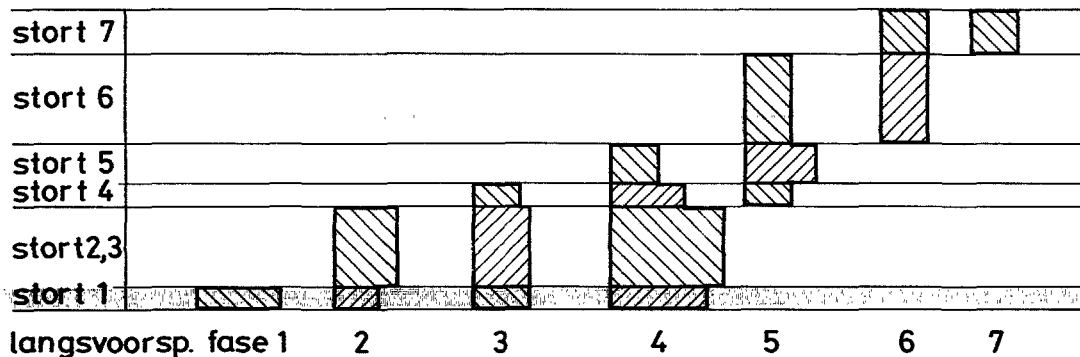
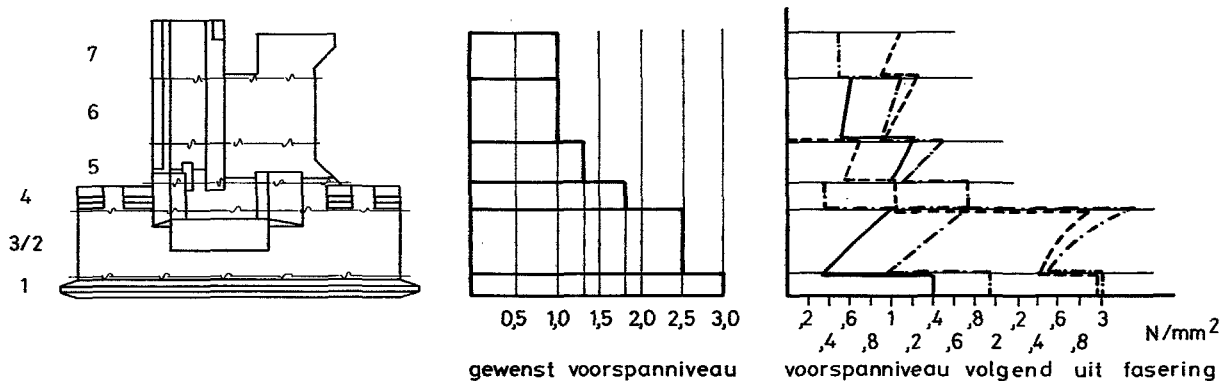
De uitwerkingen van al deze berekeningen, voorzien van conclusies en adviezen voor de plaats van de koelleidingen, beslaat te veel documenten om hier allen genoemd te worden. Alles is gebundeld en gerangschikt in doc. 2.



Figuur 62. Door koeling weg te nemen temperatuurverhoging in de hele pijler.

5.6. Ontwerpberekening fasering aanbrengen voorspanning.

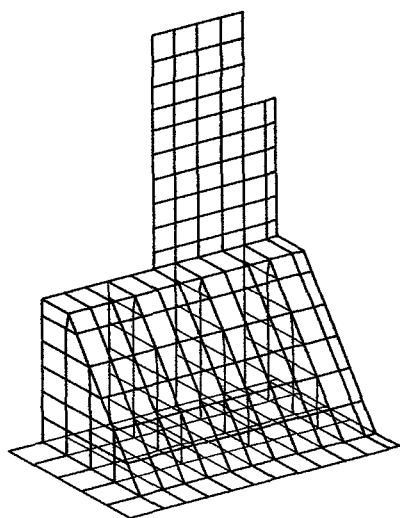
Teneinde de voorspanning zo effectief mogelijk te laten werken is het aanbrengen van de voorspanning in relatie tot de verschillende stortfasen gefaseerd (zie fig. 63). De onderdelen van de constructie zijn zodanig op elkaar afgestemd dat, indien de voorspanning gelijktijdig aangebracht zou worden, er een nagenoeg lineair over de hoogte verloopende spanningsverdeling zal optreden. Bij de fasering is getracht hier zo min mogelijk van af te wijken. Omdat schijfwerking bij een dergelijke constructie, zeker voor wat betreft verdeling van spanningen, erg belangrijk is, zijn de faseringsberekeningen met behulp van een computermodel gedaan. In dit model, dat een kwart van de constructie omvat, zijn achtereenvolgens alle stortfasen en voorspanfasen verwerkt.



Figuur 63. Stortfasen en voorspanfasen.

Het principe van de uitgevoerde berekeningen hield in dat per fase een elementenmodel werd gemaakt van de constructie zoals die er dan uit zou zien. Voor het bepalen van de optredende spanningen na een fase werden de spanningen berekend in de beschouwde fase, gesommeerd met die van de voorgaande.

In totaal zijn hiervoor 7 berekeningen gemaakt, dat wil zeggen voor elk stort een. Vanwege symmetrie-redenen behoefde slechts een kwadrant van de pijler geschematiseerd te worden. In figuur 64 is af te lezen welke schematisering voor de laatste fase is aangehouden.



Figuur 64. Pijlerschematisatie.

Documentatielijst.

1. Berekeningen pijlers hoofdstuk C.
2. Berekeningen pijlers hoofdstuk F.
3. Berekeningen pijlers hoofdstukken G en H.
4. Berekeningen pijlers hoofdstuk L.
5. Notitie DDWT-79.215.
6. Berekeningen pijlers hoofdstuk Q.

Alle berekeningen in archief S.V.K.O., R.W.S. directie Sluizen en Stuwen te Utrecht.

6. Dimensionering.

6.1. Algemeen.

De afmetingen van het constructieve beton zijn voor een belangrijk deel bepaald door de functionele eisen, beperking van het transportgewicht en de uitvoerbaarheid van de diverse storten. Daarnaast zijn de afmetingen van de onderdelen bepaald op basis van de grenstoestanden met betrekking tot de sterkte en duurzaamheid. Daarbij is een evenwicht gezocht tussen de betondoorsneden en de benodigde hoeveelheid voorspan- en zachtstaal. Hiermee wordt bedoeld dat de betondoorsneden zodanig zijn gekozen dat daar waar de grenstoestanden maatgevend zijn, er een aanvaardbare hoeveelheid voorspanning wordt toegepast, rekening houdend met het in meerdere richtingen voorspannen. Indien in meerdere richtingen wordt voorgespannen blijkt het maximale voorspanniveau voor een belangrijk deel bepaald te worden door de uitvoerbaarheid van het ontwerp van de kabeltrace's.

Wanneer er in de bouw over "zachtstaalwapening" wordt gesproken bedoelt men daar de staalkwaliteit FeB 220 mee. Bij de bouw van de betonnen onderdelen van de stormvloedkering wordt ook de term "zachtstaal" gebruikt. Hier bedoelt men er echter de kwaliteit FeB 400 mee. Dit is gekomen door het gebruik van de zeer grote hoeveelheden hardstaal (voorspanstaal). Er was toen in de terminologie geen ruimte meer voor de term "hardstaal" als wapening, zodat de term "zachtstaal" een eigen leven ging leiden voor FeB 400. Het echte zachtstaal is bij de stormvloedkering nergens als wapening toegepast.

6.2. Uitgangspunten.

Bij de dimensionering van de betondoorsneden en de voorspanning is uitgegaan van een ongescheurde betondoorsnede. Hierbij is in het beton een trekspanning van $1/2 f_b = 0,9 \text{ N/mm}^2$ (in stortnaden $1/4 f_b = 0,45 \text{ N/mm}^2$) in het gebruiksstadium van zowel de bouwfase als de eindfase toelaatbaar. Het dimensioneren van de zachtstaalwapening geschiedt voor het grootste gedeelte bij de uitwerking van de bijzondere invloeden. Een eventuele scheurvorming bij $\sigma_b = 0$ moet goed in de gaten gehouden worden. Per constructieonderdeel worden de bijzondere invloeden nagegaan en de daarbij behorende maatregelen vastgesteld.

De bijzondere invloeden zijn:

- hydratatiekrimp.
- temperatuurgradient ten gevolge van de zonbestraling.
- uitdrogingskrimp.

Ook combinaties van bijzondere invloeden zijn bestudeerd.

De vastgestelde maatregelen zijn:

- koelen van het beton.
- gefaseerd voorspannen ("krimpvoorspanning").
- het toepassen van zachtstaalwapening.

Het toepassen van zachtstaalwapening is gerelateerd aan het opnemen van niet door voorspanning "gedekte" beton-trekspanningen in de bouw- en eindfase. De scheurwijdte wordt hierbij gecontroleerd waarbij een toelaatbare scheurwijdte $w = 0,15 \text{ mm}$ voor is aangehouden indien sprake is van een blijvende scheur. Voor tijdelijk scheuren is een scheurwijdte van $w = 0,30 \text{ mm}$ aangehouden. Voor de eindfasebelasting is, vanwege de geringe kans van voorkomen, ook het criterium $w = 0,30 \text{ mm}$ als norm aangehouden. De minimale hoeveelheid zachtstaalwapening is voor elk vlak op $\sigma 18-200$ gesteld. Dit is hoofdzakelijk gedaan om compensatie voor eventuele onbekende bijzondere invloeden te hebben.

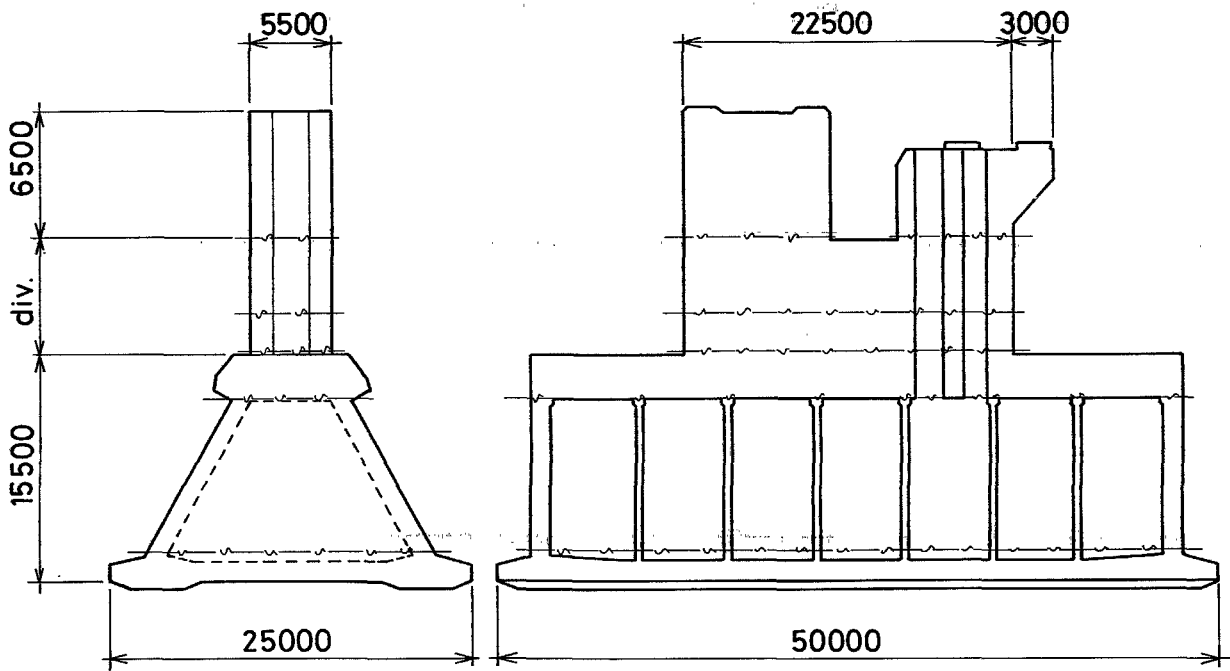
6.3. Dimensionering voorspanning en zachtstaal.

De dimensionering van de voorspanning en zachtstaalwapening is als volgt vastgesteld:

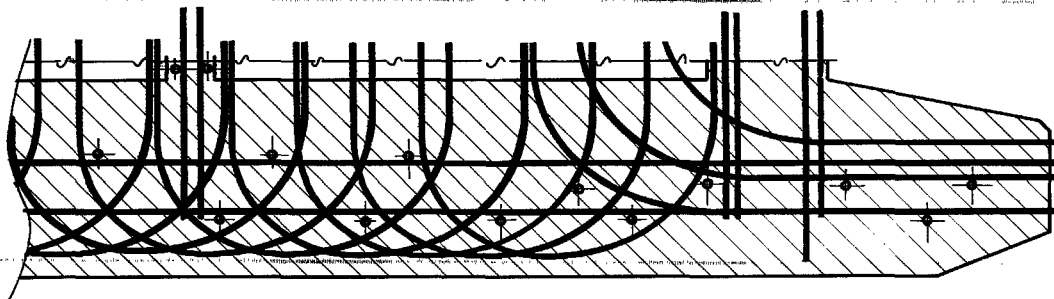
- bepaling van de betondoorsneden met behulp van handberekeningen en de functionele eisen.
- bepaling van de maatgevende spanningsverdeling ten gevolge van de uitwendige belastingen.
- bepaling van de maatgevende spanningsverdeling in de onderdelen van de pijler ten gevolge van de inwendige belastingen zoals hydratatiekrimp en stortgewichten.
- bepaling van het benodigde voorspan niveau met als criterium dat de som van de spanningen ten gevolge van in- en uitwendige belastingen en voorspanning nergens de toelaatbare hoofdtrekspanning overschrijdt.
- bepaling van de hoeveelheid voorspanning in de diverse storts, zodanig dat het benodigde voorspan niveau in de samengebouwde constructie niet wordt onderschreden.
- bepaling van de benodigde hoeveelheid zachtstaalwapening op basis van de nog aanwezige trekspanningen in de maatgevende doorsnede en overige bijzondere invloeden zoals uitdrogingskrimp.
- controle van de overige doorsneden.
- waar nodig is de hoeveelheid voorspanning verhoogd wanneer de resultaten van de hierboven beschreven methoden een veel grotere hoeveelheid zachtstaalwapening zouden geven dan als huidnet toegepast zou kunnen worden. De hoeveelheid voorspanning is waar nodig verhoogd ter voorkoming van trekspanningen ter plaatse van de voorspanelementen.

Voor de hoofdafmetingen van de betonconstructie van de pijlers zie fig. 65.

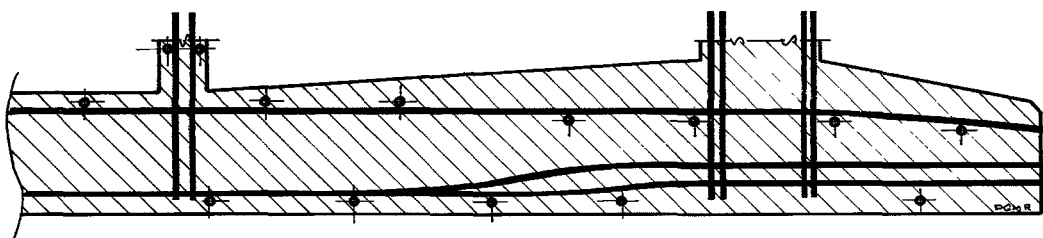
Voor een overzicht van de toegepaste voorspanning zie fig. 66. Voor een aantal kenmerkende doorsneden is in de volgende figuren (fig. 67 t/m 76) de dimensionering van de voorspanning aangegeven.



Figuur 65. Hoofdafmetingen van de pijlers.

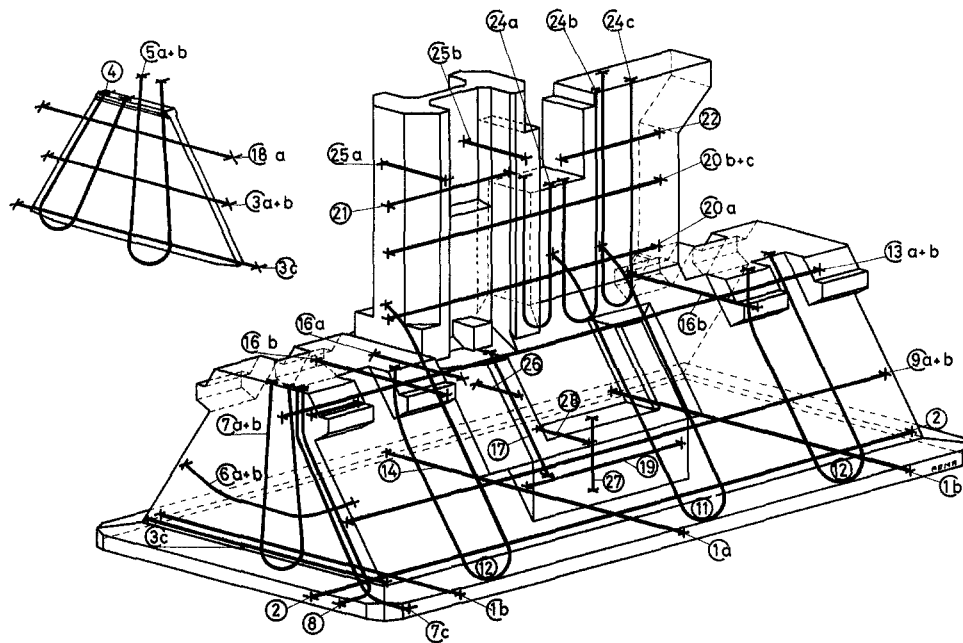


aanzet voorspanning langswand



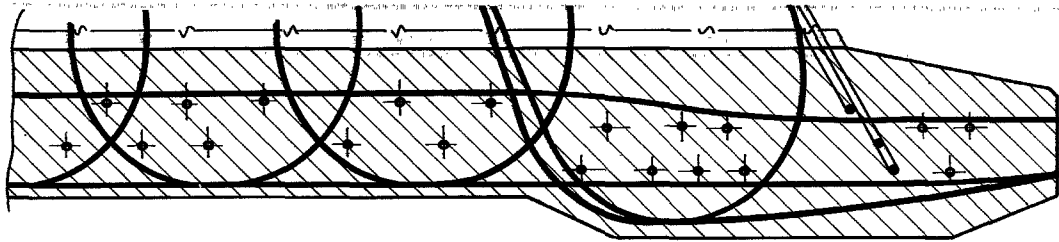
dwarsdoorsnede vloer

Figuur 67. Overzicht voorspanning vloer. Overgang voorspanning langswand in vloer.

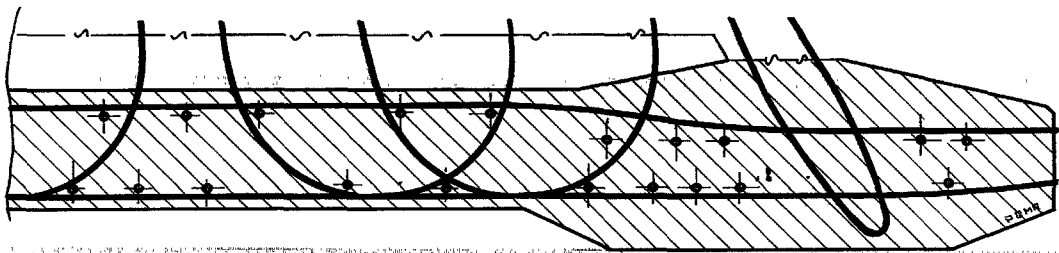


kabel no.	sys-teem	aantal kabels	draden	strengen	staven	breuk kr. MN	lengte m.
1a	D.D.	26		18 x 15,7		4,90	24,86
1b	..	26					
1c	..	6		8 x 15,7		2,18	24,80
2	..	40				4,90	49,86
3a	..	52			∅ 36	1,24	15,148
3b	..	28					12,80
3c	..	12					19,58
3e	..	4					19,36
4	..	12		8 x 15,7		2,18	24,8
5a	..	12					33,61
5b	..	12					33,21
6ab	..	32					13,27
6ab	..	10		9 x 15,7		2,45	
7a	C.M.	8		12 x 15,7		3,26	27,23
7b	..	16					33,32
7c	..	4					21,70
8	..	12					20,76
9a	D.D.	12		18 x 15,7		4,90	44,86
9b	..	24		8 x 15,7		2,18	
10	C.M.	12		12 x 15,7		3,26	41,18
11	..	26					45,50
12	..	34					37,05
13a	D.D.	10		18 x 15,7		4,90	44,86
13b	..	2		8 x 15,7		2,18	
14	..	48			∅ 36	1,24	3,98
16a	BBRV	39	50 ∅ 7			3,26	7,78
16b	..	50					9,07
16c	D.D.	3			∅ 36	1,24	5,33
17	C.M.	40		12 x 15,7		3,26	9,64
18a	D.D.	8			∅ 36	1,24	15,25
18b	..	6		9 x 15,7		2,24	13,88
19	BBRV	14 of 17	50 ∅ 7			3,26	15,00
20a	C.M.	8		12 x 15,7			22,36
20b	..	14,6 of 8					
20c	D.D.	8 of 10		18 x 15,7		4,90	
21	BBRV	6	50 ∅ 7			3,26	9,50
22	..	10					9,73
24a	C.M.	4		12 x 15,7			div.
24b	..	18					div.
24c	..	8					div.
25a	D.D.	var 16-23			∅ 36	1,24	div.
25b	..	var 30-35					div.
25c	..	0 of 2					3,58
25d	..	18					4,13
25e	..	5					3,33
26	..	5 of 6					3,48
27	..	16					5,88
28	..	16					div.

Figuur 66. Algemeen overzicht toegepaste voorspanning (z.g. "spagettiprent").

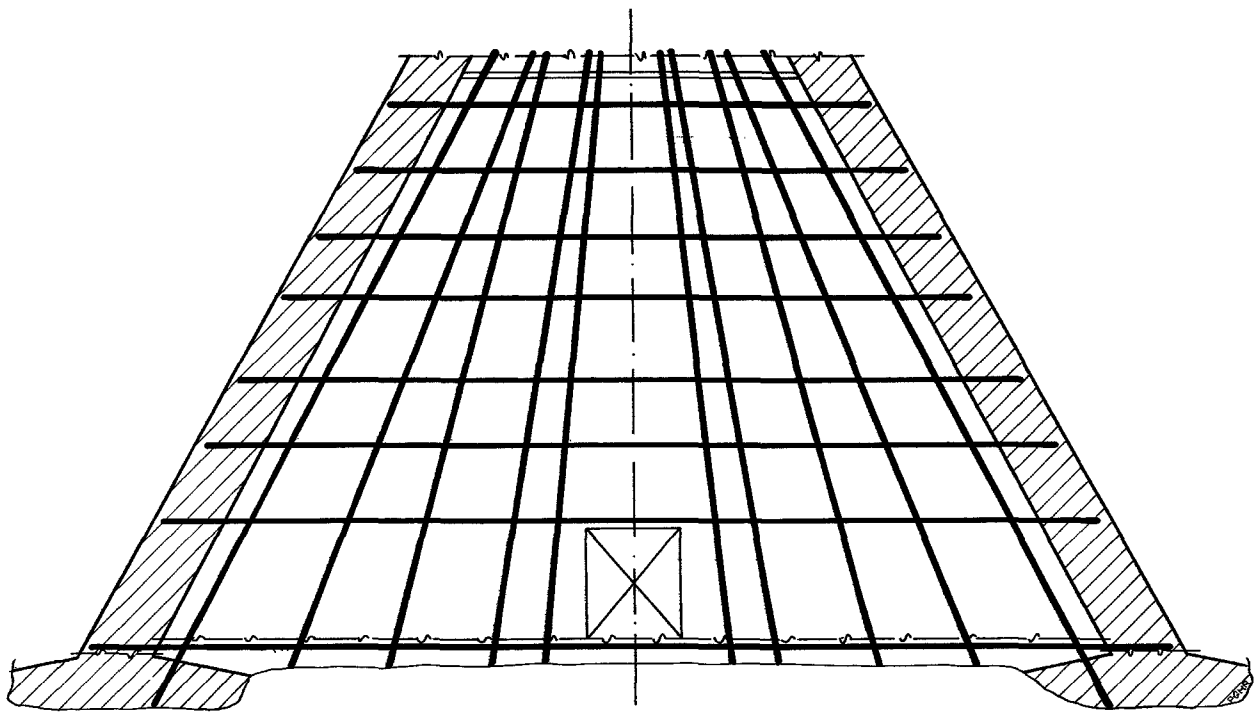


aanzet voorspanning kopwand



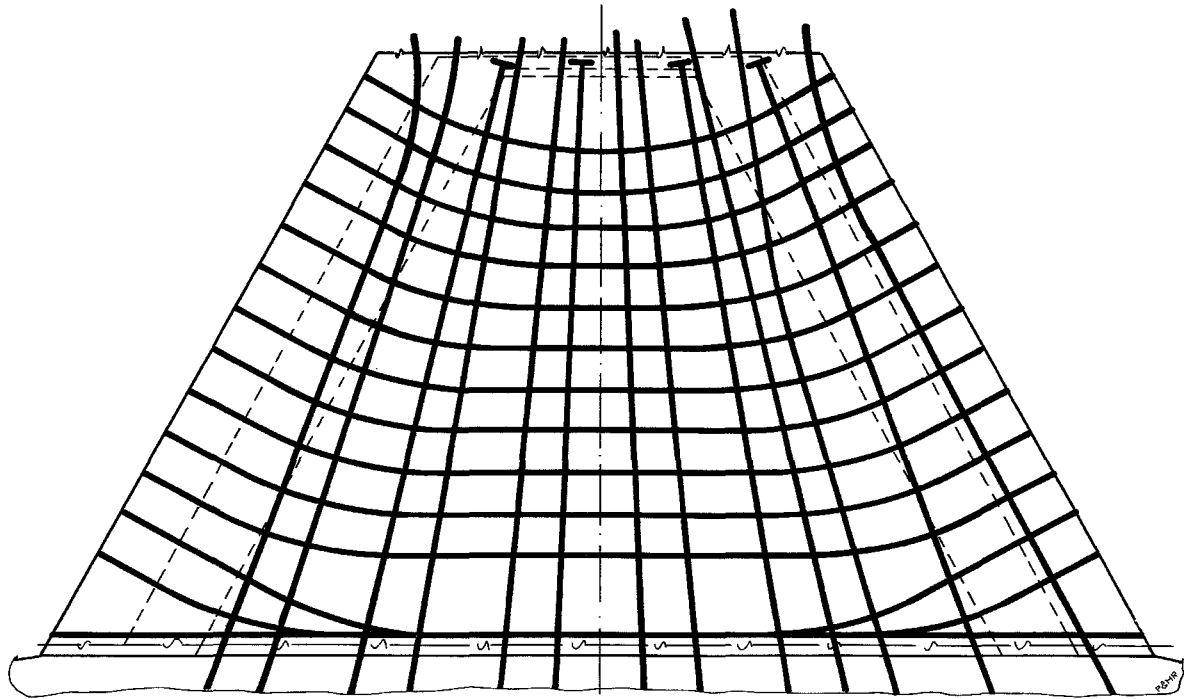
aanzet voorspanning tussenwand

Figuur 68. Aanzet voorspanning kop- en tussenwanden in de vloer.



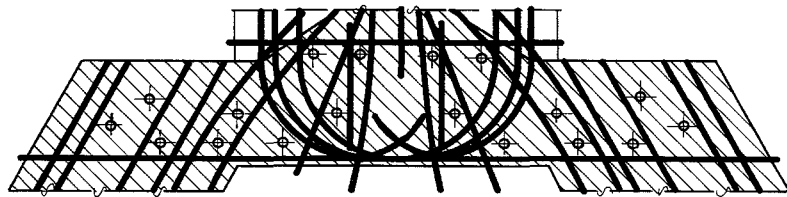
voorspanning tussenwand

Figuur 69. Voorspanning tussenwand.

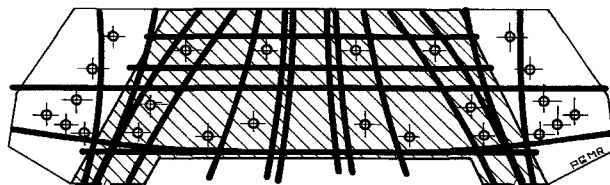


voorspanning kopwand Oosterscheldezijde

Figuur 70. Voorspanning kopwand Oosterscheldezijde.

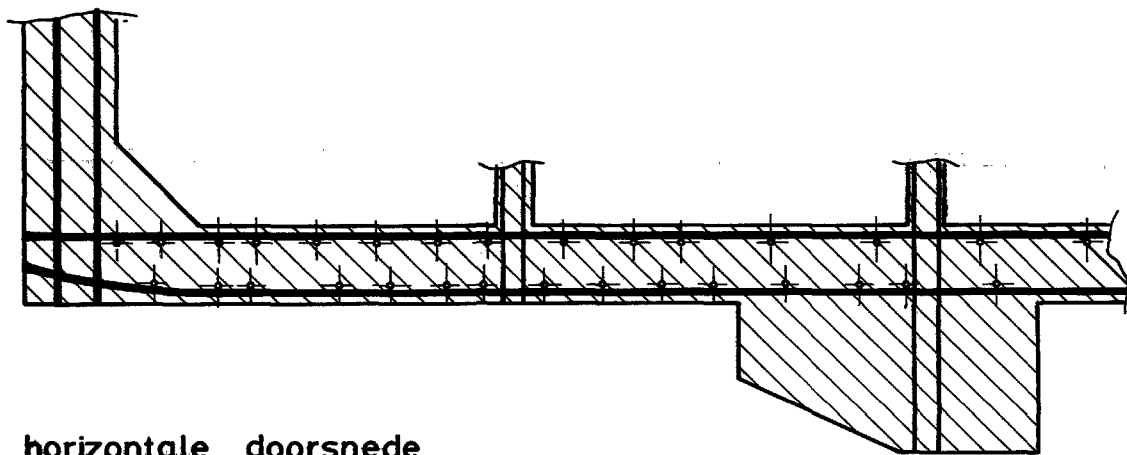


doorsnede dak t.p.v. dorpelbalkspanning

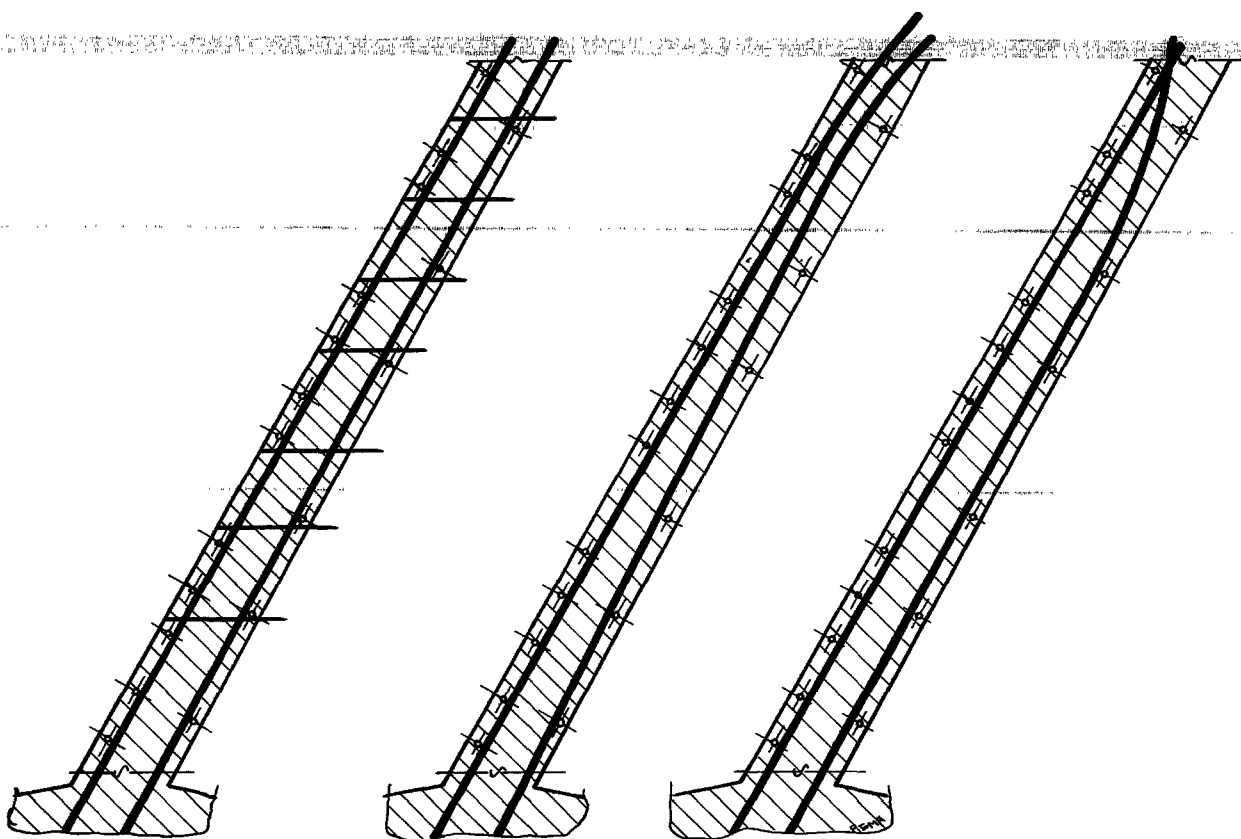


doorsnede dak bij hijsoor

Figuur 72. Voorspanning dak.



horizontale doorsnede

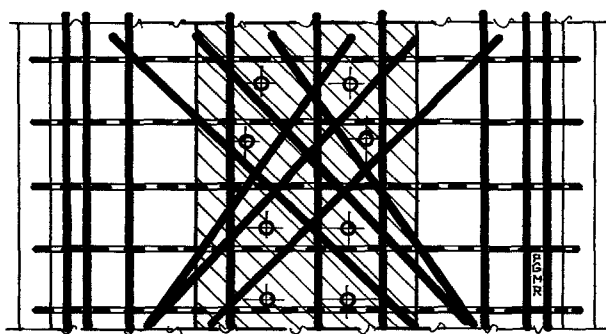
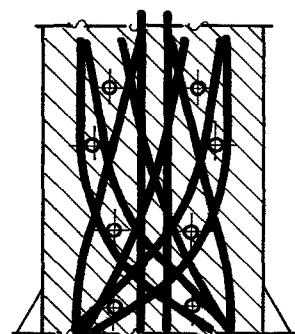
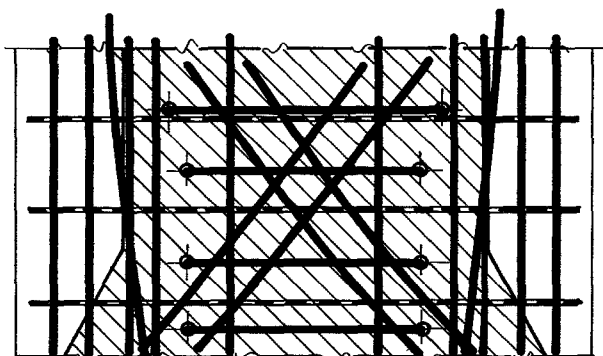


algemene
dwarsdoorsnede.

doorsnede
t.p.v. schacht.

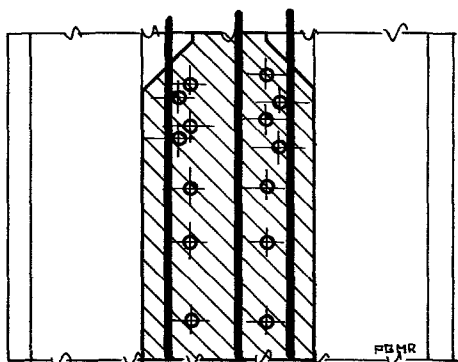
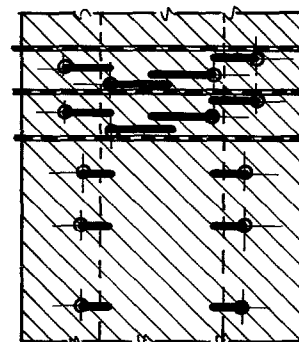
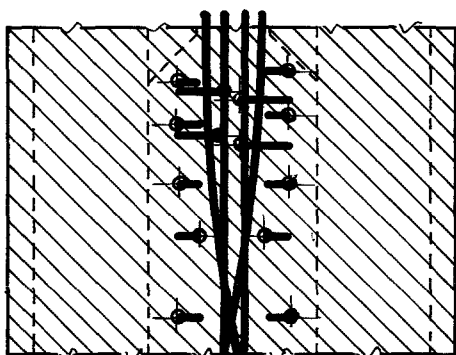
doorsnede t.p.v.
hijsoor.

Figuur 71. Voorspanning langswanden.



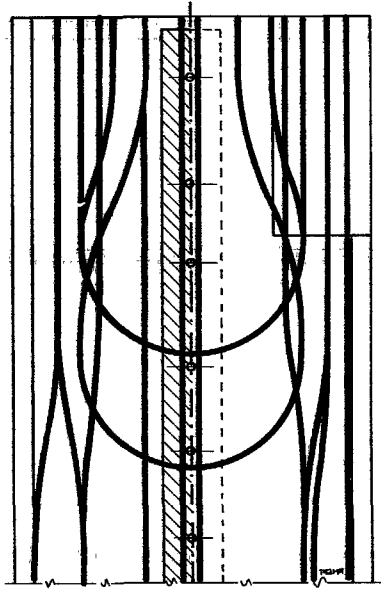
voorspanning 5^e stort
diverse doorsneden.

Figuur 73. Voorspanning 5e stort.



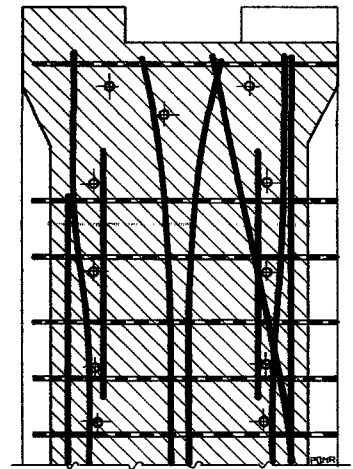
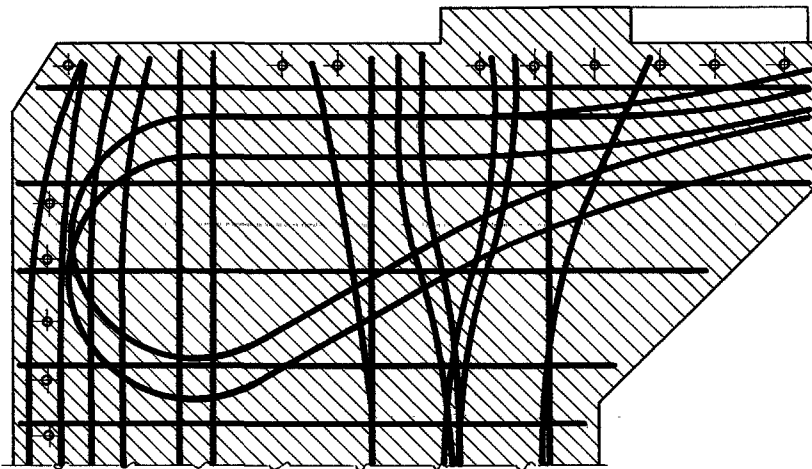
voorspanning 6^e stort
diverse doorsneden.

Figuur 74. Voorspanning 6e stort.



voorspanning 7^e stort met luskabels t.b.v. hamerstukken.

Figuur 75. Voorspanning 7e stort (t.p.v. hamerstukken)



voorspanning 7^e stort met luskabels t.b.v. uitbreiding verkeersweg.

Figuur 76. Voorspanning 7e stort (t.p.v. verkeerskokers).

6.4. Uitvoerings voorwaarden spanfasering.

De spanfasering is de volgorde waarin de kabels worden gespannen. Hierbij wordt een belangrijke rol gespeeld door:

- 1 - de onderlinge spanningsverschillen tussen aan elkaar grenzende storten.
- 2 - de optredende splijtkrachten.
- 3 - materieelinzet.

Hieronder volgt in het kort een uitleg van de spanfasering zoals die voor een aantal onderdelen van de pijlers heeft golden.

Langs- en dwarsvoorspanning vloer.

Vanwege de krimp in langsrichting wordt in spanfase 1 eerst de langsvorspanning aangebracht. In de volgende spanfasen eerste de dwarsvoorspanning. Dit is ook gunstig in verband met het optreden van de horizontale splijtspanningen. Voor deze splijtspanning is geen wapening aangebracht omdat de langsvorspanning hoger is dan de dwarsvoorspanning. Hoe meer drukspanning in een doorsnede, hoe minder splijtwapening er nodig is.

Aansluiting kopwand - langswand.

Voor elke spanfase geldt: eerst de kopwand, dan de langswand spannen. Dit is, om dezelfde reden als bij de vloer, gedaan om minder splijtwapening te hoeven gebruiken. Bovendien geven de kabels in het buitennet van de langswand een spatkracht naar buiten, die bij deze manier van voorspannen onder controle gehouden kan worden.

Langswand met dorpelbalkspanning.

Omdat in spanfase 3, 50 a 60% van de horizontale kabels in de dorpelbalkspanning gespannen wordt moet, om het verschil in spanning tussen langswand en spanning niet groter te laten zijn dan 1,0 N/mm², in deze fase eerst de voorspanning in de langswand aangebracht worden.

Langs- en dwarsvoorspanning dak.

In verband met het wegnemen van de bekisting en de optredende splijtkrachten bij het spannen van de dwarskabels moet, in deze spanfase (spanfase 4) eerst de langsvorspanning aangebracht worden.

Ook vanwege de splijtkrachten, die optreden bij het spannen van de hijsklauw, moeten de in dit stort aanwezige dywidagstaven voor de kabels in de hijsklauw gespannen worden.

Dwarsvoorspanning in- en verticale voorspanning ter plaatse van de hijsklauw.

In verband met de splijtkrachten ten gevolge van de verticale voorspanning moeten in spanfase 4 eerst de dwarskabels gespannen worden. In spanfase 5 is het verstandig eerst de verticale voorspanning aan te brengen.

Het is namelijk mogelijk dat er in het dak plaatselijk grote trekspanningen optreden bij het aanbrengen van de voorspanning in de klauw.

Vertikale voorspanfase 5.

De verticale voorspanning in de pijlerschacht moet, omdat ter plaatse van de klauwen al een druk van 2 N/mm² aanwezig is, eerst worden gespannen (een verschil van 4,5 N/mm², zijnde klauw - schacht, is ontoelaatbaar).

Om trekspanningen in de dorpelbalkspanning te voorkomen moet de verticale voorspanning hier gelijktijdig met de verticale voorspanning in de langswand (schachtgedeelte) worden gespannen. In spanfase 5 zijn de te spannen kabels in de langswanden, kopwanden en dak (langskabels) in twee groepen verdeeld. Dit is gedaan om onderlinge verschillen in spanning tussen de storten beperkt te houden en om meer gelegenheid (tijd) te hebben de bordessen bovenin het derde stort te verwijderen.

Spanvolgorde

De spanvolgorde binnen een kabelgroep moet zodanig worden gekozen dat de optredende splijtkracht aan de rand van de groep zo laag mogelijk blijft. In het algemeen betekend dit, dat in het midden van de kabelgroep met spannen begonnen moet worden.

7. Plaatsen en afbouw pijlers.

7.1. Het transport en plaatsen van de pijlers.

7.1.1. Historie van het pijlerplaatsen.

Naast allerlei algemene kwaliteitsaspecten is een belangrijk probleem bij het samenstellen van een geprefabriceerde constructie, het passingsprobleem. Bij de stormvloedkering sprak dit aspect in sterke mate mee. Voor een goede passing van de verkeerskokers, de dorpel- en bovenbalken maar vooral van de stalen schuiven zijn zowel de toleranties van de translaties in x, y en z-richting als de rotaties ϕ_x , ϕ_y en ϕ_z van de pijlerposities van uitermate groot belang. In eerste instantie was vanwege dit tolerantieprobleem gekozen voor een hefschip met poten, waarmee de pijlers met grote nauwkeurigheid tot vlak boven het van tevoren met toleranties van + of - 250 mm, gevlokte funderingsbed zou worden gesteld. In deze stand, vlak boven het funderingsbed, zou de ruimte tussen fundering en pijler ondergrout worden. Bij deze oplossing konden theoretisch alle zes de vrijheidsgraden van de pijler binnen zeer nauwkeurige grenzen gehouden worden. Omdat hierbij de ondergroutoperatie zeer kwetsbaar was en het plaatsingsschip zeer lang in de sluitgaten zou blijven liggen (wat grote risico's met zich meebracht vanwege mogelijke ongunstige weersveranderingen), is deze oplossing verlaten.

Een andere mogelijkheid was het funderingsbed met een zeer grote nauwkeurigheid aanleggen. De pijler zou hier dan direct op geplaatst kunnen worden. Bij deze oplossing waren de vrijheidsgraden z, ϕ_x en ϕ_y opgelegd door het funderingsbed, de plaatsingsoperatie zou slechts eisen opgelegd krijgen ten aanzien van de tolerantie in x- en y-richting en ϕ_z . Ook hierbij zou een hefschip met poten nodig zijn. Dit ontwerp is uiteindelijk ook vervallen vanwege de ontoelaatbare kans van beschadigen van de poten bij extreme bouwfascondities en de te grote puntlasten op het fundatiebed.

Het laatste voorontwerp is tenslotte geworden een oplossing met een hefschip zonder poten, verankerd in een acht-draden afmeersysteem. De pijlers zouden hiermee binnen een tolerantie van 300 mm in x- en y-richting en met een maximale rotatie in ϕ_z -richting van 7mm/m geplaatst kunnen worden. Samen met de toleranties van het funderingsbed in z-richting van + of - 150 mm, in ϕ_x richting van 8mm/m en in ϕ_y -richting van 4,5mm/m werd met deze plaatsingstolerantie een goede oplossing bereikt voor het passingsprobleem van de overige elementen. Om voldoende standzekerheid van de pijler te krijgen moest voorkomen worden dat zich in het funderingsbed en tussen funderingsbed en geplaatste pijler zand afzette, dat in de eindfase zou kunnen verdwijnen en aanleiding kon zijn tot extra deformaties. Het hield in dat het funderingsbed vlak voor het plaatsen van de pijler, in dezelfde kenteringsperiode, moest worden opgeschoond. Samen met de eis dat de verankering snel tot

stand moest kunnen worden gebracht, leidde dit tot het ontwerp van een afmeer- en opschoonponton die voorzien zou moeten zijn van een ongeveer 28,50 m brede dustpanmond.

Uiteindelijk is voor de transport en plaatsingsproblematiek gekozen voor de oplossing met de Ostrea en de Macoma. De Ostrea haalde de pijler op in het bouwdok en transporteerde deze naar het sluitgat. Daar aangekomen werd afge-meerd aan de afmeer- en opschoonponton Macoma.

De in een acht draden meersysteem verankerde combinatie werd vlak voor de kentering over het funderingsbed verhaald waarbij de Macoma het funderingsbed opschoonde. Op de kentering werd de pijler dan binnen de vereiste toleranties geplaatst.

Na het plaatsen van de pijler werd gestart met de afbouw van de pijler door het neerlaten van een grindzak rond de pijler-voetplaat. De verdere afbouw van de pijler houdt in:

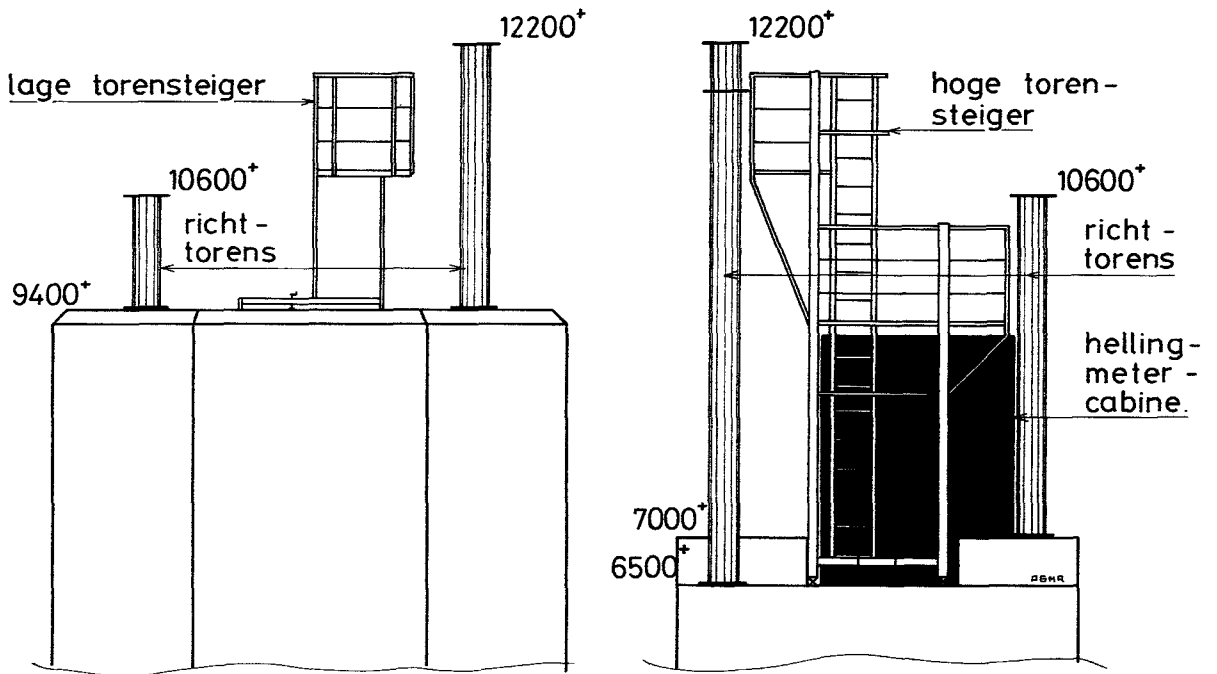
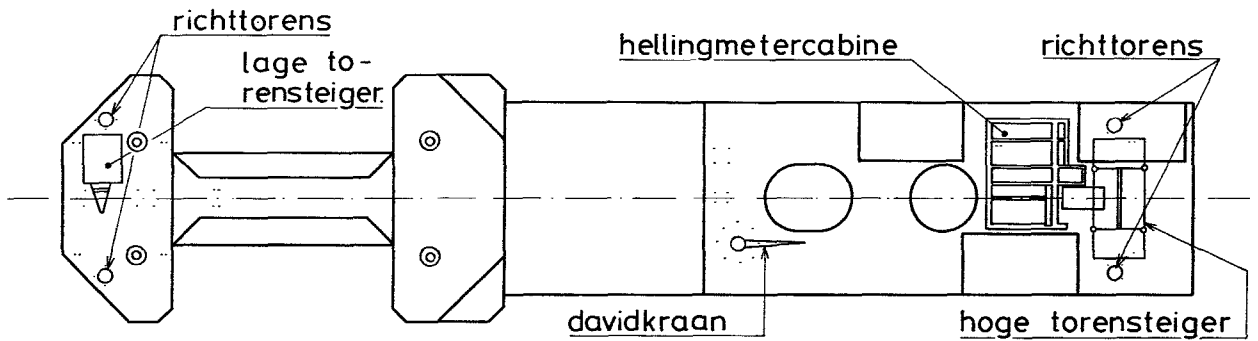
- het inspecteren en zonodig wegzuigen van mogelijk aanwezig slib onder de pijlervoet.
- het ondervullen van de pijlervoet met een verhardende grout specie.
- het vullen van de pijler met zand.

In de volgende paragrafen worden de verschillende onderdelen van het plaatsings- en afbouwproces nader uitgewerkt. (Een uitgebreide beschrijving van het daarbij gebruikte materieel is weggelaten. Zie hiervoor boek 5 van de Ontwerpnota dat geheel aan deze materieel gewijd is).

7.1.2. Het gereedmaken van de pijler voor transport.

Nadat de bouwdokken onder water gezet zijn moesten gedurende de periode dat de pijlers geplaatst werden een aantal werkzaamheden uitgevoerd worden. Deze werkzaamheden waren:

- a - de pijlers regelmatig op lekkage controleren.
- b - het bepalen van de langs- en dwarshelling van de pijler in verband met het positioneren bij het oppakken.
- c - het aanbrengen van voorzieningen ten behoeve van de plaatsbepaling in het sluisgat. Per pijler moesten 4 meet-torens worden gemonteerd waarop minilir-reflectoren geplaatst zijn (fig. 77). Bovendien waren 2 hellingmeters nodig. Deze meters waren in containers geplaatst en zijn, tijdens de plaatsing, met kabels ten behoeve van de registratie aan het hefschip verbonden.
- d - het aanbrengen en verwijderen van een aantal verankeringen voor vletten en ander materieel dat voor werkzaamheden in het dok aanwezig moest zijn. Voor de bereikbaarheid van de bovenkant van de pijler zijn enkele kooiladders gemonteerd. Hiervan moest voor het oppakken door het hefschip een stukje gedemonteerd



Figuur 77. Meetvoorzieningen op de pijlerkop.

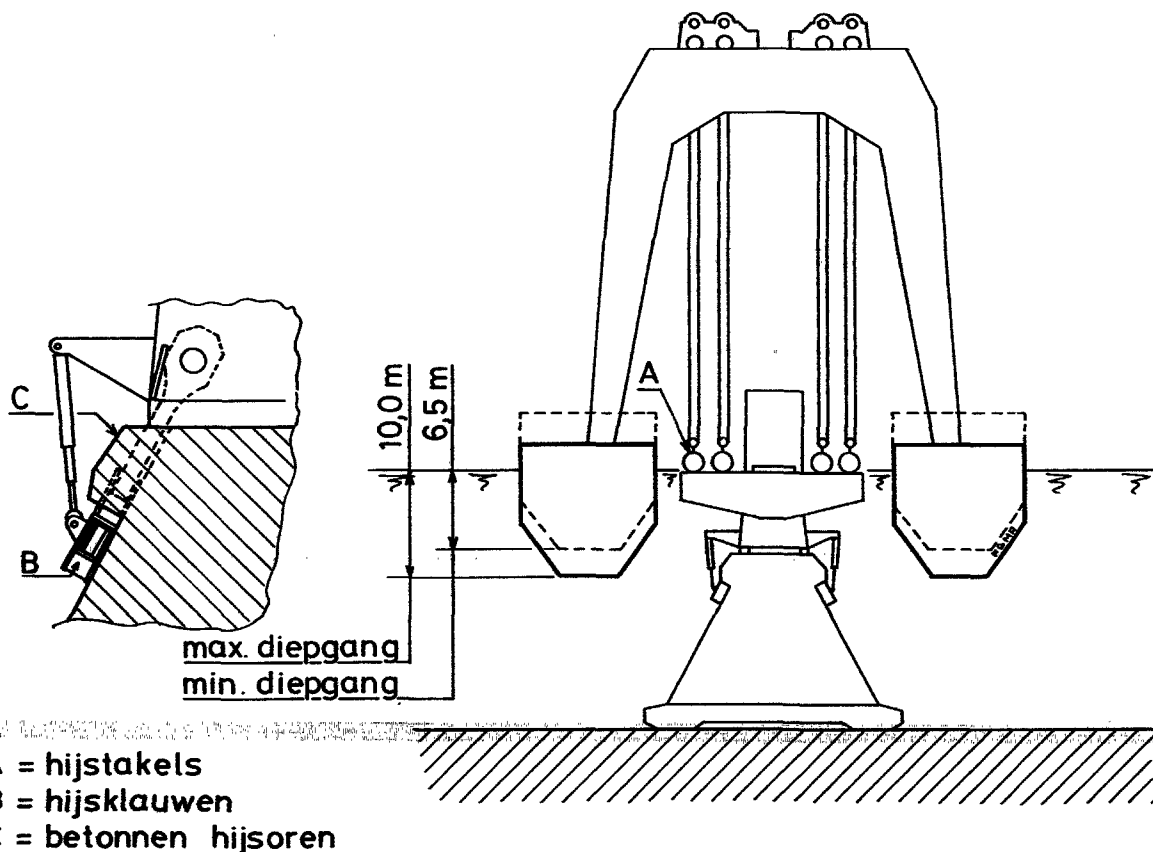
- worden.
- e - het aanbrengen van de lossingsdraden van de grindzak (zie par.7.6).
- f - het monteren van een david-kraantje.
- g - het controleren van de dokbodem op aanzanding/aanslibbing.
- h - het controleren van de grindzak op beschadigingen en aanzanding.
- i - het aanbrengen van voorlopers op de 100 tf ankerpunten.
- k - het plaatsen van een brug over de bovenbalkspanning.
- l - het schoonmaken van de aanslagvlakken van de hijsnokken en de buffers.
- m - het aanbrengen van een afsluiter in de pijlerschacht ten behoeve van het water inlaten in de pijler.

7.1.3. Het oppakken en transport van de pijler.

Om de pijler op te pakken manoeuvreerde de Ostrea zich, met behulp van eigen vermogen en met gebruikmaking van een

hulpverankering op de wal, rond de pijler. Dan werden de hijstakels afgevoerd en contact gemaakt tussen Ostrea en pijler via de klauwen aan de hefjucken die rond de nokken van de pijler vastmaakten (figuur 78). Nadat de klauwen waren bevestigd is de afsluitbalk aan de open zijde van de beun aangebracht en gekoppeld.

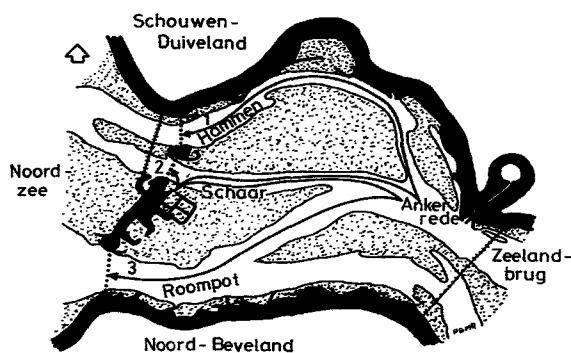
Het hefschip was dan gereed om de pijler te hijsen. Omdat de pijler hol is ontstond er, door de waterverplaatsing van de pijlervoet, een opdrijvend vermogen van ca 9000 ton. De zwaarste pijler woog ca. 18500 ton zodat de Ostrea maximaal ongeveer 9500 ton moest tillen. Tijdens het hijsen nam de diepgang van het schip toe van 6,5 m tot 9,5 a 10 m, totdat de pijler loskwam van de bodem. Na het verder hijsen van de pijler werd deze horizontaal afgesteund in de beun en tegen de portalen van de Ostrea. De diepgang van de pijler is dan ongeveer 11 m. Alle procedures betreffende het manoeuvreren, koppelen en oppakken waren zeer uitgebreid beschreven in draaiboeken en checklisten. Zaken als bodemkleef, theoretisch en praktische hefgewichten, diepgang,



Figuur 78.

slagzij en ballast waren punt voor punt behandeld in het "operatieplan plaatsen pijlers" (doc. 13). Alle te nemen beslissingen, ook voor wanneer een zaak niet "volgens het boekje" zou gaan, waren hierin opgenomen.

Het transport van de pijler moest, afhankelijk van de lokatie, door de aanwezigheid van zandbanken, tot over grote afstand (maximaal 23 km.) plaatsvinden (fig. 79).



Figuur 79. Vaarroutes naar de sluitgaten.

De diepgang van de pijler was 11 m. Rekening houdend met een laagwaterstand van N.A.P.-2,00m, een kiel-clearance van 1 m en een tolerantie ten gevolge van aanzanding en peilfouten van 1 m, was de ontwerpdiepte van de geulen

N.A.P.-15,0m. De breedte van de geulen was gesteld op 200 m. op een diepte van N.A.P.-15,0 m, dit is ongeveer tweemaal de scheepsdiagonaal. Het transport moest voorstrooms plaatsvinden. Het benodigde vermogen werd echter bepaald door de eis dat uit veiligheidsoverwegingen de Ostrea, bij de maximaal in de transportgeulen optredende stroomsnelheden van 2,0 m/sec. tegenstrooms moest kunnen varen met een snelheid van 0,5 m/sec. ten opzichte van de bodem. Naast de 5350 kW eigen voortstuwing van de Ostrea was daarvoor ca 4500 kW nodig. Dit moest door minstens twee goed manoeuvreerbare sleepboten worden geleverd.

De condities waaronder de transporten moesten plaatsvinden en waarop het materieel ontworpen is waren:

- significante golfhoogte: 0,75 m.
- gemiddelde golfperiode: 4 sec. - maximale stroomsnelheid: 2m/sec.
- maximale windsnelheid: 15 m/sec.
- zicht: 500 m.

Ten aanzien van de uitvaart uit het bouwdok gold de aanvullende eis dat de stroomsnelheid kleiner was dan 0,75 m/sec. Door de keuze voor voorstrooms transport moest ter plaatse van het keerpunt gewacht worden op het keren van het tij. Daarom is hier een ankerplaats voor de Ostrea aangelegd. De aankomst in het sluitgat moest plaatsvinden bij afnemende stroom, bij een snelheid kleiner dan 1,25 m/sec. Na aankomst, tegen de laagwaterkentering, meerde de Ostrea af aan de Macoma. De combinatie werd dan verankerd in een achttradenmeersysteem.

De verankering van de verschillende werkschepen kon niet met conventionele ankers geschieden waar de zeer uitge-

breide bodembescherming reeds aangebracht was. Om toch te kunnen ankeren in het bestorte gebied waren ankerpalen aangebracht. Dit waren diep de bodem ingeslagen buizen met een diameter van 1,40 m, die ca. 1,50 m boven de bodem uitstaken. Op de kop van de paal was een draai-bare constructie gemonteerd waaraan een grote sluiting en een voorloper \varnothing 84 mm was bevestigd. De werkbelasting van de palen was 200 ton en de bezwijkbelasting lag boven de 300 ton. Voor een uitgebreide beschrijving van de ankerpalen zie lit. 1.

7.1.4. De voorbereidingen in het sluitgat.

Het funderingsbed bestaat uit geprefabriceerde filtermatten (voor een uitgebreide beschrijving hiervan zie boek 2). Na het aanbrengen van de matten werd een zeer nauwkeurige peiling van het funderingsbed gemaakt. Op basis hiervan zijn, per pijler, twee gecontramalde tegelmatten gemaakt, bestaande uit met staaldraden aan elkaar verbonden betonnen tegels. Deze tegelmatten moesten op de funderingsmatten worden aangebracht om een zeer vlak bed te krijgen. Dit gebeurde met het DOS I ponton (zie boek 5). De tegelmatten zijn gefabriceerd op een loswal, opgerold op een rol en versleept en ingevaren in het DOS I afvierponton. Voordat de tegelmatten konden worden aangebracht moest, om deformatie- en tolerantietredenen de funderingsmat worden opgeschoond. Dit gebeurde door de Macoma die in eerste instantie de funderingsmat grof schoon zoog. Hierna kon de DOS I, op de laagwaterkentering, gekoppeld worden aan de Macoma, waarna tijdens de volgende hoogwaterkentering de rol is ingevaren. Weer zes uur later, op de volgende laagwaterkentering, werd de combinatie eerst zeewaarts verhaald, waarbij de Macoma het funderingsbed nogmaals opschooont, en daarna landinwaarts, waarbij de tegelmatten werden afgerold. De fundering is nu gereed voor het plaatsen van de pijler.

De tegelmatten werden alleen toegepast wanneer de vlakke van het fundatiebed buiten de toleranties zou vallen. Uiteindelijk zijn slechts drie matten noodzakelijk gebleken.

7.1.5. het plaatsen van de pijler.

Na het transport en het afmeren op de laagwaterkentering kon de echte plaatsingsoperatie aanvangen. Tijdens de volgende laagwaterkentering is het funderingsbed nogmaals door de Macoma opgeschoond. Voor het plaatsen van de pijler was om een aantal redenen gekozen voor de laagwaterkentering:

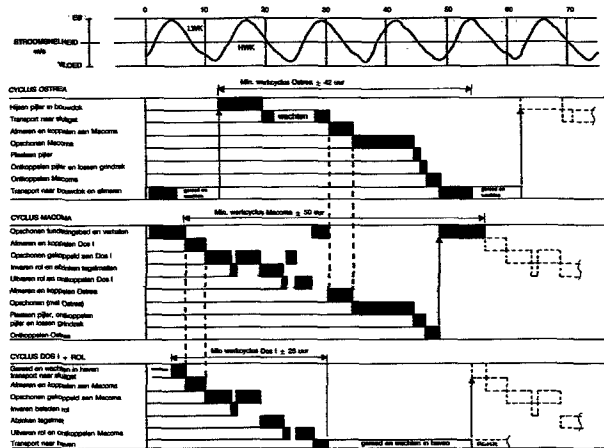
- de bewegingen van de pijler tijdens het plaatsen werden bepaald door golven en stroom. Vanwege de stroom is de kentering vereist als plaatsingsperiode. De laagwaterkentering was gezien het golfklimaat weer veel gunstiger dan de hoogwaterkentering (minder doordringing van golven uit zee).

- de duur van de laagwaterkentering is in de Oosterschelde veel langer dan die van de hoogwaterkentering.
- het opschoonsysteem, gecombineerd met het afmeren van de Ostrea aan de Oosterscheldezijde, is eenvoudiger te realiseren voor het stroombeeld behorende bij de laagwaterkentering. Zodra de stroom was afgenomen tot 1 m/sec. werd de combinatie Macoma-Ostrea over het funderingsbed verhaald waarbij voor de laatste maal werd opgeschoond. Op dit moment werden ook de verschillende borgingen tussen schip en pijler verwijderd en het afvieren begon bij een stroomsnelheid kleiner dan 1 m/sec. Op de kentering, bij een stroomsnelheid kleiner dan 0,2 m/sec, werd de pijler binnen de vereiste toleranties van + of - 0,30 m in x- en y en 7 mm/m in ϕ z-richting, geplaatst. De ontwerp golfcondities waarbij deze operatie moest kunnen worden uitgevoerd waren:
 - significante golfhoogte van 0,75 m met een periode van 3 tot 4 sec.
 - significante golfhoogte van 0,35 m met een periode van 7 tot 8 sec.

Na afvieren van de pijler tot ca 1,0 m boven het funderingsbed controleerde de meetdienst de positie door een onafhankelijke meting met een tachymeter. Na controle en goedkeuring van de gepresenteerde gegevens werd de pijler fijn gepositioneerd en afgevierd tot op de bovenmat en verder tot 20% bodemreactie.

Nadat de pijler voor 20% van zijn gewicht op het funderingsbed is geplaatst, vond weer een onafhankelijke controle van de positie plaats. Deze positie is daarbij tevens getoetst aan een aantal vereenvoudigde keuringseisen. Als hierbij ontoelaatbare afwijkingen werden geconstateerd vond een keuring, door middel van een nauwkeuriger computerberekening met het programma "RELKEU" (doc. 14) van alle in het geding zijnde passingsproblemen, plaats. Ook werd, zonedig, het op de computer aanwezige tolerantie beheersmodel ("TMB")(doc. 15) gedraaid. Dit programma vergeleek kosten en kansen op kosten indien de positie wel geaccepteerd zou worden. Als de positie niet acceptabel was diende een herplaatsing overwogen te worden. Als bij de 20%-keuring de positie in orde bevonden werd, kon men de pijler verder afvieren tot 80% bodemreactie. Wederom is een controlemeting verricht en de keuringsprocedure afgewerkt als bij de 20% bodemreactie. Deze keuring was de belangrijkste in de hele cyclus omdat hierop volgend de pijler geheel zou worden losgelaten. Als de positie in orde was werd de pijler verder afgevierd tot 100% bodemreactie en werden de hefjucken direct gelost. Na 100% plaatsing van de pijler is voor de volledigheid het hele keuringsproces nog een keer afgewerkt. Hieraansluitend begon men met waterballasten en kon de grindzak worden gelost. De Ostrea ontkoppelde en vertrok terug naar het bouwdok om de volgende pijler op te halen.

De plaatsingsoperatie duurde in zijn totaliteit ongeveer 45 uur (fig. 80).



Figuur 80. Werkcyclus Ostrea, Macona en DOS I.

7.2. De grindzak.

De grindzak vormde rondom de pijlerrand de afdichting van de ingesloten ruimten tussen pijler en fundatiebed en waarborgde dat deze ruimten vrijbleven van inkomend zand en slib. Pas in een later stadium is de pijler ondervuld.

In het eerste ontwerp van de pijlers zijn stalen skirts opgenomen onder de vloer. Deze zouden in het fundatiebed worden gedrukt om het ondervullen mogelijk te maken. Deze stalen skirts hadden een aantal nadelen:

- voor penetratie in het fundatiebed waren grote krachten nodig.
- penetratie betekende beschadiging van mat en skirts.
- de skirts zouden in zeewater erg gevoelig kunnen zijn voor corrosie. De duurzaamheid kon niet gegarandeerd worden en kathodische bescherming was nagenoeg niet mogelijk.

In een vroeg stadium is daarom naar andere oplossingen gezocht en zijn een aantal varianten bestudeerd (zie doc. 8).

De randconstructies die zijn onderzocht waren:

- stalen skirts onder de vloerrand.
- grindzak langs buitenzijde vloer.
- kunststof lamellen langs buitenzijde vloer.
- stalen beweegbare skirts langs buitenzijde vloer.
- elastische kunststof blokken onder de vloerranden.
- zand-cement worst aan de pijlerrand.
- zand-cement worst aan de mat.

Deze oplossingen zijn beoordeeld op het voldoen aan de volgende functies:

- afsluitfunctie, het voorkomen van zand en slibafzetting.
- bekistingsfunctie, tijdens het ondervullen.
- ontgrondingsfunctie, het voorkomen van migratie.
- wrijvingsfunctie, het opnemen van horizontale krachten.

Voor de beoordeling van deze functies in de verschillende bouwfasen zie doc. 9. Hierin werd geconcludeerd dat de grindzak en de elastische kunststofblokken de voorkeur hadden boven de andere oplossingen. In een later stadium zijn de kunststofblokken vervallen omdat ze een te grote vermindering van het fundatieoppervlak van de pijler tot gevolg hadden. De grindzak heeft het grote voordeel dat hij altijd vervormbaar is, waardoor bij ongelijkmatige zettingen tussen pijler en naastliggend fundatiebed zijn werking niet wordt verstoord.

Na de definitieve keuze voor de grindzak zijn uitgebreide proeven uitgevoerd om tot een verantwoorde vormgeving en uitvoeringsmethode te komen.

Volgens de gestelde functies moest de grindzak aan de volgende eisen voldoen:

- het voorkomen van zand- en slibafzetting onder de pijler direct na het plaatsen in het sluitgat.
- het voorkomen van groutverlies.
- het tegengaan van aangroei tegen de onderzijde van de pijler en op de fundatiemat.
- het aanbrengen moest op eenvoudig manier in het bouwdok kunnen geschieden.
- tijdens het transport en bij het plaatsen mocht de grindzak niet beschadigen. Dit betekende dat hij niet meer dan 0,30 m onder de vloer mocht uithangen.
- de vulling van de grindzak moest stroombestendig zijn onder de statische en dynamische verhangen in de eindfase.
- bij herplaatsing van de pijler moest de grindzak intact blijven.

Om de krachten die veroorzaakt zijn door de uitwendige belastingen van het drempelmateriaal, verdichtingsapparatuur en de methode van monteren en lossen op te kunnen nemen is gekozen voor een polyamide (PA) weefsel, dat moest voldoen aan de volgende eisen:

- breuksterkte groter of gelijk aan 150 kN/m in langs- en dwarsrichting van het weefsel.
- breukrek groter of gelijk aan 15% in beide richtingen.
- zanddichtheid 090 kleiner of gelijk aan 300 μ (methode W.L.).
- sterkte van de dwarsnaden 70% van de doeksterkte.
- sterkte van de langsnaden 50% van de doeksterkte.
- sterkte van de hijsoren 50 kN/oor.
- duurzaamheid van het doek: minstens 5 jaar in de nabijheid van beton (met pH 10) en tussen staal ingeklemd en minstens tegen U.V. straling gestabiliseerd.
- duurzaamheid hijsoren: minstens 2 jaar tegen U.V.-straling gestabiliseerd en minstens 3 jaar niet kruipgevoelig (bij een belasting van 20% van de breuksterkte).

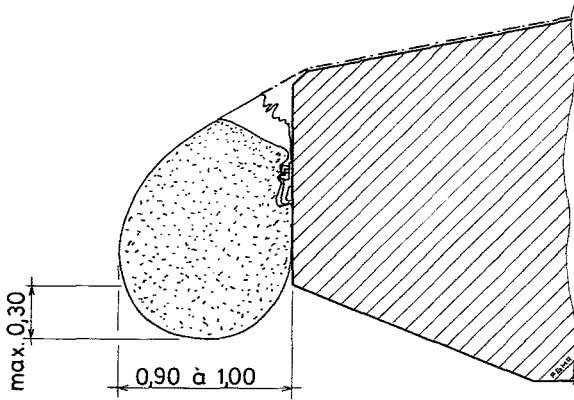
Omdat de grindzak niet alleen zand, maar ook slib moest tegenhouden, was de zanddichtheidseis van het weefsel niet voldoende. De slibkering werd verkregen door het aanbrengen van een waterdichte laag, bestaande uit gecoat bandjesweefsel, dat moest voldoen aan de volgende eisen:

- breuksterkte groter of gelijk aan 1kN/0,10 m breedte.
- breukrek groter of gelijk aan 15% in beide richtingen.
- zanddichtheid 090 kleiner of gelijk aan 10 μ (volgens methode W.L.)

Naast de bovengenoemde eisen waren nog een aantal randvoorwaarden van belang. Deze hadden betrekking op de overspanningen van de grindzak, de beschikbare ruimte, stroomsnelheden en optredende krachten e.d. (doc. 9).

Per pijler zijn twee grindzakken aangebracht (fig. 81), die in het midden van de korte zijden aan elkaar werden bevestigd met een overlengte van ca. 1,50 m. De grindzak is met 0,8 m³/m grind (8 - 40 mm) gevuld.

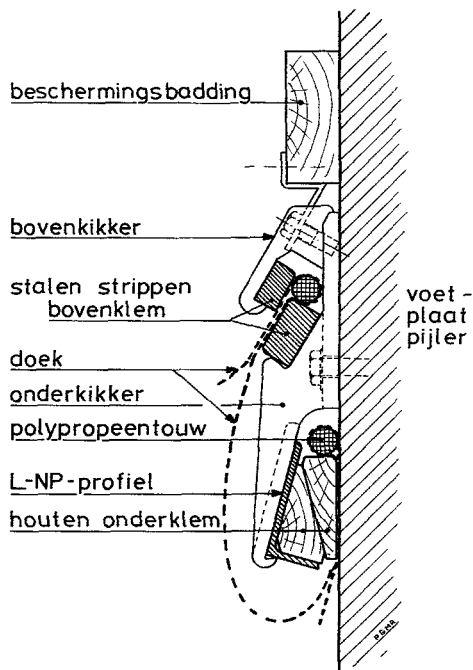
De grindzak is aan de pijler bevestigd met behulp van een klemconstructie, waarin de 2 langszijden van de grindzak zijn ingeklemd. Om te voorkomen dat de zak uit de klem zou worden getrokken, zijn er in de 2 langszijden zomen gemaakt, waarin polypropreen touw van ϕ 30 mm is opgenomen. Omdat de grindzak in het bouwdok aangebracht en gevuld werd en niet meer dan 0,30 m onder de vloer mocht uithangen, moest hij ten behoeve van het transport worden opgehangen. Hiervoor is gebruik gemaakt van staaldraden, die om de



Figuur 81. Overzicht grindzak in transportsituatie.

meter aan het doek waren bevestigd. Aan de onderzijde van de grindzak zijn rubber afdichtingsprofielen bevestigd die de onvlakheden in de fundatiemat moesten opvangen om te kunnen voldoen aan de slib- en groutdichtende functie. Voor het bevestigen van de grindzak aan de pijlervoet is een klemconstructie toegepast die was opgebouwd uit de volgende onderdelen (zie ook figuur 82):

- onderkikker
- onderklem
- bovenklem en bovenkikker
- beschermingsbadding

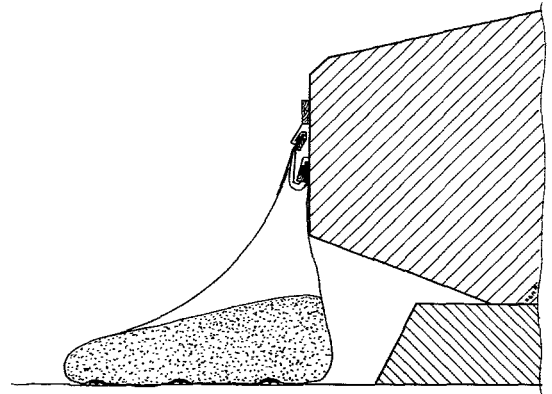


Figuur 82. Klemconstructie.

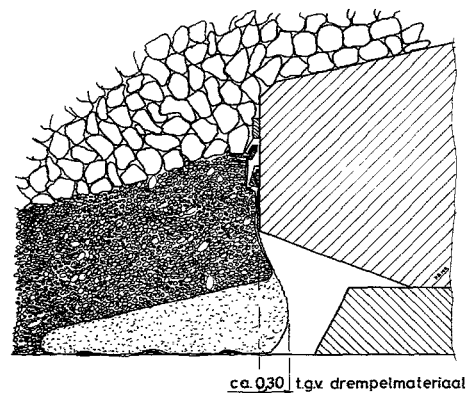
Om te voorkomen dat vallende stenen schade veroorzaakten aan de klemconstructie, is een houten badding boven de klem gemonteerd. Omdat de grindzak nogal gevoelig was voor beschadiging is de montage ervan in de laatste afbouw-fase van de pijler in het bouwdok gebeurd. Voor een uitgebreide beschrijving van de montage van de grindzak zie doc. 10. Voor het lostrekken van de grindzak na het plaatsen zijn 4 losdraden aangebracht. Deze zijn in het midden van de langswanden verankerd en in het midden van de kopwanden naar de bovenzijde van het dek gebracht. Daar vandaan werden ze tot aan de bovenzijde van de pijlerschacht met behulp van losse lierdraden verlengd. Aan de onderzijde van de opgaande draad en op het dek zijn breekdraden gemaakt, die moesten voorkomen dat de grindzak op het verkeerde moment gelost zou worden.

Na het afzinken en ontkoppelen van de pijler door het hefschip zijn de losse lierdraden verbonden aan 4 lieren op het hefschip, waarna het lossen van de grindzak kon beginnen. Als zich bij het lossen een stagnatie voordeed, mocht dit geen invloed hebben op de cyclustijd van het hefschip. Deze zou dan de losdraden aan boeien overboord zetten en verdwijnen. Met een ankerbehandelingsvaartuig moesten daarna de losdraden zo snel mogelijk worden bediend om te zorgen dat zo weinig mogelijk slibvorming onder de pijler kon optreden.

Voor de vorm van de grindzak na het lossen zie fig. 83. Hierbij is de maximale situatie getekend. Door het aanbrengen van de drempel zou de grindzak verder onder de pijler worden gedrukt (fig. 84).



Figuur 83. Grindzak na het lossen.



Figuur 84. Grindzak na het aanbrengen van de stortsteen.

Hierbij is men van de theoretische plaats van de pijler en de tegelmat uitgegaan. Beide konden echter met een zekere onnauwkeurigheid worden geplaatst. Dergelijke afwijkingen hadden invloed op de werking van de grindzak wanneer de tegelmat buiten de pijler uitstak. Daarom zijn aan deze afwijkingen van van de tegelmatten in relatie met de grindzak grenzen gesteld:

- bij een maximale tegelhoogte mocht de bovenkant niet meer dan 0,10 m buiten de pijler uitsteken.
- bij een minimale tegelhoogte mocht de bovenkant niet meer dan 0,525m buiten de pijler uitsteken.

Bij grotere afwijkingen bestond het gevaar dat de grindzak op de tegelmat bleef liggen, waardoor geen dichte aansluiting verkregen kon worden. Ook was het mogelijk dat het grind van de tegels afzakte, waardoor het doek gespannen zou komen te staan en bij het aanbrengen van de drempel kon scheuren. Wanneer dit onverhoopt mocht gebeuren is daarvoor een noodprocedure ontworpen.

Een niet goed afsluitende grindzak zou tot een verhoogd risico van aanwezigheid van zand en slib kunnen leiden, wat tot falen van de pijlerfundatie kon leiden. Dit was een zeer belangrijk aandachtspunt. Om de gevolgen van een slechte of ontbrekende aansluiting te voorkomen, is een reparatiemogelijk ontwerp in de vorm van een grindzakdummie. De gebruikte oplossing is gekozen na een vergelijking van een aantal alternatieven. Zie hiervoor doc. 6.

De dummie bestond in principe uit een grote lap van een waterdoorlatend kunststof weefsel die ter plaatse van de beschadigde of niet goed functionerende grindzak kon worden neergelegd. De lap werd bevestigd aan de pennen (t.b.v. het lossen van de grindzak) op de pijlervoet. De lap bevatte een aantal met grind verzwaarde compartimenten, zodat ze tegen de pijler en funderingsmat werd aangedrukt.

Om de lap te kunnen plaatsen werd deze opgehangen aan een hijsframe. De ballast is in de doekverpakking aangebracht. De hijs werd door duikers naar de juist plek geleid en gelost. De duikers verzorgden tevens de bevestiging aan de pijler en voerden de controle uit. Nadat de dummie is geplaatst is met een steenstorter materiaal aangebracht om hem te beschermen en zo goed mogelijk te laten aansluiten. De eerste laag bestond daarbij uit staalslakken of grind waarna, afhankelijk van het sluitgat, een tweede laag stroombestendig materiaal moest worden gestort. Voor een gedetailleerde omschrijving van de grindzakdummie zie doc. 7.

7.3. Ondervullen (grouten) pijlers.

7.3.1. Algemene omschrijving.

Al bij de eerste ontwerpen van de pijlers is de problematiek van het ondervullen onderkend. In het begin zou de pijler "zwevend" ondervuld worden (doc. 8). Hierbij werd de pijler in het hefschip op enige afstand van de bodem op zijn plaats gehouden, waarbij door het vullen van vele kleine groutzakken en het op (hoge) druk brengen van de specie de belasting trapsgewijs aan de ondergrond werd overgedragen onder gelijktijdig ontlasten van het hefschip. Dit maakte het noodzakelijk dat het hefschip ongeveer 1 dag in het sluitgat zou liggen voordat voldoende draagkracht in het grout aanwezig zou zijn om de pijler op zijn plaats te houden. Deze methode is toch te kwetsbaar en qua belastingsoverdracht te ongunstig beoordeeld en gewijzigd in direct plaatsen en later ondervullen. Door het aanbrengen van de 2 zware draagrib-

ben in de langsrichting onder de vloer was het mogelijk geworden de pijler direct op het fundatiebed te plaatsen. Hierdoor was de noodzaak van direct ondervullen komen te vervallen. De ribben zijn zo uitgevoerd, dat alle bouwfasebelastingen konden worden opgenomen, zonder dat de resterende ruimte onder de vloer is gevuld. Vanaf het moment dat de belastingen tot de ontwerpgruotte kunnen toenemen is een groter draagvlak noodzakelijk.

De belastingen op het vergrote draagvlak zijn echter veel lager dan die bij het zwevende ondervullen nodig zouden zijn. Hierdoor is de hele ondervulwijze en speciesamenstelling ingrijpend gewijzigd.

De zandproblematiek vormde een belangrijke randvoorwaarde voor het gehele ontwerp van de Stormvloedkering. Bij het ontwerpen van de overgangsconstructie is rekening gehouden met de aanwezigheid van zand en slib. Omdat dit zand en slib aanleiding kan zijn tot te grote deformaties in de gebruiksfase van de kering, bij het verdwijnen ervan ten gevolge van hydraulische verhangen, is in eerste instantie gezocht naar mogelijkheden om zand en slib tegen te houden of, indien aanwezig, vast te houden. Door het inzetten van materieel dat de fundering goed zand en slibvrij kon maken was het mogelijk het fundatiebed te veranderen. Daardoor bleven de hoeveelheden ingesloten zand en slib beperkt tot maximaal enkele tientallen millimeters, wat toelaatbaar was in het ontwerp.

Voor de ondervullaag en het ondervullen zijn eisen en randvoorwaarden opgesteld. De eisen aan de ondervullaag gesteld zijn:

- de ruimte tussen de onderzijde pijlervloer en het fundatiebed moest volledig gevuld zijn. De ruimte in de kanaalplaten moest voor 90% gevuld zijn.
- de samenstelling van de ondervullaag moest homogeen zijn. Ontmengingen mochten vrijwel niet voorkomen.
- de druksterkte van de ondervullaag moest liggen tussen de 5 en 10 kN/mm².
- de ondervullaag moest bij voorkeur worden aangebracht voordat de schuiven tussen de betreffende pijlers geplaatst waren.
- de hoeveelheid zand, die zich onder de pijler mocht bevinden (enkele m³), is afhankelijk van de plaats waar het zich heeft afgezet. Bij een gelijkmatige verdeling onder de hele pijler mocht dit niet meer zijn dan 20 mm. Doorgaande kanalen in het fundatiebed van de pijler mochten niet groter zijn dan 20 mm. Als er zich onder de draagribben geen zand bevond, mocht er maximaal 100 mm zand zijn afgezet. Deze getallen waren inclusief de zandafzettingen tussen de matten. De genoemde waarden waren gebaseerd op de sterkteberekening van de pijler. Voor de deformaties golden waarden die in dezelfde orde van grootte lagen.
- de ondervullaag moest dezelfde duurzaamheid hebben als de hele kering.

De randvoorwaarden waarmee rekening gehouden moest worden zijn:

- afhankelijk van de diepte waarop de pijler is gefundeerd bevond zich het water onder een druk van 2 tot 3 bar. De vloer van de pijler is gedimensioneerd op een wateroverdruk van maximaal 4 bar.
- Het aanbrengen van de ondervullaag moest plaatsvinden vanuit de pijlers. Daartoe moesten er voldoende doorvoe-

ringen in de vloer gemaakt worden. De ruimte in de pijler staat in open verbinding met de buitenlucht.

- tussen het moment van plaatsen van de pijler en ondervullen zat ongeveer 1 jaar. In deze tijd was de ruimte onder de pijler gevuld met water, is de drempel aangebracht en werden de verkeerskokers geplaatst. In de ruimte onder de pijler kon in deze tijd enige mossel- en pokkenaan-groei optreden.
- Het fundatiebed was waterdoorlatend.
- er mocht geen grout in de drempel worden afgezet.
- de afmetingen van de te ondervullen ruimte waren 25 x 50 m, met een hoogte die kon variëren van 0,40 tot 1,10 m, afhankelijk van de hoogte van de tegelmatten (min. 0,15 en max. 0,65 m).
- tijdens het ondervullen moest rekening gehouden worden met een verval van 0,40 m over de lengte van de pijler.

De ruimte onder de pijlervloer kon in drie groepen worden verdeeld:

- de ruimte tussen de ribben, met een lengte van 50 m en een gemiddelde breedte van 13,5 meter (middenvakken).
- de ruimte tussen de ribben en de grindzak (alleen in lengterichting van de pijlers) met een lengte van 50 m en een gemiddelde breedte van 0,60 m (randvlakken).
- de ruimten onder de ribben in de tegelmat.

De grote ruimte tussen de twee ribben was met twee compartimenteringsribben in drie ongeveer gelijke vakken verdeeld. Deze compartimenteringsribben hebben een hoogte van 0,35 m.

Voor een beschrijving van de ondervulspecie en de eisen die daaraan gesteld waren, zie deelnota 1.

7.3.2. Inspectie onder de pijler.

Om er zeker van te zijn dat de ruimte die moest worden ondervuld niet ontoelaatbaar vervuild was, is de eis naar voren gekomen deze ruimte te inspecteren. Om deze eis in te kunnen vullen is een werkgroep in het leven geroepen (SURROWI = SURvey en OnderWaterInspectie) die zich heeft beziggehouden met het uitvoeren van voorstudies, marktverkenning, het samenstellen van het eisenpakket en het maken van een bestek. Dit alles als voorbereiding van aanvragen bij leveranciers en bedrijven die gespecialiseerd waren op het gebied van onderwaterinspectie.

De complexiteit van de situatie en de condities waaronder de inspectie zou moeten plaatsvinden hebben een zeer uitgebreid en zwaar eisenpakket gevormd (doc. 17). Uiteindelijk is een zich zelf voortbewegende sonde ontwikkeld, die aan een navelstreng door de groutpijpen in de ruimte onder de pijler kon worden gebracht. Met een ingebouwde televisiecamera kon deze ruimte visueel worden geïnspecteerd. Een uitvoerige omschrijving van dit apparaat, de TRIGLA, wordt in boek 5 gegeven. Niet onvermeldt mag blijven dat de vervuiling onder de pijlers ontzettend is meegevallen waardoor de eveneens ontwikkelde opschoonapparatuur nauwelijks ingezet is.

7.3.3. Slibzuigen onder de pijler.

De aanwezigheid van zand of slib onder de pijler in de middenvakken over een oppervlak groter dan 15 m² met een laagdikte van 15 mm of meer, zou aanleiding kunnen geven

tot ongewenste kanaalvorming als dit wegspoelde. Ontoelaatbare spanningen in de pijlervoet zouden kunnen optreden. Omdat het moeilijk was een duidelijk beeld te krijgen van de verwachte aanzanding of aanslibbing is op voorhand gesteld dat er een methode ontwikkeld moest worden om zand of slib te kunnen verwijderen.

Om deze materie te bestuderen en een voorstel tot opschonen te maken is de werkgroep PIJLOPS samengesteld. Deze werkgroep heeft de begeleiding van het ontwerp, de proeven en de bouw verzorgd.

De werkgroep heeft een aantal ontwerpen gemaakt en proeven verzorgd (doc. 16). De situatie onder de pijlers is echter van dien aard geweest, dat slibzuigen nergens nodig was. Het testen van de apparatuur is beperkt gebleven tot een beproeving in de pijler, waarbij is vastgesteld, dat het systeem van opschonen naar behoren voldeed.

7.3.4. De ondervuluitrusting en ondervulwijze.

De apparatuur en voorzieningen in de pijler die nodig waren voor het ondervullen zijn;

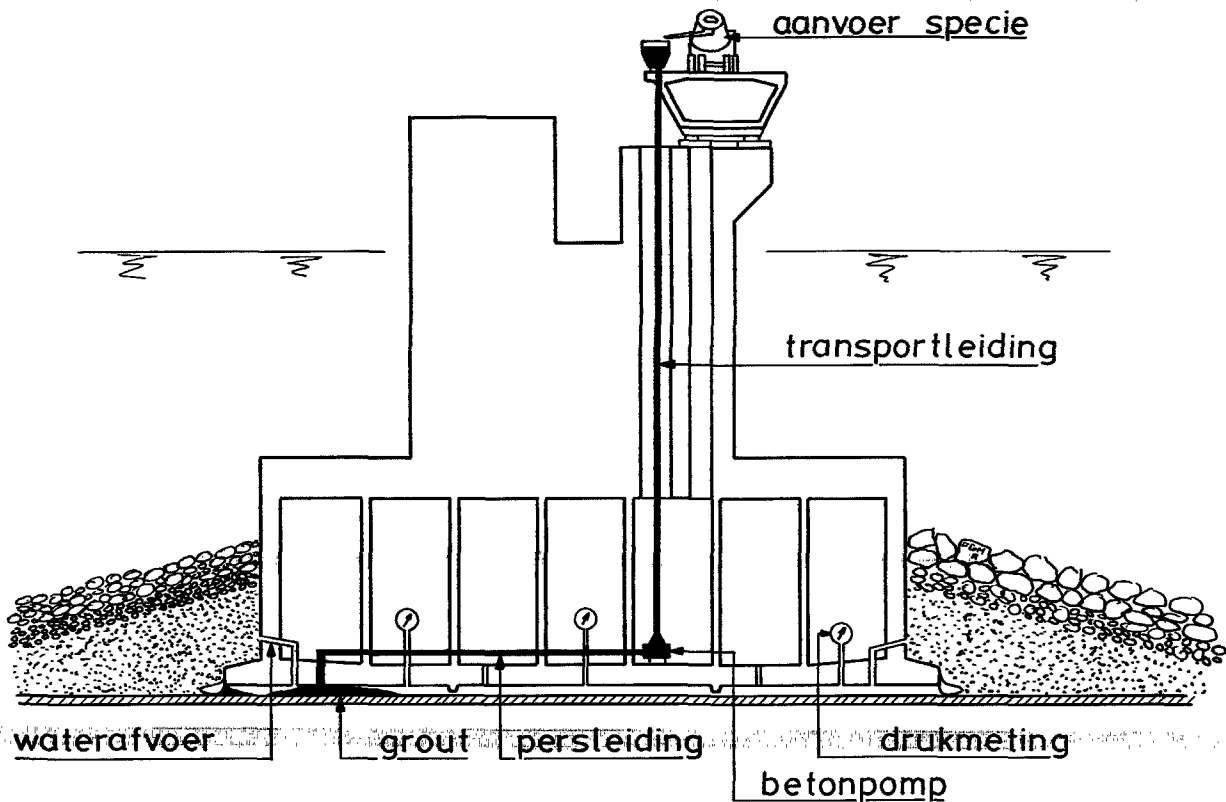
- de pompen met de daarbij behorende leidingen.
- de aanmaakplaats van de specie en het transport.
- de doorvoeringen in de vloer en in de wanden.
- de doorkoppelingen van de doorvoeringen.
- een controlesysteem.
- een communicatiesysteem.
- de ondervulwerkzaamheden.
- de hulpuitrustingen.

Bij het ondervullen is een maximum gesteld aan de druk, welke mocht worden uitgeoefend tegen de onderzijde van de vloer. Het ondervullen moest uitgevoerd worden in een drooggezette pijler, wat betekende dat er een waterdruk van ongeveer 3 bar (bij de diepst gefundeerde pijler) op de vloer werd uitgeoefend. Het ondervullen is met een geringe overdruk uitgevoerd om te zekerheid te hebben dat de ruimtes voldoende gevuld zouden zijn. Deze druk mocht ook echter weer niet te groot worden, omdat dan het gevaar bestond dat de reactiekrachten op de draagribben te veel zouden afnemen en de stand van de pijler niet meer stabiel was. Als grens was een gemiddelde overdruk van 1 bar per vak gesteld (met een plaatselijk toelaatbare drukverhoging van 2 bar).

Het zou het makkelijkste geweest zijn de specie vanaf de bovenzijde van de verkeerskoker naar de te vullen ruimte te pompen. Dit was echter niet haalbaar omdat zich hierbij een speciekolom van ongeveer 40 m zou vormen die een druk van 8 bar aan de onderzijde van de vloer zou vormen. Dit betekende dus een overdruk van 5 bar die niet toelaatbaar is. Ook zou het gedoceed aanbrengen van de specie bij een kolomhoogte van 40 m moeilijk te verwezenlijken zijn.

Hoofdzakelijk om deze redenen is er als voorwaarde gesteld, dat het ondervullen, met drie in de pijler op de vloer geplaatste pompen, diende te geschieden. Voor een beschrijving van de pompen en leidingen en de eisen die er aan gesteld zijn zie doc. 9. Voor een overzicht van de opstelling zie figuur 85.

Naast de groutpompen was ook een waterpomp nodig. Deze kon op de verkeerskoker blijven staan en werd gebruikt voor het losblazen van de afsluitdopjes van de groutleidingen, voor het schoonmaken van de groutleidingen en het eventueel doorspoelen van verstopte leidingen. Voor het na-



Figuur 85. Opstelling ondervulapparatuur.

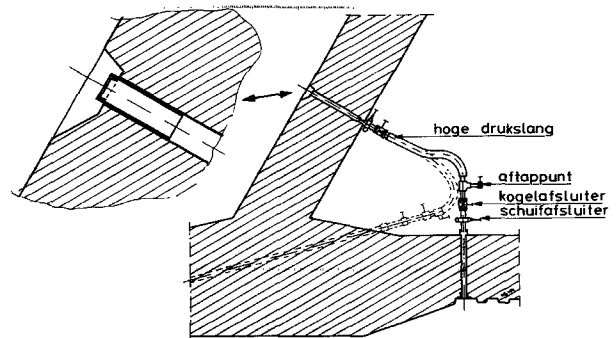
eel doorspoelen van verstopte leidingen. Voor het na-injecteren is ook gebruik gemaakt van een pomp die op de verkeerskoker kon blijven staan.

De specie is met truckmixers aangevoerd.

Bij de bouw van de pijlers zijn zowel in de vloer als in de buitenwanden doorvoeren ingestort. Deze bestonden uit hostalit-Z-buizen met aan beide uiteinden een stalen pijp met flens. Binnen in de pijler zijn schuifafsluiters gemonteerd en de buitenzijde van de pijpen waren voorzien van plastic dopjes, die dienden om de aangroei in de pijpen te voorkomen. De doorvoeren in de schuine wanden eindigden aan de buitenzijde in een kleine sparing, die een zodanige vorm had (fig 86), dat er geen stenen in konden blijven liggen en het plastic dopje toch nog weggeperst kon worden.

Uit vele proeven is gebleken dat, bij het vullen van de ruimten, de afvoer van het water hoofdzakelijk plaats vond via het fundatiebed. Na het intreden van de binding van de cement vond de afvoer plaats via speciaal daarvoor in de vloer en wanden aangebrachte afvoerpijpen. Aan deze afvoeren moest beoordeeld kunnen worden of het ondervulproces kon worden beëindigd. Daarvoor zijn alle doorvoeren in de vloer naar binnen geleid, vanwaar ze via een doorkoppeling naar de doorvoeren in de wand weer naar buiten gaan. De verbinding tussen vloer en buitenwand is verzorgd door een flexibele slang waarin een concentratiemeter en een aftappunt zijn opgenomen om te kunnen beoordelen of er water of specie werd afgevoerd (figuur 86).

Tijdens het vullen was de belasting op de onderzijde van de vloer aan een maximum gebonden. Om deze belasting te



Figuur 86. Waterafvoerleiding met aftappunt.

kunnen meten waren er in elk vak doorvoeren aangebracht waarin twee soorten drukopnemens zijn geplaatst. De waterdruk is gemeten met:

- manometers, die direct op de doorvoeren moesten worden bevestigd en alleen ter plaatse konden worden afgelezen.
- elektrische waterspanningsmeters die met een hulpstuk op de doorvoeren konden worden bevestigd en centraal konden worden afgelezen.

Het grote voordeel van de elektrische waterspanningsmeters was dat ze centraal afgelezen konden worden, waardoor de man van de pompbediening de speciesnelheid onmiddellijk kon aanpassen als de druk te hoog opliep.

Voor de werkzaamheden die moesten worden verricht voor met het eigenlijk ondergrouten kon worden begonnen zie doc. 11. De hoofdzaken hieruit waren:

- het leegpompen van de pijler.
- het schoonmaken van de binnenzijde van de pijler en met name de trap in verband met de veiligheid.
- controle op lekkages van de beton en de groutleidingen.
- inspectie van de onderzijde van de pijler met behulp van de TRIGLA via de doorvoeren in de vloer. Dit was met name van belang om de aanwezigheid van zand, slib en aangroei te kunnen constateren.
- het aanbrengen van ventilatie, verlichting, afsluiters, leidingen, pompen en communicatiesysteem.

Het uitvoeren van het ondervulproces moest continue plaatsvinden. Er werd begonnen met, (afhankelijk van het getij, aan de benedenstroomse zijde) met twee pompen in een van de buitenste middenvakken. Wanneer de grootste hoeveelheid in dat vak was aangebracht, werd een pomp aangesloten op het middenste middenvak, terwijl de andere pomp bleef doorgaan tot dit vak vol was. Deze pomp ging daarna over naar het andere buitenste middenvak en beide pompen brachten de rest van de specie in de middenvakken aan. Tijdens het aanbrengen van de specie trad een geringe drukverhoging op (ca. 0,2 - 0,4 bar). Als de druk daarna snel toenam was een vak zo goed als vol. De pompen moesten dan op een gereduceerd debiet verder gaan totdat bij alle afvoeren specie werd waargenomen. Na het dichtdraaien van de laatste afvoer stopte men met inbrengen van specie. Daarna beoordeelde men of begonnen kon worden met het afpersen. Dit deed men als per vak een overdruk van 1 bar opgebouwd kon worden, zonder dat deze werd afgedragen naar een van de aangrenzende vakken. Bij het afpersen werden met een laag debiet eventuele holle ruimten gevulde totdat men in de afvoeren weer specie waarnam.

Als werd uitgegaan van een gemiddelde hoogte van de tegelmat van 0,40m, dan moest er een ruimte van ca. 700 m³ gevuld worden. Hiervoor moest, in verband met het napersen, een hoeveelheid gerekend worden van ca. 800m³. Het vullen moest zo snel mogelijk en zonder onderbrekingen plaatsvinden.

7.4. Zandvullen pijlers.

7.4.1. Onderzoek wijze van zandvullen.

Om de stabiliteit te waarborgen moesten de pijlers geballast worden. Al in een vroeg stadium van het ontwerp is, uit kostenoverwegingen, gekozen voor ballasten met zand (doc. 1). Uitgangspunt daarbij was dat een zand-watermengsel zich zeer makkelijk laat transporteren.

In de betonconstructie van de pijlers zijn de volgende randvoorwaarden voor het zandvullen opgenomen:

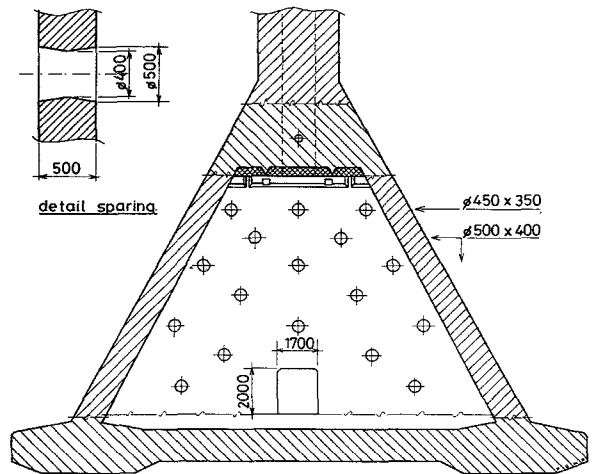
- zandvulling 85%,
- overdruk in de pijlers kleiner of gelijk aan 20 kN/m²,
- belasting op de tussenwanden maximum 15 kN/m², (drukverschil).

Om te kunnen bepalen hoe het transport van zand zich door de tussenwanden zou afspelen en hoe de zandafzettingen in de holle ruimten van de constructie zouden plaatsvinden is een modelonderzoek (schaal 1 : 30) gedaan. Omdat de resultaten van dit modelonderzoek enige twijfels oproepen is ook een onderzoek op ware grootte uitgevoerd.

Bij het modelonderzoek waarbij de lengtedoorsnede van een halve pijler was gemaakt, waren twee vragen aan de orde:

- is het mogelijk via een toevoerleiding een afvoerleiding het caisson voor meer dan 80% te vullen,
- hoe moet het gatenpatroon in de tussenwanden zijn, zodat tijdens het vullen de hoogteverschillen tussen het zand aan weerszijde van de wand niet meer dan 2 meter is (60 mm op schaal).

Om hier een antwoord op te vinden zijn in het model een groot aantal proeven uitgevoerd. Daarbij zijn diverse gatpatronen, zandsoorten en stroomsnelheden gebruikt. Voor een uitgebreide beschrijving van de proeven zie doc. 2. Voor het uiteindelijk gekozen gatpatroon zie fig. 87. Dit heeft ten opzichte van het uit de proeven gekozen patroon nog een kleine wijziging ondergaan.



Figuur 87. Gatpatroon tussenwanden pijlers.

Om na te gaan hoe het zand zich in werkelijkheid in de pijler verspreid zijn, na het plaatsen van een aantal pijlers, voor dat met het definitieve zandvullen is begonnen, een aantal proeven op ware grootte uitgevoerd. Daarvoor zijn in een aantal pijlers, zowel op de vloer als op een aantal wanden, grond-drukdozen en waterspanningsmeters geïnstalleerd. Voor een verslag van deze proeven zie doc. 3. Uiteindelijk bleek dat het vullen overeenkomstig de verwachtingen verliep, waarna het meetprogramma is beëindigd.

7.4.2. De aan te brengen voorzieningen ten behoeve van het zandvullen.

Tijdens het zandvullen is de pijler volledig gevuld met water. Het inbrengen van het zand-water mengsel gebeurde met een persleiding $\phi 350$ mm in de grote schachtsparing, waarbij deze leiding tot een diepte van minimaal N.A.P. -5,00m reikte. In eerste instantie kwam het zand in het vak onder de schachtopening terecht. Het water stroomde, via de gaten in de tussenwanden naar de andere vakken. In het dak van de pijlervoet zijn $\phi 250$ mm ingestort. Via deze leidingen wordt het water vanuit de bovenste vakken afgepompt.

In de grote schacht zit op N.A.P. -3,00m een pijp $\phi 315$ mm. Deze pijp diende voor het toestromen van water in de pijlervoet en om te zorgen dat de overdruk in de pijler, bij een te grote toevoer van het mengsel of een te kleine afvoer van water, niet te groot werd.

Na het ondergrouten van de pijler en voor het zandvullen moesten diverse voorbereidende werkzaamheden verricht worden. Deze waren:

- het verwijderen van een stukje klimladder en leuning,
- het sluiten van het luik in de kleine schacht,
- het aanbrengen van kabels aan de regelkleppen,
- het verwijderen van de knevel van de waterdoorvoer in de grote schachtsparing,
- het aanbrengen van een maatverdeling in de kleine schacht,
- het laten vollopen van de pijler met water,
- het aanleggen van de zandpersleiding.

7.4.3. De praktijk van het zandvullen.

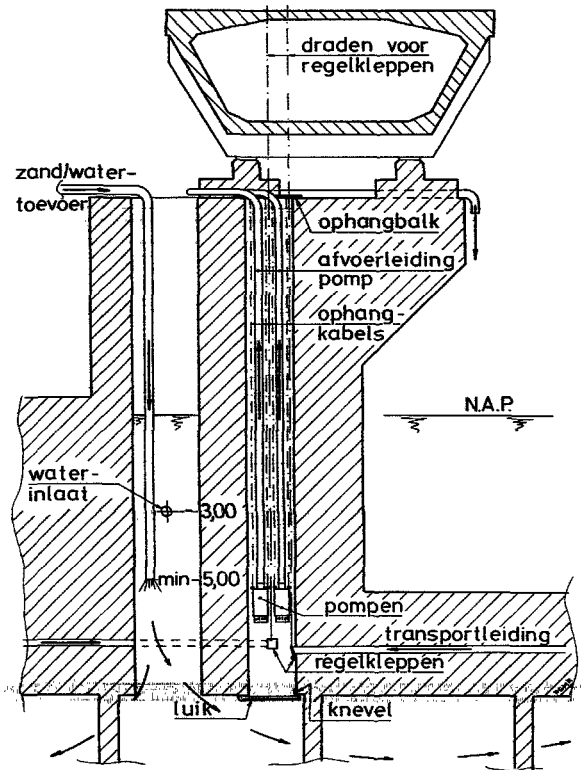
In een droog depot werden zand en water tot een verpompbaar mengsel samengesteld. Via een persleiding over de brug is het mengsel vervolgens naar de te vullen pijler gepompt.

Hier vandaan stroomde het mengsel de pijler in waarbij gezorgd diende te worden dat de toevoerleiding minstens tot een diepte van N.A.P. -5,00m in de schacht werd gebracht om te voorkomen dat het zand door de pijp ϕ 315 weer naar buiten stroomde. Voor de controle op de vullingsgraad is in de toevoerleiding een snelheidsmeter geplaatst en aan het einde van de leiding moest de dichtheid van het afgevoerde water worden bepaald. Dit gebeurde met een concentratiemeter of door het nemen van watermonsters.

Na het uitvoeren van de voorbereidende werkzaamheden moesten de volgende handelingen verricht worden:

- inhangen afvoerpompen en deze afstellen op de juiste hoogte.
- inschakelen van de afvoerpompen. Controle van het afvoersysteem en de bediening van de regelkleppen.
- wanneer het afvoersysteem goed functioneert beginnen met het vullen.
- tijdens het vullen de dichtheid van het afvoerwater regelmatig controleren.
- de totale vultijd bij 700 m³ per uur (met 30% zand) zal ongeveer 15 uren bedragen.
- als de pijler vol is de toevoerleidingen en de pompen met leidingen verwijderen.

Voor een overzichtstekening van het zandvullen zie figuur 88 en 89. Voor een uitgebreide beschrijving van het zandvullen zie doc. 4 en 5.



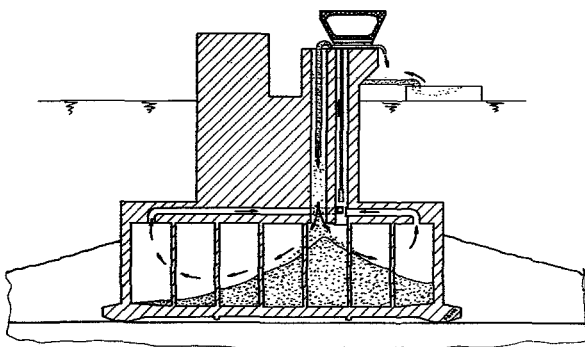
Figuur 89. Detail zandvullen.

Documentatielijst.

1. Zware ballast. OBETWK-N-77004.
2. Proeven t.b.v. zandballaststelsel pijlers Oosterschelde-dam. J. Brakel en J. Athmer. Studiedienst. November 1978.
3. Het zandvullen van de pijlers. Laboratorium voor grondmechanica. Rapport nummer CO-407480/2, oktober 1985.
4. Draaiboek zandballasten. 51ONRA-R-82069.
5. Evaluatienota zandvullen pijlers en dorpelbalken. 51ONRA-M-86001.
6. Keuze grindzakdummie. 51ONRA-M-81136.
7. Grindzakdummie. 51ONRA-R-83131.
8. Interimnota. OBVULL-R-78025.
9. Ondervullen en randconstructie. Eindrapport. 51ONRA-R-82055.
10. Draaiboek montage grindzak. 51ONRA-R-80126.
11. Draaiboek ondervullen. 51ONRA-R-80109.
12. Tolerantienota.
13. Operatieplan plaatsen pijlers. Deel a,b,c,d,e, en f.
14. Computerprogramma "RELKEU".
15. Computerprogramma "TBM".
16. Evaluatienota slibzuigen pijler. R/KB 3689.
17. Evaluatienota inspectie onder pijler. R/KB 3688.

Literatuur.

1. Ontwerpnota Stormvloedkering Oosterschelde. Boek 1.



Figuur 88. Overzicht zandvullen.

Deelnota 3: Landhoofden

Index landhoofden.

- 1. Ontwerpbeschrijving. 128**
- 1.1. Inleiding.
 - 1.2. Ontwikkeling van het ontwerp.
 - 1.3. Beschrijving landhoofdconstructie.
 - 1.3.1. Totaal ontwerp.
 - 1.3.2. Stabiliteit en vulling elementen.
 - 1.3.3. Koppeling gedilateerde delen van de constructie.
 - 1.3.4. Voegconstructies.
 - 1.3.5. Maatregelen in verband met vallende stenen.

Documentatie.

Literatuur.

- 2. Randvoorwaarden en belastingen. 133**
- 2.1. Inleiding.
 - 2.2. Hydraulische randvoorwaarden en belastingen (eind- en bouwfase).
 - 2.2.1. Golfrandvoorwaarden en golfbelasting (eindfase).
 - 2.2.2. Vervalbelasting (eindfase).
 - 2.2.3. Waterstand en inkomende golven.
 - 2.2.4. Golfrandvoorwaarden tijdens de bouwfase van de dam aanzetten, die bij verschillende waterstanden kunnen optreden.
 - 2.2.5. Golfbelasting op landhoofdelementen (bouwfase).
 - 2.3. Grondmechanische randvoorwaarden en belastingen.
 - 2.3.1. Grond- en bovenbelastingen.
 - 2.3.2. Ongelijkmatig dragen van de prefab elementen.
 - 2.4. Overige belastingen.

Documentatielijst.

- 3. Ontwerpberekeningen. 138**
- 3.1. Uitgangspunten.
 - 3.2. Algemene berekeningsfilosofie.
 - 3.3. Overzicht bouwstadia en belastingscombinaties.
 - 3.4. Berekening putringen.
 - 3.4.1. Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen.
 - 3.4.2. Stabiliteitsberekening putten geheel onder water.
 - 3.4.3. Stabiliteit wanneer de put in zijn eerste aanvulling staat.
 - 3.5. Sterkteberekeningen putringen.
 - 3.5.1. Overzicht belastingen en combinaties.
 - 3.5.2. Ontwerpberekeningen.
 - 3.6. Sterkteberekeningen koppelankers t.p.v. de dilatatievoeg.
 - 3.6.1. Inleiding en uitgangspunten.
 - 3.6.2. Belastingen en ontwerpberekeningen.
 - 3.7. Sterkteberekening van de voorste dekplaat.
 - 3.7.1. Inleiding en uitgangspunten.
 - 3.7.2. Ontwerpberekeningen.
 - 3.8. Berekening achterste koppelplaten.
 - 3.8.1. Inleiding en uitgangspunten.
 - 3.8.2. Ontwerpberekeningen.
 - 3.9. Berekening van de bovenbouw op de koppelplaten.
 - 3.10. Keerwanden (L-wanden) achter landhoofd.
 - 3.10.1. Inleiding en uitgangspunten.
 - 3.10.2. Ontwerpberekeningen.

Documentatielijst

- 4. Plaatsen putten en voegplanken. 146**
- 4.1. Inleiding en uitgangspunten.
 - 4.2. Transport en plaatsen van de elementen.

Documentatielijst.

1. Ontwerpbeschrijving.

1.1. Inleiding.

De betonnen landhoofden zijn een onderdeel van de zes overgangsconstructies tussen de vaste kering op de bestaande oevers, respectievelijk de werkeilanden en de randpijlers van de beweegbare kering in de sluitgaten. Voor een situatie van de landhoofden zie fig. 1.

Elk van de zes overgangsconstructies bestaat uit de volgende onderdelen (fig. 2):

- damaanzet.
- breukstenen dam (zie deelnota 2.9).
- landhoofd.
- verkeerskoker: de 6 (landhoofd)verkeerskokers zijn gemaakt van voorgespannen lichtbeton. De overspanning ervan is, afhankelijk van de locatie, 68 of 80 m (voor een uitgebreide beschrijving van de verkeerskokers zie deelnota 6).

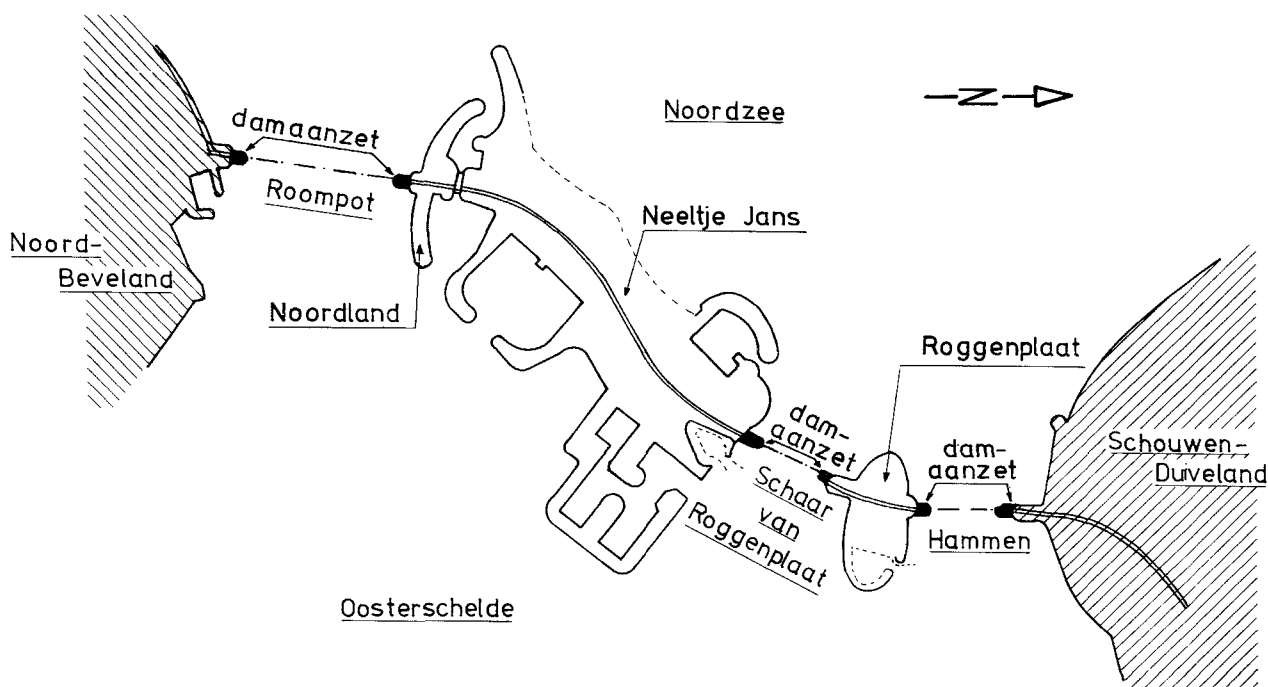
De damaanzet: de damaanzet bestaat uit een dijkgedeelte en een filterconstructie aan de kop. Dit filter vormt tevens de fundatie van het landhoofd en moet daarom zowel zanddicht zijn als de zettingen tot een minimum beperken.

De damaanzetten zullen in deze deelnota, voor zover nodig voor de landhoofden, beschreven worden. Voor een uitgebreide behandeling ervan zie lit. 1.

Het landhoofd: het landhoofd bestaat uit ronde prefab betonelementen die op N.A.P. $-3,50\text{m}$ worden gefundeerd. Op deze elementen wordt boven N.A.P. $+2,57\text{m}$ de bovenbouw van het landhoofd, in situ, afgebouwd. De landhoofden vormen de beëindiging en opsluiting van de aardenbaan van de wegen over het vaste deel van de kering. Vanaf de andere zijde vormen zij de beëindiging van de verkeersbrug en zijn de oplegpunten van de landhoofdverkeerskokers. Via de landhoofden zijn de technische installaties in de verkeerskokers bereikbaar.

Uit de genoemde functies, de situering en de genoemde funderingsgrondslag volgen de eisen dat:

- het landhoofd bestand moet zijn tegen golfaanvallen.
- onder alle omstandigheden zanddicht moet blijven.
- zonder schade beperkte zettingen in de funderingsgrondslag moet kunnen volgen.



Figuur 1. Situatie landhoofden.

1.2. Ontwikkeling van het ontwerp.

Aan het huidige ontwerp zijn een groot aantal studies vooraf gegaan. Het zou te ver gaan deze hier allen te noemen en te behandelen. Een belangrijk alternatief voor het betonnen landhoofd, de kistdam van stalen damwanden, kan echter niet onvermeld blijven. Het kistdam-ontwerp bestond uit stalen damwanden. Voor een uitgebreide beschrijving van dit ontwerp zie doc.1. De bezwaren tegen dit ontwerp waren o.a.:

- het heien in fosforslakken, breuksteen of dikke grindpakketten werd niet of zeer moeilijk uitvoerbaar geacht
- het kon niet worden gegarandeerd dat de damwand, beneden het controleerbare niveau in het slot zou zitten
- de vereiste levensduur van de stormvloedkering (200 jaar) gold ook voor de landhoofdconstructie. Een groot gedeelte van de stalen damwand kan echter niet of nauwelijks gecontroleerd worden.

Om deze redenen is afgezien van het toepassen van stalen damwanden.

1.3. Beschrijving landhoofdconstructie.

1.3.1. Totaal ontwerp.

Voor een overzicht van de constructie zie figuur 3.

Het landhoofd is ontworpen als een constructie die tot op zekere hoogte zettingen in de ondergrond kan volgen. Verschilzettingen over de constructie kunnen tot 300 mm worden opgenomen. De constructie is daarom opgebouwd uit drie delen. Tussen deze drie delen zijn dilatatievoegen ontworpen die vanuit de onderbouw doorlopen in de bovenbouw. Om kanteling ten gevolge van zettingen te voorkomen zijn de drie delen door middel van koppelconstructies verbonden. De genoemde zettingen kunnen ontstaan door:

- verschillen in de beddingsconstanten over het oppervlak van de fundering
- het uitspoelen van de zandlenzen die tijdens de uitvoering van de damaanzetten zijn ingesloten.

De onderbouw wordt gevormd door 7 ringvormige geprefabriceerde betonelementen, gefundeerd op een hoogte van N.A.P.-3,50m, waarin na het plaatsen een 0,75 m dikke filterlaag van grind wordt gestort. De elementen zijn vervolgens

tot N.A.P. +1,70m met onderwaterbeton gevuld.

In de volgende fase zijn de elementen in twee groepen van twee en een groep van drie door middel van afdekplaten met elkaar verbonden.

Op deze platen is in situ de bovenbouw gemaakt. Deze bestaat uit een dwarskoker op de voorste afdekplaat en een toegangspartij met afrit op de aan de zeezijde gelegen afdekplaat. Op de beide zijplaten staan nog keerwanden om het zandlichaam van de weg en de afrit op te sluiten. De verkeerskoker is op de voorste plaat opgelegd.

Aansluitend aan de bovenbouw zijn grondkerende L-wanden gemaakt. Deze wanden hebben dezelfde functie als de keerwanden op de platen. De L-wanden zijn om zettingsredenen op staal gefundeerd en niet met elkaar en aan de voorgaande bovenbouw verbonden.

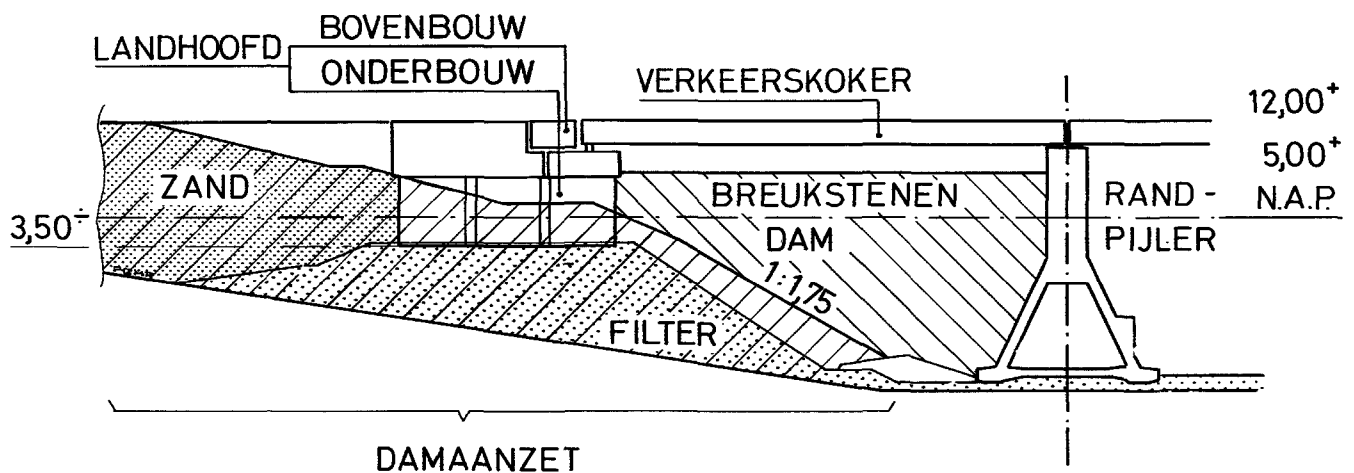
In principe zijn alle zes landhoofden hetzelfde uitgevoerd. Alleen het landhoofd Noordland heeft, bij een gelijkblijvend funderingsniveau, een grotere hoogte omdat dit landhoofd in de oprit naar de brug over de Roompotsluis ligt. Het hoogteverschil is gerealiseerd door de put 1,5 m hoger te maken.

1.3.2. Stabiliteit en vulling elementen.

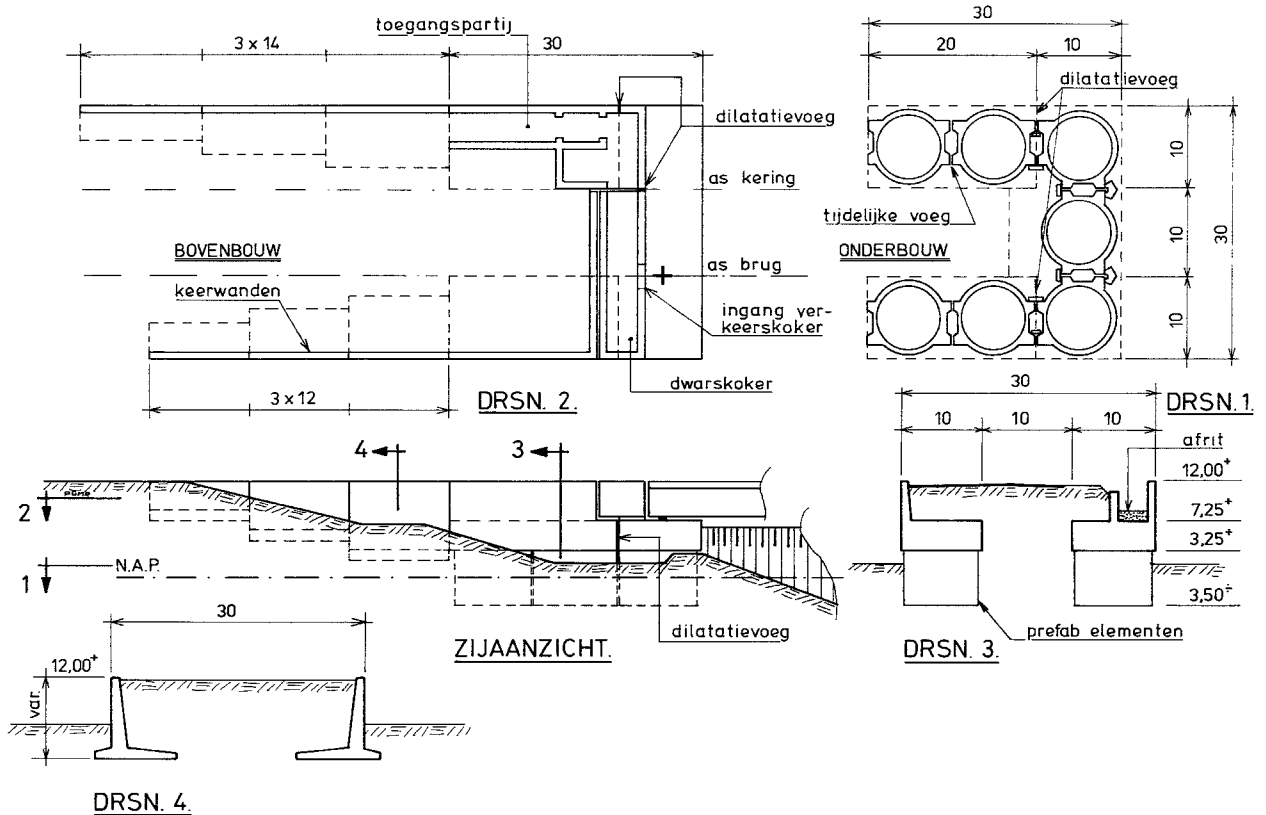
De in de bouwfase geplaatste elementen waren, vanwege hun relatief lage gewicht bij een groot oppervlak, gevoelig voor de zogenaamde „bouwfasebelastingen”.

Om de stabiliteit te verzekeren moesten enkele maatregelen worden getroffen:

- binnen 1 week na het plaatsen zijn de elementen rondom aangevuld met breuksteen van N.A.P.-3,50m tot N.A.P.-1,00m. Gelijktijdig zijn de elementen gevuld met een filterlaag (3 - 30 en 40 - 160 mm) van 0,75 m. dikte. De lagen zijn verdicht. De filterlaag diende om de oneffenheden van het fundatiebed uit te vlakken en als bodemafluiting voor het later aan te brengen beton. Hierdoor werd voldoende schuifveiligheid verkregen, om eventuele bouwfasestormen te doorstaan.
- binnen 1 maand na plaatsing zijn de elementen met beton gevuld. De krachten uit de bovenbouw worden hierdoor rechtstreeks aan de ondergrond afgedragen. Een deel van het beton is onder water aangebracht. Met de zwelling van dit beton is bij het ontwerp van de elementen rekening gehouden.



Figuur 2. Benaming onderdelen.



Figuur 3. Overzicht landhoofdconstructie.

1.3.3. Koppeling gedilateerde delen van de constructie.

De afdekplaat die de elementen koppelt is star. Vanwege de afmetingen van de plaat, het niet homogeen zijn van de ondergrond en de plaatselijk aangrijpende belastingen, is het om scheurvorming te voorkomen constructief noodzakelijk dilatatievoegen aan te brengen (figuur 4).

De eisen die aan deze dilatatievoegen gesteld zijn:

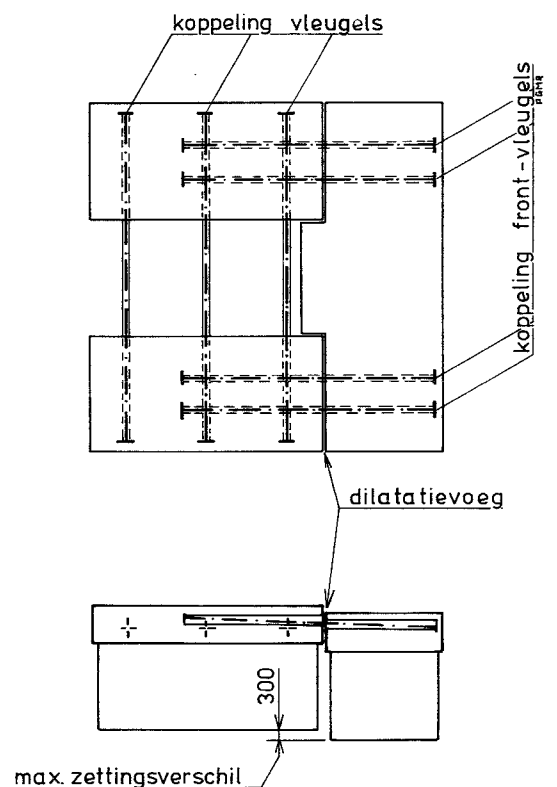
- de constructiedelen moeten ten opzichte van elkaar verticaal kunnen bewegen
- het onderliggende fundatiemateriaal moet opgesloten blijven
- het achterliggende aanvulmateriaal mag niet door de voeg naar buiten treden.

De koppelconstructie is onder te verdelen in (zie figuur 4):

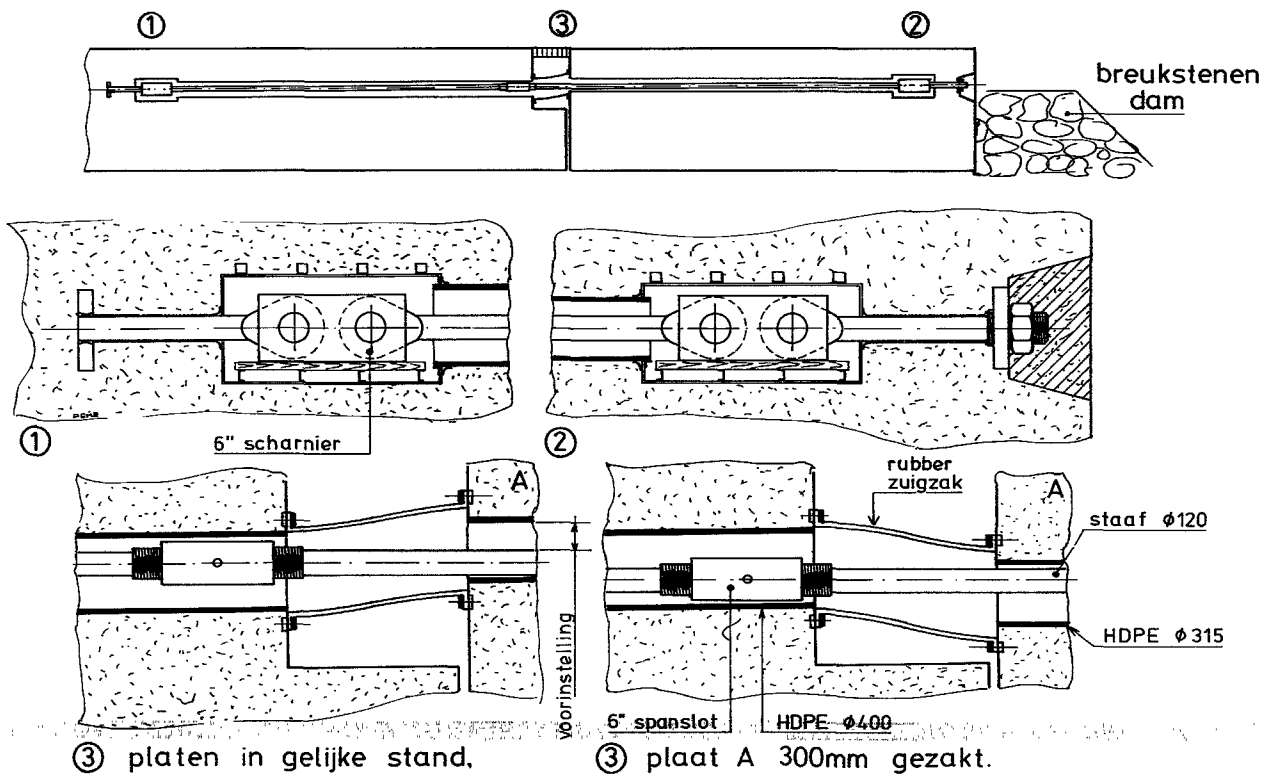
- een koppeling van het frontdeel van de landhoofdconstructie aan de beide vleugeldelen
- een koppeling van de twee vleugeldelen onderling.

Door deze manier van koppelen is een relatief groot zettingsverschil mogelijk (ca. 300 mm) maar de mogelijke hoekverdraaiing is beperkt (0,3%).

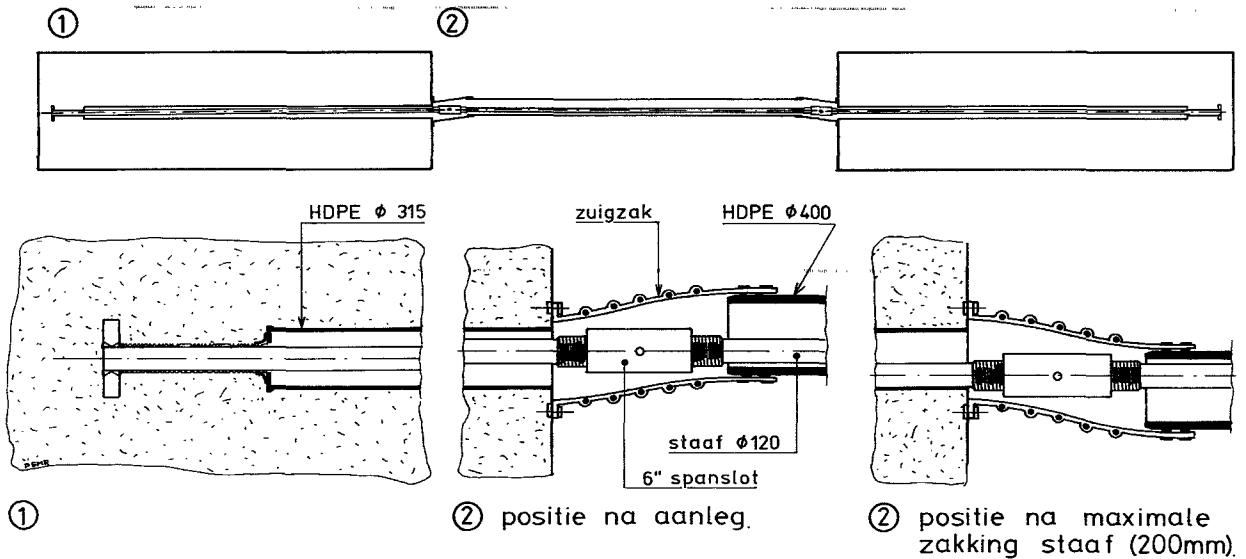
Met het oog op de vereiste duurzaamheid zijn voor deze koppeling staven gekozen uit een staalkwaliteit met een betrekkelijk lage treksterkte, dat minder corrosiegevoelig is. Bovendien zijn de staven door een omhulling hermetisch van de buitenwereld afgesloten waardoor oxyderen, na het verbruiken van de aanwezige zuurstof, praktisch onmogelijk is (fig. 5 en 6).



Figuur 4. Afdekplaten met koppelingen.



Figuur 5. Koppelconstructie. Front aan vleugel.



Figuur 6. Koppelconstructie. Vleugels onderling.

1.3.4. Voegconstructies.

In de landhoofdconstructie komen 3 soorten voegen voor (zie fig. 3):

- A - dilatatievoegen tussen de ronde elementen
- B - tijdelijke voegen tussen de ronde elementen
- C - dilatatievoegen in de keerwanden.

A. Dilatatievoegen tussen de elementen.

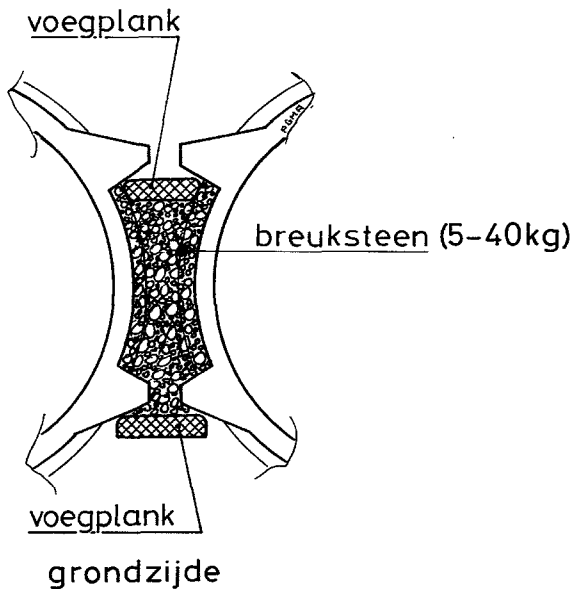
Om de zettingsinvloeden op de constructie te beperken zijn twee dilatatievoegen aangebracht. Aan deze voegen zijn de volgende eisen gesteld:

- de toleranties van het plaatsen en de onnauwkeurigheden van het fundatiebed moeten opneembaar zijn
- de zettingen van de ondergrond in de bouw- en eindfase

moeten opgenomen kunnen worden

- door de voegen mag, ten gevolge van het verhang, geen aanvul- en fundatiemateriaal uitspoelen
- de toegepaste materialen moeten een levensduur hebben van 200 jaar of vervangbaar zijn.

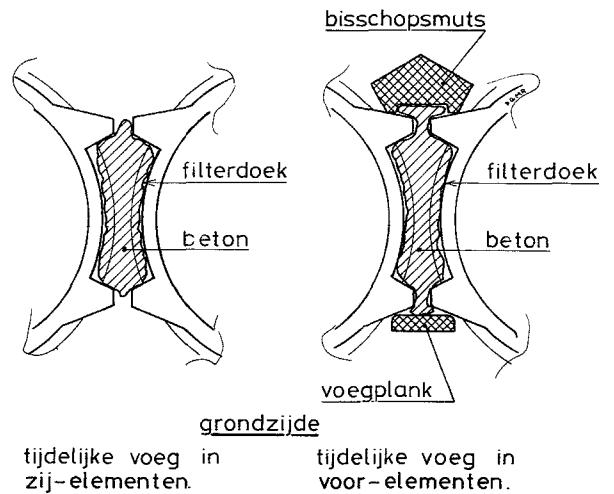
Om het relatief grote aandeel van de plaatsings- en fundatie-bedtoleranties op te vangen zijn „voegplanken” toegepast (fig. 7). Aan de binnenzijde van het landhoofd is een filter van korrelachtig materiaal toegepast om de ongunstige invloed van zettingen, die in de bouw- en eindfase optreden, op te vangen. In de dilatatievoeg is breuksteen 5 - 40 kg gestort.



Figuur 7. Dilatatievoeg.

B. Tijdelijke voegen.

Hiermee zijn de voegen tussen de elementen, die door de koppelplaten worden gefixeerd, bedoeld (figuur 8). De voeg is aan de binnenzijde bekleed met een zak van filterdoek en gevuld met beton. De zak heeft het doel het uitspoelen van de beton tijdens de verharding te verhinderen.



Figuur 8. Tijdelijke voegen.

C. Dilatatievoegen in de keerwanden.

De keerwanden zijn in het werk gestort. Daarom is hierbij alleen maar met de zettingen in de eindfase gerekend. Tussen de wanden is een folie toegepast om uitspoeling van het achterliggende zand te voorkomen.

1.3.5. Maatregelen in verband met vallende stenen.

Bij het maken van de aansluitende breukstenen dam kunnen krachten op de landhoofdconstructie uitgeoefend worden door het vallen of scheef plaatsnemen van grote stenen. Daarom is, net als bij de randpijlers, de dekking op de wapening aan de buitenkant van de elementen en de koppelplaten verhoogd tot 150 mm. De nissen tussen de elementen zijn met prefab-betonelementen (de z.g. bisschopsmutsen, zie fig. 8) opgevuld. Deze elementen zijn voor het storten van de tijdelijke voegen geplaatst.

Documentatielijst.

1. Stand van zaken betreffende het ontwerp van de damaan-zetten en landhoofden. Nota 1PROBU-N-79068.

Literatuurlijst.

1. Ontwerpnota Stormvloedkering Oosterschelde. Boek 2. Deelnota 10, Damaanzetten.

2. Randvoorwaarden en belastingen.

2.1. Inleiding.

In de ontwerpfilosofie van de stormvloedkering zijn zogenaamde „extreme” hydraulische belastingen gehanteerd. Dit zijn belastingen waarvan de overschrijdingsfrequentie $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar bedraagt.

Geëist is dat, met een veiligheidscoëfficiënt van 1,4 op de extreme belastingen, de constructie niet mag bezwijken.

De overige belastingen die niet aan de „superstorm” zijn gekoppeld kunnen als karakteristieke belastingen worden aangemerkt.

2.2. Hydraulische randvoorwaarden en belastingen (eindfase en bouwphase).

2.2.1. Golftrandvoorwaarden en golfbelasting (eindfase).

Als golfbelasting op de damaanzetten en landhoofden hebben dezelfde randvoorwaarden als voor de hele stormvloedkering gegolden.

De inkomende golven worden echter vanwege de plaats van de damaanzetten sterk beïnvloed door effecten als shoaling, refractie, reflectie en breking.

Voor de damaanzet Noord-Beveland werden de golven gemeten in een driedimensionaal modelonderzoek (doc. 1).

Als resultaten van dit onderzoek kunnen onder meer worden genoemd:

- de in de nabijheid van de damaanzetten gemeten golfhogte verschilt slechts weinig van de inkomende diepwaterrandhoogte.
- het gemeten golfspectrum nabij de damaanzet wordt sterk beïnvloed door lokale reflecties.

Voor de overige lokaties zijn aan de hand van de in dit model gemeten golven en met behulp van het rekenmodel CREDIZ (geCombineerde REfractie en DIfractie van Zeegolven) de randvoorwaarden berekend.

In de eindfase is de invloed van de golfbelasting op de landhoofdelementen, door de breking op de omliggende breukstenen glooiing, relatief gering. De golfbelasting is echter bepalend voor de stabiliteit van de materialen in de dilatatievoegen aan de zeezijde. Er is een onderzoek gedaan naar de extreme golfbelasting, de zogenaamde top-dalbelasting, in de eindfase. Door sterk driedimensionale effecten is het echter nauwelijks mogelijk om de werkelijk optredende belastingen nauwkeurig te bepalen (zie doc. 2).

Daarom werd besloten de volgende belastingen aan te houden:

- zie figuur 9: op de ronde landhoofdelementen aan de zeezijde de golftopbelasting volgens 3c en de golfdalbelasting volgens 3d.
- zie figuur 9: voor de wand aansluitend op de breukstenen

dam, voor de eerste 10 m vanaf zee de golftopbelasting volgens 3b en de golfdalbelasting volgens 3d.

- voor het overige deel van de keerwand, zie figuur 10.

2.2.2. Vervalbelasting (eindfase).

Het verval over de damaanzetten en de landhoofden is gelijk aan dat voor de hele Stormvloedkering:

- het positieve verval is 6,20 m, gebaseerd op een waterstand van N.A.P. + 5,50m op de Noordzee en van N.A.P. - 0,70m op de Oosterschelde,
- het omgekeerd verval is 3,40 m, bij een waterstand van N.A.P. - 1,00m op de Noordzee en van N.A.P. + 2,40m op de Oosterschelde.

2.2.3. Waterstand en inkomende golven.

De damaanzet Noord-Beveland wordt door golven het zwaarst aangevallen. Bij de voorontwerpen is deze, voor wat betreft de golven en waterstanden, als maatgevende voor de zes damaanzetten aangehouden.

Voor drie bouwfaseduren (1, 6 en 12 maanden) zijn in tabel 1 de significante golfhogte H_s , de voor de belasting maatgevende golfperiode T , de golfrichting ten opzichte van het Noorden en de waterstand aan de teen van de damaanzet Noord-Beveland gegeven.

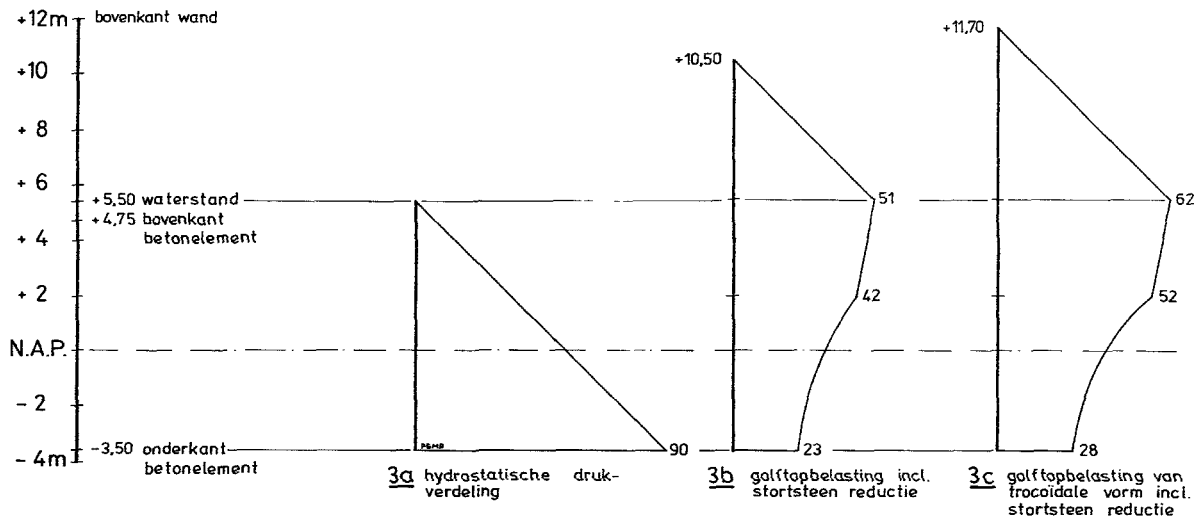
Tabel 1. Bouwphase randvoorwaarden aan de teen van de damaanzet Noord-Beveland.

bouwphase duur (mnd)	overschr.kans (keren/jaar)	waterst. (m tov NAP)	H_s (m)	T (s)	golfrichting tov Noord
1	$1,2 \times 10^{-1}$	+ 3,20	1,50	9,5	290 - 325
6	$2,0 \times 10^{-2}$	+ 3,70	1,80	9,5	290 - 325
12	10^{-2}	+ 4,00	2,10	9,5	290 - 325

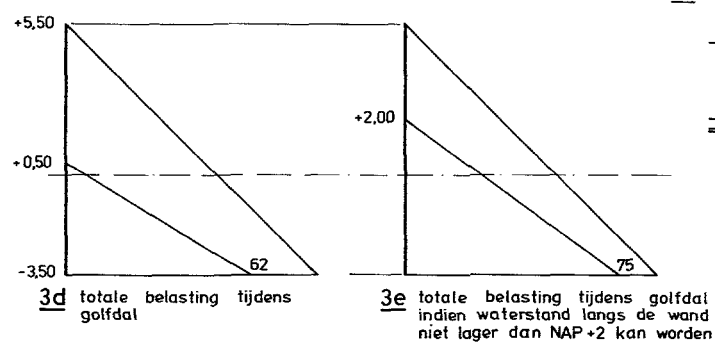
Als laagwaterstand zonder golfbelasting is voor alle bouwfasen N.A.P. - 1,50m en voor de eindfase N.A.P. - 2,50m aangehouden.

2.2.4. Golftrandvoorwaarden tijdens de bouwphase van de damaanzetten, die bij verschillende waterstanden kunnen optreden.

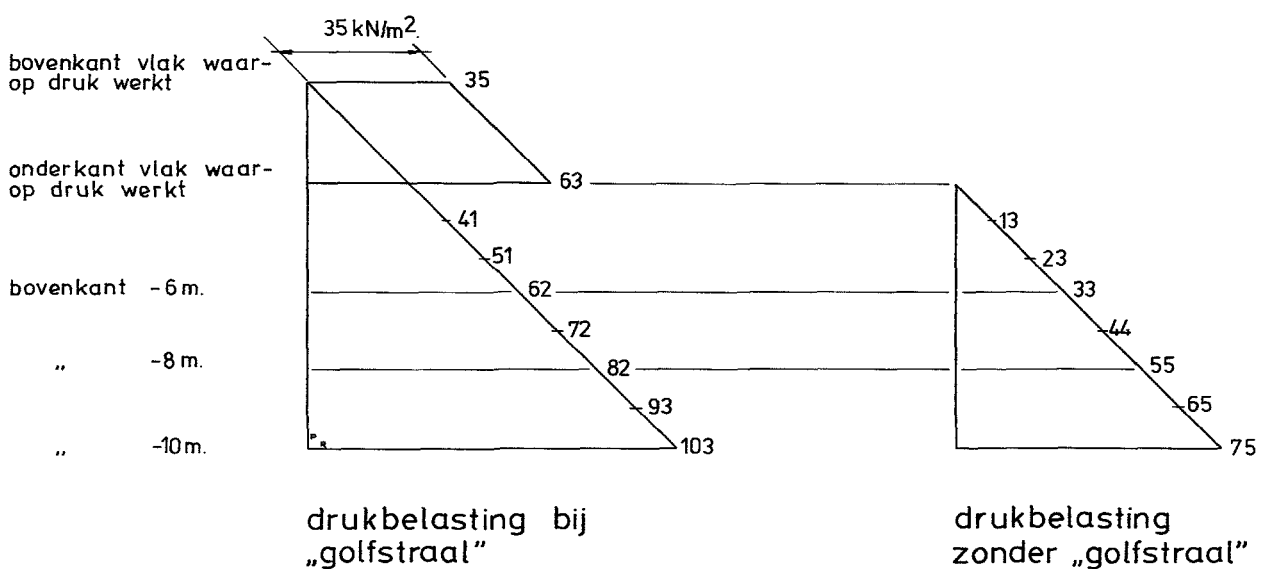
Er is weinig verschil tussen de maatgevende golven die de damaanzetten naderen, bovendien is er geen wezenlijk verschil in invloed van refractie, diffractie, shoaling en breking bij de verschillende damaanzetten.



nb. - voor de golfdalen is de totale belasting weergegeven (hydrostatische druk + golftopbelasting)
 - ter verkrijging van de totale belasting bij golftoppen moeten de hydrostatische druk en golftopbelasting gesommeerd worden.
- druk in kN/m²



Figuur 9. Golfbelasting op de elementen.



Figuur 10. Golfbelasting op de keerwanden (eindfase).

Maandelijk 1 % golfhoogte overschrijding (met een tolerantie van +0,15 a 0,20 m).

Januari	Hs = 1,60 m	Juli	Hs = 1,20 m
Februari	Hs = 1,30 m	Augustus	Hs = 1,10 m
Maart	Hs = 1,20 m	September	Hs = 1,40 m
April	Hs = 1,50 m	Oktober	Hs = 1,40 m
Mei	Hs = 1,20 m	November	Hs = 1,80 m
Juni	Hs = 1,10 m	December	Hs = 1,70 m

2.2.5. Golfbelasting op landhoofdelementen (bouwfase).

De belastingen in de bouwfase op de landhoofdelementen ten gevolge van de golfbeweging zijn berekend met behulp van de empirische gegevens van Minikin en de lineaire golftheorie. Uitgaande van de randvoorwaarden uit de vorige paragraaf zijn twee alternatieven bekeken, een met een golfbrekkende stortsteenkade voor de landhoofdelementen (fig. 11 A en B, kruin op N.A.P. +1,00m) en een zonder deze kade (fig. 11 C en doc. 3 en 4).

Voor de drukverdeling op de betonelementen (van N.A.P.-3,50m tot N.A.P.+6,0m) zie de figuren 11 en 12.

Bij brekkende golven bestaat de golfbelasting door de golftop voor een groot deel uit een impuls met een duur van ca. 0,01 a 0,1 sec. Dit is het dynamische effect. De golfbelastingduur bij niet brekkende golven is ongeveer 1 a 3 sec.

De golfdrukdoordringing tegen de landhoofdelementen wordt bij aanwezigheid van een breuksteenkade door de breuksteen gereduceerd. Voor de reductie van deze golfdruk in de breuksteen zie figuur 13. Hierin is P_0 de (genormaliseerde) druk op de scheidingslaag water-stortsteen (doc. 5).

2.3. Grondmechanische randvoorwaarden en belastingen.

2.3.1. Grond- en bovenbelastingen.

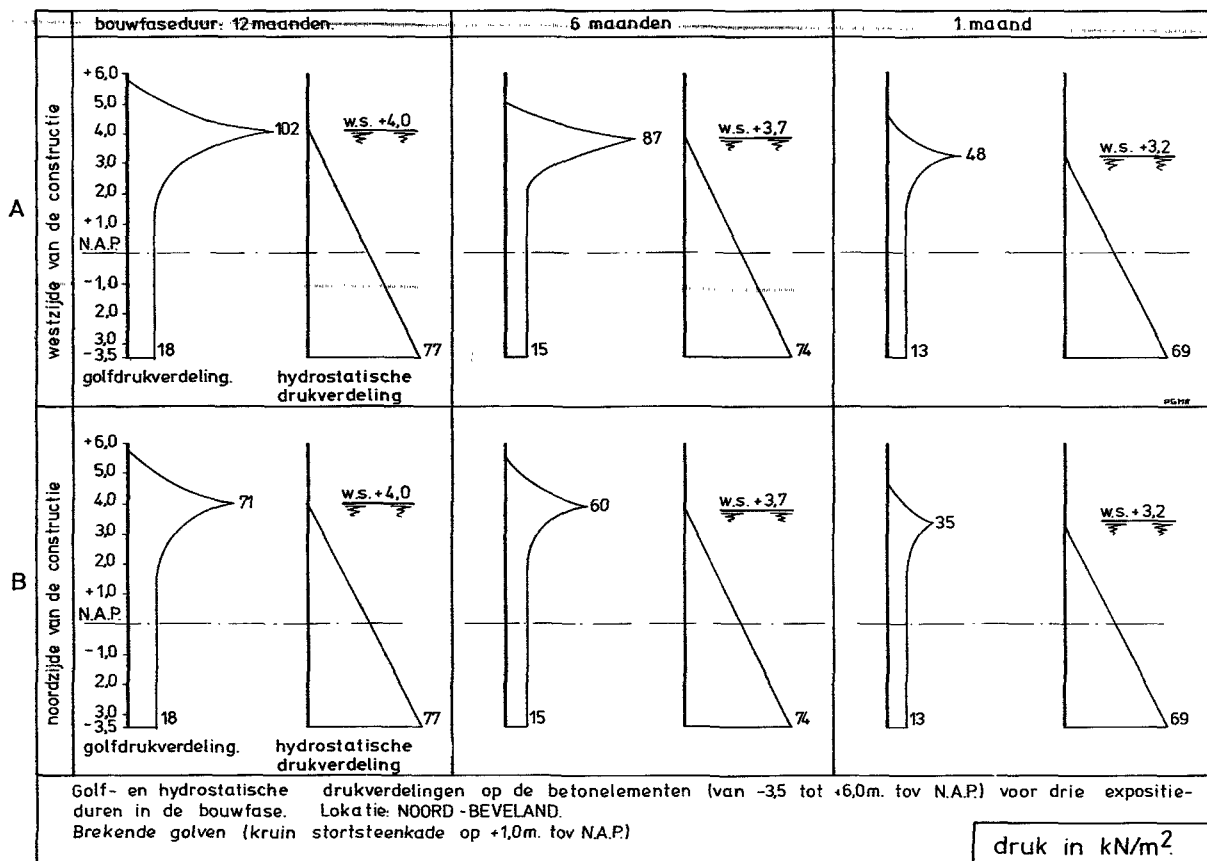
In de bouwfase zijn voor de grondaanvulling achter het landhoofd en de breukstenen dam voor het landhoofd de volgende grondmechanische eigenschappen en belastingen aangehouden:

- γ boven water = 18 kN/m³
- γ onder water = 10 kN/m³
- $\phi = 30^\circ$ en $\lambda a = 0,28$
- bovenbelasting 10 kN/m² (gold niet voor de breukstenen dam)

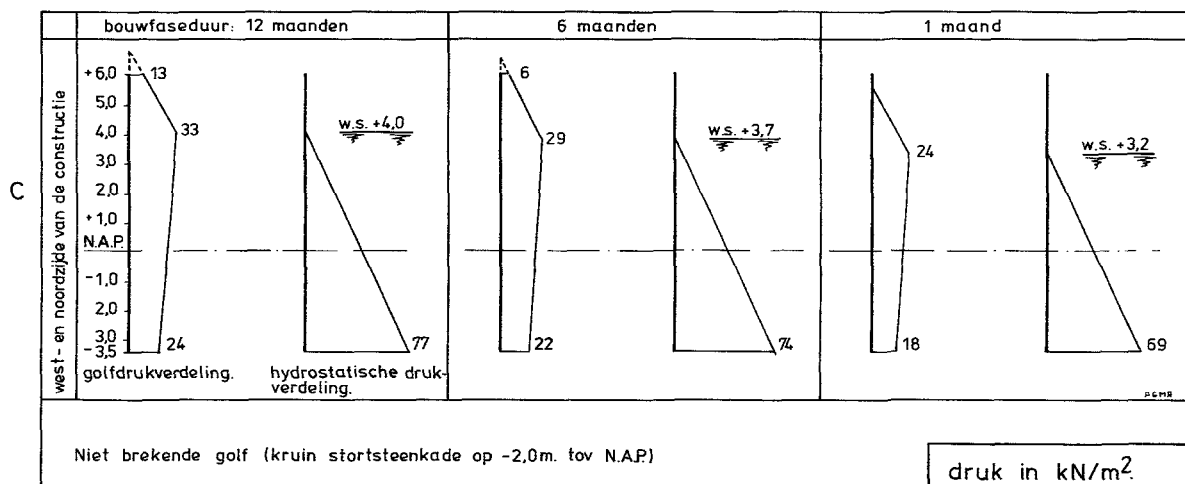
In de eindfase zijn voor de grondaanvulling achter het landhoofd en de breukstenen dam voor het landhoofd de volgende grondmechanische eigenschappen en belastingen aangehouden:

- γ boven water = 18 kN/m³
- γ onder water = 10 kN/m³
- $\phi = 30^\circ$ en $\lambda n = 0,5$
- bovenbelasting: verkeersbelasting volgens klasse 60 van de VOSB (gold niet voor de breukstenen dam)

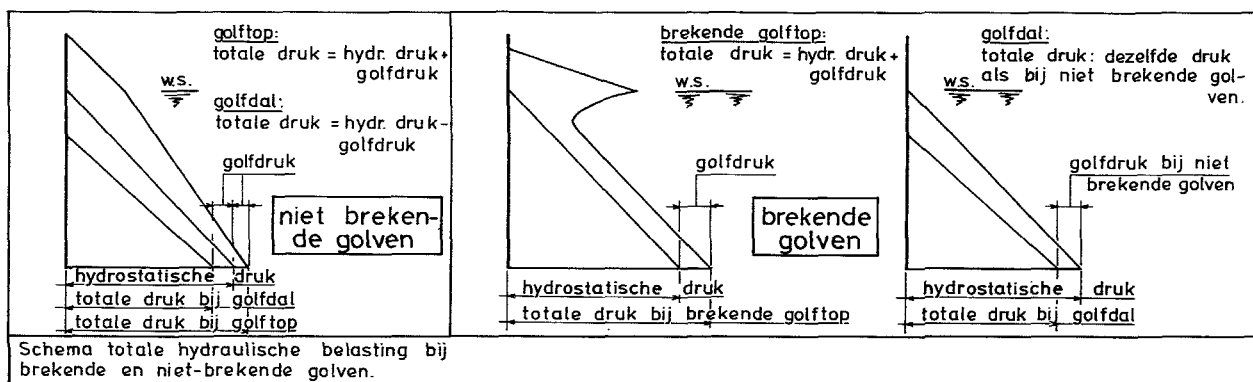
Deze belastingen golden voor alle grondkerende elementen van de onder- en bovenbouw.



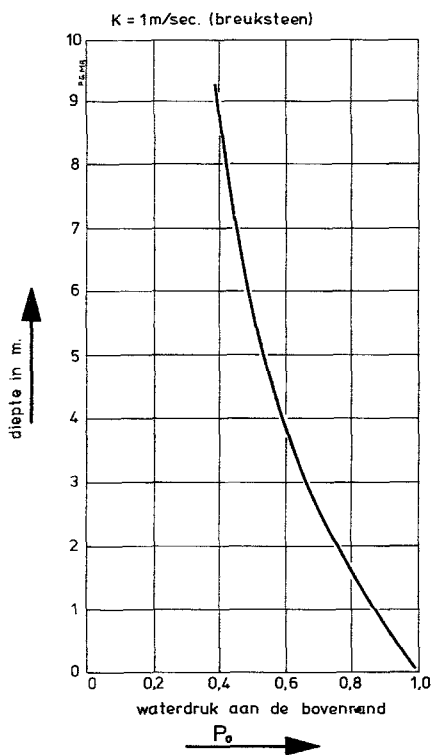
Figuur 11 (A en B). Golf- en hydrostatische belasting op landhoofdelementen in de bouwfase.



Figuur 11c.



Figuur 12. Totale hydrostatische belasting op landhoofdelementen bij brekende en niet-brekende golven.



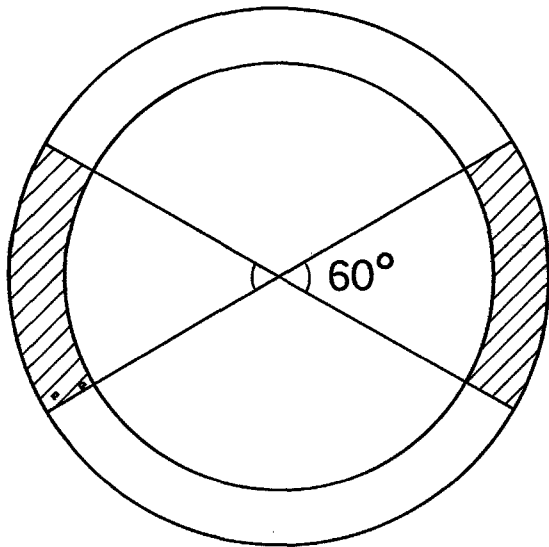
Figuur 13. Verloop golfdruk in breuksteen.

2.3.2. Ongelijkmatig dragen van de prefab elementen.

Voor de bouwfase is rekening gehouden met de mogelijkheid dat het putgewicht slechts over 1/3 deel van de omtrek overgedragen wordt op de ondergrond (zie figuur 14). Voor de eindfase moet rekening gehouden worden met een variatie in de beddingsconstanten van de ondergrond (zie tabel 2). Door de betonvulling wordt dan de belasting overgebracht op het volledige, door de putring ingesloten, oppervlak.

Tabel 2. k - verhoudingen.

plaats	k1 : k2 n.a.v. „sonderingen”	k1 : k2 tgv uit-spoelen zand
Schouwen	1 : 1,5	1 : 2
Roggenpl. zuid	1 : 1,5	1 : 1,5
Roggenpl. noord	1 : 2	1 : 3
Neeltje Jans	1 : 2	1 : 2
Noord Beveland	1 : 1,5	1 : 2
Noordland	1 : 1,5	1 : 1,5



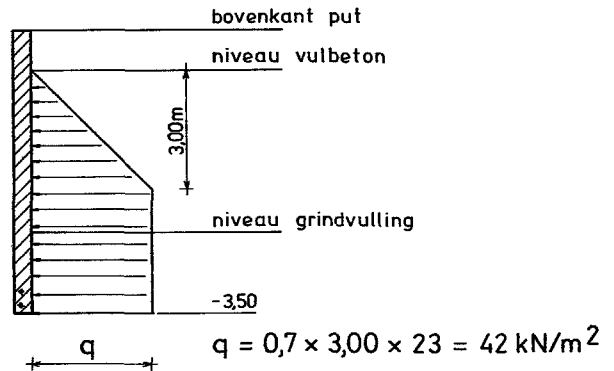
Figuur 14. Draagende deel van de putrand, in de bouwfase, zonder betonvulling.

2.4. Overige belastingen.

Behalve het eigen gewicht van de betonconstructie van het landhoofd werd nog met de volgende belastingen rekening gehouden:

- voor de oplegkrachten uit de brugligger vertikaal 19000 kN en horizontaal 400 kN op een punt aangrijpend. Deze belasting geldt zowel voor de bouwfase, waarin de brugligger aanwezig is, als in de eindfase.
- de hydrostatische belasting uit het vulbeton die tijdens het storten in de bouwfase ontstaat blijft ook in de eindfase aanwezig. Dit geldt ook voor de belasting ten gevolge van het zwellen van het (onderwater)beton, $\tau_{\text{zwel}} = 15 \times 10^{-5}$ (zie ook figuur 15).

- ten behoeve van de werkschepen en het beheer/onderhoud van de kering is de voorste plaat van het landhoofd voorzien van 2 bolders. De toelaatbare kracht op deze bolders is 800 kN.
- de dwarskokers op de landhoofden werden berekend met een verkeerslast volgens klasse 60 van de VOSB.



Figuur 15. Stortbelasting vulbeton.

Documentatielijst.

1. WL-rapport M1631
2. Notitie DDWT-80.364.
3. Notitie DDWT-79.336
4. Notitie DDWT-79.337
5. LGM-rapport CO-406084/35

3. Ontwerpberekeningen.

3.1. Uitgangspunten.

De betonkwaliteit, toegepast bij de putringen, is B 37,5. Voor de dekplaten, keerwanden en bovenbouw is deze B 30. Als vulling van de putten is een onderwaterbeton B 22,5 gebruikt.

De kwaliteit van het wapeningsstaal is FeB 400 HWL. De koppelconstructie is samengesteld uit Peiner staven van de kwaliteit St 52-3U volgens DIN 17100.

De betondekking op de wapening aan de binnenzijde van de putten is 70 mm. Op de buitenkant is dit normaal 100 mm en op plaatsen waar de putten bij het storten van de stenen van dam beschadigd kunnen worden 150 mm. De betondekking op de onder en bovenkant van de dekplaten is 80 mm en op de verticale vlakken 150 mm.

De betondekking op de keerwanden en bovenbouw is 70 mm.

3.2. Algemene berekeningsfilosofie.

In de ontwerpfilosofie van de stormvloedkering zijn zogenaamde „extreme” hydraulische belastingen gehanteerd.

Dit zijn belastingen waarvan de overschrijdingsfrequentie $2,5 \times 10^{-4}$ per jaar bedraagt.

Geeist is dat bij extreme belastingen de constructie niet mag bezwijken. In de semi-probabilistische ontwerpmethodiek die bij de stormvloedkering wordt toegepast is dit als volgt vertaald:

$$Q_u = 1,4 \times Q_e$$

$$\text{of } \frac{Q_e}{1,2} = Q_k$$

$$Q_u = 1,7 \times Q_k \text{ waarin:}$$

Q_k = karakteristieke belasting

Q_e = extreme belasting

Q_u = bezwijkbelasting.

De hydraulische belastingen zijn in eerste instantie met behulp van modelproeven vastgesteld bij extreme randvoorwaarden. Volgens de hiervoor aangegeven methode zijn deze vervolgens omgezet naar horizontale belastingen. Daarnaast is rekening gehouden met de volgende karakteristieke belastingen:

- eigen gewicht.
- verkeerslast en reacties uit de brugligger.
- grondreacties.

De belastingen worden, afhankelijk van het bouwstadium waarin het constructieonderdeel of de constructie zich bevindt, in rekening gebracht.

Gebruiksgrenstoestanden.

In verband met de duurzaamheid is voor de scheurwijdte „w” aangehouden:

$$\text{in eindfase} \quad w < 0,4$$

$$\text{in bouwphase} \quad w < 0,45$$

Bij het bepalen van de benodigde dimensies zijn de volgende grenstoestanden gecontroleerd:

- kantelveiligheid „k”
 - in eindfase $k > 1,5$
 - in bouwphase $k > 1,3$

- schuifveiligheid „s”
 - in eindfase $s > 1,5$
 - in bouwphase $s > 1,3$

Bezwijkgrenstoestanden beton.

Bij de bezwijkgrenstoestand in de eindfase is gerekend met een γ van 1,7 en in de bouwphase met 1,4.

3.3. Overzicht bouwstadia en belastingscombinaties.

- 1 - plaatsen elementen
- 2 - omhulling met breuksteen met 1% storm/maand
- 3 - vulling met beton met 1% storm/jaar
- 4 - zandaanvulling achter elementen tot N.A.P. + 2,57m
- 5 - storten koppelplaat en zandaanvulling tot N.A.P. + 6,50m
 - aanbrengen trekankers
- 6 - maken bovenbouw en keerwanden
- 7 - aanbrengen breukstenen dam tot N.A.P. + 5,80m
- 8 - monteren brugligger
- 9 - eindfase.

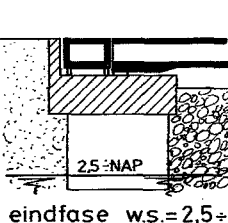
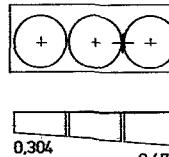

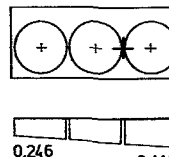
In alle bouwstadia zijn de grondspanningen berekend met:

- a - laag water (N.A.P.-1,50m, geen storm)
- b - golfbelasting door storm 1%/jaar en een waterstand van N.A.P. + 4,00m (stadium 2 is bekeken met storm 1%/maand).

In de eindfase is gerekend met:

- a - waterstand van N.A.P.-2,50m
- b - waterstand van N.A.P. + 5,50m
- c - golfbelasting superstorm

Om de maximale belastingen te kunnen bepalen zijn een aantal mogelijke combinaties van belastingen samengesteld.

belastinggeval	belasting	V kN	My kNm	Mx kNm	H kN	grondspanningen N/mm ²
9a  eindfase w.s.=2,5=	putten gevuld (zonder opw. kr.) opwaardse kracht koppelplaat koker en keerwand brug en H-kracht aanvulling achter $\lambda n = 0,5$ blokkendam $\lambda n = 0,5$	35190				 0,411 0,369 0,304 0,476
		- 1956	-121,28	- 2000	400	
		22700				
		6500	-284,00	- 2000		
		19000	44,00	95000	400	
			916,62		19855	
			-222,16		- 8742	
		86435	33318	93000	11513	
	afgerond	86500	33300	93000	11500	
9b  eindfasestorm golfdal	putten gevuld opwaardse kracht koppelplaat brug en H-kracht koker en keerwand aanvulling achter $\lambda n = 0,5$ blokkendam $\lambda n = 0,5$ golfbelasting	35190				 0,353 0,311 0,246 0,418
		-17200	3247		400	
		27700	-121,28			
		19000	44,00	95000		
		6500	-284,00	- 2000		
			717,37		14634	
			-214,81		- 8217	
			135,00		3639	
		73670	30875	93000	10456	

Figuur 16. Maatgevende belastingscombinaties (9A en 9B).

Dit is gedaan voor alle bouwstadia.

Alle genoemde combinaties zijn uitgewerkt en in een tabel vevat (zie doc. 11). Voor de complete moten van het landhoofd zijn de maatgevende combinaties 9A en 9B (zie figuur 16).

3.4. Berekening putringen.

3.4.1. Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen.

Aleen de stabiliteitsberekening van de putten op landhoofd Noordland is hier behandeld. Dit zijn de hoogste putten en worden daarom, mede gezien hun ongunstige ligging, het zwaarst belast. Ze zijn dus maatgevend in de dimensionering.

De stabiliteitsberekeningen van de andere landhoofden zijn in de documentatie opgenomen (zie doc.8).

De bij de stabiliteitsberekeningen gehanteerde uitgangspunten zijn:

- maatvoeringen volgens tekeningen OS-81-68A en 70A (doc.9) en fig. 17,
- fundatieniveau op N.A.P.-3,50m,
- de putten zijn binnen 1 week na het plaatsen rondom aangevuld,
- een golf die over een put loopt geeft slechts aan een kant een golfbelasting en wordt als staande golf bekeken.
- voor het eigen gewicht is de put geheel ondergedompeld gerekend.

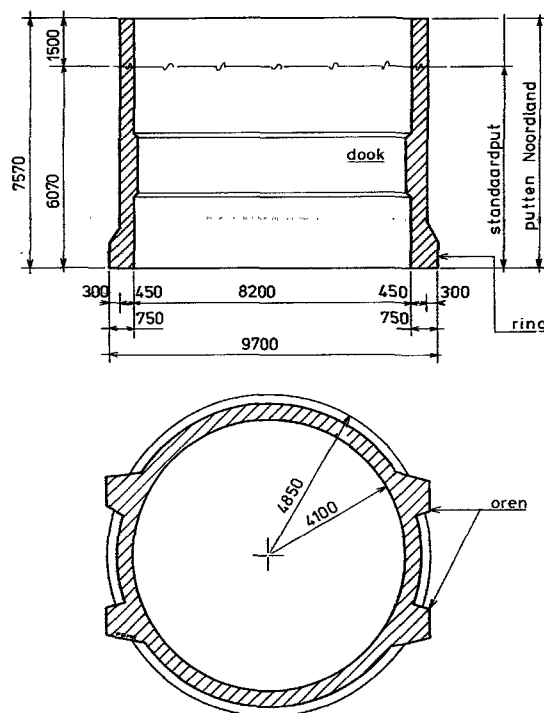
Totale inhoud: (normale doorsnede + oren + ring + dook)
= 123,3m³

Totale gewicht: 123,3 x 24,5 = 3021kN.

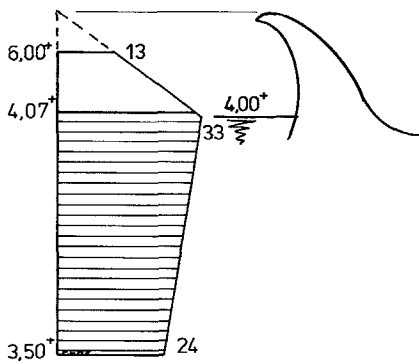
De volgende maatgevende horizontale krachten en kantel-

momenten op de putringen zijn bepaald:

- bij 1 % overschrijding per jaar: H = 2096kN en.
M = 8358kNm. (fig. 18)



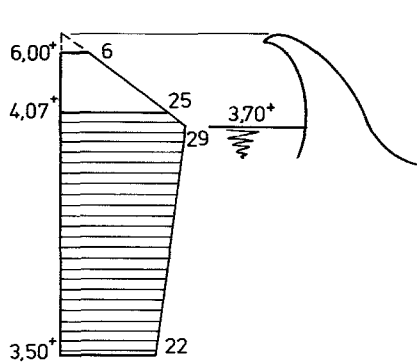
Figuur 17. Maatvoering putten.



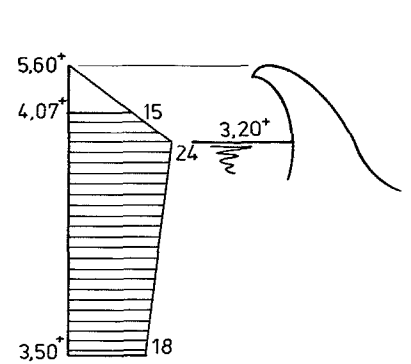
Figuur 18.

— bij 1% overschrijding per 1/2 jaar: $H = 1877\text{kN}$ en $M = 7420\text{kNm}$. (fig. 19)

— bij 1% overschrijding per maand: $H = 1568\text{ kN}$ en $M = 6226\text{kNm}$. (fig. 20)



Figuur 19.



Figuur 20.

3.4.2. Stabiliteitsberekening putten geheel onder water.

Bij een stormaanval komen de vrijstaande en lege putten geheel onder water.

$$\begin{aligned} \text{Massa put} &= 123,3 \times 24,50 = 3021\text{kN} \\ \text{Opwaardse kracht} &= 123,3 \times 10,25 = 1264\text{kN} \\ \text{resultante totaal gewicht} &= 1757\text{kN (V)} \end{aligned}$$

Voor de stabiliteit in de eerste week, bij de lege putten zie tabel 3.

Tabel 3.

		excl. $e = Mh/V$	kantelen $\gamma = R/l$	schuiven H/V	stabil. A	grondsp. σ
1%/jaar	$H = 2096$ $M = 8353$	4,76	1,02	1,19	2,0	~ >>>>>
1%/1/2 j.	$H = 1877$ $M = 7420$	4,22	1,15	1,07	1,80	581
1%/mnd	$H = 1568$ $M = 6226$	3,54	1,37	0,89	4,85	282

Conclusies.

De veiligheid tegen kantelen en verschuiven is relatief klein. Deze situatie is acceptabel omdat de risico's die genomen worden gering zijn.

Eenzijds is de kans op optreden van een ongunstige belasting gering aangezien de putten in maart geplaatst worden. Anderzijds is het bij eventueel verschuiven van de putten mogelijk ze voor de start van de verdere afbouw te herplaatsen.

3.4.3. Stabiliteit wanneer de put in zijn eerste aanvulling staat.

Deze berekening loopt hetzelfde als de vorige en is onder nr. 10 in de documentatie opgenomen.

Er zijn hier twee situaties beschouwd:

- I - krachten op de put uit een golftop
- II - krachten op de put uit een golfdal.

De conclusie is dat bij de situaties I en II kantelen en schuiven geen problemen geeft omdat de putten door de aanvulling gesteund worden. Er moet hierbij opgemerkt worden dat de spanningsopbouw in de fundering ten gevolge van de golfaanvallen voortdurend wisselt. Daardoor kunnen er zettingen in de beginfase geforceerd worden. Deze zettingen kunnen onregelmatig zijn en daardoor enige scheefstand veroorzaken.

3.5. Sterkteberekeningen putringen.

3.5.1. Overzicht belastingen en combinaties.

De belastingen (zie ook hoofdstuk 2) kunnen in verschillende fasen optreden.

- In de bouwfase:
- a) ongelijkmatig dragen
 - b) golfbelasting 1%/half jaar
 - c) stortbelasting vulbeton
 - d) zwellingsvulbeton
 - e) oplegreactie brugligger

- In de eindfase:
- f) restspanningen uit bouwfasen a), c) en d)
 - g) eindfasebelasting onderrand
 - oplegreactie brugligger
 - ongelijkmatig dragen

De belastingen zijn, voor de verschillende fasen, tot combinaties samengesteld.

Combinaties in de bouwfase:

- combinatie 1: golfbelasting 1%/half jaar.
- combinatie 2: ongelijkmatig dragen
stortbelasting vulbeton
zwellingsvulbeton.

Combinatie in eindfase:

- combinatie 3: restspanningen van combinatie 2
eindfasebelasting onderrand.

3.5.2. Ontwerpberekeningen.

Na het bepalen van de belastingscombinaties zijn de berekeningen gemaakt en wel voor de zwaarst belaste putring. De overige putringen zijn om praktische redenen hetzelfde uitgevoerd.

De berekeningen zijn opgezet volgens de gebruikelijke methoden.

Achtereenvolgens komen hierbij aan de orde:

- geometrie van de put,
- massa en verdeling van de massa,
- opwaartse krachten,
- belastingen (gelijkmatig verdeeld en puntlasten),
- belastingsgevallen en combinaties met vermenigvuldigingsfactoren,
- computer in- en uitvoer,
- grondspanningen.

Uit deze gegevens zijn momenten en dwarskrachtenlijnen getekend. Hiermee zijn detailberekeningen gemaakt, spanningen, verplaatsingen en wapening bepaald en de daarbij optredende scheurwijdte gecontroleerd. De wapening is gedimensioneerd en getekend. De berekeningen van de putten zijn te uitgebreid om hier verder te behandelen. Ze zijn onder nummer 1 in de documentatie opgenomen.

De spanningen ten gevolge van de belastingsgevallen a) en b) zijn berekend met een computer model (run 1) waarin de hele put is geschematiseerd.

De spanningen ten gevolge van belastingsgeval b) zijn bovendien berekend met een detailmodel ter plaatse van de grondreactie (run 2).

De spanningen ten gevolge van de belastingsgevallen c) en d) zijn berekend met de theorie voor de elastisch ondersteunde ligger (met behulp van een programmeerbare taferekenmachine).

De spanningen ten gevolge van belastingsgeval g) zijn met een handberekening bepaald.

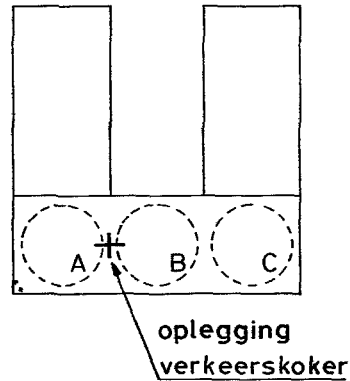
3.6. Sterkteberekeningen koppelankers t.p.v. de dilatatievoeg.

3.6.1. Inleiding en uitgangspunten.

Bij de berekening is er vanuit gegaan dat het landhoofd afgebouwd wordt en dat daarna de zettingen c.q. de k - verhoudingen zullen gaan meespelen. De ondergrond bestaat echter bijna geheel uit zand, waardoor de zettingen nagenoeg direct bij het opbrengen van de belastingen op zullen treden. Dit heeft tot gevolg dat pas na het verharden van de plaat de k - verhoudingen van belang zijn voor de belastingen die hierna opgebracht worden. Door het uitspoelen van zand kan in een later stadium de k - verhouding nog oplopen. Dit moet dan ook over de hele constructie opgenomen

worden.

Voor een samenvatting van de k - verhoudingen (d.d. 17-5-1983) zie de tabel 2 in hoofdstuk 2. Bij de berekening van de koppelankers is van deze filosofie uitgegaan.



Figuur 21. Aanduiding putten.

De constructie is opgebouwd tot en met de afdekplaat van N.A.P. + 3,00m naar N.A.P. + 6,50m. De belastingen tot hier toe hoeven niet meegenomen te worden in de ankerberekening aangezien er nog geen verbinding tussen de voorste en achterste ringen tot stand is gebracht.

Voor de daarna optredende belastingen:

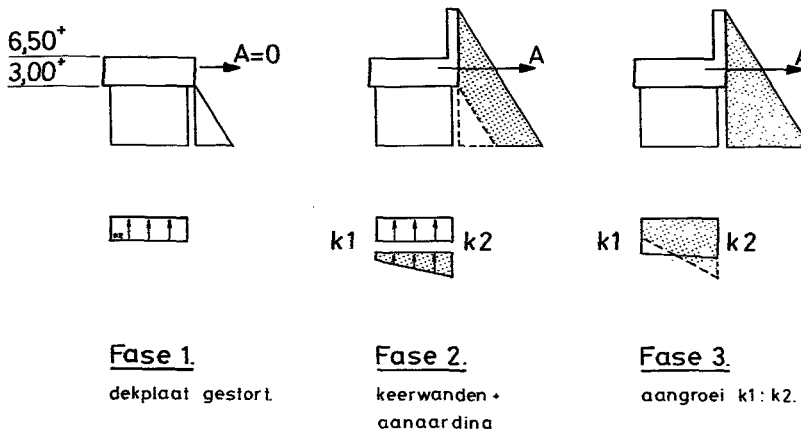
- afbouw bovenbouw.
- grondaanvulling.
- verkeerskokers.
- optredende golfbelasting in bouw en/of eindfase.
- verkeersbelasting.

wordt rekening gehouden met een verschil in k - waarden zoals uit de sonderingen is bepaald, waarbij voor bepaalde locaties (zie tabel 2) nog rekening moest worden gehouden met een nog groter worden van dit verschil.

Afhankelijk van de plaats van het landhoofd kan nog een aangroeiing van de $k_1 : k_2$ verhouding plaatsvinden. Voor de hierbij behorende fasering zie figuur 22.

Verder is met de volgende criteria gerekend:

- de overgang van k_1 naar k_2 verloopt lineair,
- de stijfheden van de plaat en de koppelconstructie worden in de berekening meegenomen,



Figuur 22. Aangroeiing k.

3.6.2. Belastingen en ontwerpberekeningen.

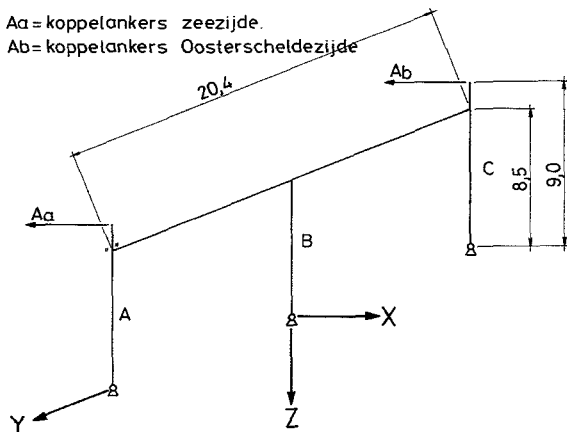
Uit ontwerpberekeningen bleken 2 gevallen maatgevend te zijn. Alleen deze zijn bij de definitieve berekeningen beschouwd en ook bij het berekenen van de ankers gebruikt (zie belastingstabel 4).

Voor het schema waarmee de berekeningen zijn gemaakt zie figuur 23.

Voor de berekende $k_1 : k_2$ verhoudingen zie tabel 5.

Belastingstabel 4.

fase	belastingsgeval 9A			
	V	My	Mz	Mx
1	52605	± 2000	0	0
2	25108	50455	27680	105710
3	77713	42912	27680	105710
belastingsgeval 9B				
1	52605	± 2000	0	0
2	12344	54887	27680	105710
3	64949	47344	27680	105710



Figuur 23. Statisch systeem van de voorste plaat.

Tabel 5.

$k_1 : k_2$	σ_1	σ_2	e
1 : 1,5	$4/5 \times \sigma$	$6/5 \times \sigma$	0,24m
1 : 2	$2/3 \times \sigma$	$4/3 \times \sigma$	0,40m
1 : 2,5	$4/7 \times \sigma$	$10/7 \times \sigma$	0,52m
1 : 3	$1/2 \times \sigma$	$3/2 \times \sigma$	0,61m

In een voorgaande berekening is aangetoond dat er een aanzienlijke besparing kan optreden als de stijfheid van de constructie meegenomen wordt. Dit geldt met name voor Mz en Mx. De opname van Mz en Mx vindt bij meenemen van de stijfheid van de constructie niet alleen plaats door de ankers maar ook door de wrijving.

Een en ander is tamelijk ingewikkeld. Daarom is van deze

constructie een computerrun gedraaid. Voor de geometrie hiervan zie figuur 23.

De opzet van de computerberekening en de resultaten zijn onder nummer 2 in de documentatie opgenomen.

Met de uitkomsten van de berekeningen is het aantal benodigde ankers, voor elke fase, per landhoofd bepaald.

De toelaatbare kracht per anker is 2290kN. Een samenvatting van het benodigde (n) en toegepaste aantal ankers is gegeven in tabel 6.

Tabel 6.

landhoofd	n(gem)	n(max)	n(min)	gerekend met
Schouwen	3,14/2	1,67	1,47	2 ankerstaven
Rog.Zuid	3,06/2	1,58	1,48	2 ankerstaven
Rog.Noord *	3,28/2	1,72	1,56	2 ankerstaven
Neeltje J.	3,10/2	1,65	1,45	2 ankerstaven
Noord Beve.	3,10/2	1,65	1,45	2 ankerstaven
Noordland	4,60/2	2,44	2,16	3 ankerstaven

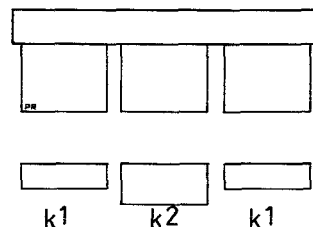
* alleen ter plaatse van put B (fig. 21).

(in deze tabel zijn alleen de waarden n van het maximum belastingsgeval vermeld).

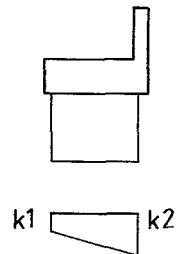
3.7. Sterkteberekening van de voorste dekplaat.

3.7.1. Inleiding en uitgangspunten.

De sterkteberekening gaat volgens hetzelfde principe als de ankerberekening. Eerst een berekening met de $k_1 : k_2$ - verhouding ten gevolge van „sonderingen” met dat gedeelte van de belastingen die opgebracht worden nadat de vloer gemaakt is. Daarna is over de hele constructie nog een verhoging van de $k_1 : k_2$ - verhouding gezet. Bij de sterkteberekening is ervan uitgegaan dat de beddingsconstante over de lengte van de constructie constant is onder een put (fig. 24).



Figuur 24.



Figuur 25.

In de breedterichting van de constructie is evenals bij de ankerberekening een lineair verloop aangenomen (fig. 25). De voorkomende situaties zijn getekend in fig. 26.

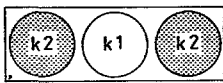
Als maatgevend belastingsgeval geldt 9A, omdat het gewicht een doorslaggevende rol speelt.

Er is aangenomen dat de aangroeiingen volgens dezelfde situaties plaatsvinden. De beschouwde situaties zijn als volgt:
A) Berekening tot einde bouwphase.

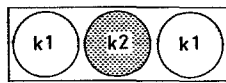
A1) $k_1 : k_2 = 1 : 1,5$

A2) $k_1 : k_2 = 1 : 2$

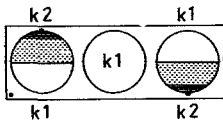
B) Berekening in definitieve fase.



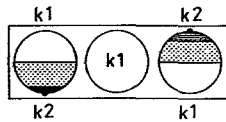
Situatie 1.



Situatie 2.



Situatie 3.



Situatie 4.

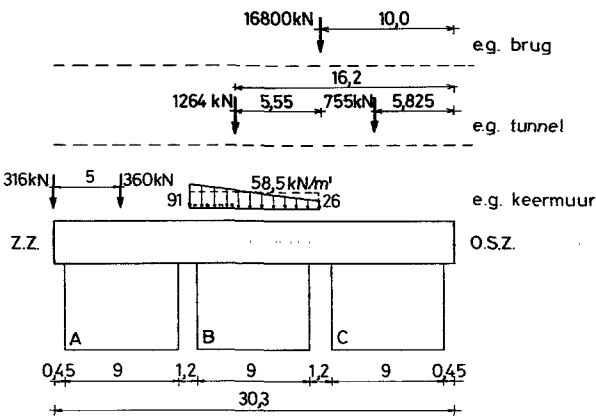
Figuur 26. Situaties die voorkomen bij de k - variatie van de sondeerwaarden.

- B1) $k_1 : k_2 = 1 : 1,5$ groeiend naar $1 : 2$
- B2) $k_1 : k_2 = 1 : 2$ plaatse van put B groeiend naar $1 : 3$

De momenten in de plaat na het storten zijn op ongeveer 0 gesteld. Tenzij anders vermeldt vond de berekening plaats volgens de V.B.'74. De daarbij toegepast veiligheidscoëfficiënt is 1,7. De scheurwijdtecontrole gebeurde volgens de CEB - FIP formule.

3.7.2. Ontwerpberekeningen.

Voor alle gevallen en situaties is de sterkteberekening van de plaat gemaakt. Voor de verticale belastingen die hierbij in rekening gebracht werden zie figuur 27.



Figuur 27. Vertikale belastingen.

Voor een totale uitwerking van de berekeningen zie doc. 3. Een samenvatting van de resultaten staat in tabel 7. De wapening is berekend met het geldende voorschrift en volgens de gangbare methoden. Vanwege de grote dikte van de plaat is eerst de benodigde hoeveelheid minimum wapening met het hierbij opneembare moment bepaald:

A (min) = ~ 4500mm²/m¹, M toelaatbaar hierbij ~ 29500kNm.

De torsie en dwarskracht zijn gecontroleerd en de hierbij be-

nodigde wapening bepaald. Na sommering van de mm² voor moment, dwarskracht en torsie is een wapening ontworpen en de hierbij optredende scheurwijdte gecontroleerd. De hele berekening is ook onder nr. 3 in de documentatie opgenomen.

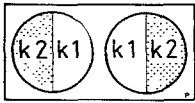
Tabel 7. Resume momenten en dwarskrachten.

landh.	snede A - C			snede B - C			situatie
	M(buig)	Mw	D	M(buig)	Mw	D	
Schouw	66553	22205	13225	30986	1325	4783	1
	31079	22205	10710	-14614	1325	2310	2
	61588	27235	12241	24666	5006	3803	3,4
Rog.Z	55540	21015	11044	16920	135	2602	1
	46827	21015	9246	5500	135	808	2
	53714	23922	10682	14610	674	2244	3,4
Rog.N	20883	22205	12657	-27350	1325	4257	1
	32120	22205	10134	-13700	1325	2122	2
	50945	24165	10682	11051	3579	1692	3,4
N.Jans	58061	21015	11543	20135	135	3105	1
	42836	21015	8528	+/-0	135	+/-0	2
	55540	26003	11044	1692	2145	2602	3,4
N.Beveland.	zie Schouwen						
Noordland	zie Schouwen						

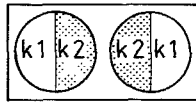
3.8. Berekening achterste koppelplaten.

3.8.1. Inleiding en uitgangspunten.

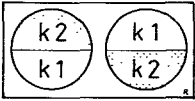
De twee koppelplaten zijn voor de berekening niet hetzelfde. Een plaat bevindt zich onder de ingangpartij (plaat B) en de andere onder het zandlichaam van de weg (plaat A). De bovenbelasting is daardoor verschillend. Door ongelijke zettingen en het eventueel „uitspoelen van zandlenzen” kon het voorkomen dat de plaat slechts op een gedeelte van de putten gaat dragen. Hierbij is gerekend met een verschil in de beddingsconstanten zoals aangegeven in figuur 28. Bij de berekening is uitgegaan van plaat A op landhoofd Noordland omdat daar door de grotere puthoogte de verticale belastingen het grootst zijn. De momenten in deze plaat zijn voornamelijk bepaald door die verticale belastingen. De achterste koppelplaten zijn ook onderling door trekstangen verbonden. Het kantelmoment zal hierdoor, en door de opleggingsbreedte van de put, worden opgenomen. Voor een overzicht en de opbouw van plaat A zie figuur 29. Voor alle platen van de verschillende landhoofden is gecontroleerd of geen ongunstiger situaties mogelijk zijn. Zonodig is een correctie op de hoeveelheid wapening aangebracht. Voor de berekening van de trekstangen tussen de achterste koppelplaten onderling, is een soortgelijke redenering gevolgd als in par. 3.6 reeds is beschreven. Daarom wordt hierop niet verder ingegaan. Per landhoofd zijn in dwarsrichting drie trekstangen toegepast.



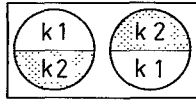
Situatie 1.



Situatie 2.

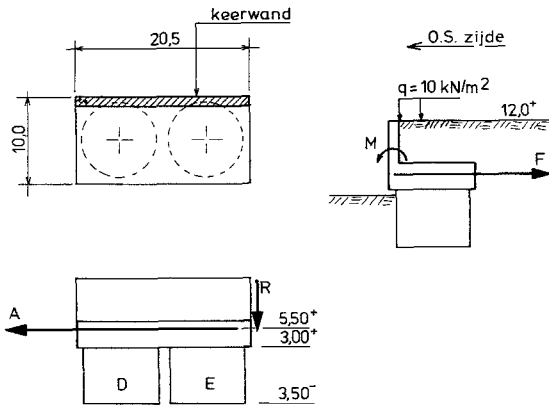


Situatie 3.



Situatie 4.

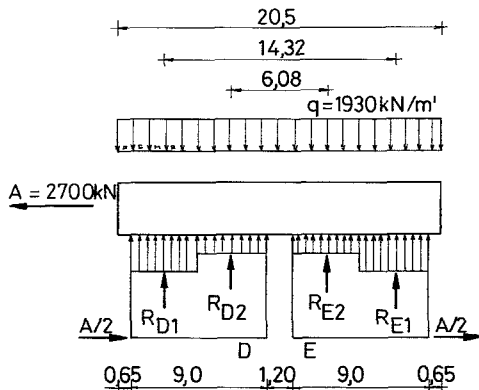
Figuur 28. Situaties die voorkomen bij de k - variaties van de sondeerwaarden.



Figuur 29. Overzicht plaat A.

3.8.2. Ontwerpberekeningen.

De verticale reacties uit de keerwand bleken, uit een ontwerpberekening, geen invloed te hebben op de momenten in de plaat. Ze zijn hierbij dan ook niet verder beschouwd. Voor het belastingsschema, behorend bij situatie 1, zie figuur 30. De belasting in de drie andere situaties is hetzelfde, door



Figuur 30. Belastingsschema bij situatie 1.

de verschillende k - waarden zijn de reacties en momenten anders.

De berekeningen van momenten, dwarskrachten en torsie, wapening en scheurwijdte zijn gegaan zoals is vermeld bij de voorste plaat. Ze zijn onder nummer 4 in de documentatie opgenomen.

3.9. Berekening van de bovenbouw op de koppelplaten.

De onderdelen van de bovenbouw op de koppelplaten: de keerwanden en het dwarskokertje, zijn normale betonconstructies waaraan geen bijzondere eisen en waarvoor geen bijzondere randvoorwaarden zijn gesteld. De maximale belasting treedt alleen in de geheel afgebouwde situatie op en bestaat uit een gronddruk en een bovenbelasting. Voor een overzicht van de constructies zie figuur 3 en het hydraulische belastingsschema zie figuur 9.

De constructies zijn volgens de gangbare methoden met de geldende voorschriften berekend. De berekening is onder nummer 5 in de documentatie opgenomen.

3.10. Keerwanden (L-wanden) achter het landhoofd.

3.10.1. Inleiding en uitgangspunten.

Vanwege de taludopbouw van de damaanzet waren achter de landhoofden keerwanden noodzakelijk om het weglichaam op te sluiten. Afhankelijk van de te keren hoogte zijn de keerwanden gestaffeld, waarbij met een minimum gronddekking van 1 m op de voetplaat rekening is gehouden. Om de zettingen in de damaanzet te kunnen volgen zonder dat zeer grote krachten zouden moeten worden opgenomen, is gekozen voor vrijstaande, op staal gefundeerde, L-wanden. De L - wanden achter de putten zijn op sterkte en stabiliteit berekend. De uitgangspunten hierbij zijn:

- $\phi = 32,5^\circ$
- $\lambda n = 0,50$
- veiligheid tegen schuiven $\gamma = 1,5$
- veiligheid tegen kantelen $\gamma = 2,0$
- veiligheid oplegdruk $\gamma = 1,5$
- γ grond = 18 kN/m³
- bovenbelasting 20 kN/m²

3.10.2 Ontwerpberekeningen.

Van alle L - wanden zijn afzonderlijk de zettings- en wapeningsberekeningen gemaakt. De zettingsverschillen, het voegdetail en de scheurwijdte zijn gecontroleerd. De berekeningen zijn onder nummer 7 in de documentatie opgenomen. De bij de L - wanden berekende zettingen houden in dat de dilatatievoegen tussen de L-wanden onderling ruim genomen diende te worden. Om dezelfde reden zijn de traditionele dilatatievoegstroken niet toepasbaar en is gekozen voor een HDPE-folie afdichting.

Van het folie is een controleberekening gemaakt om de sterkte, de rek en de verankeringslengte te controleren.

De uitgangspunten hierbij zijn:

- $\lambda a = 0,35$ (vanwege de grote verplaatsingen)
- veiligheid op breuk 2,5
- σ vloeit = 7,5 N/mm²
- minimale rek 600%
- veiligheid op rek 2,5
- $\sigma e = 35$ N/mm²
- veiligheid op σe 1,5

- γ grond 18 kN/m³
- q bovenlast 20 kN/m²
- wrijving tussen beton en grond $w = 0,25$ tot $0,40$.

De berekening van het folie is onder nummer 6 in de documentatie opgenomen.

De conclusies uit deze berekening zijn:

- de sterkte van 3 mm dikke PE - folie is ruim voldoende
- de rek blijft beneden de 50%, en wordt voldoende veilig geacht voor een levensduur van 200 jaar
- de verankeringslengte heeft voldoende veiligheid.

Documentatielijst.

1. Betonberekeningen putringen landhoofden.
2. Computerberekeningen verankering.
3. Beton- en wapeningsberekening voorst dekplaat landhoofd.
4. Beton- en wapeningsberekening achterste dekplaten landhoofd.
5. Beton- en wapeningsberekening keerwand.
6. Berekening PE - folie.
7. Berekeningen L - wanden.
8. Stabiliteitsberekeningen landhoofdputten.
9. Tekeningen OS-81-68A en OS-81-70A.
10. Stabiliteitsberekeningen landhoofdputten Noordland.
11. Uitwerking belastingcombinaties.

1 t/m 11. Archief S.V.K.O., R.W.S. directie Sluizen en Stuwen, Utrecht.

4. Plaatsen putten en voegplanken.

4.1. Inleiding en uitgangspunten.

Reeds lang voor het plaatsen van de landhoofdelementen is men begonnen met een studie om de plaatsingsprocedure vast te stellen. Deze studie is verricht door de werkgroep „voorbereiding plaatsen elementen” (VPEL) die dit ook voor de andere onderdelen van de kering heeft gedaan. Hun bevindingen zijn neergelegd in een interimnota (zie doc. 1) en later „vertaalt” in draaiboeken voor de werkelijke plaatsingen (voor een voorbeeld van een draaiboek zie doc. 2).

De belangrijkste zaken die bij het uitwerken van de plaatsingsprocedure van de landhoofdelementen een rol hebben gespeeld worden hierna aangegeven.

Het funderingsniveau van de elementen is N.A.P.-3,50m. De translatie in zowel de x- als y-richting mocht niet groter zijn dan 0,20m (absolute waarde) en de rotatie om de z-as mocht niet meer bedragen dan 20mm/m.

Vanwege het gewicht van de elementen (ca. 2500 kN) kwamen voor het plaatsen slechts een beperkt aantal bokken in aanmerking (Taklift 1, 2, 3 en 4 en ir.J.G. Snip). Vanwege de afmetingen is uiteindelijk gekozen voor de Takliften 2 en 3. Ondanks de geringe diepgang van de bok (voor 2,66m en achter 2,22m) moesten de plaatsingen op de hoogwaterkering worden uitgevoerd omdat een minimum keelclearance van 0,50m geëist is.

4.2. Transport en plaatsen van de elementen.

Op het bouwterrein in Kats is op het te plaatsen element een hijsframe gespannen. Dit, universele, hijsframe kon zowel voor het transport op het bouwterrein als het plaatsen in de kering, voor beide type landhoofdelementen gebruikt worden. Na van enige bolders, reflectoren, fenders en het hijsframe voorzien te zijn is het element op een transportpontoon geplaatst en naar de kering gevaren.

De gebruikte bok had te weinig capaciteit op de verhaallieren om dwars in de stroom liggend de elementen te plaatsen. Het hulpschip Manus is daarom als afmeer- en afvierpontoon gebruikt. De bok zat hieraan gekoppeld en de combinatie bok-Manus draaide langs de randpijler het sluitgat in om het element te plaatsen.

De werkvolgorde bij het plaatsen was als volgt:

- het ponton arriveert bij de bok,
- de bok pikt het element aan en tilt het van het ponton,
- het ponton wordt weggevoerd,
- er wordt op de juiste stroomsnelheid gewacht, waarna met behulp van de tuidraden en de lieren van bok-Manus de juiste plaatsingspositie wordt opgezocht,
- het element wordt tijdelijk neergezet,
- hulpdraden en lieren worden overgebracht en gemonteerd,
- het element wordt opgetild, fijngepositioneerd en definitief geplaatst,
- het hijsframe wordt losgenomen en de combinatie bok-Manus wordt teruggetrokken.

Dit is herhaald tot alle zeven putten van een landhoofd geplaatst zijn.

Na het plaatsen van de laatste put zijn de bisschopsmutsen en de buitenste voegplanken aangebracht en kan de bok vertrekken. De resterende voegplanken zijn, na het aanvullen van het landhoofd tot N.A.P., met een rupskraan geplaatst.

Documentatielijst.

1. Interimnota 58VPEL-N-80063.
2. Plaatsen elementen Roggeplaat-Noord (58VPEL-M-83157).

Deelnota 4: Dorpelbalken

Index dorpelbalken.

- 1. Algemeen.** **151**
- 1.1. Functie van de dorpelbalk en ontwikkeling van de geometrie.
- 1.2. Algemene gegevens.

Documentatielijst.

- 2. Randvoorwaarden en belastingen.** **153**
- 2.1. Inleiding.
- 2.2. Belastingen.
 - 2.2.1. Eigen gewicht.
 - 2.2.2. Ballast van de balk.
 - 2.2.3. Drempelgewichten.
 - 2.2.4. Drempelbelastingen.
 - 2.2.5. Hydraulische belastingen.
 - 1. Inleiding.
 - 2. Hydraulische belastingen bij gesloten kering.
 - 3. Hydraulische belastingen bij weigerende schuif.
 - 4. Hydraulische belastingen bij sluitende kering.
 - 5. Hydraulische belastingen bij omgekeerd verval.
 - 2.2.6. Bouwfasebelastingen.
- 2.3. Indeling in berekeningsgroepen.
- 2.4. Belastingsgevallen.
- 2.5. Belastingscombinaties.

Documentatielijst.

- 3. Berekeningen.** **157**
- 3.1. Algemeen.
 - 3.1.1. Ontwerpcriteria.
 - 3.1.2. Materialen en betondekking.
 - 3.1.3. Overzicht berekeningen.
- 3.2. Berekening rotatiestabiliteit.
 - 3.2.1. Statisch systeem opleggingen.
 - 3.2.2. Berekening en keuze drie of vier horizontale opleggingen.
- 3.3. Berekening hoofdkrachtswerking.
- 3.4. Temperatuurspanningen ten gevolge van de hydratatiewarmte.
- 3.5. Berekening van de hijsoren.
 - 3.5.1. Overzicht voorspanning.
- 3.6. Berekening hoofdspansningen.
- 3.7. Berekening lokale buiging.
- 3.8. Berekening breukveiligheid.
- 3.9. Splitspanningen ten gevolge van de voorspanning.
- 3.10. Wapening kop dorpelbalk.
- 3.11. Voorspanning dorpelbalk
 - 3.11.1. Overzicht van de voorspanning in stort 1, 2, 3, 4 en 6.
 - 3.11.2. Overzicht van de voorspanning in de hele balk.

Documentatie.

- 4. Opleggingen.** **162**
- 4.1. Inleiding.
- 4.2. Beschrijving definitieve opleggingen.
 - 4.2.1. Het platte vijzel.
 - 4.2.2. Het rubber oplegpakket.
 - 4.2.3. Berekening rubber oplegpakket.
 - 1. Ontwerpcriteria.
 - 2. Randvoorwaarden en belastingen.
- 4.3. Berekeningen.

Documentatie.

5. Plaatsen en afbouw dorpelbalken.

- 5.1. Inleiding.
- 5.2. Het voorbereiden van de dorpelbalken en sponningen.
- 5.3. Het plaatsen van de dorpelbalken
- 5.4. Hulpconstructies en afbouw.
 - 5.4.1. Inleiding.
 - 5.4.2. Spindel.
 - 5.4.3. Oplegblok R2 met glijbaan.
 - 5.4.4. De groutpijp.
 - 5.4.5. Het grouten van de opleggingen.
 - 5.4.6. Zandvullen dorpelbalken.

Documentatie.

1. Algemeen.

1.1. Functie van de dorpelbalk en ontwikkeling van de geometrie.

De dorpelbalken vormen samen met de stalen schuiven en de drempel de waterkering van de Stormvloedkering Oosterschelde. Ze zijn opgelegd in de uitwendige sponningen van de pijlers en hebben een hoogte van 8 m. De balken vormen de overgangsconstructie van de schuif naar de drempel. Daarbij is onder de balk een vrije ruimte van ca. 0,50 m a 1,50 m aangehouden welke aan weerszijde is afgesloten door middel van een aanstorting met breuksteen.

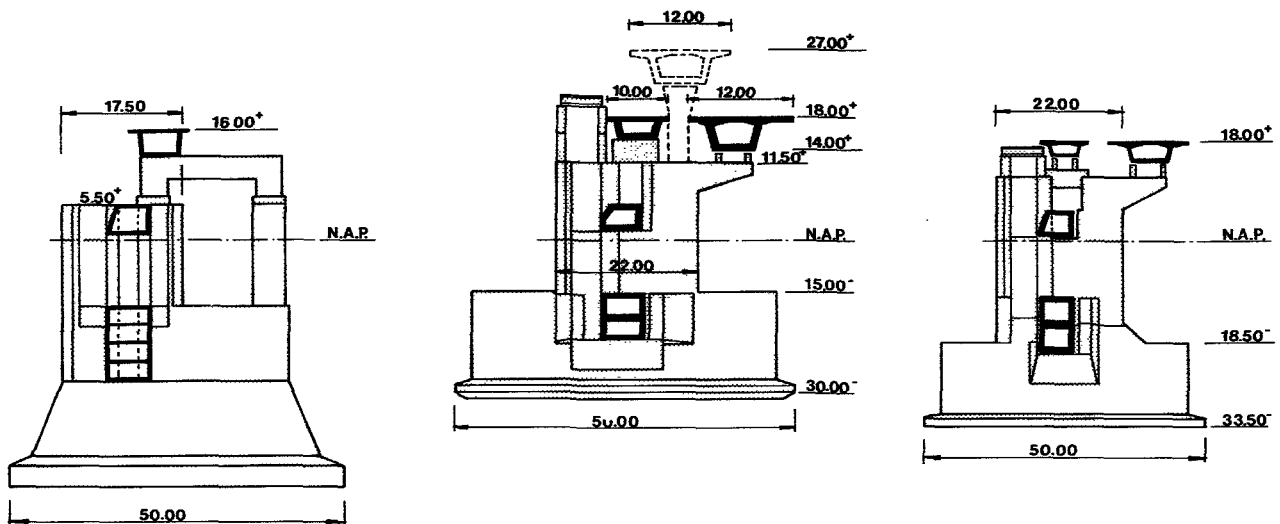
De genoemde functies bepalen in belangrijke mate de randvoorwaarden voor het ontwerp. De hydraulische randvoorwaarden worden bepaald door de kerende functie en de weigerende schuif. Uit het onderlinge vervormingsgedrag van pijlers en drempel zijn de grondmechanische belastingen afgeleid. De afdracht van de hydraulische- en grondmechanische belastingen gebeurt via rubberen oplegpakketten naar de pijlers. Afhankelijk van het vervormingsgedrag van de pijler-drempel combinatie kan de hydraulische belasting ook naar de bestortingen afgevoerd worden.

Bij de eerste ontwerpen (1977) ging men uit van rechthoekige dorpelbalken met een breedte van 6,0 m en een hoogte die afhankelijk was van de plaats in het sluitgat. Deze hoogte varieerde in eerste instantie van 8,0 m tot 10,5 m. Er bestonden toen twee varianten. Bij de eerste variant werden in de doorstroombopening twee balken, met hoogten tussen 4,0 m en 5,5 m, gelegd. De tweede variant bestond uit een dorpelbalk die in hoogte varieerde van 8,0 m tot 10,5 m (figuur 1).

Onderzoek naar het trillingsgedrag van de combinatie bovenbalk, schuif en dorpelbalk leerde dat een hoge dorpelbalk duidelijk voordelen bezat boven een lage dorpelbalk. Na het vaststellen van de definitieve pijlertypen, de funderingsniveau's en de inbeddingsdiepten ontstond er voor de dorpelbalken een kerende hoogte van 8,0 m voor de hele kering.

Bij het proefondervindelijk vaststellen van de hydraulische randvoorwaarden bleek dat de verticale stabiliteit niet voldoende was. Vooral bij het belastingsgeval „weigerende schuif” waren de omhooggerichte krachten zo groot dat alleen met zeer zwaar ballastmateriaal (nat volumegewicht 2,78tf/m³) stabiliteit te verkrijgen was. De kosten hiervoor zouden zeer hoog zijn. Een variant waarbij de vertikaal omhooggerichte kracht via een stempel naar de pijler werd afgevoerd was uitvoeringstechnisch niet haalbaar. Uiteindelijk werd voor een trapeziumvormige dwarsdoorsnede gekozen. Door deze vorm ontstaat er aan de Noordzeezijde zoveel omlaaggerichte belasting dat voor de verticale stabiliteit kon worden volstaan met zandballast (zie doc.1).

Vanuit het ontwerp met de trapeziumvormige dwarsdoorsnede (en de verticale wand aan de Oosterscheldezijde) werden vervolgens 5 varianten ontwikkeld die allen min of meer bestand waren tegen de hoge puntlasten uit de drempel-aanstorting. Een van deze varianten bestond uit een dorpelbalk met relatief dunne wanden en geen tussenvloer. Vulling met grout na het plaatsen stelt de balk in staat de hoge puntlasten op te nemen. Deze variant werd echter achterhaald door onder andere de wetenschap dat zwelling van de grout-massa ontoelaatbare scheurvorming in de wanden zou ver-



Figuur 1. Oude dorpelbalkontwerpen.

oorzaken (zie doc. 2 tm 5).

De vijf varianten zijn bekeken op de volgende ontwerp-aspecten:

- stabiliteit in eindfase,
- weerstand tegen de puntlasten uit de drempelaanstormingen,
- hijsgewicht,
- vormgeving met betrekking tot het hydraulische onderzoek,
- vormgeving in verband met het plaatsingsmaterieel.

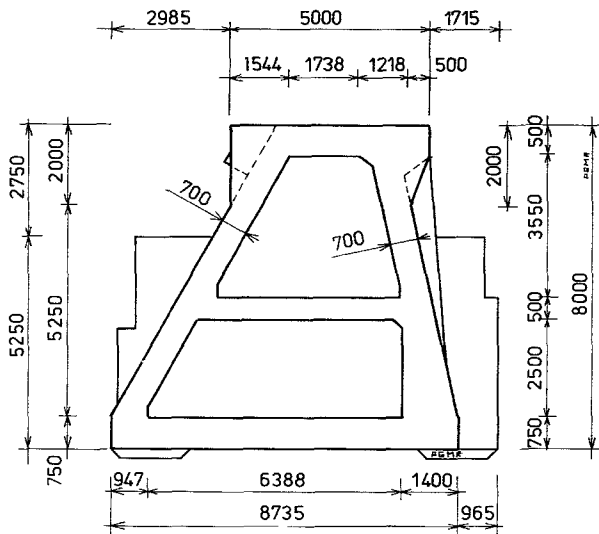
Hieruit bleek dat alleen het uiteindelijke ontwerp (figuur 2) geen ontoelaatbare ontwerpaspecten vertoonde.

1.2. Algemene gegevens.

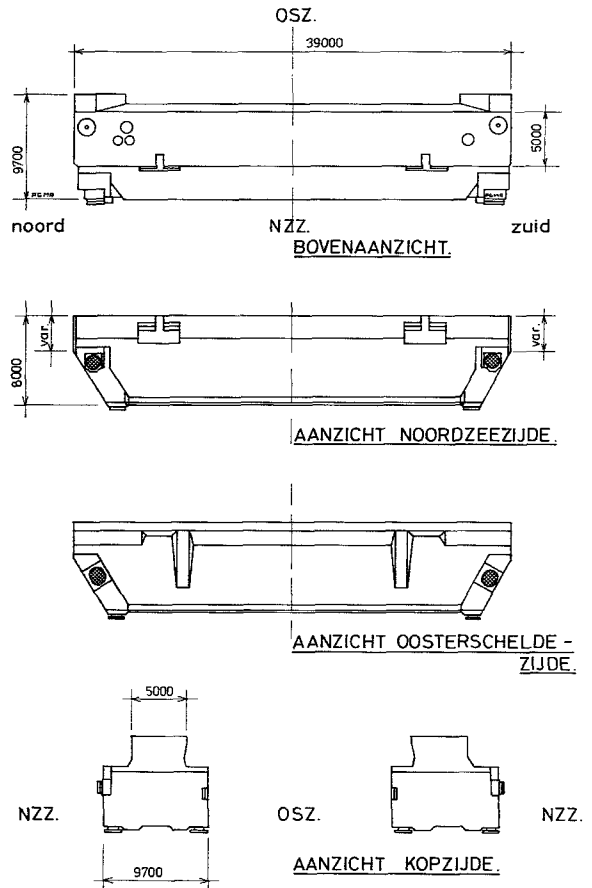
Het uitgevoerde dorpelbalkontwerp omvat 62 balken met een lengte van ca. 39,0 m. Het gewicht is afhankelijk van de plaats in de kering en varieert van 2650 tf tot 2750 tf. Voor de geometrie en maatvoering zie figuur 2 en 3.

Tijdens de bouw werden verwerkt:

- beton : 69000 m³
- wapening : 5700 ton
- voorspanning: 1200 ton.



Figuur 2. Globale maatvoering dorpelbalken.



Figuur 3. Aanzichten dorpelbalk.

Documentatielijst.

1. V PROBU-78045.
2. Proefvoorstel zwelproeven onderwaterbeton. Dosbouw R/KB 1677.
3. Onderzoek zwellung onderwaterbeton. Dosbouw R/KB 1737.
4. Zwellung zand/cement mortel in holle dorpelbalken van de stormvloedkering Oosterschelde. BETE-M-80043.
5. Aanvullend literatuur gegevens aangaande zwellen van de holle dorpelbalk in de Oosterschelde. Intron rapport 80170.

2. Randvoorwaarden en belastingen.

2.1. Inleiding.

In de berekeningen wordt uitgegaan van extreme belastingen. Dit zijn de belastingen die met een overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ keer per jaar kunnen optreden. Geëist is dat bij extreme belastingen de constructie niet mag bezwijken. In de semi-probabilistische ontwerpmethodode die bij de stormvloedkering wordt toegepast is dit als volgt vertaald:

$$Q_u = 1,4 \times Q_e$$

$$\text{of } \frac{Q_e}{1,2} = Q_k$$

$$Q_u = 1,7 \times Q_k \text{ waarin:}$$

- Q_k = karakteristieke belasting
- Q_e = extreme belasting
- Q_u = bezwijkbelasting.

2.2. Belastingen.

2.2.1. Eigen gewicht.

Bij de bepaling van het eigen gewicht van de balk is uitgegaan van een g beton = $24,5 \text{ kN/m}^3$.

2.2.2. Ballast van de balk.

Voor de verticale stabiliteit van de balk is het noodzakelijk de holle ruimten te ballasten. Er is gekozen voor een zandvulling. De g zand onder water is $8,5 \text{ kN/m}^3$.

Door de vorm van de twee compartimenten en de manier waarop gevuld wordt zijn de volgende vullingspercentages en gewichten te bereiken:

- ondercompartiment 82% (ca. 87 kN/m),
- bovencompartiment 90% (ca. 98 kN/m).

2.2.3. Vertikale belasting door de aanstorting (drempelgewichten).

Door de schuine vorm van de voor en achterzijde en door zettingen van de drempel levert het drempelmateriaal een verticale belasting op de balk.

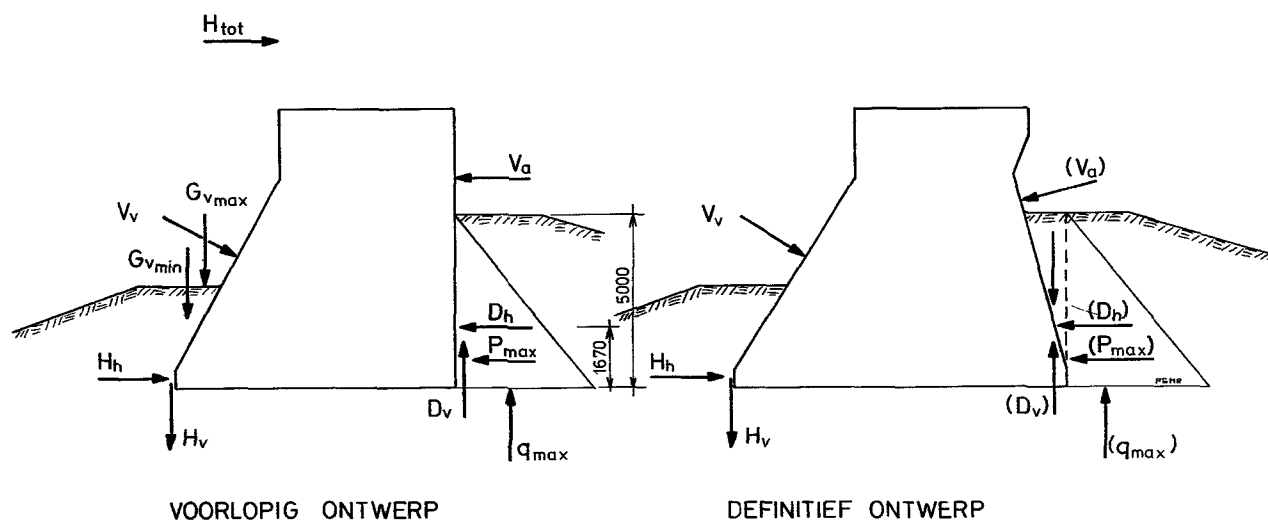
2.2.4. Drempelbelastingen.

Ten gevolge van deformaties van de pijlers en drempelconstructie bij een eindfasestorm kunnen de volgende situaties optreden:

1. De pijlers verplaatsen meer dan de drempel. In deze situatie wordt de balk tegen de drempel getrokken (D_h en D_v).
2. De pijlers verplaatsen evenveel als de drempel. De balk ondervindt hierbij geen belasting vanuit de drempel.
3. De pijlers verplaatsen minder dan de drempel. In deze situatie „schuift” de drempel tegen de balk (H_h en H_v).

Voor D en H zie fig. 4. De krachten D en H mogen niet gecombineerd worden.

Door de samenstelling van de drempelconstructie is het mogelijk dat er plaatselijk een puntlast (P), door het aanliggen van stenen uit de drempel (zie doc. 5), op de balk optreedt.



Figuur 4. Drempelbelastingen (verklaring van de symbolen in de tekst).

De grootte van de puntlast is afhankelijk van de hoogte waarop deze aangrijpt. Aan de onderzijde van de balk maximaal en aan de bovenzijde van de drempel nul. Tussen nul en maximaal zit een rechtlijnig verloop. Er kan ook een P(max) optreden. Deze puntlast P(max) komt uit, bijvoorbeeld, de ongunstige ligging van een steen en kan zeer grote lokale puntlasten veroorzaken.

Gv is het gewicht van de drempelaanstorting op de noord-zeezijde van de balk. Gv(min) geldt voor het voorlopige ontwerp en Gv(max) voor een toekomstige drempel ($\mu A =$ uitbreiding aanstorting). Ga is het gewicht van de drempelaanstorting op de Oosterscheldezijde van de balk. Hh wordt berekend uit $1/3 \times$ de drempelhoogte \times het drukverschil van de hydraulische drukken over de balk. V is de belasting uit de vallende stenen bij het aanbrengen van de aanstorting.

2.2.5. Hydraulische belastingen.

1. Inleiding.

De hydraulische belastingen bestaan uit 2 componenten:

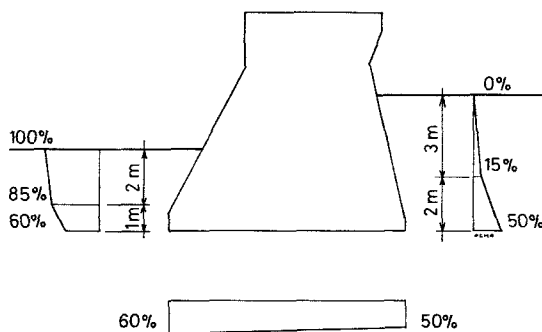
- verval- en stroombelastingen,
- golfbelastingen.

Deze belastingen zijn bepaald met behulp van door de Delta-dienst ontwikkelde rekenmodellen en de resultaten van onderzoek aan het fysisch model M1593 (doc. 1).

De extreme horizontale belastingen op de dorpelbalken bij gesloten kering zijn berekend met het programma PROBER (doc. 7), een programma voor de berekening van probabilistische belastingen. De verticale belastingen bij gesloten en de belastingen bij weigerende en sluitende kering zijn bepaald met het mathematische model "DORPEL" (doc. 8). Dit model berekent met een groot scala van randvoorwaarden voor diverse dorpelbalkdiepten de belastingen ten gevolge van stroom en verval.

De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in doc. 2. De hierin genoemde totalen Rh en Rv zijn per m' balk gegeven. Voor de berekening van de totaalbelasting dienen de drukken met hun bijbehorende oppervlak te worden vermenigvuldigd. Hierbij moeten dezelfde lengten worden gebruikt als die in het model zijn toegepast (35 m) voor de berekening van de totale belastingen.

Bij de bepaling van de drukfiguren is uitgegaan van een goed doorlatende stortstenen aanstorting van 3 m hoogte aan de zeezijde en 5 m aan de Oosterscheldezijde, waarbij de mosselaangroei in beschouwing is genomen (doc. 6). De gegeven drukfiguren voor de stroom-, verval- en golfbe-



Figuur 5. Percentages afbouw verval in de drempelconstructies.

lasting mogen bij elkaar opgeteld worden.

Voor de dorpelbalken in de sluitgaten Hammen en Schaar wordt de golfbelasting bij gesloten kering gereduceerd tot 80% van de in het sluitgat Roompot geldende golfbelasting. Voor de afbouw van het verval door de drempelconstructie zijn de percentages uit figuur 5 aangehouden.

2. Hydraulische belastingen bij gesloten kering.

De belastingen op de dorpelbalken bij gesloten kering worden bepaald door:

- dorpelbalkdiepte,
- golfspectra, afhankelijk van de zeewaterstand,
- sluitingstrategie.

De golfspectra die bij de berekening van de belastingen gebruikt worden, zijn bepaald met het programma „GOLVEROS”, een rekenmodel dat golfspectra berekend bij hoogwaterstanden onder stormomstandigheden.

Bij sluiting op de laagwaterkentering zullen de waterstanden op de Oosterschelde lager zijn dan die bij alarmpeilsluiting.

De belastingen zijn bepaald voor drie situaties:

- | | | |
|------|---------------------------------|-----------------|
| I. | extreme zeewaterstand | N.A.P. + 5,50 m |
| | Oosterscheldewaterstand | N.A.P. - 0,70 m |
| II. | extreme Oosterscheldewaterstand | |
| | na laagwaterkentering sluiting | N.A.P. + 2,10m |
| | zeewaterstand | N.A.P. + 4,00m |
| III. | extreme Oosterscheldewaterstand | |
| | na alarmpeil I sluiting | N.A.P. + 2,75m |
| | zeewaterstand | N.A.P. + 3,50m |

Voor de resultaten van de voor deze drie situaties, met het rekenmodel „DORPEL” bepaalde stroom- en vervalbelastingen zie doc. 2.

Bij de gesloten kering is de aanname gedaan dat de golfbelasting niet tot achter de dorpelbalk doordringt. Dit houdt in dat de golfbelasting alleen aan de voorzijde in rekening wordt gebracht. Onderzoekingen ondersteunen deze pessimistische aanname ten dele. Met name overstortend water veroorzaakt een golfbeweging aan de Oosterscheldezijde van de kering die de totaalbelasting op de dorpelbalk reduceert. De golfbelasting aan de voorzijde van de balk is berekend met behulp van de lineaire golftheorie.

3. Hydraulische belastingen bij weigerende schuif.

De belastingen op de dorpelbalken in de situatie van een weigerende schuif worden bepaald door:

- dorpelbalkdiepte,
- golfspectra, afhankelijk van de zeewaterstand,
- binnen- en buitenwaterstand,
- hoogte van de weigerende schuif.

De golfspectra zijn gelijk aan die welke voor de gesloten kering worden gehanteerd. Het extreme verval bij een weigerende schuif in de kering is 4,20 m (doc. 3). Bij dit verval zijn meerdere combinaties van binnen- en buitenwaterstanden mogelijk.

De belasting bij een weigerende schuif is bepaald voor 2 combinaties van binnen- en buitenwaterstanden:

- | | | |
|---------------------------|----------------|----------------|
| | combinatie I | combinatie II |
| — zeewaterstand | N.A.P. + 3,50m | N.A.P. + 5,00m |
| — oosterscheldewaterstand | N.A.P. - 0,70m | N.A.P. + 0,80m |
| — onderkant schuif | N.A.P. + 1,00m | N.A.P. + 1,00m |

Met deze 2 gevallen worden de bij een weigerende schuif meest waarschijnlijke combinaties gedekt.

Voor de resultaten van de voor deze twee combinaties, met het rekenmodel „DORPEL”, bepaalde stroom- en vervalbelastingen zie doc. 2.

Omdat de golfbelasting nog niet rekentechnisch benaderbaar is, zijn hiervan schattingen gemaakt. Er is daarbij gebruik gemaakt van de proeven 210 en 270 van M1593 (doc. 1).

De resultaten van de proeven zijn weergegeven in tabellen (doc. 2).

4. Hydraulische belastingen bij sluitende kering.

De belastingen op de dorpelbalken tijdens de sluitingssituatie worden bepaald door:

- tijdstip van begin sluiten. Men gaat uit van een „grenspeil of alarmpeilsluiting”. Deze start als aan de zeezijde van de kering het peil van N.A.P. +2,75m wordt overschreden. De maatgevend Oosterschelde waterstand hierbij is N.A.P. + 1,00m.
- duur van het sluiten. De sluitingsduur is ongeveer 1 uur.
- (μ) A als functie van de tijd. (μ) A neemt lineair in de tijd af.
- de dorpelbalkdiepte,
- de vorm van de getijkromme,
- de golfspectra, afhankelijk van de zeewaterstand. Deze zijn gelijk aan die welke voor de gesloten kering worden gebruikt.

De belastingen tijdens het sluiten zijn bepaald voor twee sluitingssituaties:

	I. schuif geheel open.	II. schuif half gesloten
— zeewaterstand	N.A.P. +2,75m	N.A.P. +3,50m
— Oosterschelde waterstand	N.A.P. +1,00m	N.A.P. +0,60m

Het geval waarbij de schuif bijna gesloten is, is niet in de berekeningen meegenomen, omdat gebleken is dat deze niet maatgevend is.

Voor de resultaten van de voor deze situaties, met het rekenmodel „DORPEL” bepaalde stroom en vervalbelastingen zie doc. 2.

5. Hydraulische belastingen bij omgekeerd verval.

Bij omgekeerd verval is er geen stroming en is de golfslag nihil. Het maximum verval (van ca. N.A.P. +2,75m aan de Oosterscheldezijde tot ca. N.A.P. -0,75m aan de zeezijde) wordt als hydraulische belasting (3,50 m waterdruk) op de balk in rekening gebracht (doc. 3).

2.2.6. Bouwfasebelastingen.

De dorpelbalken zijn in 7 storfases gebouwd:

- 1 - vloer.
- 2 - wanden + tussenvloer.
- 3 - wanden + dak.
- 4 + 6- onderste deel van de koppen.
- 5 + 7- bovenste deel van de koppen.

De bouwfasebelastingen die optraden zijn:

- a - belastingen tijdens de storfases,
- b - belastingen ten gevolge van hydratatie,
- c - belastingen ten gevolge van het hijsen van de balken.
- d - overdruk tijdens zandvullen.

a - belastingen tijdens de storfases.

De belasting tijdens de storfase 1, 2, 3, 4 en 6 komen alleen uit het eigen gewicht. De belasting tijdens de storfases 5 en 7 komt, behalve uit het eigen gewicht ook uit het ondergraven van de koppen.

b - belastingen ten gevolge van de hydratatie.

De spanningen ten gevolge van hydratatie heeft men, door het koelen van het beton, laag kunnen houden. Op plaatsen waar deze niet door voorspanning weggespannen konden worden is wat extra wapening bijgelegd.

c - belastingen ten gevolge van het hijsen van de balk.

Deze bestond alleen uit het eigen gewicht + een dynamische factor. De belastingscoëfficiënt voor de balkberekeningen is 1,7. Deze zou, zonder dynamische factor, in de transportfase 1,4 kunnen zijn. Er is hier echter geen dynamische factor in rekening gebracht maar een belastingscoëfficiënt van 1,7. De „schijnbare” dynamische belastingscoëfficiënt is daardoor ca. 1,2. De balk is daarbij aan 4 oren gehesen. De hart op hartafstand van de oren is 23,8 m.

d - overdruk tijdens zandvullen.

De maximaal toelaatbare overdruk tijdens het zandvullen bedraagt 5 bar. Door het inbouwen van een aantal veiligheidsmiddelen tijdens het zandvullen kon deze waarde nooit overschreden worden (zie hoofdstuk 7.7).

2.3. Indeling in berekeningsgroepen.

Er worden 62 dorpelbalken gemaakt. Deze zouden theoretisch, gezien hun plaats in de kering, allemaal een andere belasting kunnen hebben. Er is een groepsindeling gemaakt, waarbij binnen iedere groep de verschillen in overspanning en belasting relatief klein zijn. Deze indeling is als volgt:

- Groep I: de diepst gelegen balken in de Roompot. R7 tm R 25. De R17 heeft hier de grootste overspanning en is gekozen voor de berekening.
- Groep II: De middelzwaarbelaste balken in de Roompot. R4 tm R6 en R26 tm R 28.
- Groep III: de randbalken van de Roompot en de diepe balken van Hammen en Schaar, R1 tm R3, R30 tm R33, S5 tm S12 en H4 tm H11. Van groep II en groep III samen is de R3 als maatgevende gekozen omdat deze de grootste overspanning heeft.
- Groep IV: de minst belaste randbalken S1 tm S4, S13 tm S17, H1 tm H3 en H12 tm H16. Voor deze groep is de H1 gekozen als maatgevende omdat die de grootste overspanning heeft.

2.4. Belastingsgevallen.

De in 2.2 beschreven belastingen zijn zijn genummerd:

- belastingsgeval 1 - eigen gewicht.
- belastingsgeval 2 - ballast.
- belastingsgeval 3 - drempelgewicht (aanstorting).
- belastingsgeval 4 - drempelbelasting.
- belastingsgeval 5 - hydraulische belastingen.
- belastingsgeval 6 - bouwfasebelastingen, zandvullen.

Elk van deze belastingsgevallen is weer onderverdeeld in een aantal sub-gevallen. Deze hebben betrekking op de behandelde groep, de stroomrichting, het verval, de schuiven-

situatie enz. Voor een uitgebreide beschrijving hiervan zie doc. 4.

2.5. Belastingscombinaties.

Om de maximum belasting te kunnen bepalen zijn een groot aantal belastingscombinaties gemaakt. Zo zijn de drempelgewichten 3.1 tm 3.4 voor de gesloten en weigerende kering gecombineerd tot de combinaties a tm d en voor het omgekeerde verval zijn 3.5 tm 3.8 gecombineerd tot de combinaties e tm h. Daarnaast zijn er, afhankelijk van de situatie, belastingscombinaties I tm IV gemaakt. Deze zijn opgebouwd uit eigen gewicht, ballast, hydraulische belastingen en drempelgewichtcombinaties. Voor een uitgebreide behandeling van deze combinaties zie doc. 4.

Documentatielijst.

1. Stroom- en golfbelastingen op de dorpelbalk bij diverse schuifstanden. Verslagen modelonderzoek M1593 I, II en III.
2. Belastingen op dorpelbalk. Notitie DDWT-80.296.
3. Nota DDWT-79016.
4. Overzicht en indeling belastingsgevallen.
5. Foto-elastisch onderzoek naar het optreden van puntlasten op de dorpelbalken van de Oosterschelde Stormvloedkering. CO-406566/10 en 8E 680265/1 nov. '81.
6. Mosselaangroei in de drempel van de stormvloedkering. 311DRO-N-81018 en LO-406606/29.
7. Programma „PROBER”.
8. Mathematisch model „DORPEL”.

3. Berekeningen.

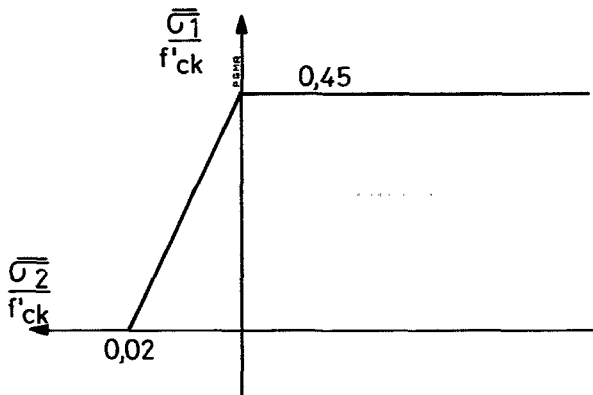
3.1. Algemeen.

De dorpelbalk is een in lengterichting voorgespannen, in dwarsrichting gewapende en ter plaatse van de hijsoren vertikaal voorgespannen constructie. Ter plaatse van de opleggingen en de hijsoren is, naast de wapening, ook een dwarsvoorspanning aangebracht.

3.1.1. Ontwerpcriteria.

In principe zijn de voorschriften van de VB'74 (NEN 3880) gevolgd. De uitzonderingen hierop gemaakt zijn:

- gebruiksgrenstoestand (met karakteristieke belastingen).
- toelaatbare hoofdtrekspanningen (zie fig. 6). Bij de controle van de balken worden de gecombineerde hoofdtrekspanningen berekend. Deze zijn samengesteld uit het eigen gewicht, de rustende en veranderlijke belastingen.
- wapenen op trekspanningen
- scheurvorming: w max eindfase, bij wapening 0,30 mm en bij voorspanning 0,15 mm.
w max bouwphase, bij wapening 0,40 mm en bij voorspanning 0,20 mm.



Figuur 6. Toelaatbare hoofdtrekspanningen.

- bijzondere invloeden.

Bij de belastingscombinaties van gebruiksbelasting en bijzondere invloeden zoals hydratatiwarmte, krimp en temperatuursverschillen is van bovenstaande toelaatbare spanningen afgeweken en is het risico van scheurvorming geaccepteerd.

De volgende uitgangspunten zijn hierbij gehanteerd:

- economisch gebruik van voorspanning en wapening.
- beperkte scheurvorming in de operationele fase.
- acceptatie van het risico van grotere scheurvorming in de bouwphase waar de scheuren geïnjecteerd kunnen worden.

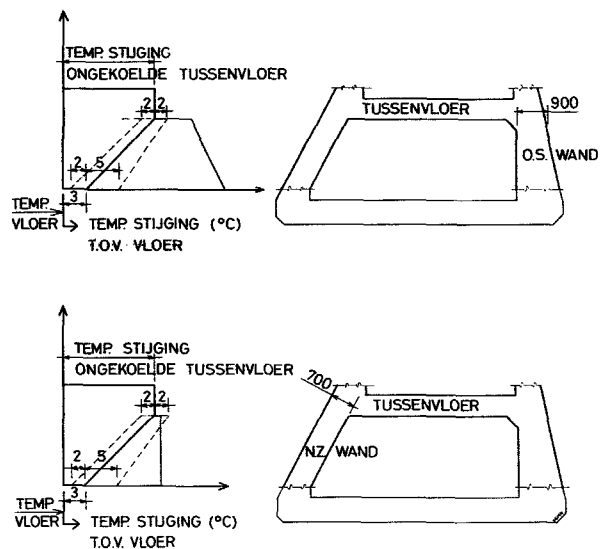
In de bouwphase zijn de volgende maatregelen ter voorkoming van scheurvorming genomen:

- a - koeling van wanden en dak en thermische isolatie van de vloer gedurende een periode direct na het storten tot het tijdstip dat het beton 70% van zijn sterkte heeft bereikt.

- b - het aanbrengen van krimpvoorspanning.

- a - koeling.

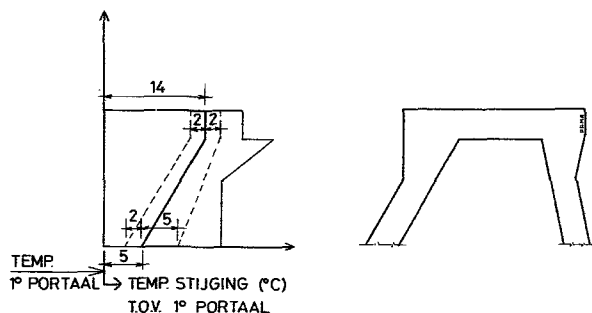
In het 2e stort werden de wanden, tijdens het verharderen van het beton, tot aan de onderkant van de tussenvloer gekoeld. De koeling was zodanig dat de temperatuur net boven de stortnaad niet meer dan 3° C. hoger was dan de temperatuur van de vloer waarop was gestort. De temperatuur in de wand bij de aansluiting met de tussenvloer mocht gelijk zijn aan de temperatuur van de, ongekoelde, vloer. Het temperatuursverschil tussen onderkant en bovenkant wand moest lineair verlopen (zie fig. 7).



Figuur 7. Temperatuursverloop in het tweede stort tijdens het verharderen van de wanden.

In het 3e stort werden de wanden en het dek tijdens het verharderen gekoeld. De koeling was zodanig dat de temperatuur net boven de stortnaad niet meer dan 5° C. hoger was dan de temperatuur van het portaal waarop was gestort. De temperatuur in de wand bij de aansluiting met het dek en in het

dek mocht niet meer dan 14°C. hoger zijn dan de temperatuur van de reeds gestorte constructie. Het temperatuurverschil tussen onderkant wand en dek moest lineair verlopen (fig. 8).



Figuur 8. Temperatuurverloop in de wanden bij het verharderen van het derde stort.

c - krimpvoorspanning.

Op het moment dat het eerste stort een kwaliteit B15 bereikte werd voorspanning aangebracht (2 kabels). Deze diende om de spanningen ten gevolge van de krimp, die ontstaan door „wrijving” langs de ondergrond, weg te spannen. Na het maken van het tweede stort werd een tweede serie kabels gespannen. Twee kabels hiervan bevonden zich in het eerste stort en twee in het tweede stort. Op het moment dat de dorpelbalk werd gehesen, verviel de „wrijving” langs de ondergrond, waardoor er in de vloer van de balk een spanningsverhoging optrad. De in bovengenoemde fasen gespannen vloerkabels konden door dit effect voor de helft als voorspanning in de eindfase meegerekend worden.

Voor de berekening van de toelaatbare schuifspanningen in de diverse onderdelen van de constructie is gebruik gemaakt van de VB'74 en van de door IBBC-TNO afgeleide formules. De VB'74 berekent de toelaatbare schuifspanningen τ_1 en τ_2 . De IBBC-TNO formules berekenen $\tau_{1,1}$ en $\tau_{1,2}$. Als $\tau_d < \tau_{1,1}$ of $\tau_{1,2}$ en τ_1 dan hoeft geen dwarskrachtwapening toegepast te worden. Als $\tau_d > \tau_{1,1}$ of $\tau_{1,2}$ en τ_1 dan moet als volgt gewapend worden:

- a - $\tau_{1,1}$ of $\tau_{1,2} > \tau_1$: het verschil $\tau_d - \tau_1$ met wapening opnemen.
- b - $\tau_{1,1}$ of $\tau_{1,2} < \tau_1$: het verschil $\tau_d - \tau_{1,1}$ [of $\tau_{1,2}$] met wapening opnemen.

3.1.2. Materialen en betondekking.

De betonkwaliteit toegepast bij de dorpelbalken is B 37,5. De kwaliteit van het wapeningsstaal is FeB 400 HWL. De kwaliteit van het voorspanstaal is FeP 1770 (er zijn diverse systemen toegepast).

De dekking op de binnenzijde van de balk is 50 mm. De dekking op de buitenzijde van de balk is 70 mm en op plaatsen waar de balk door vallende stenen geraakt kan worden 100 mm.

3.1.3. Overzicht berekeningen.

De berekening van de dorpelbalken is in de volgende delen opgesplitst:

- a. rotatiestabiliteit
- b. hoofdkrachtenwerking van de balk
- c. temperatuurspanningen ten gevolge van hydratatiewarmte
- d. hijsoren
- e. hoofdspansingen
- f. lokale buiging.
- g. schuifspanningen en breukveiligheid
- h. opleggingen (zijn apart behandeld in hoofdstuk 6)
- i. splitspanningen t.g.v. de voorspanning
- j. wapening kop dorpelbalk
- l. voorspanning dorpelbalk.

3.2. Berekeningen rotatiestabiliteit.

3.2.1. Statische systeem opleggingen, uitgangspunten en eisen.

De dorpelbalken worden op hun plaats gehouden door een stelsel van horizontale en verticale rubber opleggingen. Voor de constructie van de opleggingen en de uiteindelijk gekozen situering zie hoofdstuk 4 en figuur 13.

Voor de berekening van de oplegkrachten en de rotatiestabiliteit gelden de volgende uitgangspunten:

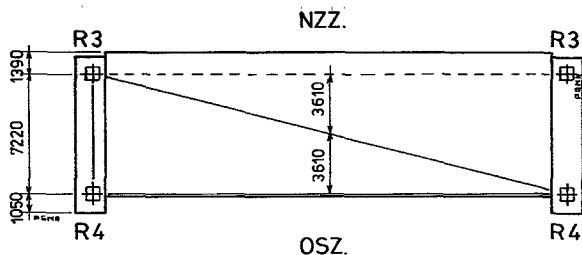
1. de verticale belastingen worden door 4 (of 3) horizontale opleggingen afgevoerd naar de pijler.
2. de horizontale belastingen worden door 2 verticale opleggingen afgevoerd naar de pijler.
3. de verticale opleggingen voeren geen verticale belasting af en de horizontale opleggingen geen horizontale.
4. de plaats van de verticale opleggingen ligt op 3,40 m boven de onderkant van de balk.

Aan het oplegsysteem worden de volgende eisen gesteld:

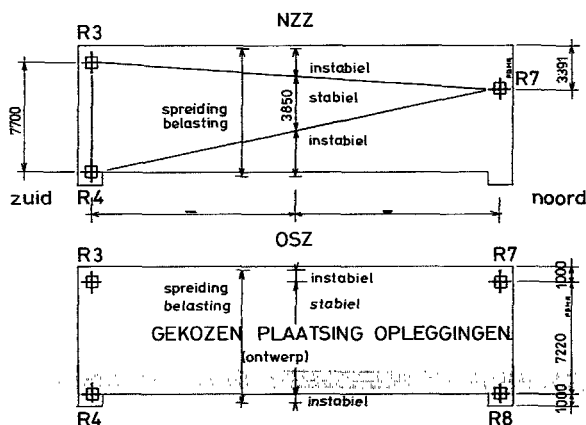
1. De resultante van de horizontale krachten op de dorpelbalk zal met de horizontale oplegreactie een rotatiekoppel vormen dat door een herverdeling van de verticale oplegreacties moet worden opgenomen.
2. De rotatiestabiliteit moet bij de extreme belasting gewaarborgd zijn met een veiligheidsfactor van 1,1.
3. Bij de toepassing van vier horizontale opleggingen moet, in relatie met de torsiestijfheid van de dorpelbalk, rekening worden gehouden met een hoekverdraaiing $\Delta \phi$ y tussen de twee paren opleggingen. Deze hoekverdraaiing wordt veroorzaakt door mogelijke zettingsverschillen tussen de twee pijlers onderling, optredend na de montage van de dorpelbalken.
4. Het is aanvaardbaar dat bij een extreme combinatie van belastingen en opgedrongen vervormingen een van de vier horizontale opleggingen loskomt.
5. De opgedrongen verplaatsingen in het orientatievlak van de opleggingen, moeten door een vervorming van de opleggingen kunnen worden opgenomen.

Voor de grootte van de deformaties zie doc. 1.

Voor een overzichtsschets van de maatvoering van de opleggingen zie figuur 9.



Figuur 9. Overzicht plaats horizontale opleggingen.



Figuur 10. Spreidingsgebied 3 en 4 puntsopleggingen.

3.2.2. Berekeningen en keuze drie of vier horizontale opleggingen.

Voor de berekening van de rotatie zie doc. 2.

De resultaten hiervan worden, voor wat betreft de oplegreacties en vervormingseisen voor de opleggingen in par. 4.2.3. verder behandeld.

Een belangrijk punt van overweging bij de opzet van het opleggsysteem was de keuze tussen een vierpuntsoplegging en een driepuntsoplegging voor de verticale krachten. De stabiliteitseisen en de vereiste opnamecapaciteit voor de opgedrongen vervormingen van het pijler-dorpelbalk-systeem speelde daarbij een belangrijke rol.

Bij een vierpuntsoplegging zorgt de veerconstante van de opleggingen voor een zekere vereffening van de uit de opgelegde vervormingen voortvloeiende krachten.

Een stabiele oplegconstructie van de dorpelbalk kan bestaan uit:

- a - een statisch bepaalde driepuntsoplegging.
- b - een statisch onbepaalde vierpuntsoplegging.

Beide oplossingen zijn stabiel zolang de verticale resultante uit de belastingen zich binnen de door de opleggingen omsloten drie-, respectievelijk vierhoek bevindt.

Voor oplossing a is het toelaatbare spreidingsgebied voor de verticale resultante 3,85 m. Voor oplossing b is dit gebied 7,22 m (fig. 10).

Stabiliteitsberekeningen (doc. 2) hebben aangetoond dat bij

een driepuntsoplegging in een groot deel van de belastingscombinaties niet aan de gestelde stabiliteitseisen voldaan kon worden.

Een vierpuntsoplegging bleek in bijna alle gevallen aan de gestelde stabiliteitseisen te voldoen. In een paar gevallen bleek de resultante een paar cm buiten het midden van het opleggebied te vallen, wat gezien de frequentie van de extreme belastingen ($2,5 \times 10^{-4}$ /jaar) en de afmetingen ($1000 \times 1250 \text{ mm}^2$) van de opleggingen, acceptabel is.

Het nadeel van oplossing b is dat de relatieve verdraaiing (ϕ) de oplegreacties en de optredende wringmomenten beïnvloed. Hierdoor kan er een oplegging loskomen, waarna er een statisch bepaalde 3 puntsoplegging overblijft.

Gezien de grote toelaatbare spreiding van de verticale resultante is gekozen voor oplossing b, de vierpuntsoplegging.

3.3. Berekening hoofdkrachtenwerking.

De maximum momenten zijn met de hand berekend. De dwarskracht en wringing zijn bepaald met de eindige elementenmethode (GENESYS, SUSAN).

Het berekenen van de hoofdwerving gaat als volgt.

Er wordt een opzet van de balkgeometrie gemaakt. Hierin stelt men de sneden vast waarin de spanningen gecontroleerd moeten worden. Er zijn 3 sneden gemaakt, een door het midden van de balk en twee ter plaatse van de hijsoren.

De belastingscombinaties worden vastgesteld en uitgewerkt. Voor de berekening van de hoofdwerving zijn deze:

- 1 - transportfase.
- 2 - balk geplaatst en gevuld.
- 3 - gesloten kering.
- 4 - weigerende kering, golf 2.
- 5 - weigerende kering, golf 3.
- 6 - omgekeerd verval.

Voor de verschillende belastingscombinaties zijn de momenten en spanningen berekend en in tabellen verwerkt.

De berekeningen zijn uitgevoerd voor alle 4 de in hfdst. 2 par. 3 vermelde hoofdgroepen.

Voor de totale uitwerking ervan zie doc. 2.

3.4. Temperatuurspanningen ten gevolge van de hydratatiwarmte.

De temperatuurspanningen zijn meegenomen in de overzichten van de totaalspanningen. Voor berekening ervan zie doc. 4.

3.5. Berekening van de hijsoren.

De hijsoren zijn de onderdelen van de dorpelbalk die tijdens het oppakken in het bouwdoek, transport en plaatsen in de kering zeer zwaar belast worden. Om het krachtenverloop in en rondom de hijsoren in de balk goed te kunnen beoordelen en de wapening en voorspanning juist te dimensioneren is van dit gebied een detail berekening met de computer uitgevoerd (doc. 3).

Voor deze berekening is een z.g. „schijvenrun” gemaakt waarin het voorspanverloop en de belasting tijdens de hijsfase verwerkt zitten (een schijvenrun is een computermodel dat is gedimensioneerd door middel van in hun vlak belaste elementen).

Als meewerkende breedte voor de schijf zijn de volgende spreidingsgebieden aangehouden:

- in het dak 5 m,
- in de wanden 4 m.

In de schematisering is het bovenste gedeelte van de balk verwerkt alsof die aan de onderzijde (= bovenkant tussenvloer) voorzien is van een stijve koppelbalk.

Het krachtenverloop in de wanden wordt minder betrouwbaar bij de aansluiting van de wanden met de koppelbalk omdat:

- de vervorming van de koppelbalk ten opzichte van de aansluiting van het onderste deel van de balk klein is,
- in de wanden is uitgegaan van een spreiding van 4 m, terwijl deze in werkelijkheid groter is (bij spreiding over $45^\circ + 2,50 + 2 \times 3,5 = 9,50$ m).

In verband met de toleranties van de aanslagvlakken van het hijsframe aan de OS-zijde van de balk kunnen de hijskrachten, die in de computerrun gelijkmatig verdeeld zijn, plaatselijk oplopen met 500kN gespreid over 1,50 m. Deze extra belasting is bij de berekening van de wapening in rekening gebracht.

3.5.1. Overzicht voorspanning.

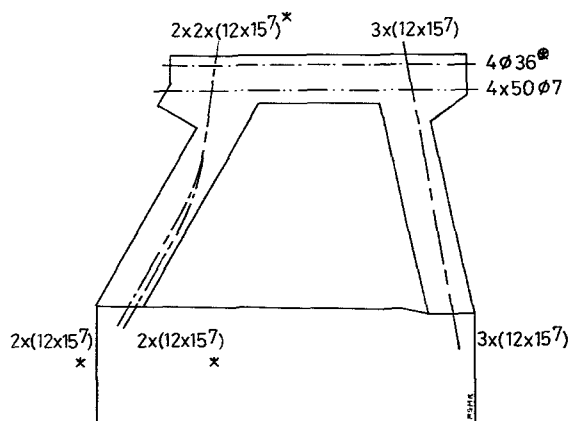
Ter plaatse van de hijsoren is de volgende voorspanning in de balk opgenomen:

- bovenkant dak 4 staven $\phi 36$ (*),
- onderkant dak 4 kabels $50 \phi 7$,
- wand NZ-zijde 4 kabels $12 \times 15,7$ (*),
- wand OS-zijde 3 kabels $12 \times 15,7$.

(*) (bij nadere uitwerking is gebleken dat in de wand NZ-zijde 6 kabels $12 \times 15,7$ nodig waren en dat de 4 staven $\phi 36$ overbodig waren als de 4 kabels $50 \phi 7$ een iets anders verloop zouden krijgen).

Voor de plaats van de voorspanning zie fig. 11.

Voor de verdere uitwerking van de berekening van de hijsoren zie doc. 3.



- * later veranderd in $2 \times 3 \times (12 \times 15,7)$
- ⊗ later vervallen

Figuur 11. Voorspanning ter plaatse van de hijsoren.

3.6. Berekening hoofdspansingen.

De controleberekeningen van de hoofdspansing zijn op de volgende punten uitgevoerd:

- a - een snede 3,825 m vanaf het hart van de verticale

oplegging.

- b - een snede $\sim 8,250$ m vanaf het hart van de verticale oplegging.
- c - een snede $\sim 4,925$ m vanaf het hart van de horizontale oplegging.

De onder a en b genoemde sneden gelden voor controle van de wanden, vloeren en dak. De onder c genoemde snede voor de tussenvloer.

De keuze van de bovengenoemde sneden is aan de hand van de volgende punten gemaakt:

- 1 - uit de computerrun van de hele dorpelbalk blijkt dat de oplegkrachten zich onder een hoek van 45° in de wanden spreiden. Dit geldt zowel voor de verticale oplegkrachten naar de wanden, als voor de horizontale oplegkrachten naar de vloeren. De horizontale krachten blijken voor ca. 45% door de tussenvloer, ca. 19% door het dak en ca. 36% door de ondervloer te worden opgenomen.
- 2 - uit de schuifspanningsverdeling over de hoogte van de balk blijkt dat het maximum aan de bovenzijde van de tussenvloer (3,825 m boven de onderkant van de balk) optreedt. Bij de verdeling over de breedte van de balk ligt dit maximum op ca. 4,927 m vanaf de voorzijde van de balk (zwaartepunt).
- 3 - de onder a genoemde snede valt binnen het gebied van de hijsoren. Hier is zowel horizontale- als verticale voorspanning in de wanden aanwezig. Een aantal opgebogen horizontale kabels zorgt voor reductie van de dwarskracht. De onder b genoemde snede valt buiten het gebied van de hijsoren. Hier is geen verticale voorspanning aanwezig en zijn geen kabels opgebogen. Ter plaatse van snede c is er in de tussenvloer horizontale voorspanning aanwezig. Deze voorspanning ligt zodanig dat bij belasting vanaf de NZ-zijde (de verticale oplegblokken aan de OS-zijde zijn dan belast) de dwarskracht aan de uiteinden van de balk worden gereduceerd, terwijl deze belasting vanaf de OS-zijde (het omgekeerde verval) de dwarskracht vergroot.

3.7. Berekening lokale buiging.

Uit de belastingscombinaties, die in de berekening van de rotatiestabiliteit zijn toegepast, zijn de minimale- en maximale momenten in de dwarsdoorsnede van de balk berekend. Met behulp van deze momenten en de bijbehorende normaalkrachten is de wapening, volgens de gangbare methoden, bepaald. Voor de hierbij gehanteerde scheurwijdtecriteria, zie 3.1.1.

3.8. Berekening breukveiligheid.

Door de eisen die in het gebruiksstadium (duurzaamheid!) gesteld worden, is de eis die in het bezwijkstadium gesteld wordt, breukveiligheid $\gamma = 1,7$ niet maatgevend voor het ontwerp. De berekende breukveiligheid bedraagt voor de balk minimaal 1,95.

3.9. Splitspanningen ten gevolge van de voorspanning.

De berekeningswijze is ontleend aan „Vorlesungen uber Massivbau“ deel II (lit. 1), hoofdstuk 3. Daarin wordt aan de hand van de verhoudingen tussen de afmetingen van de

voorspanverankering en het verwachte spreidingsgebied de grootte van de spijltspanningen en de totale spijltkracht bepaald.

3.10. Wapening kop dorpelbalk.

De afmetingen van de kop van de dorpelbalk zijn zodanig dat ook hier koeling toegepast is. De krachtswerking in de kop kenmerkt zich door de inleiding van grote geconcentreerde krachten uit de opleggingen en voorspanverankeringen (spijltkrachten). Daarnaast treden niet te verwaarlozen trekspanningen op ten gevolge van de hydratatiekrimp (ook na koeling). Dit resulteerde in een huidwapening van kruisnet ϕ 20-200 en een dwarsvoorspanning boven de horizontale oplegging.

3.11. Voorspanning dorpelbalk.

De voorspanning is, met behulp van de gangbare rekenmethoden, bepaald aan de hand van de uitkomsten van de berekening van de hoofdwerking (zie hfdst. 3.3). De dorpelbalken zijn, ook voor de voorspanning, verdeeld in 4 groepen.

3.11.1. Overzicht van de voorspanning in stort 1, 2, 3, 4 en 6.

Stort 1: bij alle groepen 4 kabels 19 x 15,7 (*)
 Stort 2: bij alle groepen 2 kabels 12 x 15,7.
 Stort 1, 2 en 3: voor alle groepen 5 kabels 12 x 15,7 (**).
 Stort 4 en 6: 2 BBRV kabels 50 ϕ 7 ter plaatse van de opleggingen.

(*) deze kabels zijn aangebracht ten behoeve van de krimpspanningen in de vloeren en zijn in de eindfase voor 50% meegerekend.

(**) deze kabels zijn ter plaatse van de hijsoren opgebogen en fungeren daar als voorspanning voor de hijsoren.

3.11.2. Overzicht van de voorspanning in de hele balk.

Voorspangroep A: 9 kabels 19 x 15,7.
 Voorspangroep B: 11 kabels 19 x 15,7.
 Voorspangroep C: 13 kabels 19 x 15,7.
 Voorspangroep D: 14 kabels 19 x 15,7 en 1 kabel 12 x 15,7.

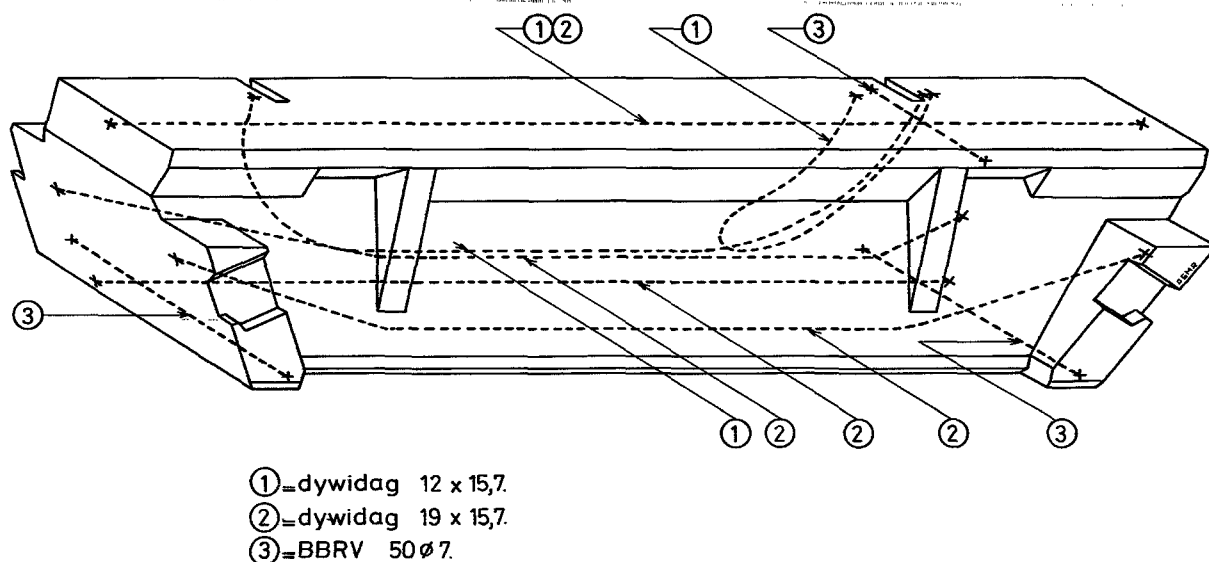
Voor een algemeen overzicht van de ligging van de kabels in een balk zie fig. 12.

Documentatielijst.

1. Derde nota toleranties en deformatie-eisen deel I, blz. 182. UMTOLE-N-84016.
 2. Berekeningen rotatie dorpelbalken. Bijlage 5 in berekeningenmap.
 3. Berekeningen hijsoren. Bijlage 11 in de berekeningsmap.
 4. Berekeningen hydratatiespanningen. 2 ordners.
- 2, 3 en 4 in archief S.V.K.O., R.W.S. directie Sluizen en Stuwten, Utrecht.

Literatuurlijst.

1. Leonhardt F. en Monnig E. Vorlesungen uber Massivbau. Zweiter Teil. Sonderfalle der Bemessung im Stahlbetonbau. Tweede druk. Berlijn. Springer-Verlag. 1975. Hoofdstuk 3.

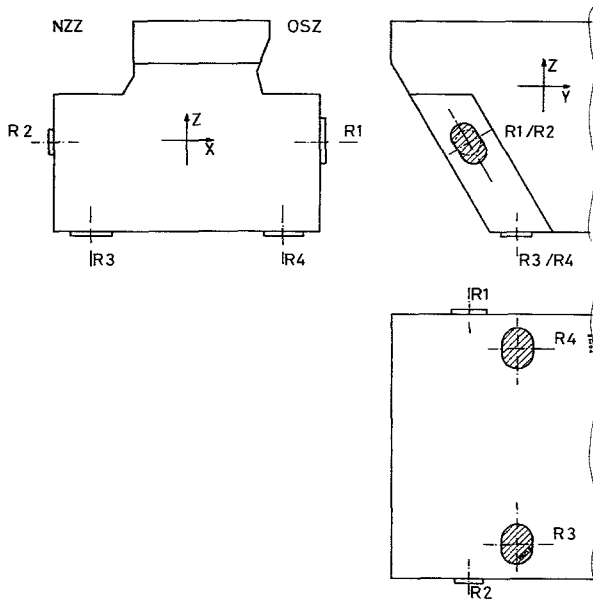


Figuur 12. Ligging van de voorspankabels.

4. Opleggingen.

4.1. Inleiding.

De dorpelbalken worden aan beide zijden opgelegd op twee horizontale opleggingen en gesteund door twee verticale opleggingen (zie fig. 13).



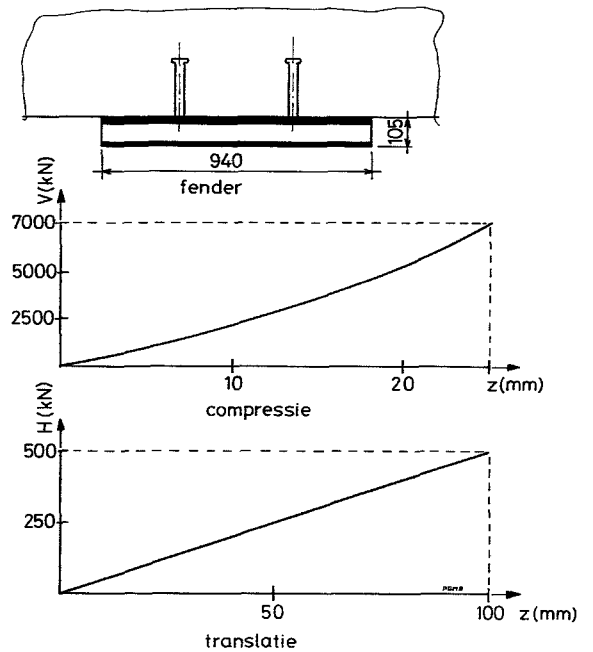
Figuur 13. Systeem opleggingen.

Het horizontale oplegsysteem is daardoor statisch onbepaald. Er zijn twee soorten horizontale opleggingen:

- tijdelijke oplegconstructie,
- definitieve oplegconstructie.

De tijdelijke oplegconstructie heeft enkele functies:

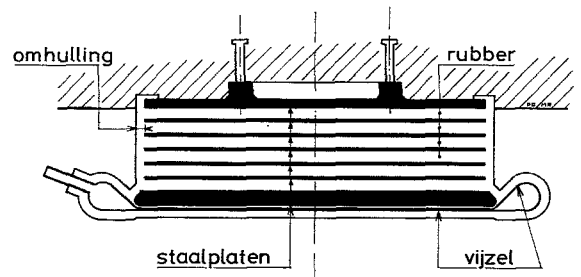
- het vernietigen van de plaatsingsenergie (d.m.v. een fender bestaande uit 100 mm rubber tussen 2 staalplaten).
 - Voor de karakteristieken hiervan zie fig. 14),
 - het vrijhouden van de balk van de sponning.
- Nadat de balk op de vier tijdelijk opleggingen geplaatst is moeten de definitieve opleggingen geactiveerd worden.



Figuur 14. Tijdelijke oplegconstructie.

4.2. Beschrijving definitieve opleggingen.

De definitieve oplegconstructie bestaat uit een rubber oplegblok en een plat stalen kraalvrijzel. Ze zijn samengesteld tot een constructie (zie fig. 15).



Figuur 15. Oplegpakket met een vrijzel (R1, R3 en R4).

4.2.1. Het platte vijzel

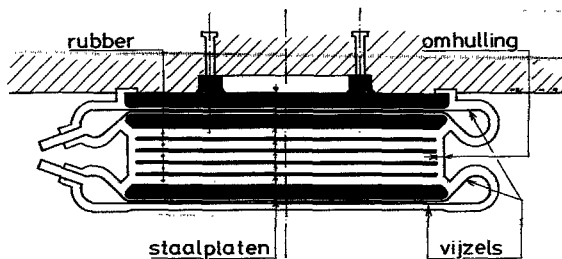
Het platte vijzel met de asymmetrische kraal is afgeleid van het Freyssinetvijzel en speciaal ontwikkeld voor de dorpelbalken van de Stormvloedkering. Het vijzel heeft een aan- en afvoeropening en kan met een onder druk staande vloeistof opgeblazen worden. Door de hoge vervormingscapaciteit van de toegepaste staalsoort is het vijzel in staat de voor het plaatsen benodigde speling uit te vullen. Onvlakheden en rotaties van de oplegbllokken kunnen hierbij worden opgenomen.

Het vijzelmateriaal bestaat uit 3 mm dik plaatstaal, kwaliteit FeP 04 dat een vloeigrens heeft van ca. 200N/mm². De vijzelvorm is verkregen door dieptrekken van de boven- en onderhelft van het vijzel. De beide helften worden met een geautomatiseerd TIG-lasproces tot een geheel gelast.

De gelaste vijzels worden volledig geröntgend en aan een persproef onderworpen. Het vijzel is daarbij gefixeerd en wordt dus niet opgeblazen. Deze intensieve productiecontrole is nodig om de kans op falen van de oplegconstructie in het werk, ten gevolge van het bezwijken van een vijzel, tot bijna nul te reduceren. Wanneer een vijzel faalt zou de vervolgschade immers enorm zijn.

In de ontwerpfase zijn een aantal prototypen van de vijzels tot breuk of tot vloeien beproefd.

De maximale slag van het vijzel is 125 mm. Wanneer een grotere slag nodig is, zoals bij een van de zijopleggingen (R2), dan is aan weerszijden van het oplegpakket een vijzel toegepast, zodat de slag in principe verdubbeld is (zie figuur 16).



Figuur 16. Oplegpakket met twee vijzels (R2).

4.2.2. Het rubber oplegpakket.

Het rubber oplegblok bestaat uit een aantal sandwiches van rubber en staal. Het is in staat om de op de balk werkende krachten over te brengen naar de pijler en kan de mogelijke vervormingen tussen balk en pijler volgen.

De verlangde levensduur van de stormvloedkering is 200 jaar. De oplegconstructies van de dorpelbalk zitten diep onder water, zijn haast onbereikbaar en moeilijk te demonteren. Deze constructies moeten daarom ook dezelfde levensduur als de kering hebben. In de oplegconstructie zijn twee soorten rubber toegepast:

- rubber van het oplegblok,
- rubber van de omhulling.

Het rubber van het oplegblok wordt langdurig onderworpen aan dynamische belastingen en vervormingen. Daarom is hier gekozen voor een hoogwaardige kwaliteit natuurrubber met optimale mechanische eigenschappen.

Het oplegblok en vijzel zijn omhuld met een 20 mm dikke laag hoogwaardig natuurrubber. Daarmee worden de stalen

onderdelen, vijzel en platen tegen corrosie en het rubber van het oplegblok tegen waterabsorptie beschermd. Gekozen is voor een gedeprimeerde natuurrubber (PDPNR = partly deproteinised natural rubber). Dit natuurrubber heeft bijna gelijke mechanische eigenschappen als het „gewone” natuurrubber maar heeft een voor deze toepassing zeer belangrijke eigenschap, n.l. lage waterabsorptie. Ook bezit natuurrubber, in tegenstelling tot de kunstmatige rubbers, voldoende scheursterkte om de grote vervormingen die ontstaan bij het opblazen van het vijzel op te nemen.

4.2.3. Berekening rubber oplegpakket.

1. Ontwerpcriteria.

Bij het berekenen van de rubber oplegpakketten is men van de volgende ontwerpcriteria uitgegaan:

- de gemiddelde vlaktedruk tussen de oplegging en het betonvlak moet voldoen aan:
 $\sigma_p < = 15 \text{ N/mm}^2$
- de maximale druk ten gevolge van indrukking en rotatie moet voldoen aan:
 $\sigma_T < = 20 \text{ N/mm}^2$
- om openstaan van de oplegging bij gecombineerde indrukking en rotatie te voorkomen wordt geeist:
 $\sigma_\alpha < = \sigma_p$
- de som van de schuifspanningen ten gevolge van indrukking, rotatie en horizontale verplaatsing mag niet groter zijn dan 3,2 N/mm²
 $\tau_\alpha + \tau_p + \tau_\Delta h < = 3,2 \text{ N/mm}^2$
- de maximale horizontale verplaatsing mag niet groter zijn dan 0,7d
 $\Delta h_{\text{max}} < = 0,7 d$
hierin is h de rubberhoogte van de oplegging inclusief de boven- en onderomhulling en de rubberbekleding van het vijzel
- in verband met de stabiliteit mag de werkzame rubberhoogte niet groter zijn dan ca. 25% van de breedte van de oplegging
d totaal < = 0,25 b
- het maximale indrukkingspercentage mag niet groter zijn dan ca. 4%.

2. Randvoorwaarden en belastingen.

omschrijving	R1	R2	R3/R4	
max. kar. belasting incl. voersp.	kN	16630	9475	14213
max. kar. belasting excl. voersp.	kN	16630	5350	14213
translatie Δx	mm	-	-	30,2* / 3,4
Δy	mm	76,5	76,5	44,8
Δz	mm	6,0	6,0	-
rotatie ϕx	mm/m	7,0	7,0	7,0
ϕy	mm/m	-	4,1	4,1
ϕz	mm/m	-	3,4	3,4
ϕy_l	mm/m	5,2	-	-
ϕz_l	mm/m	1,0	-	-

* indien translatie ten gevolge van het stellen van de balk niet door de fenders wordt opgenomen.

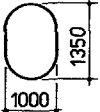

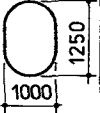
De aanvangsvoorspanning voor R1 en R2 is 6500 kN.
 De relaxatie van het rubber mag maximaal (3 + 0,5)% per decade zijn. Gerekend moet worden met 8 decaden. Hieruit volgt dat de totale relaxatie maximaal (24 + 4)% mag zijn. Ten gevolge van materiaalafwijkingen mogen de veerstijfheden van de opleggingen maximaal + 15% afwijken van de theoretische berekende waarden.

Documentatielijst.

2. Berekeningen opleggingen.
 Archief S.V.K.O., R.W.S. directie Sluizen en Stuwen, Utrecht.

4.3. Berekeningen.

Voor de berekeningen van de opleggingen zie doc. 1. Voor een samenvatting van de resultaten zie figuur 17.

type	afmetingen	dikte	dikte hele oplegging	σ_p <15	σ_T <20	τ_{T1} <3,2	τ_{T2} <3,2	K_c *	e <4%	K_c **	K ***
	mm	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	%	kN/mm ²	kN/mm ²
R 1		6 lagen van 25mm	204	14,64	19,33	2,64	2,03	2502	4,3	2269	3091
R 2		5 lagen van 20mm	146	14,89	19,74	2,40	—	2311	3,9	2082	2405
R 3 en R 4		7 lagen van 25 mm	237	13,73	19,77	2,10	2,33	1810	4,3	1651	2292

* veerstijfheid volgens „Lindley“ met de Wood en Martins factor ($E\omega = 2060 \text{ N/mm}^2$).
 ** veerstijfheid volgens „Lindley“ ($E\omega = 1030 \text{ N/mm}^2$).
 *** veerstijfheid volgens „Vredestein“.

Figuur 17. Samenvatting berekening oplegblokken.

5. Plaatsen en afbouw dorpelbalken.

5.1. Inleiding.

Een van de moeilijkste onderdelen in de afbouw van de stormvloedkering is het plaatsen van de dorpelbalken geweest. Moeilijk door de hoge stroomsnelheden, deining en golven die konden optreden, door de geringe spelingen die voor de plaatsing beschikbaar waren en door het plaatsen 10 tot 15 m diep onder water.

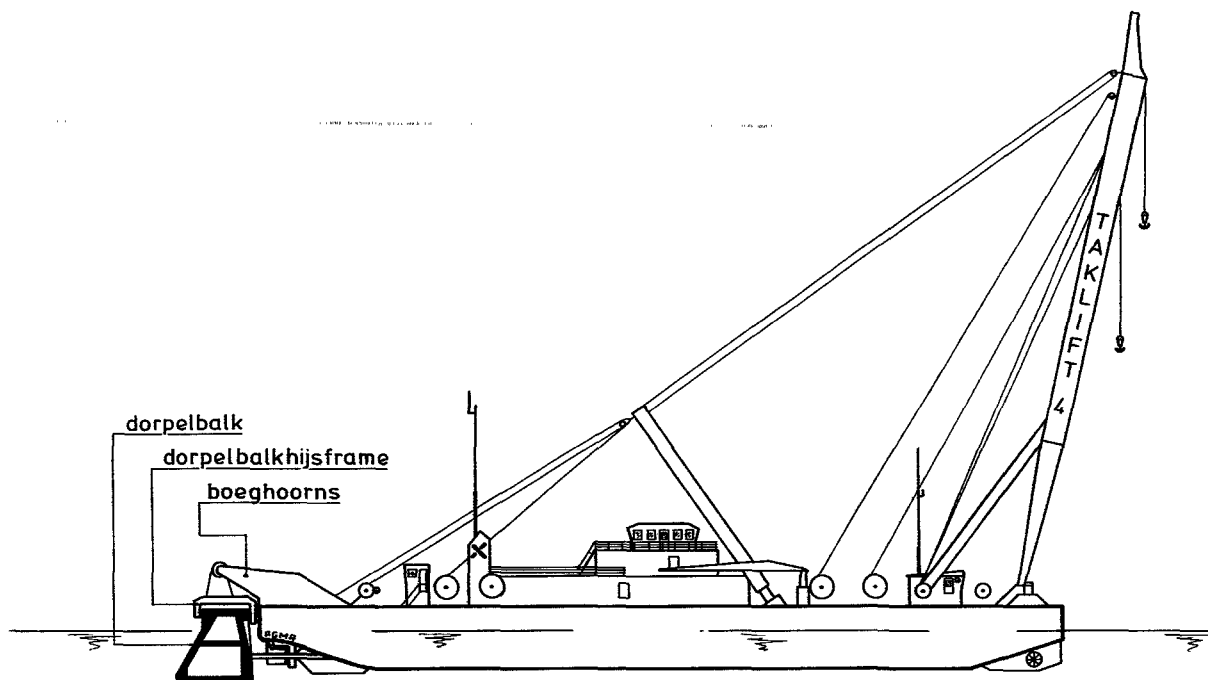
Daarom is onder VPEL (Vorbereiding Plaatsen Elementen) een groep gevormd waarin mensen van de Rijkswaterstaat, Dusbouw en Smit Tak zitting hadden. Deze groep heeft alle problemen die zich zouden kunnen voordoen bij het plaatsen van de dorpelbalken bestudeerd, onderzoeken laten verrichten, hulpgereedschappen ontworpen en draaiboeken voor het hele plaatsings gebeuren opgesteld. Voor een volledige beschrijving van de werkzaamheden van de groep zie Eindrapportage Plaatsen Dorpelbalken (doc 1). Hierin zijn ook uitvoerig de randvoorwaarden, belastingen, procedures en alle andere zaken beschreven die bij het plaatsen van de dorpelbalken een rol hebben gespeeld.

De dorpelbalken zijn geplaatst na de montage van de schuiven en verkeerskokers. Er werd vanaf de Oosterscheldezijde ingevaren zodat men onder de verkeerskokers door moest. Er is hiervoor gekozen omdat het hefvermogen van de ge-

bruikte bok (Taklift 4) niet groot genoeg was en de balk dus gedeeltelijk onder water getransporteert en geplaatst moest worden. De Taklift 4 (fig. 18) is een zelfvarende zeewaardige bok. Aan de achterzijde zijn twee zogenaamde „boeghoorns” aangebracht. Hierin kon een speciaal hijsframe (DHF = DorpelbalkHijsFrame) worden gehangen, waarmee men de dorpelbalken oppakte, transporteerde en plaatste. Het DHF is van de nodige hydraulische cilindern en meet-apparatuur voorzien om een en ander gecontroleerd te laten verlopen.

Aan de dorpelbalken en op de montageplaats moesten allerlei voorzieningen worden getroffen om het plaatsen, borgen en verder afbouw onder water mogelijk te maken. Kort samengevat waren deze voorzieningen:

- het van te voren verwijderen van aangroeiingen en slib uit de dorpelbalkspinningen, met name van die plaatsen waar de oplettingen moesten aankomen.
- het van te voren monteren van de definitieve- en hulpopleggingen aan de dorpelbalk. Hierbij konden de verticale oplettingen R2 niet op hun definitieve plaats worden aangebracht in verband met het risico van beschadigen tijdens de plaatsingsoperatie. Deze oplettingen werden op een hulpconstructie op de dorpelbalk geplaatst om



Figuur 18. Taklift 4 met dorpelbalk in hijsframe.

later, na plaatsen van de dorpelbalk, onder water op hun definitieve plaats te worden geschoven.

- het van te voren monteren van de schroefspindels om de dorpelbalken in x-richting te borgen voordat de oplegging R2 was geplaatst en geactiveerd.
- het op de pijlers aanbrengen van hulpconstructies en installaties voor het met grout volpompen van de oplegvijzels en het met zand vullen van de dorpelbalken. Tijdens de bouw van de dorpelbalken waren reeds leidingen voor het grouten en het schoonspuiten van de oplegplaatsen in de koppen van de balken ingestort.

Bij het ontwerp van deze voorzieningen is er van uitgegaan dat zoveel mogelijk handelingen boven water of droog konden worden gestuurd of verricht, omdat de grote stroomsnelheden het veilig werken met duikers te veel zou beperken. Dit uitgangspunt heeft geleid tot een aantal ingenieuze hulpconstructies die in de volgende paragrafen zullen worden behandeld.

5.2. Het voorbereiden van de dorpelbalken en sponningen.

De dorpelbalksponningen.

Voor het plaatsen van de balk moest er zekerheid zijn dat er zich geen obstakels in de dorpelbalksponningen en op de drempel van breuksteen bevonden. De in de dorpelbalksponning aanwezige bescherming tegen vallende stenen werd verwijderd en de drempel en sponning zijn vanaf de Wijker Rib met een profiler afgetast. Eventuele ongewenste obstakels zijn door duikers met kraanhulp vanaf de verkeerskoker verwijderd. De sponningvlakken werden ontdaan van aangroei en sedimentatie. Er moest vooral voor gezorgd worden dat er zich geen vuil bevond op de contactvlakken van de opleggingen en de pijler. Deze zijn daarom door duikers met een speciaal van schrapijzers voorzien bordes schoongemaakt. Waar het bordes niet bruikbaar was werd de sponning met de hand schoongemaakt. Vanwege de snelle sedimentatie en doorgaande aangroei moest het schoonmaken zeer kort voor de plaatsing gebeuren.

inhangt, nog over de achterblijvende balken heen kon varen zodat deze in een willekeurige volgorde weggehaald konden worden. Voor het oppakken van een balk werden de aanslagvlakken voor het hijsframe geïnspecteerd en zonodig schoongemaakt. Daarna is de balk door de bok opgepakt en zover gehesen dat de bovenkant ongeveer 2 m boven water uitkwam. Het bovencompartiment werd leeggepompt. De balk is tijdelijk geparkeerd op de zogenaamde HalfDrogeParkeerPlaats (HDPP). Hier zijn de laatste voorbereidingen getroffen voor de afbouw van de balk in de kering. De balken werden geïnspecteerd, alle oplegvlakken schoongemaakt, een aantal aanpassingen in het ontwerp van de balk gerealiseerd en waar nodig reparaties uitgevoerd. De hulpconstructies voor het plaatsen van de opleggingen R2 en het tijdelijk borgen van de dorpelbalk werden in deze fase gemonteerd evenals voorzieningen om later de grout-schacht te kunnen plaatsen. De opleggingen R1, R3 en R4 waren reeds gemonteerd toen het bouwdok nog droog stond.

5.3. Het plaatsen van de dorpelbalken.

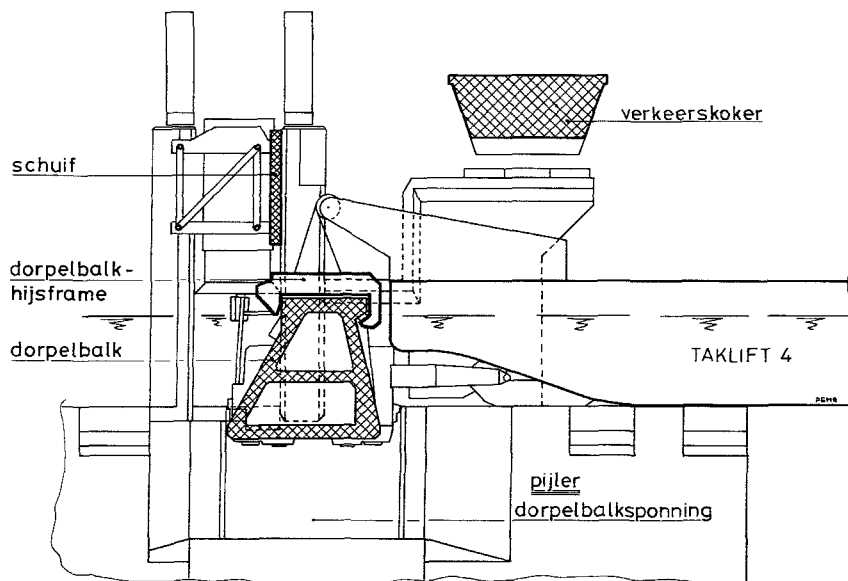
Het plaatsen van de dorpelbalken gebeurde met de Taklift 4 met als speciaal gereedschap het DorpelbalkHijsFrame (DHF).

Dit DHF had een tweetal functies:

- het overbrengen van de hefkracht uit de takels van de Taklift 4 naar de dorpelbalk.
- het fungeren als geleideframe bij het omlaag naar zijn positie brengen van de dorpelbalk.

Voor de eerste functie was het hijsframe uitgerust met vier klauwen die om de aanpikpunten in de bovenrand van de dorpelbalk grepen (figuur 19). Het DHF was uitgerust met hydraulische werk- en stuurcilinders om zich ten opzichte van de dorpelbalk te kunnen positioneren en de klauwen te laten aangrijpen. Voor de tweede functie was het DHF uitgerust met hydraulisch uitschuifbare steunen en stuurcilinders die bepaalde vlakken van de pijlerschachten als geleiding gebruikten.

De stand van alle stuurcilinders was centraal afleesbaar, waardoor de positie van de dorpelbalk ten opzichte van de pijlers berekend kon worden.



Figuur 19. Dorpelbalk in positie juist voor het plaatsen.

De dorpelbalk werd door de Taklift 4 vanaf de HDPP (par. 5.2) opgenomen en vrijvarend naar het sluitgat gebracht. Voor het transport werd de dorpelbalk door een viertal af-drukcilinders aan het achterschip van de Taklift 4 enigszins uit het lood gedrukt. Hierdoor konden de borgdraden voor het transport, tussen balk en bokponton onder spanning worden gehouden.

Eenmaal voor het betreffende pijlervak aangekomen werd de Taklift 4 met de Macoma gekoppeld tot een eenheid. De sterkere en nauwkeuriger bedienbare ankerlieren van de Macoma vierden de hele combinatie onder druk van de ebstroom af tot de dorpelbalk boven zijn plaats lag. Vooral voor het laatste deel van het traject met de dorpelbalk tussen de pijlers was de beschikbare ruimte klein. Tussen de dorpelbalk en de hijsnokken van de pijler en later de pijlerschacht was een horizontale speling van ca 2 x 250 mm beschikbaar. In de laatste fase, ter hoogte van de dorpelbalkspanning en de schuifgeleiding, was deze speling nog 2 x 50mm. In eerste instantie werd het achterschip van de Taklift 4 in dwarsrichting 'fijn'-gestuurd met behulp van, aan verder gelegen punten bevestigde, ankerdraden. Tussen de pijlers werd deze fijnbesturing in de laatste fase overgenomen door aan het achterschip gemonteerde buffercilinders, die zich afzetten tegen de pijlerschacht.

Boven zijn plek aangekomen werd de dorpelbalk onder geleiding door het DHF naar zijn plaats afgevoerd.

5.4. Hulpconstructies en afbouw.

5.4.1. Inleiding.

Bij het plaatsen van de dorpelbalk kwam deze in eerste instantie te rusten op de tijdelijke fenderoplegging (zie par. 4.1) en werd deze met een houten blok aan de kant van de R1-oplegging als aanslag tegen de O.S.-zijde van de sponning aangedrukt. Aan de N.Z.-zijde moest de overblijvende ruimte voor borging tijdelijk worden overbrugd met een uit te draaien schroefspindel, totdat de oplegging R2 kon worden geplaatst en geactiveerd.

Op de kop werd de balk geborgd door een houten verwigging, die met enige speling zoekend was gemaakt en later,

na het activeren van de definitieve opleggingen weer vrij kwam.

In verband met de kans op beschadiging kon de verticale oplegging R2 niet van te voren worden gemonteerd. Deze moest, voorgemonteerd op een betonnen blok, met een geleideconstructie op zijn plaats worden gebracht.

Alle opleggingen werden geactiveerd door het oppompen van de ingebouwde vijzels met grout (zie ook par. 4.2). De eigenlijke groutinstallatie stond boven water opgesteld. Via een droog te zetten groutschacht moest de verbinding tot stand worden gebracht met de reeds ingestorte groutleidingen.

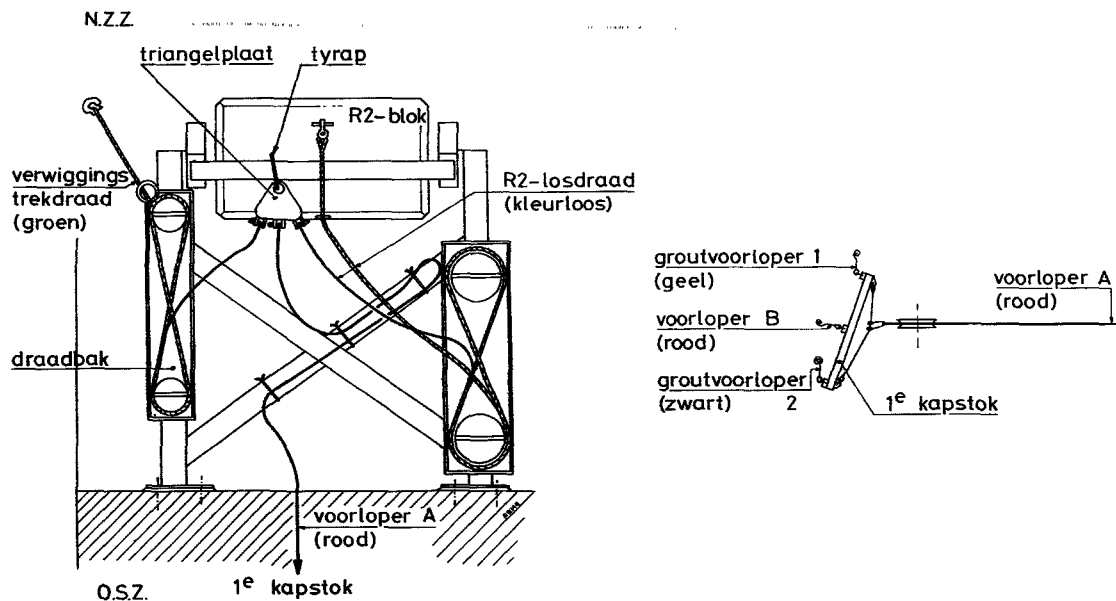
De groutschacht werd eveneens benut als steun voor de leidingen van het zandvuelsysteem.

5.4.2. Spindel.

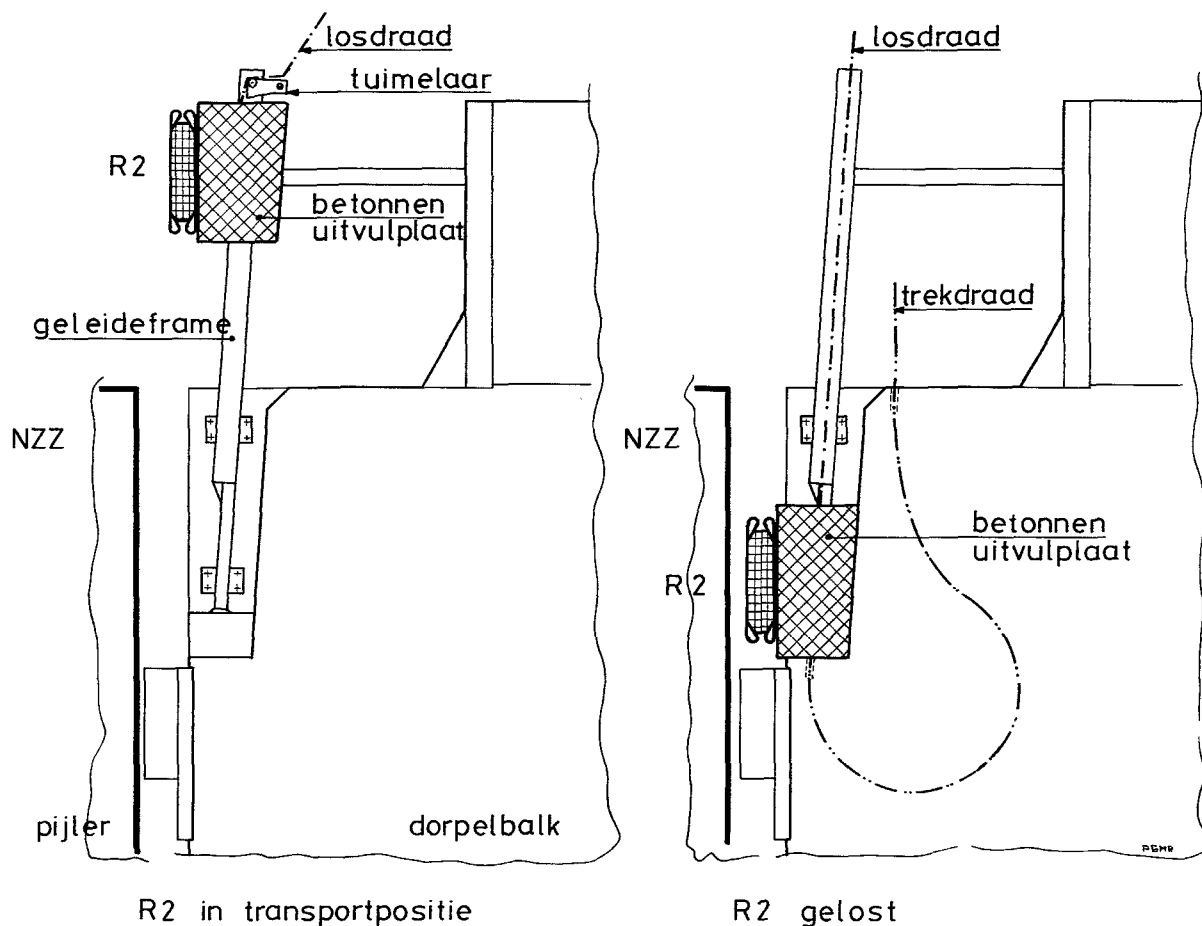
Voor het borgen van de dorpelbalk is een spindel gebruikt. Dit spindel is zodanig geconstrueerd dat het met behulp van een trekdraad op afstand bediend kon worden. De trekdraad is daarvoor om de buitenmantel van de spindel gewikkeld en vastgezet. Door aan de draad te trekken kon de spindel worden uitgedraaid. Om het losschieten van de draad te voorkomen was deze door een stalen mantel beschermd. Op de kop van de spindel zat een rubberblok gemonteerd. Het doel van dit rubberblok was een gelijkmatige aansluiting op de pijler te verkrijgen. Ook hoekverdraaiingen en translaties van de balk konden hiermee, binnen zekere grenzen gevolgd worden. De balk kon vrij nauwkeurig gepositioneerd worden omdat wanneer de trekdraad 825 mm binnengehaald werd, de spindel een slag van precies 10 mm kreeg.

5.4.3. Oplegblok R 2 met glijbaan.

Als de opleggingen R 2, voor het plaatsen van de dorpelbalk, op hun definitieve plaats gemonteerd werden, zouden zij tijdens het plaatsen zeer kwetsbaar zijn. Er is daarom een constructie gemaakt waarbij de oplegblokken wel op de balk megingen bij het plaatsen maar zich op niet kwetsbare plaatsen, buiten het profiel van de dorpelbalkspanning, bevonden (fig. 21).



Figuur 20. Detail hulpconstructie t.b.v. plaatsen R2-blok.



Figuur 21. Oplegging R 2 voor en na het plaatsen.

Na het plaatsen werd, door het met een trekdraad stuktrekken van een breekverbinding, het blok gelost. Het gleed dan, gecontroleerd door de nu strak staande trekdraad, langs een glijbaan op zijn plaats. Mocht hij toch nog blijven hangen dan was het mogelijk hem met behulp van een speciaal daarvoor aanwezige trekdraad, op zijn plaats te brengen. Bijzondere aandacht moest worden besteed aan de aanwezigheid van vreemde voorwerpen in de dorpelbalkspinning. Deze zouden het plaatsen van de blokken zeer kunnen bemoeilijken. De voor de bediening benodigde draden waren in draadbakken bovenop de hulpconstructie opgeslagen (fig. 20) evenals de draad voor de bediening van de spindel. Eventueel ook nog gecombineerd met twee geleidedraden voor de plaatsing en bevestiging van de groutschacht (zie par. 5.4.4) werden deze draden met een systeem van voorlopers en 'kapstokjes' gecombineerd tot een enkele voorloper die aan het DHF was bevestigd. Met het DHF boven water gekomen, kon met deze laatste voorloper het hele stelsel van hulpdraden worden opgehaald en overgegeven aan de betrokken lieren die in de bovenbalknis of op de verkeerskoker waren opgesteld.

Behalve voor de combinatie van de draden dienden de kapstokjes er ook voor om de draden, tegen verwarring, voldoende uit elkaar te houden. Alle draden waren met kleuren op functie gecodeerd.

5.4.4. De groutpijp.

Om de opleggingen te kunnen fixeren moest, diep in snelstromend water, een verbinding tot stand gebracht worden tussen de groutleidingen in de dorpelbalk en het grout-equipment. Het grouten was een storingsgevoelig proces, dat bovendien regelmatig onderbroken moest worden. Deze omstandigheden zijn aanleiding geweest om de aansluiting via een droge schacht tot stand te brengen. De leidingen zouden dan niet aan het snelstromende water blootgesteld worden en konden zonodig geïnspecteerd en gerepareerd worden.

De droge schacht is gevormd door een ronde buis, die met een waterdichte afsluiting (doc.5) op de balk werd geplaatst en vervolgens leeggepompt. Het plaatsen van de schacht geschiedde langs twee draadparten. Deze twee draadparten waren de uiteinden van een draad die, door een lusvormig kanaal in de balk getrokken, bevestigd werd aan een spanrichting op een hulpconstructie. De hulpconstructie, waar ook de bovenkant van de buis op steunde, was verankerd op de pijler (zie fig. 22).

Op de balk zit een betonnen taats. Zodra de buis hierop aansloeg werden de geleidedraden gebruikt als spandraden en is de buis, via een schommelconstructie op de pijler, vastgespannen op de taats.

Het inwendige van de buis is zodanig ingericht dat ondanks de beperkte ruimte erin, de werkzaamheden op een eenvoudige wijze kunnen worden uitgevoerd.

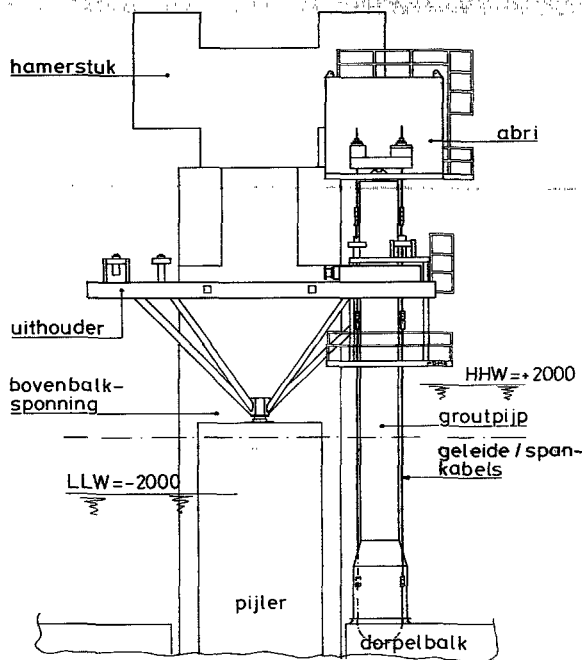
dige manier uitgevoerd konden worden:

Boven op de buis was een tussenstation, deabri, ingericht van waaruit men de in de buis werkende mensen kon assisteren. Aan de buitenkant zat een zandleiding gemonteerd die met behulp van een dommekracht op de balk gedrukt kon worden. Deze zandleiding had via een rubber manchet aansluiting op de in de balk aanwezige sporingen voor het zandvullen.

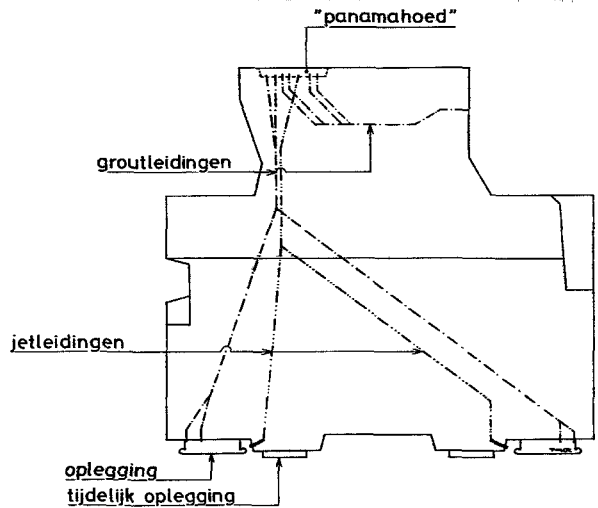
5.4.5. Het grouten van de opleggingen.

Om de balk te fixeren in de dorpelbalkspinning moest zo spoedig mogelijk na het plaatsen van de groutpijpen op de dorpelbalk een aantal vizels, via de ingestorte groutlangen (zie figuur 23), voorzien worden van een groutvulling. Dit vullen vond plaats aan beide zijden van de balk vanuit groutcontainers op de verkeerskokers. De groutcontainers werden vanuit een commandopost gestuurd. In noodgevallen kon ook vanuit de groutcontainer worden bediend. Per balkzijde werkte een container, in samenwerking met een operator in de commandopost, het vullen af.

Het hele groutbedrijf is zeer uitvoerig beproefd en voor de uitvoering beschreven in een draaiboek (doc. 6). De belangrijkste aspecten van het grouten worden hier nu in het kort beschreven.



Figuur 22. uithouder met groutpijp.



Figuur 23. Ligging groutslangen en jetleidingen in de dorpelbalkkop.

De groutcontainer bevatte:

- groutmengers met meetvaten,
- transport- en groutpompen,
- grout- en watervoorraad,
- meet- en retourvaten,
- verbindingen naar de dorpelbalk.

In de mengers is de benodigde hoeveelheid grout aangeemaakt waarbij meetglazen voor een nauwkeurige waterdosering zorgden. Het mengsel werd met de transportpompen maar een verdeeltrichter boven de maatvaten gepompt. Hierin werd nauwkeurig gemeten hoeveel water of mortel naar of van de vizels was gepompt. Om altijd met de juiste mengseltemperatuur te werken kon het aanmaakwater tot 20° worden opgewarmd of tot 6° worden gekoeld. Spoelwater kwam rechtstreeks van het net. Afvalwater werd gedumpt in de pijler. De verbindingen vanaf de container naar de dorpelbalk werd gevormd door hogedrukslangen met een binnendiameter van 19 mm.

Vanuit de commandopost werd het proces gecontroleerd en geregistreerd, de pompen gestuurd en het personeel in de containers,abri en groutpijp geïnstrueerd. Het personeel in deabri verzorgde de bediening van de afsluiters en reinigde de slangen.

Voordat met het eigenlijke grouten kon worden begonnen moesten een groot aantal handelingen in en buiten de groutpijp worden verricht. De belangrijkste hiervan waren:

- verbindingen tussen grout- en jetleidingen in de groutpijp met die in de dorpelbalk tot stand brengen,
- plaatsen van meetapparatuur en met de metingen beginnen,
- aanbrengen van communicatie- en controleleidingen,
- operationeel maken van de containers en de commandopost.

Een zeer belangrijk onderdeel van de voorbereidingen was het exact bepalen van de balkpositie. Deze positie van de balk is in een automatisch tekenprogramma ingevoerd dat daarmee de verwachte vizeluitslag en de uiteindelijke stand van de balk kon berekenen. Voor elk vizel kon nu een totaalplaatje gemaakt worden waarin de theoretische benodigde hoeveelheid grout bepaald is en waarbij de benodigde grout-

druk werd gecorrigeerd aan de hand van de verwachte stroomsnelheid over de balk.

De oplegvlakken van R3 en R4 in de pijlersponning zijn vlak voor het grouten gedurende een half uur met behulp van de jetleidingen (zie figuur 23) schoongespoten. Ook tijdens het watervullen van deze vijzels is de jet in werking gebleven tot de vijzels aanlagen. Om de vijzels op lekkage te controleren zijn ze op een druk van 10 bar gebracht. Vervolgens werden de 4 vijzels gelijktijdig met grout gevuld totdat de spleet tussen vijzel en oplegvlak gesloten was (druk ca. 15 bar). Daarna werd de balk, met een gemiddelde groutdruk van 35 bar, uit de fenders getild. Er was hierbij een groutvulling van ca. 200 l/vijzel nodig. Op dit moment kon ook de hoekverdraaiing van de balk gecorrigeerd worden. Om de vereiste positie van de balk in de sponning extra te verzekeren zijn de opleggingen R2-1 en R2-2 onder een waterdruk van 40 bar gezet. Hierna kon vijzel R1 met water worden gevuld bij een (via een omrekening van de druk van de R2 en het oppervlak) druk van ca. 25 bar. Deze druk moest zonnodig gecorrigeerd worden voor stroom- en golfbelasting. Nadat de vijzels R1 en R2 met water zijn getest moest R1 een extra watervulling krijgen van 10 liter, zodat de houten aanslag vrij komt van de sponning. Bij het nu volgende groutproces werd het water, per vijzel, verdrongen door grout. Wanneer bij het grouten de juiste vullingsgraad en de juiste druk was bereikt werden de afsluiters op de balk gesloten. De slangen konden losgekoppeld, schoongemaakt en zonnodig omgezet of afgevoerd worden. Om de verwerkte hoeveelheden en daarmee de bereikte drukken in de vijzels te controleren is een groutformulier ontwikkeld (zie doc. 6).

Voor een planning van een complete groutcyclus zie fig. 24 en een evaluatie van het groutbedrijf zie doc. 11.

5.4.6. Zandvullen dorpelbalken.

Als in de eindfase van de bouw van de kering de schuiven zijn neergelaten kan de dorpelbalk ten gevolge van de golfbelasting roteren om zijn lengteas en is vertikaal instabiel.

Daarom moest de dorpelbalk verzaard worden om deze effecten tegen te gaan. Al in een vroeg stadium van het ontwerp is, uit kostenoverwegingen, gekozen voor het ballasten met zand (doc.2).

In een later stadium is er een studie verricht (doc. 3) waarin adviezen voor het zandvullen zijn opgenomen.

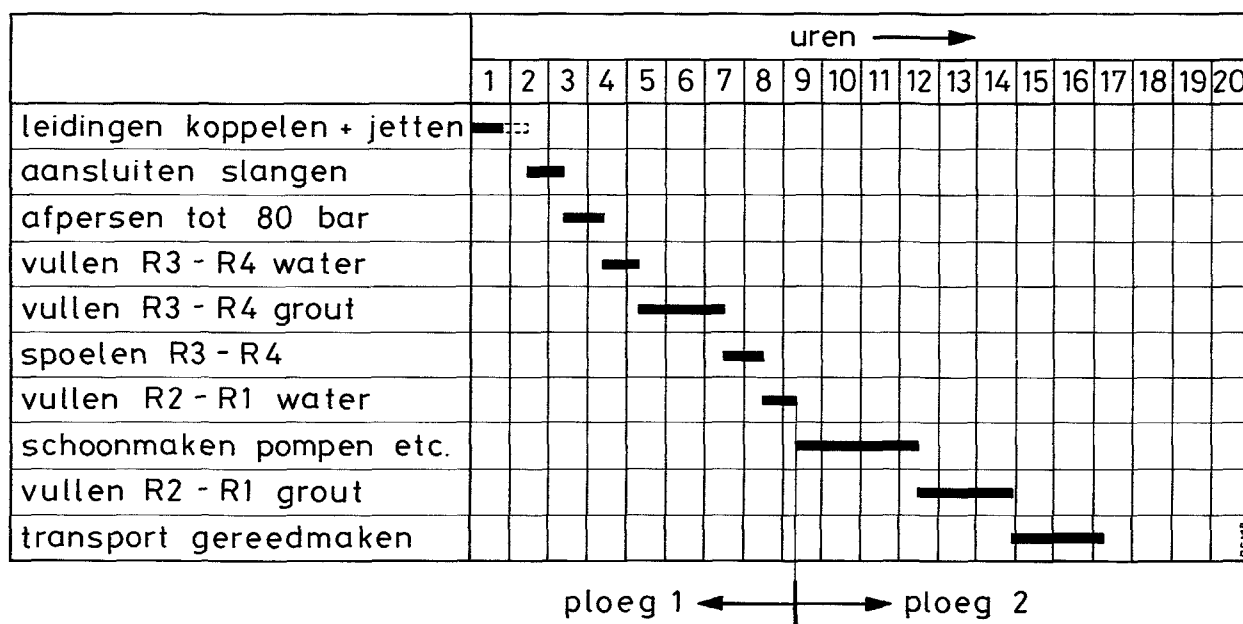
Bij het ontwerpen van de betonconstructie van de dorpelbalk is er rekening gehouden met de uitkomsten van deze onderzoeken en adviezen. Daarbij zijn de volgende randvoorwaarden voor het zandballasten vastgelegd:

- vulling 85%,
- wateroverdruk kleiner of gelijk aan 50 kN/m²,
- belasting van de tussenvloer kleiner of gelijk aan 50 kN/m².

Om het zandvullen in goede banen te leiden zijn hiervoor draaiboeken gemaakt (doc. 7 en 8). Om waterdrukverschillen tijdens het zandballasten te voorkomen zijn er, tussen het bovenste en onderste compartiment, op verschillende plaatsen in de vloer openingen gemaakt. In de eerste ontwerpen van de dorpelbalk waren deze openingen niet aanwezig. Men ging toen uit van een doorvoering aan de kop van de vloer. Na een aanvullende studie (doc. 9) is tot het huidige ontwerp besloten. Hierbij zijn op h.o.h. 2,40 m pijpjes ϕ 100 mm en in het midden een pijpje van ϕ 200 mm gedimensioneerd (later bleek dat het gat ϕ 200 verstrend werkte op het zandvullen, waarna het is dichtgezet). De werkmethode bij het zandvullen was als volgt.

Voor het zandvullen wordt gebruik gemaakt van de in de bovenbalksponning geplaatste uithouder met het daarop gemonteerde schuifframe. Hierin wordt de grout/zandvulpijp geplaatst. Alle voorbereidingen in dit stadium zijn verwerkt in het draaiboek „uithouder/groutpijp” (doc.10). Hoofdvoorwaarde voor het zandvullen was dat de overdruk binnen in de dorpelbalk beperkt blijft tot 5 mwk. Die overdruk is van twee factoren afhankelijk, namelijk:

- de stromingsweerstand om het zandtransport in de balk te realiseren,
- de hoogte van de vloeistofkolom in de toevoerleiding als



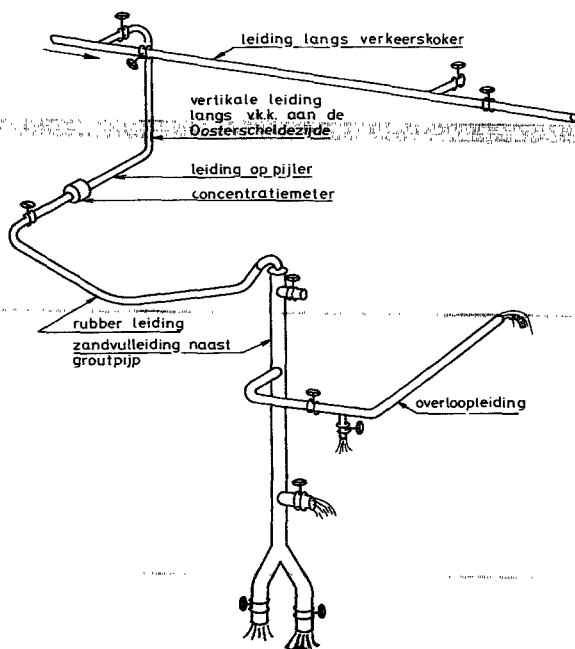
Figuur 24. Groutplanning.

de doorvoer in de balk verzandt.

Het doorstromen van het zandwatermengsel wordt vooral bepaald door debiet en concentratie. De overdruk om de stromingsweerstand te overwinnen wordt daarnaast beïnvloed door de waterweerstand (W), het niveau van de compartiment-bovenzijde (U) en de leidingweerstand ΔH_1 (toevoer) en ΔH_2 („riviervtje”). Als regelmechanisme staat de overloop in de toevoerleiding op N.A.P. + 2,50m ter beschikking. Het niveau van de overloop is in principe vanaf dit punt naar boven regelbaar. De invloed van die overloop was echter nogal beperkt; enerzijds door de aanleghoogte en anderzijds door de maximaal toelaatbare vloeistofkolom bij verzanding van het vulproces.

Regelmatige controle van de genoemde invloeden was gedurende het vulproces nodig. Via tabellen kon het toelaatbare overloophniveau per situatie worden vastgesteld.

Een volledige beschrijving van het zandvullen waarbij het spoelen, het manipuleren met de afsluiters, controles e.d. behandeld wordt gaat te ver voor dit werk. Zie hiervoor doc. 8. Voor een overzicht van het zandvulstelsel zie fig. 25.



Figuur 25. Overzicht zandvulstelsel.

Documentatielijst.

1. Eindrapportage plaatsen dorpelbalken. 58 VPEL-M-86012.
2. Zware ballast (OBETWK-N-77004).
3. Zandballasten dorpelbalk. J. Brakel, 21 dec.1981.
5. Waterafdichting groutpijp. Proefverslag. ONW-R-85030. 591GRO-R-85022.
6. Draaiboek gROUTEN dorpelbalken. 54BETE-R-85047.
7. Zandballasten pijlers en dorpelbalken. B.C. Hilbers (59VUAD-M-84094).
8. Draaiboek zandvullen dorpelbalk. (591GRO-M-85050).
9. Notitie t.a.v. dorpelbalkvullen m.b.t. springen in tussenvloer. Van Roode d.d. 10-06-85.
10. Draaiboek uithouder groutpijp.
11. Evaluatienota gROUTEN dorpelbalken. 5PROBU-M-87030.
12. Waterlooppkundig onderzoek invaren dorpelbalken.

Deelnota 5: Bovenbalken

Index bovenbalken.

- 1. Algemene ontwerpbeschrijving. 176**
- 1.1. Functie van de bovenbalk en ontwikkeling van de geometrie.
- 1.2. Ontwerp van de balk in relatie tot de productiemethode.

Documentatielijst.

- 2. Belastingen en belastingsgevallen. 179**
- 2.1. Inleiding.
- 2.2. Golfbelasting.
- 2.3. IJsbelasting.
- 2.4. Bouwfasebelastingen.
- 2.5. Belastingsgevallen eindfase.

Documentatielijst.

- 3. Berekeningen. 183**
- 3.1. Algemeen.
 - 3.1.1. Ontwerpcriteria.
 - 3.1.2. Materialen en betondekking.
 - 3.1.3. Opzet van de berekening.
- 3.2. De handberekeningen.
- 3.3. Detailberekeningen.**
- 3.4. Computerberekeningen.

Literatuurlijst.

- 4. Plaatsen bovenbalken. 188**
- 4.1. Inleiding.
- 4.2. Hulpstukken en koppelen aan de bok.
- 4.3. Plaatsen en positioneren van de balk.

Documentatielijst.

- 5. Opleggingen. 190**
- 5.1. Inleiding.
- 5.2. Montage en vastzetten van de oplegblokken.
- 5.3. Ontwerpcriteria.
- 5.4. Belastingen, translaties en rotaties.
 - 5.4.1. Belastingen.
 - 5.4.2. Translaties en rotaties.
- 5.5. Berekeningen.

Documentatielijst.

1. Algemeen.

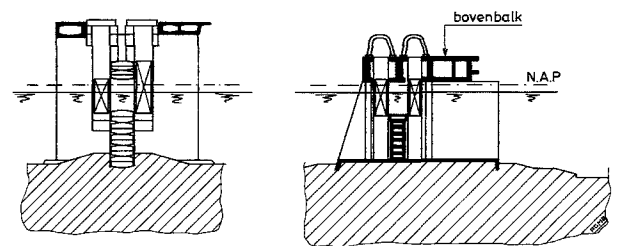
1.1. Functie van de bovenbalk en ontwikkeling van de geometrie.

De bovenbalken vormen het waterkerende deel van de Stormvloedkering boven de schuiven. Zoals al blijkt uit de „Blauwe nota” (doc. 1), zijn de bovenbalken vanaf het begin een deel van de totale constructie geweest. In eerste instantie als onderdeel van de monoliet caisson oplossing, waarbij ze tevens dienst deden als hoogwaterkering en verkeersweg. In de latere ontwerpen en ook bij het definitieve ontwerp zijn hiervan een aantal functies verdwenen en werden het afzonderlijk, geprefabriceerde, elementen. De functie van hoogwaterkering is gebleven, omdat een statische kering boven N.A.P. + 1,00m in beton goedkoper bleek dan het verhogen van de stalen schuiven tot N.A.P. + 5,80m. Vanaf de bovenbalken kan tevens een deel van het onderhoud van de schuiven worden gedaan. De kerende hoogte van de afsluitbare kering was voor de sluitgaten Schaar en Roompot vastgesteld op N.A.P. + 5,80m. Hiermee lag tevens de hoogte van de bovenbalk (4,80 m) vast. Door een grotere aanlegdiepte van het funderingsbed in de Hammen is daar de kerende hoogte van de bovenbalken N.A.P. + 5,60m, wat echter geen invloed had op de hoogte van de balken in dit sluitgat, omdat de onderkant eveneens lager kwam te liggen (zie ook deelnota 2.6 Funderingsbed en deelnota 1.1 par. 3.2.).

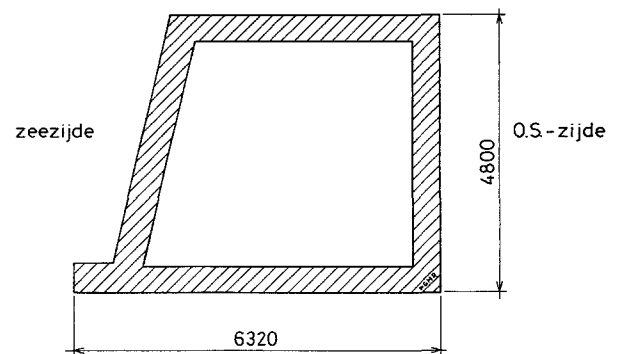
De geometrie van de bovenbalk is ontworpen vanuit een oorspronkelijke rechthoekige doorsnede. Uit proeven bij het Waterloopkundig Laboratorium is gebleken dat een afgeschuinde wand aan de zeezijde gunstig zou werken om de invloed van de golfklappen te beperken. Aan deze zijde is tevens, aan de onderzijde, een neusje gemaakt, dat tot doel heeft hinderlijke trillingen, ten gevolge van de waterstroming langs de schuif, tegen te gaan en tevens de mogelijkheid biedt om een schuifinspectie te kunnen uitvoeren.

Gebleken is dat bij toepassing van een schuine wand aan de Oosterscheldezijde en een verdikte doorsnede ter plaatse van twee hoeken, minder voorspanning nodig is. Op deze wijze is de in fig. 3 aangegeven trapeziumvormige doorsnede ontstaan.

De bovenbalken zijn opgelegd in de pijler uitgespaarde nissen. Vanwege de nabijheid van de sleuven voor de schuifgeleiding konden deze uitsparingen niet worden aangepast aan de normale doorsnede van de bovenbalk, reden waarom de kop hiervan een van de normale doorsnede afwijkende vorm heeft gekregen (fig. 3 en 4).



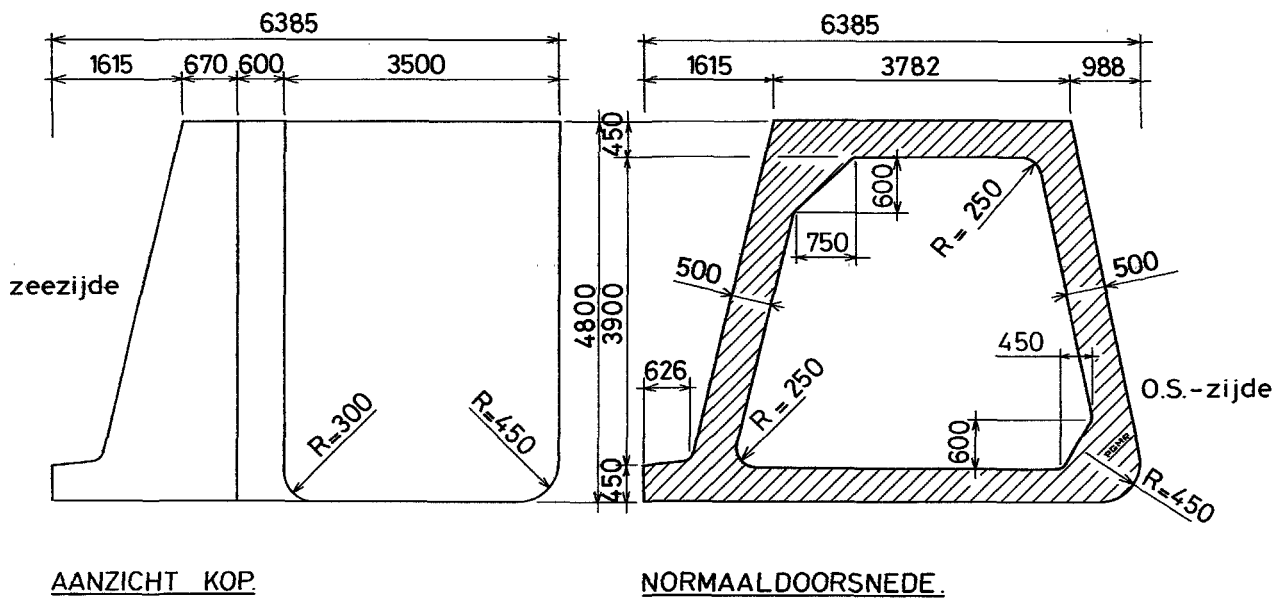
Figuur 1. Oude ontwerpen bovenbalk.



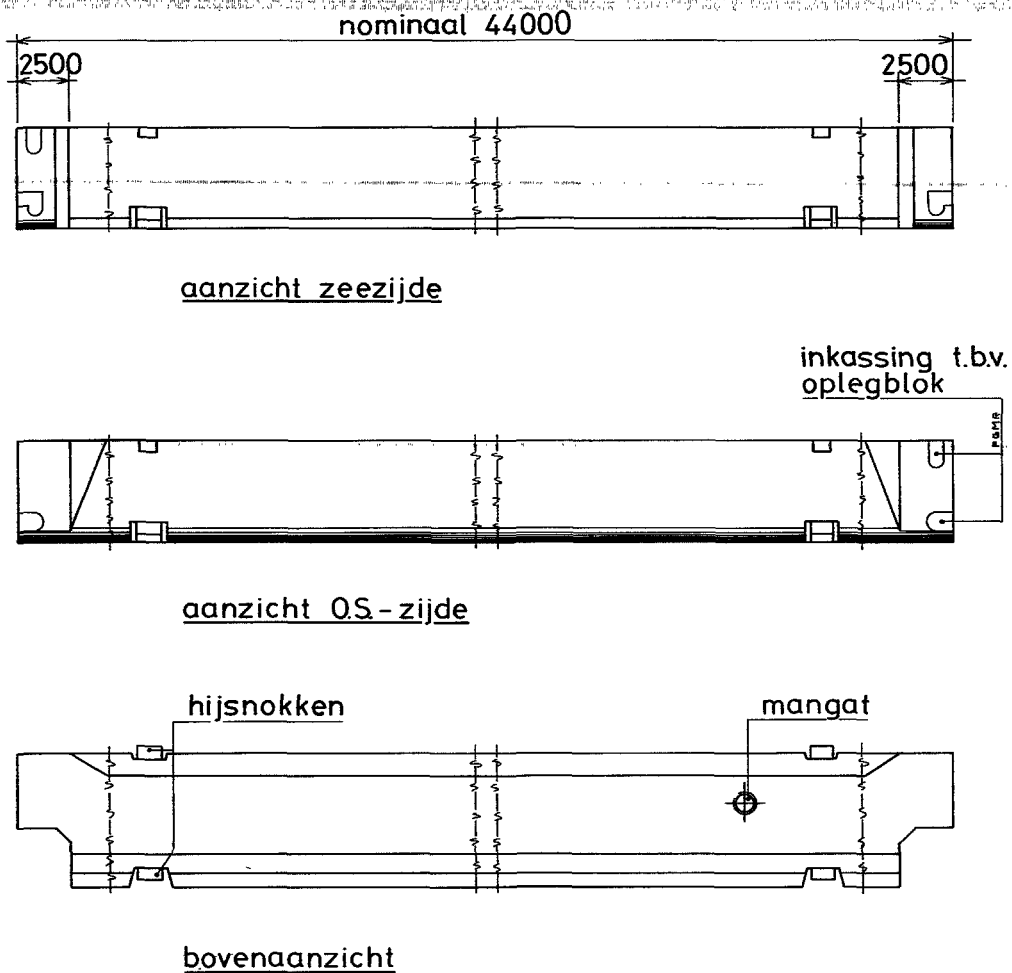
Figuur 2. Rechthoekig bovenbalkontwerp.

Het uitgevoerde bovenbalkontwerp omvatte 62 balken met een lengte van ca. 44,0m. Deze lengte was afhankelijk van de stand van de pijlers in de kering. De exacte fabriekalengte is na het plaatsen van de pijlers bepaald.

Voor de geometrie en de maatvoering zie figuur 3 en 4.



Figuur 3. Maatvoering bovenbalk.



Figuur 4. Aanzichten bovenbalk.

1.2. Ontwerp van de balk in relatie tot de productiemethode.

De exacte lengte van de balk kon pas bepaald worden na het plaatsen van de pijlers in de sluitgaten. Omdat de productie van de balken echter al moest beginnen ver voordat alle pijlers geplaatst waren, zijn voor het op lengte maken vier productiemethoden met elkaar vergeleken:

- halve elementen en samenbouw met lengte aanpassing.
- koppen, romp er op de juist lengte tussen storten (een contactvoeg voor het verwijderen van de tunnelbekisting).
- koppen, halve elementen aanstorten, samenbouwen met lengteaanpassing.
- koppen, rompen apart, samenbouwen met twee stortvoegen en lengte aanpassing.

De eerste methode heeft het bezwaar van hoge hydratatie spanningen bij de aansluiting met de kop, ten gevolge van ongelijke afkoeling. Dit zou kunnen worden beperkt door koeling van het beton.

Voor de tweede en vierde methode is extra ruimte voor de productie noodzakelijk, hiervoor was het productieterrein echter te klein.

Besloten is, net als bij de verkeerskokers, halve elementen te produceren (volgens derde methode, koppen en halve elementen aanstorten) en deze, na het bepalen van de exacte lengte, met behulp van een variabele stortvoeg aan elkaar te verbinden.

De kop van de bovenbalk is massief. Na het storten kon hier

een aanzienlijk hydratatiekrimp verwacht worden wat spannings problemen kon geven bij de aansluiting met de relatief dunne wanden en vloeren. Om een deel van dit probleem te vermijden is er voor een tweede stortvoeg vlak achter de kop gekozen. De kop, die is voorzien van een vrij ingewikkelde voorspanning, is liggend op het kopvlak, op een aparte bouwplaats geprefabriceerd. Na verharding werd de kop, met behulp van een speciaal daarvoor ontwikkelde stoel gekanteld en naar de bouwplaats voor de halve elementen getransporteerd. Daar werd een halve romp aangestort, waarna de halve bovenbalk naar de samenbouwplaats werd vervoerd (doc. 2).

Alle balken hebben dezelfde vorm.

Om de vorm niet te hoeven veranderen als gevolg van de plaats afhankelijke variatie in golfbelastingen zijn twee typen voorspanning toegepast. Er zijn daarbij „lichte en zware” balken te onderscheiden. De „lichte” balken (H1 tm H15, S1 tm S16, R1 tm R6 en R25 tm R31) hebben 19 kabels. De „zware” balken (R7 tm R24) hebben 21 kabels.

Documentatielijst.

1. Eindrapport Stormvloedkering Oosterschelde. Den Haag, mei 1976.
2. Eindrapport voorbereiding productie bovenbalken. 54VUKA-R-85016.

2. Belastingen en belastinggevallen.

2.1. Inleiding.

Gezien de plaats en functie van de bovenbalk in de kering zijn voor de eindfase de hydraulische belastingen hierop in principe maatgevend voor het ontwerp. Voor deze belasting is uitgegaan van condities, zoals die met een gezamenlijke overschrijdingsfrequentie van $2,5 \times 10^{-4}$ /jaar tijdens een superstorm kunnen optreden.

Zoals al in boek 1, deelnota 3 reeds in het algemeen is aangegeven, is het optreden van deze condities probabilistisch geanalyseerd. Omdat de onderkant van de bovenbalk beneden het peil van het normale hoogwater ligt, moet in principe ook nog rekening worden gehouden met belastingen door ijsgang. Het risico van een aanvaring door schepen, met ernstige gevolgen voor de bovenbalk, werd zo klein geacht dat hiermee geen rekening is gehouden.

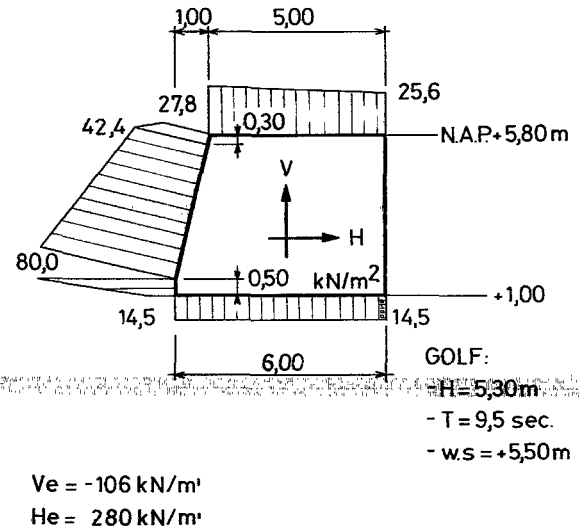
Tenslotte kunnen tijdens de bouw en het plaatsen van de bovenbalken belastingen en omstandigheden optreden, die mede bepalend zijn voor de sterkte en de constructie. In dit hoofdstuk worden al deze belastingen en de gevallen waarin ze kunnen optreden nader behandeld.

2.2. Golfbelastingen.

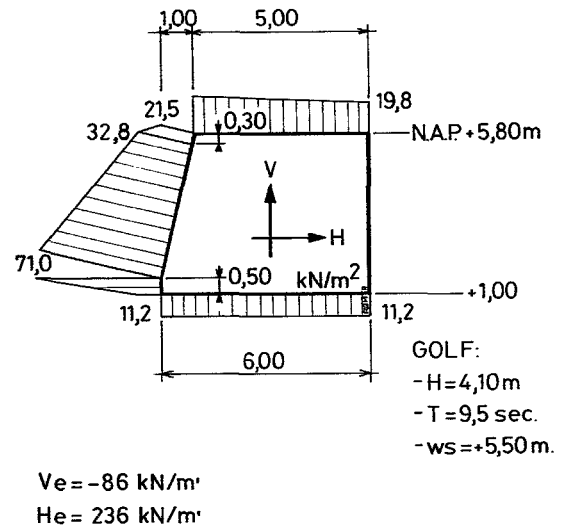
Bij de belasting van de bovenbalk zijn verschillende situaties van de kering beschouwd. Deze situaties waren:

- kering gesloten.
 - het openen van de kering met een weigerende schuif.
- In beide situaties waren de golfklappen op de balk de maatgevende belasting.

Voor de gesloten kering is over de horizontale en verticale extreme belastingen een notitie gemaakt (doc. 1). De belastingen zijn bepaald met behulp van de overdrachtsfuncties die gevonden waren in het fysische model M1594 (doc. 2). Deze overdrachtsfuncties zijn (ten behoeve van het programma PROBER) omgezet in overdrachtsfuncties voor horizontaal en vertikaal krachten door middel van $M = 1/8 q l^2$, waaruit q berekend kan worden. Van deze extreme horizontale en verticale belastingen is aangenomen dat ze gelijktijdig optreden. De bijbehorende drukfiguren zijn voor de balken in het midden van het sluitgat Roompot bepaald met een golfhoogte $H = 5,30$ m en voor de balken aan de zijkanten in het sluitgat Roompot en de andere twee sluitgaten met een golfhoogte $H = 4,10$ m; de periode is in beide gevallen $T = 9,5$ sec bij een waterstand van N.A.P. + 5,50 m. Voor de drukfiguren zie figuur 5 en 6. Het verschil in maatgevende golfhoogte staat hoofdzakelijk in relatie met de waterdiepte voor de kering in de sluitgaten, die in het midden van de Roompot belangrijker is dan in de Schaar en de Hammen.



Figuur 5. Drukfiguur sluitgat Roompot (midden).



Figuur 6. Drukfiguur sluitgaten Hammen en Schaar.

Uit de modelproeven van M1594 bleek dat de belasting op de bovenbalk in alle drie de sluitgaten (zowel voor de diepe als ondiepe situatie) bij gesloten kering maatgevend is. De gegeven belastingen golden als totaalbelastingen voor de stabiliteitsberekeningen en niet voor de dimensionering van de plaatvelden. Extra verhogingen als gevolg van dynamische effecten zoals golfklappen, moesten nog op de genoemde belastingen worden aangebracht. Deze zijn uitvoerig behandeld in doc. 3 t/m 5.

2.3. Ijsbelasting.

Belasting op de bovenbalk kan worden veroorzaakt door botsingen van bewegende ijschotsen (dynamisch) of door de (statische) druk van pakij. Van de mogelijke ijsbelasting is een studie gemaakt (doc. 7). De conclusies van dit rapport worden hier in het kort aangegeven.

De dynamische belasting vanuit de Oosterschelde zal maximaal een lijnlast van 6000kN per balk zijn, aangrijpend over 35 m. De statische belasting door pakij zal, binnen aanvaardbare waarschijnlijkheidsgrenzen, de 1000kN per balk niet overschrijden. De belasting door opdrijving van ijschotsen werd onwaarschijnlijk geacht vanwege de hoge stroomsnelheid in de kering. Het is echter mogelijk dat tijdens de kentering een grote schots klemraakt tussen de pijlers. Met het stijgen van het water kan deze dan tegen de onderzijde van de bovenbalk worden gedrukt. De ijsbuigtreksterkte, aangenomen op 2500kN/m², wordt dan bepalend. Geconcludeerd is dat bij een schotsbreedte (in lengterichting van de kering) van 35 m er een maximale belasting van 2765 kN op de balk kan optreden.

Overigens is de ijsbelasting niet maatgevend gebleken.

2.4. Bouwfasebelastingen.

De bouwfasebelastingen zijn:

- 1 - belastingen ten gevolge van hydratatie. Voor de uitwerking hiervan zie hoofdstuk 3 (berekeningen).
- 2 - belastingen ten gevolge van het opleggen, hijsen en transporteren van de balken op het bouwterrein en naar de kering.
- 3 - belastingen bij het plaatsen in de kering.

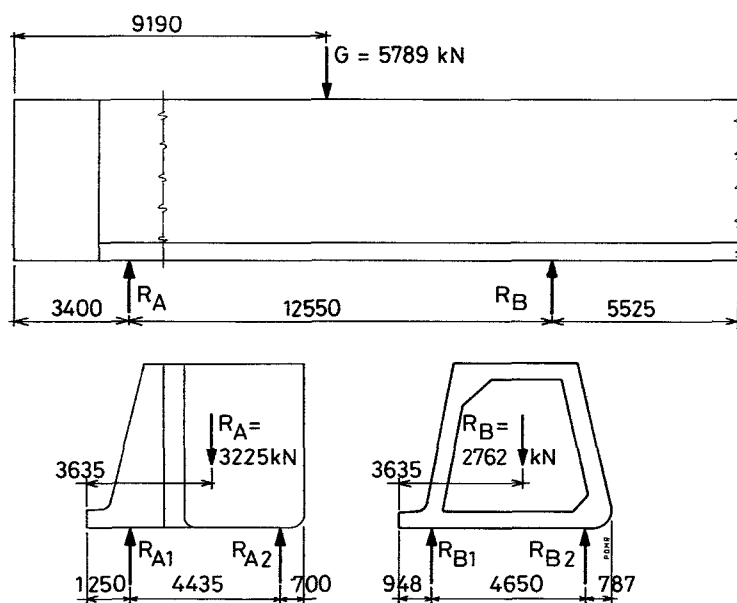
In het bijzonder bij de belastingen onder 2 en 3 speelt het eigen gewicht van de betonconstructie een grote rol. Voor de berekening hiervan is uitgegaan van een γ beton van 24,5 kN/m³.

Bij de belastingsgevallen onder 2 zijn verschillende stadia te onderscheiden:

- a - oplegging op de productieplaats (opdrukken uit de bekisting met behulp van vijzels).
- b - hijsen van de halve balk op de bouwplaats.
- c - oplegging van de halve balk op de samenbouwplaats.
- d - oplegging van de hele balk op de samenbouwplaats na het voorspannen.
- e - hijsen van de hele balk.
- f - opslag van de hele balken tot 2 hoog.

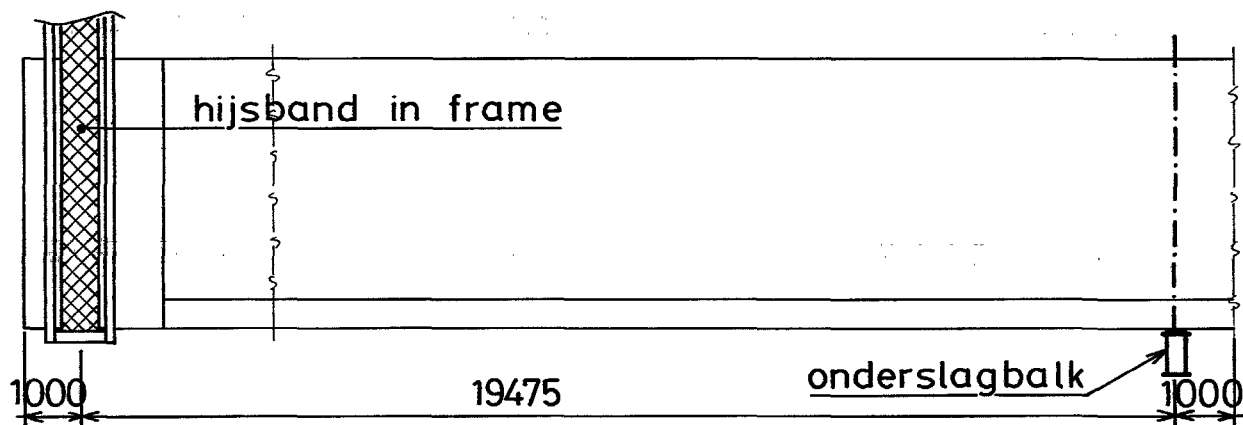
a. Oplegging op de productieplaats.

Om de halve balk, na het produceren, te kunnen transporteren moest hij eerst van de bekisting gedrukt worden. Daarvoor zijn in de vloerbekisting vier vijzels opgenomen (300 x 400 mm², fig. 7) die na het stomen van de balk deze iets oplichtten zodat de hijsbalken er onder geschoven konden worden. De druksterkte van het beton was op dit moment zodanig dat, met een veiligheidscoëfficiënt van 1,4 de toelaatbare spanning in het oplegpunt niet overschreden werd.



R_A en R_B zijn vijzels.

Figuur 7. Vijzelpunten.



Figuur 8. Hijsen halve bovenbalken.

De momenten in de balk zelf waren bij het vjzelen zodanig dat geen extra veldwapening nodig was. Het moment in de vloer ter plaatse van opleggingen R2(A en B) werd echter zo groot dat hiervoor extra wapening bijgelegd diende te worden.

b. Het hijsen van de halve balk.

De halve balk werd gehesen met een hijsband en een hijsbalk (fig. 8). Deze waren ongeveer 1 m vanaf de uiteinden van de halve balk aangelegd. De belasting die tijdens het hijsen op de balk werkte was alleen het eigengewicht. Dit eigen gewicht is met een stootcoëfficiënt van 1,1 en een veiligheidscoëfficiënt van 1,4 vermenigvuldigd.

c. Oplegging van de halve balk op de samenbouwplaats (en eventueel in de opslag).

Hiervoor gold ongeveer hetzelfde als onder b, n.l. oplegpunten vlak naast hijspunten.

d. Oplegging van de hele balk op de samenbouwplaats na het voorspannen.

Tijdens het voorspannen ging de balk iets bol staan waardoor hij loskwam van de middelste opleggingen op de sa-

menbouwplaats. De eindopleggingen moesten nu het gewicht van de halve balk gaan dragen.

e. Hijsen van de hele balk op de bouwplaats.

Op de bouwplaats werd de balk in hijsbanden hangend getransporteerd. Het halve gewicht van de balk kwam nu op een hijspunt terecht. Dit veroorzaakte hoge slijtspanningen in de aanrakingsvlakken; die echter door de aanwezige huidwapening opgenomen konden worden.

f. Twee hoog stapelen in opslag op het bouwterrein.

Bij het twee hoog stapelen hebben de optredende betonrukspanningen onder de opleggingen (708 x 1108, 408 x 908 en 408 x 708) de toelaatbare spanningen nooit overschreden. (voor de controleberekeningen van de punten a t/m f zie doc. 6).

Bij het plaatsen van de bovenbalk in de kering (geval 3) kunnen zich de volgende situatie voordoen:

- opslag van de balk op de ponton.
- het hijsen van de balk met de Taklift IV.
- het opwippen van de balk bij het plaatsen.

2.5. Belastingsgevallen in de eindfase.

Voor het bepalen van de spanningen in de eindfase zijn een aantal belastingsgevallen bekeken:

- belastingsgeval 1: eigen gewicht.
- „ 2: gesloten kering.
 - 2.1: horizontale belasting voorwand.
 - 2.2: verticale bovenbelasting.
 - 2.3: verticale onderbelasting (omhoog gericht).
- „ 3: weigerende schuif.
- „ 4: begin van openen.
- „ 5: golven vanuit de Oosterschelde.
- „ 6: overall belasting uit golfklappen.
 - 6.1: horizontale overall-belasting.
 - 6.2: verticale overall-belasting.
 - 6.3: verticale overall-belasting op dak.
 - 6.4: verticale overall-belasting van onder.
- „ 7: overall belasting uit golfklappen waarbij een halve balk belast is.
 - 7.1: horizontale overall-belasting (links).
 - 7.2: horizontale overall-belasting (rechts).
 - 7.3: verticale overall-belasting (links).
 - 7.4: verticale overall-belasting (rechts).
 - 7.5: verticale overall-belasting op dak (links).
 - 7.6: verticale overall-belasting op dak (rechts).
 - 7.7: verticale overall-belasting van onder (links).
 - 7.8: verticale overall-belasting van onder (rechts).
- „ 8: belasting door kruierend ijs.

Voor de uitwerking van deze belastingsgevallen zie doc. 6.

De belastingsgevallen 1 tot en met 5 waren standaardbelastingen. Deze werden in de belastingscombinaties voor 100% meegenomen. De belastingsgevallen 6 en 7 zijn vermenigvuldigd met een factor die het golfklaptype symboliseerde (zie hiervoor doc. 3).

In totaal zijn er 26 belastingscombinaties samengesteld en gecontroleerd (zie doc. 6).

Documentatielijst.

1. Belasting op bovenbalk, SVKO gesloten.
Notitie DDWT-79.426.
2. Fysisch model M1594.
3. M 1648 deel 1.
4. Ontwerpbelastingen bovenbalk en verkeerskoker.
Notitie DDWT-81.443.
5. Golfbelasting bovenbalk. Notitie DDWT-81.521.
6. Berekeningen bovenbalk.
Archief S.V.K.O., R.W.S. directie Sluizen en Stuwen,
Utrecht.
7. Ijsbelasting op schuif en bovenbalk. Notitie
DDWT-80.324.

3. Berekeningen.

3.1. Algemeen.

3.1.1. Ontwerpcriteria.

Ook voor de bovenbalk golden twee grenstoestanden als uitgangspunt voor de berekening:

- de bezwijkgrens, in relatie tot extreme belastingen met een veiligheidsfactor van 1,4 en
- gebruiksgrens (levensduur = toelaatbare scheurwijdte) in relatie tot de karakteristieke belastingen.

Hierbij is in principe gebruik gemaakt van de betonvoorschriften VB'74 (NEN 3880), waarbij op enkele plaatsen van dit voorschrift afgeweken is, n.l.:

- bij het berekenen van de gebruikstoestand.
- voor het berekenen van de wapening voor trekspanningen.
- bij het criterium voor de scheurwijdte $w(\max) < 0,15$.
- bij het in rekening brengen van bijzondere invloeden.

De door het W.L. opgegeven (hydraulische) ontwerpbelastingen zijn extreme belastingen. Rekening houdend met de eerder behandelde relatie:

$$Q_e = 1,2 Q_k$$

kan dan omgekeerd worden gesteld dat:

$$q(\text{kar}) = 0,85 \times q(\text{extr})$$

In het bezwijkstadium wordt gerekend met:

$$q(\text{bezwijk}) = 1,7 \times q(\text{kar})$$

De overige in rekening te brengen belastingen zijn karakteristieke belastingen.

Voor de gebruikstoestand werd een zodanige voorspanning ontworpen dat er geen axiale trekspanningen optreden, terwijl voor de maximale hoofdtrekspanning

$$\rho \max = 0,6 \text{ N/mm}^2$$

werd aangehouden.

De wapening in dwarsrichting is bepaald uit een combinatie van de maximale buigspanningen uit de plaatveldbelastingen en de maximale schuifspanningen uit de overallbelasting bij dezelfde belastingsomstandigheden. Het kleine

voordeel van de σ_y is verwaarloosd. In langsricting is gerekend met σ_x en τ van de overall belastingen. Bekeken is of de langsmomenten uit de plaatveldbelastingen (M langs $\sim 1/3 M$ dwars) kon leiden tot maatgevende trekspanningen.

Voor de scheurcriteria is de VB'74 gehanteerd met uitzondering van art. E 401.4 lid c:

$$w(\max) < 0,2 \times c/c(\min)$$

$$\text{en } w(\max) < 0,3 \text{ mm}$$

Voor scheuren „door en door” is aangehouden:

$$w(\max) < 0,15 \text{ mm}$$

In de bouwfase werden de volgende maatregelen genomen om scheurvorming ten gevolge van hydratatiekrimp zoveel mogelijk te voorkomen:

- de bekistingen voor de koppen van de balken waren thermisch geïsoleerd.
- om scheurvorming in de overgang tussen kop en romp, na het storten van de romp, te voorkomen werd het rompstort gestoomd waarbij de kop is voorverwarmd.

3.1.2. Materialen en betondekking.

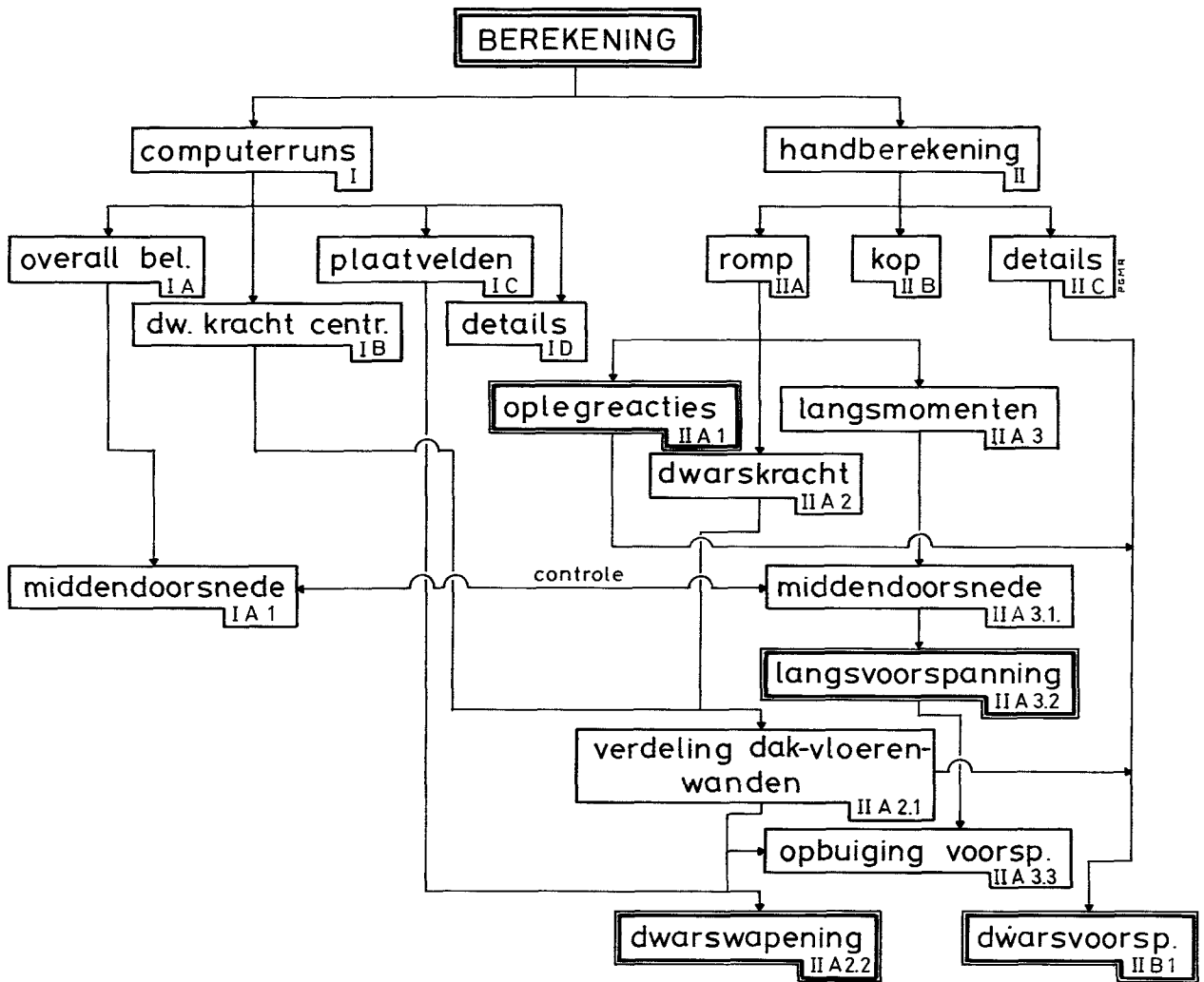
De betonkwaliteit toegepast bij de bovenbalken is B 37,5 voor de koppen en B 45 voor de rompen vanwege het hoge voorspanniveau ten gevolge van nagenoeg centrisc voorspannen. De kwaliteit van het wapeningsstaal is FeB 400 HWL. De kwaliteit van het voorspanstaal is FeP 1770 voor de strengen en FeP 1670 voor de draden. Beide staalsoorten moesten een relaxatieniveau 2 hebben.

De dekking op de binnenzijde van de balk is 50 mm en de dekking op de buitenzijde van de balk is 70 mm. Enkele vlakken op de kop hebben een dekking van 90 mm. Dit is uit praktische overweging gedaan. In deze vlakken zitten namelijk inkassingen voor de oplegblokken. Deze inkassingen zijn 20 mm diep.

3.1.3. Opzet van de berekening.

Voor de berekening bestaat de bovenbalk uit twee onderdelen, de kop en de romp (het balkdeel).

De balk is in zijn geheel berekend volgens het weergegeven stroomschema (fig. 9).



Figuur 9. Stroomschema balkberekening.

De berekening bestaat in feite uit twee onderdelen, de handberekening en de computerberekening, die nagenoeg parallel lopen en op een aantal punten naar elkaar verwijzen, vergelijken, elkaar ondersteunen en controleren.

3.2. De handberekeningen.

Aan de hand van de nummers in het stroomschema van figuur 9 zal elk berekeningsonderdeel hier toegelicht worden.

Figuur 9, II-A.

De spanningen ten gevolge van momenten, dwars- en normaalkrachten zijn in vier sneden van de balk gecontroleerd. De plaats van de sneden is:

- midden van de balk.
- ter plaatse van het begin van de verzwaarde doorsnede.
- ter plaatse van het kopschot.
- over de as van de opleggingen.

De gecontroleerde belastingsgevallen zijn:

- 1 — transport en opslag op het bouwterrein.
- a - transport van de kop vanaf de productieplaats.

- b - opslag van de kop.
- c - het kantelen van de kop.
- d - uitdrukken uit de kist van de halve elementen.
- e - transport van de halve elementen.
- f - opslag van de halve elementen.
- g - voorspanfasering.
- h - transport van de hele balk.
- i - opslag van de hele balk.

In het veld van de halve balk was niet voldoende wapening aanwezig om het optredende moment op te kunnen nemen. Daarom is plaatselijk extra wapening bijgelegd. Deze wapening deed alleen dienst als hijswapening en was in de eindfase overbodig. De hijsband en de hijsbalk veroorzaakten hoge spanningen ter plaatse van de aangrijpingspunten. Vooral op plaatsen waar deze aangrijpingspunten in de buurt van (lege) voorspanomhullingen lagen moest speciale aandacht aan de detaillering van de wapening besteed worden. Dit resulteerde in het toepassen van extra spijlwapening.

Tijdens het voorspannen ging de balk iets bol staan waardoor hij loskwam van de middelste opleggingen op de sa-

menbouwplaats. De eindopleggingen moesten nu het gewicht van de halve balken gaan dragen. De afmetingen van de opleggingen waren echter zodanig gekozen (600 x 1000) dat de toelaatbare betondrukspanningen nooit overschreden werden.

De splitspanningen die bij het hijsen van de hele balk in de hijspunten optraden konden door de aanwezige voorspanning opgenomen worden. Er was dus voor het hijsen van de balk geen extra splitwapening nodig.

Ditzelfde gold ook voor de splitspanningen bij het tot twee hoog stapelen in de opslag op het bouwterrein.

2 - plaatsen van de balk.

- i - opslag op het ponton.
- j - hijsen met de Taklift IV.
- k - opwippen bij het neerzetten.

3 - eindfase belastingen.

- l - bel.gev. 1: eigen gewicht.
- m - bel.gev. 2: gesloten kering (DDWT-79426).
- n - bel.gev. 3: weigerende schuif (DDWT-80285).
- o - bel.gev. 4: begin van openen (DDWT-80285).
- p - bel.gev. 5: golven uit de Oosterschelde (notitie IV).
- q - bel.gev. 6: overall belasting uit golfklappen (M1648, deel I, hfdst. 9).
- r - bel.gev. 7: overall belasting, halve balk belast.
- s - bel.gev. 8: belasting door kruidend ijs.

De balken zijn voor q en r met verschillende belastingsfactoren voor het hoge en lage belastingsniveau, doorgerekend.

Er zijn 26 belastingscombinaties samengesteld uit bovenstaande belastingsgevallen, elk met de bij die situatie behorende vermenigvuldigingsfactor.

Figuur 9, II-A-1.

Na het doorrekenen van de belastingscombinaties zijn de oplegreacties bepaald. Hiermee zijn de opleggingen berekend (3.05.07).

Figuur 9, II-A-2.1. Het dwarskrachtencentrum van de balk doorsnede is bepaald. Hiermee kon de verdeling van de dwarskrachten over de wanden, dak en vloer van de balk worden berekend.

Tabel 2.

	$\gamma = 1,7$ (d)	$\gamma = 1,0$ (k)
bijdrage betondrukzone: wanden vloer	$\tau 1 d = 0,15 N'bd$ $\tau 1 d = 0$	$\tau 1 k = 0,15 N'bk$ $\tau 1 k = 0,15 N'bk$
berekening $N'bd/N'bk$ wanden vloer	lineair elastisch $Pd = P(\text{oneindig})$ n.v.t.	lineair elastisch $Pk = P(\text{oneindig})$ $Pk = P(\text{oneindig})$
scheurdiepte	bepaald uit ρ berekening met $\rho = 0,5 fb$ (komt overeen met bezwijken van de vloer over volle breedte)	waarschijnlijk: $\rho < 0,6 N/mm^2$ (dus alleen buigscheuren)
scheurhelling wanden vloer	30° 45°	alleen dwarsbuiging

In computerrun IC zijn de plaatveldmomenten bepaald. Met de resultaten uit deze run en die van de dwarskrachten uit de handberekening is de benodigde hoeveelheid dwarswapening bepaald.

De hierbij gehanteerde criteria en uitgangspunten waren:

- plaatveld momenten.
- dwarskracht en torsie (zie tabel 2).
- de opbuiging van de voorspanning dient in rekening gebracht te worden
- aandeel betondrukzone $\tau 1$

Figuur 9, II-A-3.2.

De langsvoorspanning is zodanig ontworpen dat bij de karakteristieke belasting geen axiale trekspanningen ontstonden. Afhankelijk van de toekomstige plaats in de kering (zie par 1.2 en 2.2) hebben de balken een verschillende langsvoorspanning gekregen. De balken (H1 tm H15, S1 tm S16, R1 tm R6 en R25 tm R31) hebben 19 kabels. De balken (R7 tm R24) hebben 21 kabels. De voorspanning bestaat uit dwidag kabels, 19 strengs 15,7 mm².

Figuur 9, II-A-3.3.

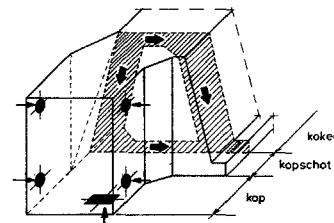
De dwarswapening in de koker wordt in eerste instantie bepaald uit de plaatveldmomenten. Op de plaatsen waar de dwarskracht + torsie niet volledig wordt gedekt door de opgebogen voorspanning + $\tau 1$ wordt de wapening bepaald uit:

- plaatveldmoment + bijbehorende dwarskracht/torsie
- maximale dwarskracht/torsie + bijbehorend moment.

In verband met het veranderen van de doorsnede ter plaatse van de voue is er extra wapening in de wanden nodig. Als laatste is de scheurwijdte gecontroleerd.

Figuur 9, II-B.

De kop van de bovenbalk is massief en sluit, via het kop-schot, aan op de holle koker (fig. 10).



Figuur 10. Kop bovenbalk.

Van deze bovenbalkkop is, met behulp van de lineaire elasticiteitstheorie, een voorstudie van het krachterspel gemaakt. Hierin werd, in plaats van $\tau_{\max} = 3D/2bh$, $\tau = D/bh$ aangehouden. In deze studie werd vastgesteld dat er trek- en drukschoren zouden ontstaan.

Bij de verdere berekening is daarom een vakwerkanalogie beschouwd, waarbij de belastingen uit de romp, via een vakwerk in de kop, worden afgedragen naar de opleggingen. In dit vakwerk dient evenwicht te bestaan tussen de rompbelasting en de berekende oplegreacties. Als uitgangpunt is daarbij het bezwijkstadium van de kop gehanteerd. Voor de afzonderlijke oplegreacties werden vakwerken bepaald. Hierna is, na superpositie van de verschillende vakwerken, voor alle belastingscombinaties het evenwicht gecontroleerd. Voor de verdeling van de rompbelasting over wanden, dak en vloer, wordt verwezen naar de berekening van het dwarskrachtencentrum (II-A-2.1). Aan de hand van de bovengenoemde evenwichtsberekening is de horizontale- en verticale dwarsvoorspanning in het kopschot berekend. Voor de maximale gevallen zijn de trekbanden en drukschoren gecontroleerd. Om de splijtkrachten in de drukschoren te kunnen opnemen is een kubuswapening bepaald.

Figuur 9. II-B-1.

De voorspanning in het kopschot bestaat, voor zowel de lichte als de zware balken uit:

- horizontaal - 5 BBRV kabels $50 \phi 7$
- vertikaal - 8 BBRV kabels $50 \phi 7$

3.3. Detailberekeningen.

Figuur 9. II-C.

Onder deze paragraaf vallen o.a. de vele berekeningen die voor de constructie in de bouwfase zijn gemaakt.

1 - Zowel de losse onderdelen als de hele balk zijn tijdens de bouw enkele malen op tijdelijke opleggingen geplaatst. Wanneer de plaats van zo'n tijdelijk oplegging niet overeenkwam met een definitieve oplegging ontstonden splijtkrachten op andere plaatsen dan in de eindsituatie. Vooral in de opslagsituatie kwam het voor dat er nog niet gevulde omhullingsbuizen voor de voorspanning boven een oplegging kwamen te liggen. Om het indrukken van deze buizen en te hoge trekspanningen tegen te gaan zijn de optredende krachten bepaald en is, met behulp van lit. 1, indien nodig een splijtwapening bepaald.

2 - Soortgelijke situaties doen zich ook voor tijdens de voorspannen van de horizontale en verticale kabels in het kopschot. Hierbij kan de voorspankracht nagenoeg direct op de lege omhullingsbuizen van de langvoorspanning afgedragen worden. Om dit te voorkomen zijn de ruimten tussen de omhullingsbuizen met een spiraalwapening als kolom gewapend. De voorspankracht kon daardoor ongespreid achter de omhullingsbuizen gebracht worden.

3 - De hijsnokken waaraan de balk gehesen wordt zijn als gedrongen consoles berekend. Hier is een vakwerk met trekband en drukschoor geschematiseerd.

4 - Voor de betonplaten van de oplegconstructies zijn diverse berekeningen gemaakt. Als wapening voor de ronde platen is uiteindelijk gekozen voor een spiraalwapening in combina-

tie met een kruisnet. Om de scheurwijdte te beperken is een zodanige wapeningshoeveelheid toegepast dat de staalspanning laag zou blijven. Voor de rechthoekige platen is, om de optredende splijtkracht op te nemen, een kruisnet toegepast.

5 - Bovenbalk R22 is ingericht om milieumetingen te doen. Daarvoor moest op deze balk een meetpaal gemonteerd worden. De invloed van de belastingen uit deze paal op de bovenbalk zijn gecontroleerd (wringing e.d.). Daarnaast is een verankering met een breekconstructie ontworpen, zodat de maximaal toelaatbare belasting op de balk niet kan worden overschreden.

6 - Omdat de golfbelasting een hoge frequentie heeft zijn vermoeiingsberekeningen voor de Noordzeezijde wand en de vloer gemaakt. De resultaten van deze berekeningen gaven geen aanleiding de wapening aan te passen.

Alle berekeningen zijn in de documentatie opgenomen.

3.4. Computerberekeningen.

Om een indruk te krijgen van de hoofdkrachtenwerking in de bovenbalk zijn er met behulp van de eindige elementenmethode (GENESYS, SUSAN) een aantal berekeningen gemaakt. Aan de hand van de nummers in het stroomschema van figuur 9 zal elke berekening hierna toegelicht worden.

Figuur 9. I-A.

Overall-belasting.

Er is een holle koker met een dicht kopschot geschematiseerd (de werkelijke vorm van de kop is buiten beschouwing gelaten). De golfklappen die bij de overall-belasting horen zijn hiermee doorgerekend.

In de maatgevende sneden zijn de normaal- en schuifspanningen en de dwarsmomenten bepaald. De schuifspanningen zijn omgerekend naar een dwarskracht in wanden, dak en vloer.

De resultaten hiervan zijn gebruikt als controle op de handberekening en de dwarsmomenten zijn voor de maatgevende gevallen, in combinatie met de bijbehorende dwarskracht, gebruikt voor de bepaling van de dwarswapening.

Figuur 9. I-B.

Bepaling dwarskrachtencentrum.

In verband met de a-symmetrische vorm van de bovenbalk was het noodzakelijk de ligging van het dwarskrachtencentrum te bepalen (zie ook 3.2). Als schema is een aan een zijde ingeklemde holle koker genomen, die aan de niet ingeklemde zijde wordt belast.

Door het aangrijpingspunt van de belasting te laten variëren is uit een beschouwing van de vervormingen in de middendoorsnede de ligging van het dwarskrachtencentrum bepaald.

Figuur 9. I-C.

Bepaling plaatveldmomenten.

De geometrie die hiervoor gebruikt is komt uit de overallbelasting.

Doorgerekend zijn de klaptypen 1, 2 en 4 t/m 6 uit het rapport M1648 en de golfklappen uit de Oosterschelde (notitie IV). De hieruit bepaalde dwarsmomenten zijn in combinatie met de bijbehorende dwarskracht (uit de overallbelasting) gebruikt voor de bepaling van de dwarswapening.

Figuur 9. I-D. Detailberekeningen.

Voor verschillende detailproblemen zijn kleine computerruns gedraaid. Aan de hand van deze berekeningen is de wapening in die details bepaald.

Op deze wijze doorgerekend zijn:

- het mangat in het dak.
- de extra trekspanningen in het dak ten gevolge van de veranderende doorsnede ter plaatse van de voute onder invloed van de voorspanningen.
- hydratatiespanningen bij het storten van de romp aan de kop.

De veiligheid van de bovenbalk tegen bezwijken is bepaald met behulp van het programma beton/2, waarbij de beton-

doorsnede met voorspanning en wapening geschematiseerd wordt. Het programma berekent bij welk moment de balk bezwijkt.

De veiligheid tegen bezwijken bleek voldoende groot.

De doorbuiging van de bovenbalk is berekend met behulp van het computerprogramma VLASKO/1.

Literatuurlijst.

1. Leonhardt F. en Monnig E. Vorlesungen über Massivbau. Zweiter Teil. Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. Tweede druk. Berlijn. Springer-Verlag. 1975. Hoofdstuk 3.

4. Plaatsen bovenbalken.

4.1. Inleiding.

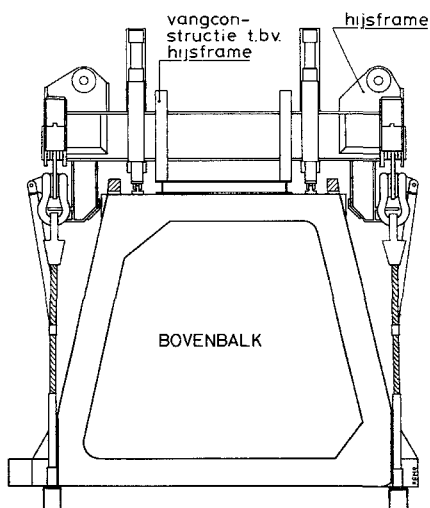
Tot het moment van plaatsen in de kering stonden de balken op het bouwterrein te Kats in opslag. Voor het plaatsen zijn ze daar voorzien van een aantal hulpstukken. Vanuit Kats zijn ze met een ponton naar de kering gevaren waar de bok (Taklift 4) klaar lag om de plaatsing te verrichten. Ook de pijlers en verkeerskokers waren voorzien van een aantal hulpstukken en een deel van de opleggingen was reeds in de bovenbalkspanning van de pijler gesteld.

4.2. Hulpstukken en koppelen aan de bok.

Voordat de bovenbalk op transport ging waren de volgende hulpstukken aangebracht:

- een vangconstructie op het dak. Hiermee kon het hijsframe van de bok makkelijk opgevangen en bevestigd worden.
- geleidenokken en wrijvingsopnemers.
- 3 groutvijzels aan de Noordzezijde (1 + 2).
- 4 afstandhouders aan de Noordzezijde (2 + 2).
- zo nodig stalen plaatjes ter compensatie van de onvlakheid van de oplegnokken.

De bovenbalk is op een 50 m ponton geladen en tegen schuiven gezee-vast. De ponton is door 2 sleepboten naar de kering gebracht en dwars voor de, in zijn ankerdraden liggende bok, afgemeerd. Dit gebeurde ongeveer 1 uur voor de laagwaterkering. Vervolgens werden de twee evenaars die op h.o.h. 32 m aan het hoofdhijsframe hingen binnen de vangconstructies op het dak van de balk gepositioneerd (figuur 11).

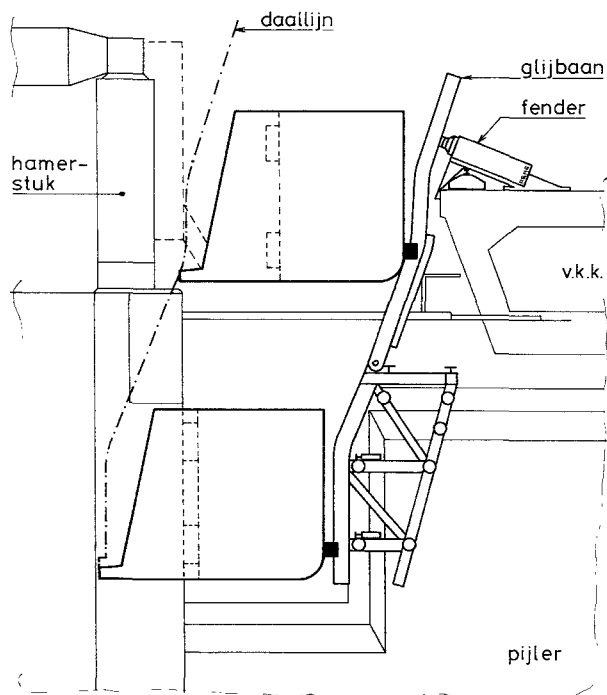


Figuur 11. Bovenbalk met hijsframe.

Hierna werd de balk losgetrokken van de ponton, die daarna vertrok. De bok kon nu in zijn ankerdraden naar de kering worden verhaald.

4.3. Plaatsen en positioneren van de balk.

Bij de kering gearriveerd werd de bok in een positie gebracht die praktisch overeen kwam met de positie in de eindfase van het plaatsen van de balk. De bovenbalk passeerde daarbij al de verkeerskoker. Het eigenlijke plaatsen gebeurde door afvieren en aftoppen. Voor het plaatsen was er, ook nadat een aantal trappen en bordessen waren verwijderd, nog maar een kleine passageruimte beschikbaar langs de verschillende al aangebrachte elementen zoals hamerstukken en leidingstraten. Er is daarom een glijbaan geconstrueerd waardoor de balk in de x-richting langs de hamerstukken en in y-richting langs de leidingstraat werd geleid. De balk legde zodoende een opgelegd traject af (fig. 12).



Figuur 12. Overzicht indaal traject.

Voor de overgang van de vrijhangende naar de afgesteunde positie was in de x-richting een fendering aanwezig. Als de balk eenmaal in x-richting aanlag moest gezorgd worden dat dit gedurende het gehele indalen gehandhaafd bleef. Dit werd bereikt door het op- en aftoppen van het A-frame van de bok en het meten van de aanleunkracht. In de y-richting

was de balk voorzien van twee nokken die een meer ramme- lende geleiding in deze richting verzorgden. De eerste aan- slag in de y-richting vond plaats nadat de balk in x-richting aanlag. De fendercapaciteit in y-richting was daarom zeer beperkt. Op ca. 0,30 m boven het plaatsingsniveau (dit kon afwijken maar was altijd meer dan de op en neergaande be- weging, z-richting, van de bok) werd de balk boven de definitie- tieve lokatie gebracht, direct aansluitend tegen de zeezijde van de sponning. Hierdoor kwam de balk op de gewenste korte afstand van de schuif. De benodigde ruimte voor de drie groutvijzels aan de Oosterscheldezijde was dan ook mee- teen beschikbaar. Het aandrukken van de balk tegen de zee- zijde van de sponning geschiedde met daarvoor speciaal in het geleideframe opgenomen hydraulische cilinders. Ook in de y-richting werd de balk met een hydraulische cilinder op zijn plaats gedwongen.

Het laatste deel van het afviertraject werd zodanig geregeld dat de opgedrongen positie zoveel mogelijk behouden bleef.

Nadat de balk op de verticale opleggingen was geplaatst werd deze zowel in x- als in y-richting verwigd. Vervolgens konden de geleideconstructies worden weggenomen en de definitieve opleggingen aan de Oosterscheldezijde worden gemonteerd. Na het installeren van de oplegvoorzieningen aan beide uiteinden van de balk kwam de definitieve situatie door het grouten tot stand. De tijdelijke verwigging werd weg- genomen en de balk was definitief gesteld.

De hier beschreven handelingen zijn slechts de belangrijkste van een groot aantal die een belangrijke rol hebben gespeeld bij het plaatsen van de bovenbalken. Een zeer uit- gebreide beschrijving is te vinden in de eindrapportage bo- venbalken van VPEL (doc. 1).

Documentatielijst.

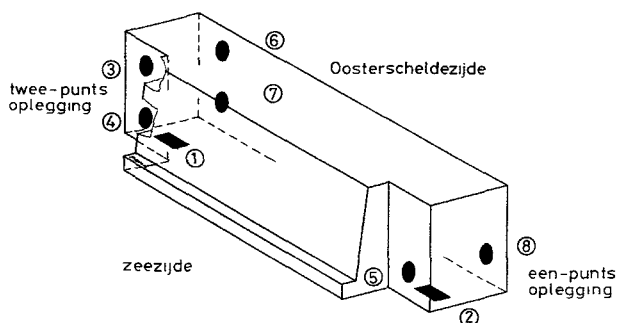
1. Eindrapportage plaatsen bovenbalken.
58VPEL-M-86011.

5. Opleggingen.

5.1. Inleiding.

De bovenbalk wordt op 2 horizontaal liggende rubberblokken opgelegd. Het oplegsysteem wordt „stabiel” gemaakt door, in het verticale vlak, aan een zijde de balk met 4 rubber blokken (2 punts oplegging) en aan de andere zijde met 2 rubber blokken (1 punts oplegging) op te sluiten. Door deze opstelling kunnen alle vervormingen door rotatie en translatie van de pijlers, zonder dat de spanningen te hoog oplopen, opgenomen worden. Voor de plaats van de opleggingen in het systeem zie figuur 13.

De opleggingen zijn opgebouwd uit een aantal door staalplaten gescheiden, lagen natuurrubber en hebben een neopreen omhulling.



Figuur 13. Plaats van de oplegblokken in het systeem.

5.2. Montage en vastzetten van de oplegblokken.

De werkvolgorde bij het monteren van de oplegblokken is als volgt:

- in het sluitgat worden op de pijlers de blokken 1 en 2 geplaatst en gesteld.
- op de bouwplaats worden de blokken 3, 4, en 5, die vastzitten op een betonnen plaat waaraan een groutvijzel zit, op de balk gemonteerd.

Naast de opleggingen zijn houten afstandhouders gemonteerd.

- de bovenbalk wordt met een nauwkeurigheid van ca. 10 mm op de blokken 1 en 2 geplaatst. De balk wordt daarna met behulp van een stelvijsel tegen de houten afstandhouders geschoven (verplaatsing ca. 10 mm).

De blokken 3, 4 en 5 hebben nu nog ca. 20 mm stelruimte. De blokken 1 en 2 staan door het wegduwen van de balk, die er niet afgetild was, ca. 10 mm scheef waardoor een blijvende scheefstand ontstaat (het vijzel blijft onder een druk van 4500 kN).

- de blokken 6, 7 en 8 worden gemonteerd. De groutzak

hiervan wordt gevuld zodat een goede aansluiting met de pijlerwand wordt verkregen.

- na verharden van de groutzakken 6, 7 en 8 worden de groutvijzels 3, 4 en 5 opgepompt. Gelijkijdig wordt het stelvijsel afgelaten. De blokken 3 tot en met 8 komen onder voorspanning (voor een volledige beschrijving van het grotten zie doc. 2).
- een deel van de relaxatie van de rubberblokken treedt onmiddellijk op (ongeveer 8% in de eerste 10 minuten). De mortel in de groutvijzels moet daarom na 15 a 20 minuten nog een keer worden nageperst. Ongeveer 10% van de relaxatie is dan al teniet gedaan.

5.3. Ontwerpcriteria.

Bij het berekenen van de rubber oplegpakketten is men van de volgende ontwerpcriteria uitgegaan:

- 1 - de gemiddelde vlaktedruk tussen de oplegging en het betonvlak moet voldoen aan:
 $\sigma_p < = 15\text{N/mm}^2$
- 2 - de maximale druk ten gevolge van indrukking en rotatie moet voldoen aan:
 $\sigma_T < = 20\text{N/mm}^2$
- 3 - om openstaan van de oplegging bij gecombineerde indrukking en rotatie te voorkomen wordt geëist:
 $\sigma_\alpha < = \sigma_p$
- 4 - de som van de schuifspanningen ten gevolge van indrukking, rotatie en horizontale verplaatsing mag niet groter zijn dan $3,24\text{N/mm}^2$
 $\tau_\alpha + \tau_p + \tau_{\Delta h} < = 3,24\text{N/mm}^2$
- 5 - de maximale horizontale verplaatsing mag niet groter zijn dan $0,7d$
 $\Delta h_{\text{max}} < = 0,7 d$

d is hier de vrije rubberhoogte van de oplegging inclusief de boven- en onderomhulling
- 6 - in verband met de stabiliteit mag de vrije rubberhoogte niet groter zijn dan 25% van de breedte van de oplegging:
 $d_{\text{totaal}} < = 0,25 b$
- 7 - het maximale indrukkingspercentage mag niet groter zijn dan 4%

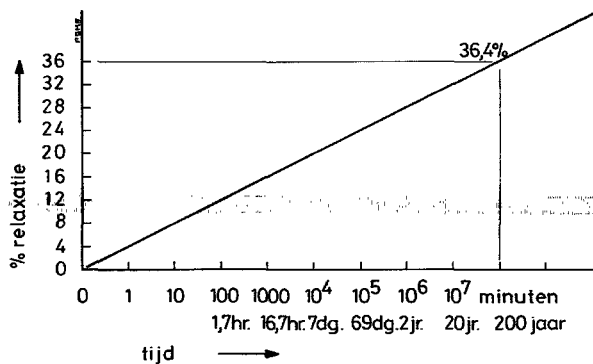
- 8 - het toegepaste rubber heeft een hardheid van 55° Sh A.
- 9 - de relaxatie van het rubber mag max 4 + 0,5% per decade zijn.

Gerekend moet worden met 8 decaden. De maximale relaxatie wordt ongeveer bereikt na 2,5 maand (fig. 14). Al ongeveer 8% van de relaxatie treedt op na 10 minuten voorspanning. De mortel wordt dan nageperst. De daarna nog optredende relaxatie is:

$$28 - 8 = 20\%$$

De aanvangsspanning van de blokken moet met 20% verhoogd worden om, na de relaxatie, de benodigde voorspanning in de blokken aanwezig te houden.

Een aanname hierbij is dat de pijlers gedurende ongeveer 2,5 maand na het aanbrengen van de voorspanning niet transleert en roteert.



Figuur 14. Relaxatie van het rubber.

Mortelkrimp.

De dikte van de mortellaag is ca 50 mm. De krimp van de mortel is ongeveer 2,5%. Hieruit volgt dat de mortellaag ongeveer 1,25 mm krimpt. Het vizel zit aan een zijde. Het effect van de krimp is daarom per zijde $1,25/2 = 0,625$ mm.

Het grootste gedeelte van de krimp treedt binnen een half jaar op. De inverting van het rubber is recht evenredig met de belasting. Om het rubber 0,625 mm extra te laten inveren om de krimp van de vizelmortel zonder spanningsverlies op te vangen, dient een extra belasting van P(krimp) aangebracht

te worden. Dit is meegenomen bij het bepalen van de benodigde voorspanning.

5.4. Belastingen, translaties en rotaties.

5.4.1. Belastingen.

De belasting van de blokken komt uit de oplegreacties van de bovenbalk en uit de voorspanning waaronder de blokken gebracht worden. De blokken worden, door middel van het oppompen van de groutvizels, onder voorspanning gebracht.

De voorspanning bestaat uit in feite uit twee componenten:

- de blijvende voorspanning: dit is de voorspanning die nodig is om te zorgen dat na krimp en relaxatie het slijpen van de blokken ten gevolge van de horizontale belasting voorkomen wordt:

$$F_h < = 0,3 F_{min} \quad (F_h \text{ toelaatbaar} = 1250 \text{ kN})$$

Met behulp van deze voorwaarde en de reacties is de benodigde blijvende voorspanning bepaald.

- de aanvangs voorspanning: dit is de voorspanning die nodig is om te zorgen dat na krimp en relaxatie de blijvende voorspanning overblijft.

De voorspanning staat vermeld in tabel 1.

Tabel 1. Voorspanning van de oplegblokken.

blok	voorspanning (kN)	
	blijvend	aanvangs
3	2750	4200
4	4100	6700
5	3700	5800
6	2750	4200
7	4100	6700
8	3700	5800

Voor de oplegreacties van de bovenbalk zie tabel 2. Hierin zijn alleen de belastingsgevallen opgenomen die een maatgevende reactie (maximaal of minimaal) gaven. Deze reacties staan loodrecht op de blokken. Als belasting evenwijdig aan de blokken moet ca. 1250kN opgenomen worden. De langsbelasting wordt door de blokken naar evenredigheid van oppervlak en dikte (stijfheid) opgenomen en geeft voor elk blok een gelijke verplaatsing (zie totaaltabel fig. 15).

Bel. gev.	Noordzijde balk					Zuidzijde balk		
	1	3	4	6	7	2	5	8
maximum reacties in kN(*)								
3.01	8370	-	-	<u>4430</u>	610	8370	-	5045
3.05	3750	-	590	270	-	3750	<u>320</u>	-
3.07	7840	-	-	3140	3180	7840	-	6320
3.09	<u>12490</u>	2090	-	-	6450	<u>12490</u>	-	4360
3.11	11900	<u>2850</u>	-	-	<u>7210</u>	11900	-	4360
3.12	1180	-	<u>1010</u>	1060	-	1180	-	-
minimum reacties in kN(*)								
3.01	8370	-	-	4430	<u>610</u>	8370	-	5045
3.05	3750	-	590	270	-	3750	<u>320</u>	-
3.12	<u>1180</u>	-	1010	1060	-	<u>1180</u>	-	-
3.15	10620	<u>1020</u>	-	-	4760	7550	-	1250
3.17	10780	1360	-	-	4630	7610	-	<u>1090</u>
3.23	2400	-	<u>195</u>	<u>195</u>	-	4670	-	-

Tabel 2. Maatgevende reacties.

(*) maatgevende waarden zijn onderstreept.

5.4.2. Translaties en rotaties.

De mogelijke vervormingen van de oplegblokken worden gevonden in de basistoleranties die afkomstig zijn uit de tolerantienota (doc. 1).

Hieronder worden in het kort de basistolerantie en de invloed daarvan op het oplegblok beschreven. Voor een samenvatting van de tolerantiewaarden zie de totaaltabel (fig. 15).

basistolerantie	vervormingen van het oplegblok
Δx relatief	Δy $\Delta \phi z$
Δy relatief	Δy
Δz relatief	Δy Δz $\Delta \phi x$
$\Delta \phi x$ absoluut	Δy $\Delta \phi x$
$\Delta \phi y$ relatief	Δz $\Delta \phi y$
$\Delta \phi z$ absoluut	Δy $\Delta \phi z$

blok	afmetingen $a \times b \times t \times n$ $\phi \times t \times n$	P (in kN) (incl. vrsp. en na relaxatie en krimp)			translatie en rotatie						$\leq t$ mm	0,25 x b(ϕ) mm	0,3 x F _{min} kN
		max	min	H	Δ (mm)			γ (rad)					
					x	y	z	x	y	z			
1	1050 x 850 x 26 x 5	12490	1180	239	± 26	± 27	-	0,0076	0,0040	-	130	212	354
2	1050 x 850 x 26 x 6	12490	1180	199	26	39	-	0,0076	0,0055	-	156	212	354
3	$\phi 680 \times 20 \times 6$	4175	500	104	-	± 41	± 1	-	-	0,0015	120	170	150
4	$\phi 735 \times 21 \times 5$	4600	500	141	-	± 31	± 1	-	-	0,0014	105	184	150
5	$\phi 680 \times 21 \times 6$	3860	500	100	± 1	± 45	± 2	-	0,0015	0,0014	126	170	150
6	$\phi 735 \times 21 \times 6$	4965	1325	117	-	44	1	-	-	0,0015	126	184	397
7	$\phi 875 \times 22 \times 5$	7700	3600	190	-	± 34	± 1	-	-	0,0014	110	220	1080
8	$\phi 875 \times 22 \times 6$	6860	3540	166	± 1	± 48	± 5	-	0,0015	0,0014	132	220	1062

$$\leq P_H = 1256$$

$$\geq P_H$$

Figuur 15. Totaaltabel belastingen en vervormingen.

5.5. Berekeningen.

In (voor)ontwerpberekeningen zijn de benodigde afmetingen van de blokken bepaald. In de definitieve berekeningen (doc. 3) zijn alle spanningen en vervormingen van de blokken gecontroleerd. Deze controle is gedaan met behulp van een controleformulier dat alle afmetingen, grootheden, belastingen, benodigde formules en de uiteindelijke resultaten van de berekening bevat. Voor de resultaten van de berekeningen zie figuur 16. Hierin zijn alle spanningen en verplaatsingen samengevat en vergeleken met de maximaal toelaatbare.

Documentatielijst.

1. Tolerantienota (UMTOLE-N-84016).
2. Evaluatienota gROUTEN bovenbalken 5PROBU-M-87029.
3. Berekeningen. Archief S.V.K.O., R.W.S. directie Sluizen en Stuwen, Utrecht.

Blok	σ (N/mm ²)				invering				afschuifverplaatsing				τ (N/mm ²)								
	σ_o	σ_{yx}	$\sigma_{y\beta}$	σ_t	Ei N/mm ²	s	\bar{e}	e	δ_t mm	stijf- heid kN/mm ²	mm.				τ_o	$\tau_{y \max}$	τ_{FH}	τ_{AH}	τ_o τ_y	τ_{FH} τ_{AH}	τ_{tot}
											ΔH	ΔH	ΔH	ΔH							
1	14,0	3,3	2,7	20,0	442	9	0,074	0,045	5,9	5561	37	43	80	91	1,90	0,70	0,268	0,234	2,6	0,502	3,1
2	14,0	2,8	3,1	19,9	442	9	0,074	0,044	7,0	4634	47	43	90	109	1,90	0,55	0,22	0,24	2,45	0,46	2,49
3	11,5	0,5	-	12,0	351			0,04	5,2	2450	41	43	84	84	1,35	0,09	0,29	0,28	1,44	0,57	2,01
4	10,8	-	0,65	11,5	372			0,04	4,1	3271	31	43	74	74	1,24	0,10	0,33	0,24	1,34	0,57	1,91
5	10,6	0,3	0,4	11,3	318			0,043	5,4	2334	45	43	88	88	1,31	0,08	0,28	0,27	1,39	0,55	1,94
6	11,7	0,6	-	12,3	372			0,04	5,0	2728	44	43	87	88	1,34	0,09	0,276	0,283	1,43	0,559	1,99
7	12,8	0,95	-	13,8	480			0,038	4,2	4425	34	43	77	77	1,29	0,13	0,316	0,250	1,42	0,566	1,99
8	11,4	1,2	0,5	13,1	480			0,034	4,5	3688	48	43	91	92	1,15	0,12	0,276	0,295	1,27	0,571	1,84
	\leq 15			\leq 20															\leq 2,673	\leq 0,567	\leq 3,24

Figuur 15. Totaltabel belastingen en vervormingen.

Deelnota 6: Verkeerskokers.

Index verkeerskokers.

1. Algemeen.	199
1.1. Beschrijving en functie.	
1.2. Hoofdafmetingen.	
1.3. Tracé.	
1.4. Materialen.	
1.4.1. 45 m koker.	
1.4.2. 68 m en 80 m koker.	

Documentatie.

2. Geometrie, belastingen, belastingsgevallen een belastingscombinaties.	205
2.1. Ontwerpcriteria en uitgangspunten.	
2.2. Geometrie.	
2.3. Belastingen.	
2.4. Belastingfasen.	
2.4.1. Bouwfasebelastingen op het werkterrein.	
2.4.2. Transport en plaatsen op de kering.	
2.4.3. Bouwfase op de kering (koker zonder flappen).	
2.4.4. Tijdelijke eindfase.	
2.4.5. Bouw van de flappen.	
2.4.6. Definitieve eindfase.	
2.5. Belastingcombinaties.	

3. Berekeningen.	210
3.1. Algemeen.	
3.1.1. Criteria en voorschriften.	
3.1.2. Controles.	
3.2. Berekeningsopzet met schema.	
3.2.1. 2-D langsberekening.	
3.2.2. Dwarsberekening van de verzwaarde en normale doorsnede.	
3.2.3. Detailberekeningen.	
3.2.4. Dwarsberekening kop	
3.2.5. Detailberekeningen.	

Literatuur.

Documentatie.

4. Overstekken verkeerskokers (flappen).	214
4.1. Inleiding en geschiedenis.	
4.2. Geometrie, randvoorwaarden en belastingen.	
4.3. Berekeningen.	
4.4. Prefabrikage en montage.	

Documentatie.

5. Opleggingen.	219
5.1. Algemeen.	
5.2. Ontwerpmogelijkheden.	
5.3. Randvoorwaarden.	
5.4. Achtergronden randvoorwaarden en belastingen.	
5.5. Aanbiedingen.	

Documentatie.

6. Voegovergangen.	221
6.1. Algemeen.	
6.2. Randvoorwaarden en ontwerpspecificaties.	
6.3. Aanbiedingen.	

- 6.4. Berekeningen.
- 6.5. Montage voegovergangen

Documentatie

7. Transport, plaatsen, fijnpositioneren en stellen op de definitieve opleggingen.

223

- 7.1. Algemeen.
- 7.2. Transport.
- 7.3. Plaatsen.
 - 7.3.1. Voorbereiden pijler.
 - 7.3.2. Plaatsen koker.
- 7.4. Fijnpositioneren.
- 7.5. Plaatsen op definitieve opleggingen.

1. Algemeen.

1.1. Beschrijving en functie.

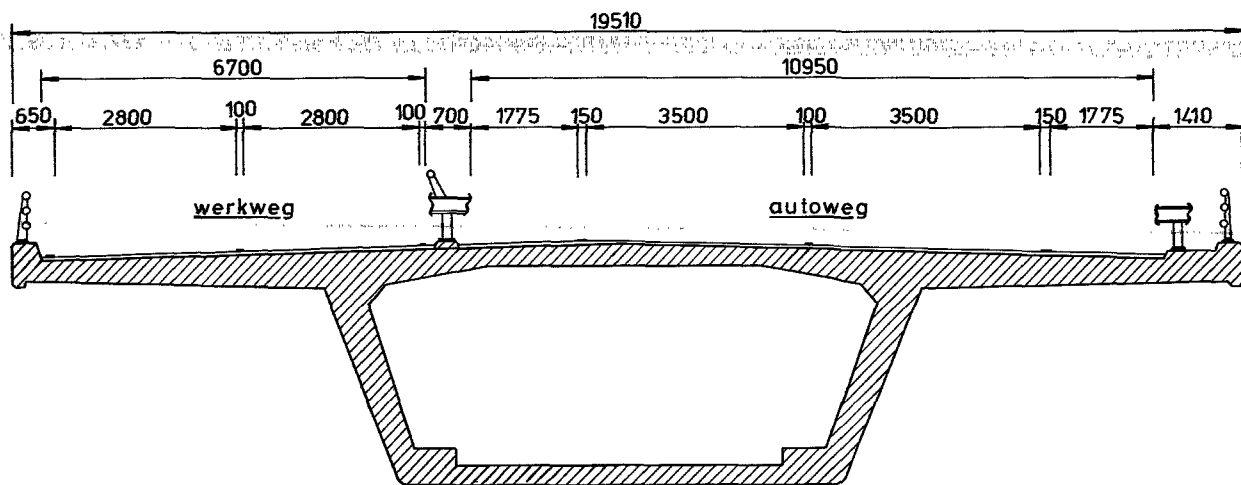
Al vanaf het voorontwerp stadium is de functie van de kokers drieledig geweest n.l.:

- opstelruimte voor de technische installaties van de bewegingswerken van de schuiven.
- onderdeel van de wegverbinding tussen Noord-Beveland en Schouwen over het beweegbare deel van de kering.
- onderhoudsweg.

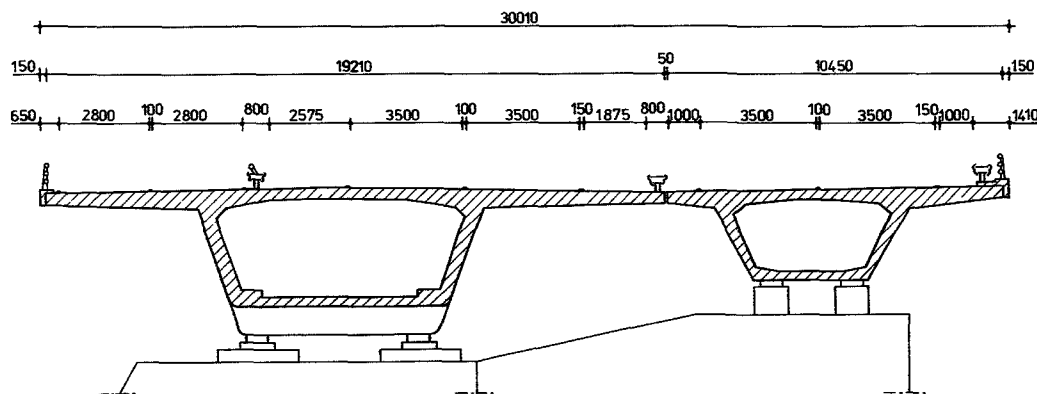
De kokers zijn opgelegd op de Oosterscheldezijde van de pijlers

De weg over de Stormvloedkering maakt deel uit van de in het Rijkswegenplan 1968 opgenomen autosnelweg RW57 (A57) van Voorne-Putten naar Walcheren. Ook in 1977 werd deze weg, als RW57, in het "Structuurschema Verkeer en Vervoer" vermeld. In dit schema is er vanuit gegaan, dat een enkelbaans-autoweg (fig.1) voldoende is. (zie ook doc.1 en boek 2, deelnota wegen op de kering).

Bij het ontwerpen van de pijlers is er echter met een uitbreidingsmogelijkheid rekening gehouden, zodat de weg eventueel weer als autosnelweg in het Rijkswegenplan kan worden opgenomen. (fig.2).



Figuur 1. Wegen op de verkeerskokers



EINDFASE MET UITBREIDING

Figuur 2. Uitbouwmogelijkheid tot autosnelweg.

Ook het onderhoudsverkeer gaat over de verkeerskokers. Daarvoor is naast de autoweg een parallelweg gesitueerd, die zowel door het onderhouds- als door het rijwielverkeer gebruikt zal worden.

Voor inspectie en onderhoud van de afsluitmiddelen is een inspectiekraan ontworpen, die vanaf de verkeerskokers zal werken. Als de inspectiekraan op de werk- cq parallelweg staat opgesteld, is een minimale passagebreedte van 1 m. vereist, om wielrijders te kunnen laten doorgaan. Het overige onderhoudsverkeer zal dan van de autoweg gebruik moeten maken.

Het onderhoudsverkeer voor de, binnen opgestelde, technische installaties van de bewegingswerken gaat door de kokers.

1.2. Hoofdafmetingen.

Voor de overspanning van de normale verkeerskokers over twee pijlers is de hart op hartmaat van de pijlers maatgevend (45 m.). De overspanningen van de landhoofdverkeerskokers (lhvk) zijn gerelateerd aan de ligging van de landhoofden en de stand van de randpijlers. Voor de lhvk. H16 is de overspanning 68 m. en voor de andere lhvk's zijn de overspanningen ca. 80 m.

De ruimte die de verkeerskokers op de pijlers innemen moest zo beperkt mogelijk blijven. De oplegbreedte van de koker was direct van invloed op de grootte van de uitbouw aan de pijlerschacht.

De bovenbreedte van de koker is beïnvloed door zowel de uitbouw als door de ruimte benodigd voor de passage van de bovenbalk tussen de verkeerskoker zonder flappen en het hamerstuk. De plaatsingsvolgorde van de verschillende elementen noodzaakte dat eerst de romp gemaakt en geplaatst moest worden en de flappen er pas later aan gebouwd kon-

den worden.

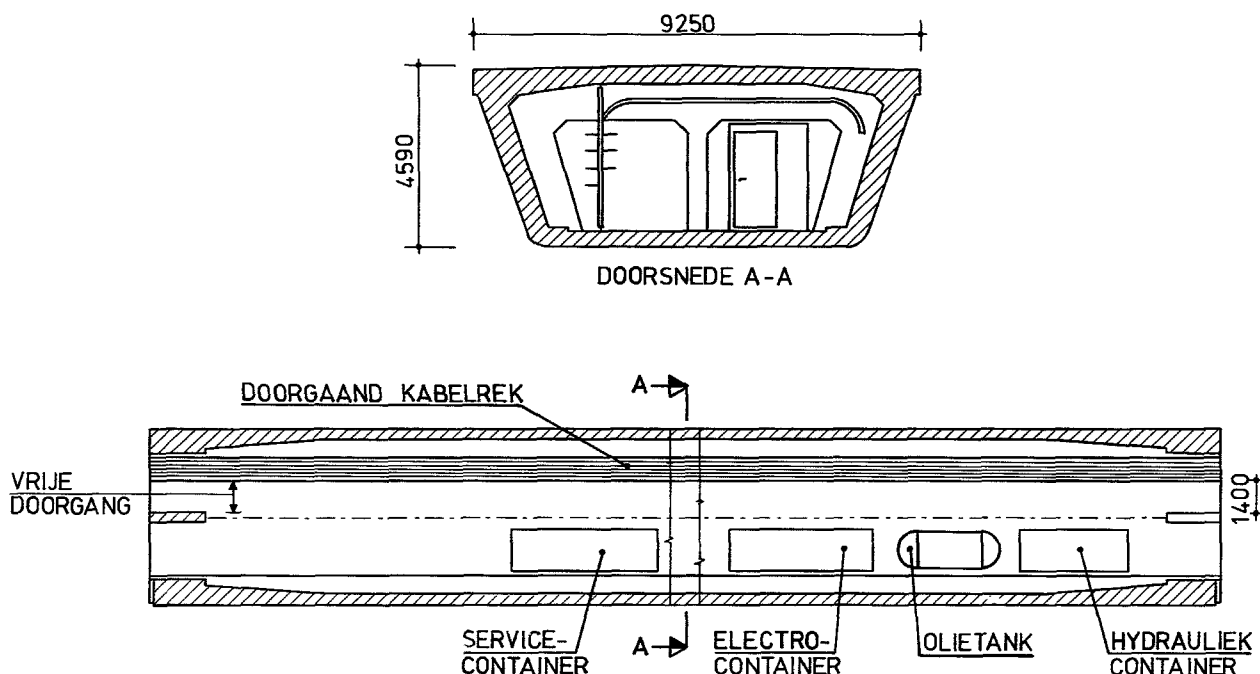
Uit een windhinderonderzoek is komen vast te staan dat er langs de rijstroken van de autoweg een uitwijkstrook nodig was. Deze stroken hebben een breedte van 1775 mm. gekregen, zodat ze ook als smalle vluchtstrook gebruikt kunnen worden. Tevens waren deze stroken nodig om bij inspectie aan de Oosterscheldezijde een rijstrookverlegging te kunnen realiseren.

De binnenkant van de koker fungeert als installatieruimte en leidingstraat. Vanwege de afmetingen van de installatie onderdelen zijn er eisen gesteld aan de binnen afmetingen van de kokers. In het middengedeelte van de kokers was een hoogte van 3000 mm. en een vloerbreedte van 5500 mm. en in het eindgedeelte een doorgangsbreedte naast het leidingrek van 1400 mm. en een minimale hoogte van 2300 mm. vereist. Voor de opstelling van de installatiecontainers, leidingrek etc. zie fig.3.

In verband met de maatafwijkingen ten gevolge van de plaats- en bouwtoeranties van de pijlers hebben alle verkeerskokers een eigen lengte gekregen. Om die reden is bij de productie van de kokers gekozen voor halve elementen met een variabele voeg ertussen. De halve elementen zijn tijdelijk in opslag gezet om het samenbouwen later, vlot te laten verlopen.

Van de lhvk's hadden de kopmoten dezelfde lengte als de halve elementen van de standaardkoker. De 68 m. koker had twee extra tussenmoten van 12,475 m. en de 80 m. kokers hadden twee extra tussenmoten van 18,175 m. (fig. 4).

Door de beperkte oplegbreedte (6120 mm.) op de pijlers en de maximaal toe te passen bovenbreedte (9250 mm.) is het vereist de wanden hellend uit te voeren. Om bekistings- en storttechnische redenen is er, even boven de vloer, in de wanden een stortnaad gemaakt. Vanwege uitvoerings-



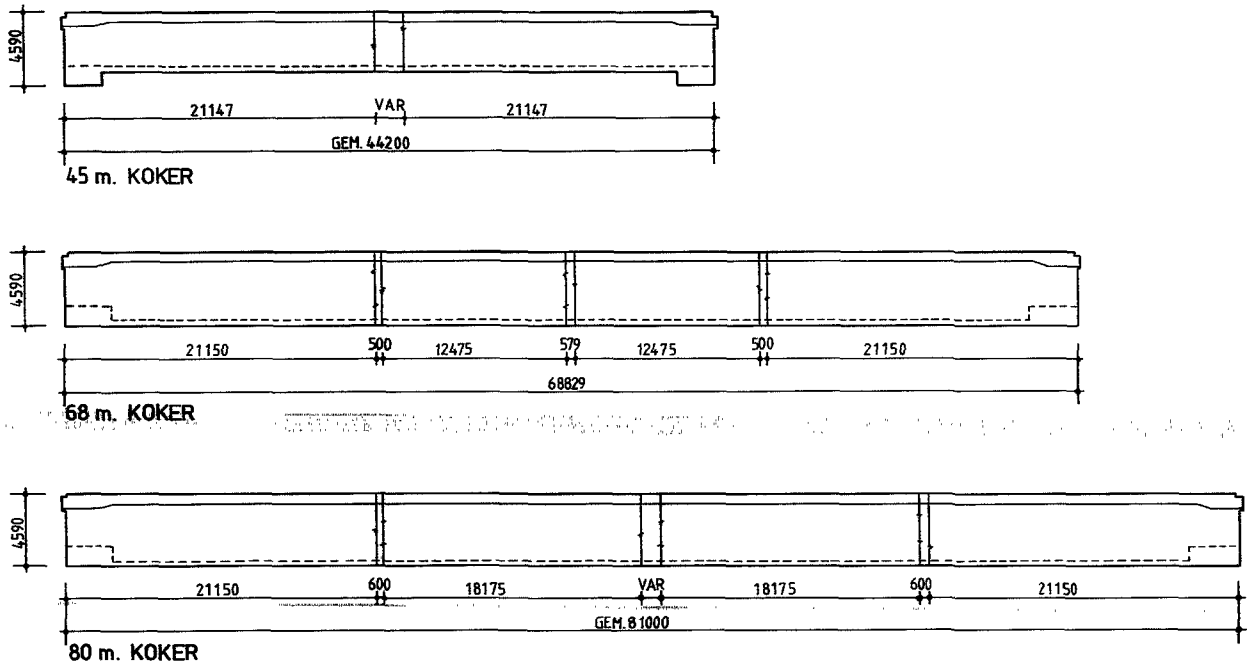
45m. KOKER

Figuur 3. Opstelling installaties in de koker.

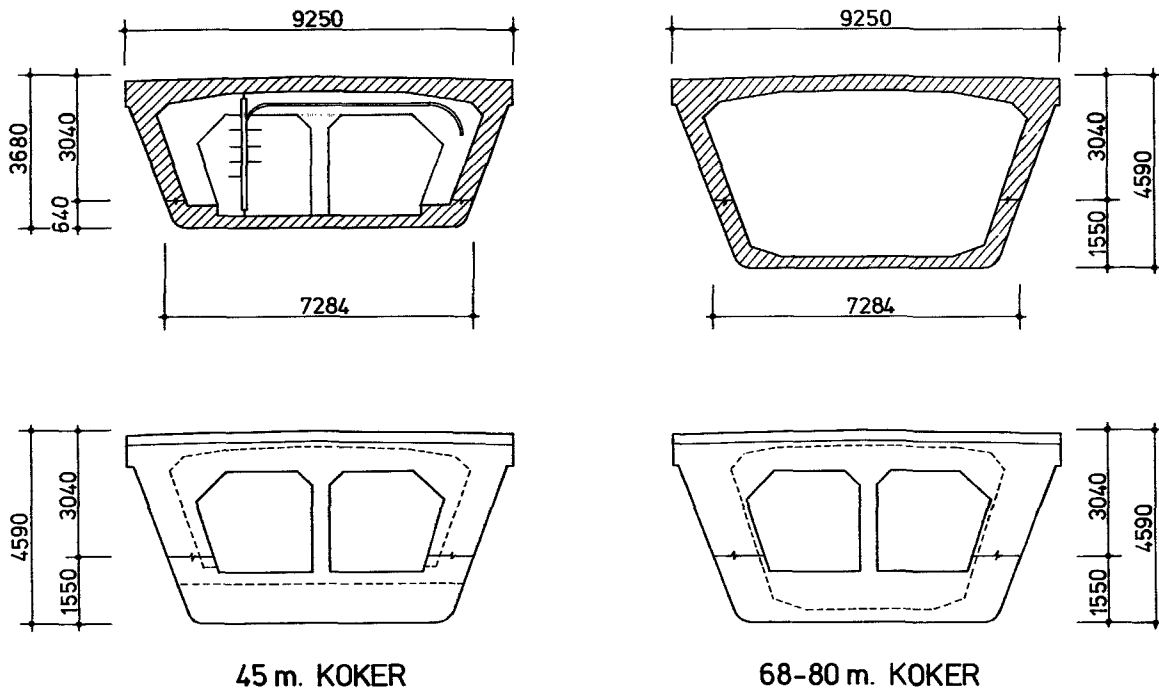
technische voordelen is voor alle kokertypen gekozen voor een gelijke vorm boven de stortnaad (fig. 5). De dwarsdoorsnede van de kop was voor alle typen gelijk, alleen de lengte ervan is verschillend. Voor de 45 m. kokers is deze 2300 mm. en voor de 68 m. en 80 m. kokers 3000 mm. De benodigde netto binnenhoogte in verband met de functie als installatieruimte bepaalde de constructiehoogte van de 45 m. kokers. De constructiehoogte van de lmv's is bepaald door de benodigde sterkte in verband met de ontwerpbelasting. De 45 m. kokers zijn in grindbeton uitgevoerd en,

vanwege de hijsgewichten en om de belasting ten gevolge van het eigen gewicht te beperken, de andere kokertypen in lichtbeton. Ook de flappen zijn om dezelfde reden in grind- of lichtbeton uitgevoerd.

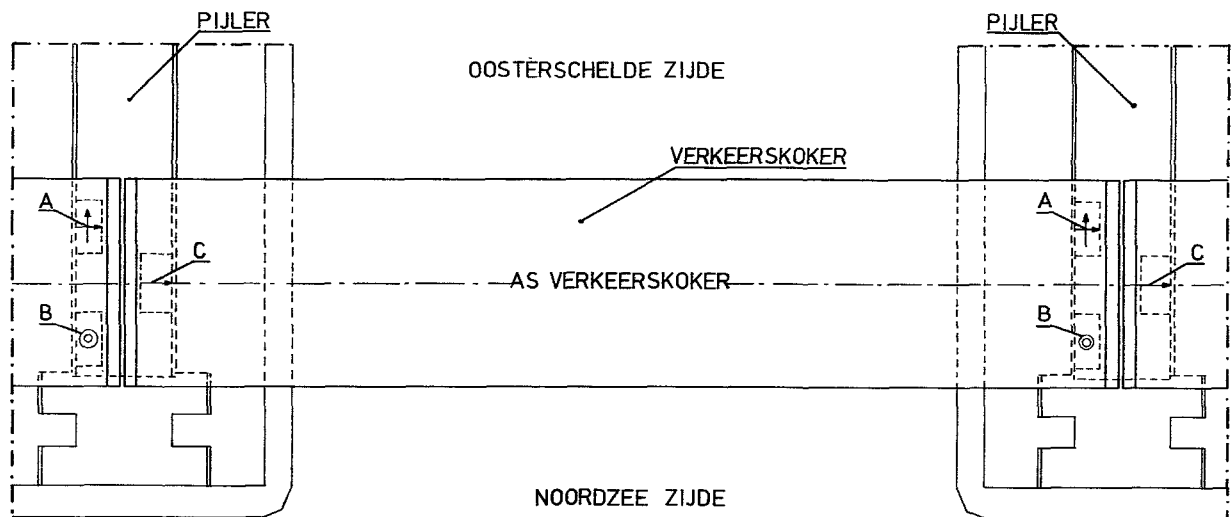
In verband met de te verwachten ongelijke zettingen en hoekverdraaiingen van de pijlers, zijn de verkeerskokers statisch bepaald opgelegd. Hiervoor is een driepunten-opleg-systeem gekozen (fig. 6) bestaande uit "neotoplagers" (fig. 7a en b, hoofdstuk 5 en doc. 2, Tolerantienota).



Figuur 4. Elementenopbouw verkeerskokers.



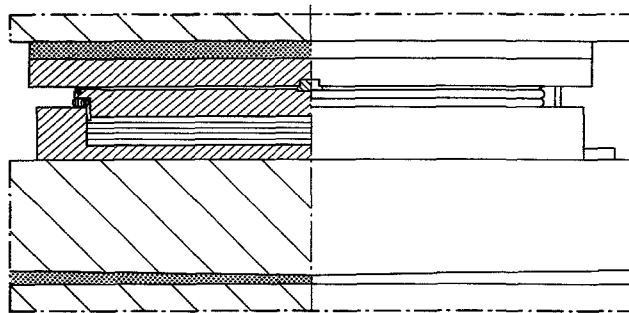
Figuur 5. Benodigde afmetingen ten behoeve van te installeren apparatuur.



- A= TWEEZIJDIG BEWEEGBARE OPLEGGING
- B= VASTE OPLEGGING
- C= EENZIJDIG BEWEEGBARE OPLEGGING

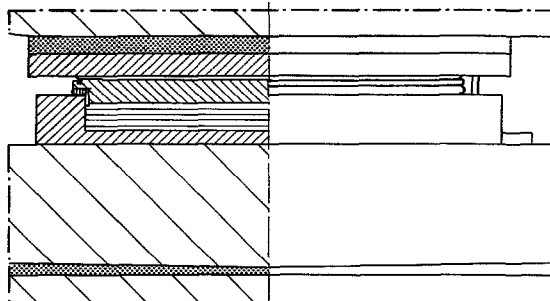
Figuur 6. Oplegsysteem.

EENZIJDIG BEWEEGBARE OPLEGGING



VERTICALE BELASTING 13000 KN
 HORIZONTALE BELASTING 500 KN
 VERPLAATSING $E = \pm 260$ MM
 HOEKVERDRAAIING 10 ‰

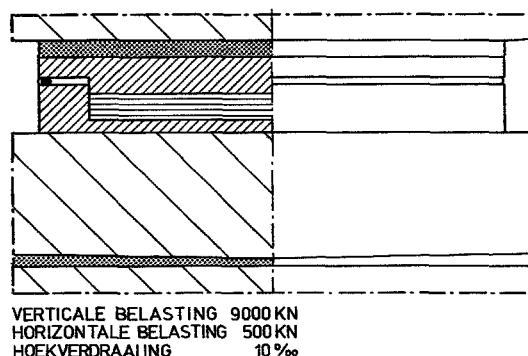
ALZIJDIG BEWEEGBARE OPLEGGING



VERTICALE BELASTING 9000 KN
 VERPLAATSING $E = \pm 15$ MM
 HOEKVERDRAAIING 10 ‰

Figuur 7. Opbouw opleggingen.

VASTE OPLEGGING



Figuur 7. Opbouw opleggingen.

De voegovergangen zouden bij overspanningen van deze lengte normaal gesproken geen grote dilatatie hebben. Maar om dezelfde redenen als bij de opleggingen (te verwachten hoekverdraaiing en ongelijke zettingen) moest de vervormingscapaciteit aanzienlijk verhoogd worden.

Een, waterdichte, lammellenvoeg is bij deze grote horizontale en verticale vervormingen alleen toe te passen (zie ook hfdst. 6).

Om het inwendige van de verkeerskokers wind- en waterdicht met elkaar te verbinden, is er tussen op elkaar aansluitende verkeerskokers, onder de voegovergang een balgconstructie, zoals vaak gebruikt bij het openbaar vervoer, aangebracht. Deze kunnen alle vervormingen van de kokers ten opzichte van elkaar opnemen zonder dat de wind- en waterdichtheid van de balgconstructie verloren gaat.

1.3. Tracé.

De kokers liggen voornamelijk in het rechte, vlakke gedeelte van de autoweg. In het horizontale vlak ligt alleen de landhoofdverkeerskoker H0 (Roggenplaat Noord) in een overgangsboog. Deze koker is op het landhoofd 110 mm. ten opzichte van de rechte lijn opzij gelegd (uiteindelijke hoekverdraaiing $110/82000 = 0,00134$ rad).

De Roompot heeft aan de noordzijde van het sluitgat een vertikaal alignement gekregen voor de overbrugging van de

Roompotsluis. Het peil hiervan ligt op N.A.P. + 22,0 m., terwijl de verkeerskokers op N.A.P. + 12,0 m. liggen. Het verticale alignement begint bij pijler R30 met een onderstraal van 6769,38 m. en direct daaraan aansluitend een bovenstraal van 7100 m. Hierdoor krijgt koker R30 een hellingshoek van 0,102 graden en een hoogteverschil van 57 mm. tussen de opleggingen, koker R31 een hellingshoek van 0,410 graden en een hoogteverschil van 312 mm. tussen de opleggingen en tenslotte de landhoofdverkeerskoker een hellingshoek van 0,789 graden en een hoogteverschil van 1104 mm. tussen de opleggingen. Bij deze laatste is de tegenzeeg verkleind om geen verstoring in het verticale alignement te krijgen. De afwerking van de onderboog wordt in de asfaltdikten gevonden.

1.4. Materialen.

1.4.1 45 m. koker

De kokers zijn gemaakt van grindbeton waarvoor de volgende specificaties zijn aangehouden:

- betonkwaliteit: B 37,5
- massa: 24,5 kN/m³
- elasticiteitsmodulus: $E = 32500 \text{ N/mm}^2$
- rekenwaarde betondruksterkte: $f_b' = 30,0 \text{ N/mm}^2$
- rekenwaarde betontreksterkte: $f_b = 1,8 \text{ N/mm}^2$

1.4.2. 68m. en 80m. kokers

De kokers zijn gemaakt van lichtbeton waarvoor de volgende specificaties zijn aangehouden:

- betonkwaliteit: B 37,5
- massa: 19,2 kN/m³ (varieert tussen 18,86 en 19,4 kN/m³)
- elasticiteitsmodulus: $E = 18200\text{N/mm}^2$
- rekenwaarde betondruksterkte: $f_b' = 28,5\text{ N/mm}^2$
- rekenwaarde betontreksterkte: $f_b = 1,71\text{N/mm}^2$

Documentatie.

1. Analyse pijleralternatieven SVKO ten aanzien van de toekomstige wegverbinding. Nota DDDX-78.001.
2. Tolerantienota (UMTOLE-N-84016).

2. Geometrie, belastingen, belastinggevallen en belastingcombinaties.

2.1. Ontwerpcriteria en uitgangspunten.

Bij de verkeerskokers is van een verkeersbelasting uitgegaan volgens klasse 60 van de V.O.S.B. 1963 (NEN 1008). Deze belasting is gecontroleerd met die van de inspectiekraan ten behoeve van de onderhoudswerkzaamheden aan de schuiven. Het gewicht van deze kraan is 912 kN.

Voor de windbelasting zijn de waarden uit de T.G.B. 1972 (NEN 3850) en de V.O.S.B. aangehouden.

Bij het waterloopkundig laboratorium is een onderzoek uitgevoerd naar de golfbelasting van de kokers (doc.1). De conclusie hieruit is dat per koker, plaatselijk, gerekend moet worden op een dwarsbelasting van 500kN (50 kN/m² met een maximum oppervlak van 10 m²).

De beton moet voldoen aan de eisen van de V.B. 1974/1984 (NEN 3880). Als extra eis is gesteld dat de druk in de onderste vezel minimaal 1 N/mm.² bedraagt. Enkele combinaties van verkeerskokerbelastingen met de belasting van de inspectiekraan, voldoen hier niet aan. De kans dat dit voorkomt (inspectiekraan met volle verkeerslast) is echter zeer klein.

Als hoofdcriterium voor het lichtbeton wordt aangehouden dat dit geen trek kan opnemen.

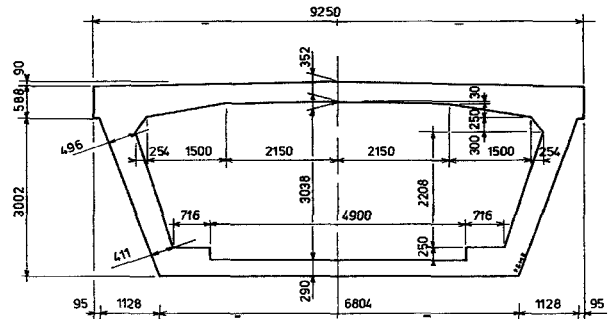
Bij het berekenen van de schuifspanning uit de verticale belastingen wordt bij flensprofielen, normaal gesproken, alleen de lijfhoogte maal de lijfdikte in rekening gebracht als afschuifoppervlak. In navolging hiervan is, voor de verkeerskokers, besloten de hele wanden, tussen boven- en ondervlak van de koker, als afschuifoppervlak te beschouwen.

De volgende reducties zijn daarbij echter toegepast:

- als h wordt 90% van ht-wand in rekening gebracht (ht = totale wandhoogte)
- het oppervlak van de omhullingspijp waardoor de flappen aan de koker worden vastgespannen, wordt niet meegeteld in het wandoppervlak.

Het torsiemoment wordt afgedragen naar de tweepuntsoplegging. De in de ligger optredende torsiemomenten worden bepaald ten opzichte van het zwaartepunt van de koker zonder flappen. De schuifspanningen ten gevolge van de torsie worden, behalve door de wanden, ook door het dak en de vloer opgenomen (het oppervlak van de flappen wordt hierbij niet in rekening gebracht).

De horizontale belastingen dwars op de koker worden zowel door de een- als door de tweepuntsopleggingen naar de pijler overgebracht. De horizontale belastingen in langsricting van de koker worden alleen door een van de opleggingen van de tweepuntsoplegging overgebracht.



Figuur 8. Hoofdmetingen 45 m. kokers (normaaldoorsnede).

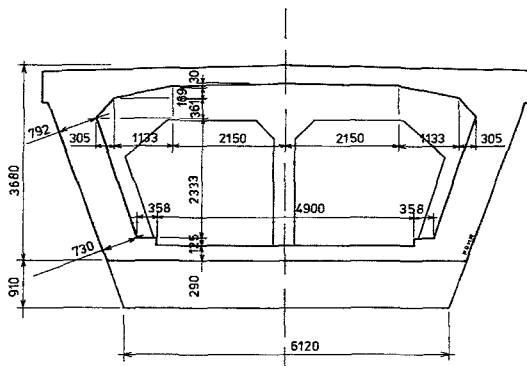
2.2. Geometrie.

Voor de hoofdmaten van de 45m. kokers zie fig. 8 en fig. 9 en doc. 2. De rekengrootheden van de verschillende bouwfasen en doorsneden zijn vermeld in tabellen 1 en 2.

Tabel 1. Rekengrootheden 45m. kokers.

betondoorsnede	massa		zwaartep.		dwarskr.		torsie	
	opp.	Yz	Xz	opp. wand	opp. wand	arm	z	
kN/m ¹	m ²	m	m	m ²	m ²	m	m	
Normaaldoorsnede zonder flappen (fig. 8).								
214,8	8,77	2,12	4,63	3,12	1,46	7,72		
Normaaldoorsnede met flappen.								
	13,28	2,53	4,63					
Doorsnede met 100% verzwaring, zonder flappen (fig. 9).								
258	10,53	2,04	4,63	5,11	2,37	7,41		
Doorsnede met 100% verzwaring, met flappen.								
	15,05	2,43	9,93					
Kopdoorsnede(k) met rand(r), zonder flappen.								
580(k) 203(r)	23,7	2,46	4,63					
Kopdoorsnede(k) met rand(r), met flappen.								
	29,44	2,79	9,93					

(voor de rekengrootheden van de 68m en 80m kokers zie de berekeningen)



Figuur 9. Hoofdafmetingen 45 m. koker (verzwaarde doorsnede).

Tabel 2. Rekengrootheden 45m koker.

traagheidsmoment		weerstandsmoment					
lx	ly	boven		onder		links / rechts	
m ⁴	m ⁴	hb	Wb	ho	Wo	h	W
		m	m ³	m	m ³	m	m ³
Normaaldoorsnede zonder flappen.							
16,8	82,3	1,57	10,7	2,12	7,9	4,63	17,8
Normaaldoorsnede met flappen.							
21,3	315,4	1,15	18,4	2,53	8,4	25,0	31,8
Doorsnede met 100% verzwareing, zonder flappen.							
18,2	102,3	1,64	11,13	2,04	8,9	4,63	22,1
Doorsnede met 100% verzwareing, met flappen.							
23,5	335,4	1,25	18,8	2,43	9,7	9,93	33,8
Kopdoorsnede met rand, zonder flappen.							
54,9	156,8	2,13	25,7	2,46	22,3	4,63	33,9
Kopdoorsnede met rand, met flappen.							
68,6	449,1	1,8	38,2	2,79	24,6	9,93	45,3

(voor de grootheden van de 68m en 80m koker zie de berekeningen)

2.3. Belastingen.

Om tot een overzichtelijke opbouw van de verschillende belastingen te komen hebben die allemaal een eigen nummer gekregen. Deze nummers liepen vanaf 10, met 10 op tot 100. Afhankelijk van de fasering (zie 2.4) en de plaats van de belasting op de koker waren de tientallen nog in eenheden onderverdeeld.

Belastingnummer 10. Eigengewicht koker.

Belastingnummer 20. Rails bouwkraan.

Belastingnummer 30. Asphalt wegdek.

31. Tijdelijke eindfase.
32. Eindfase hulpweg.
33. Eindfase snelweg.
34. Eindfase hulp- en snelweg.

Belastingnummer 40. Leuningen, vangrail en randen.

41. Tijdelijke eindfase.
42. Eindfase Noordzeezijde.
43. Eindfase midden.
44. Eindfase Oosterscheldezijde.
45. Eindfase totaal.

Belastingsnummer 50. Verkeersbelasting ($q = 100\%$).

51. Bouwfase 1 strook.
52. Bouwfase 2 stroken.
53. Tijdelijk eindfase 1 strook.
54. Tijdelijke eindfase 2 stroken.
55. Eindfase snelweg.
56. Eindfase hulpweg.
57. Eindfase hulpweg met gedeelte van de snelweg.
58. Eindfase hulpweg en snelweg.

Belastingnummer 60. Puntlaststelsel.

61. 1 stelsel in bouwfase.
62. 1 stelsel in tijdelijk eindfase.
63. 1 stelsel in eindfase snelweg.
64. 1 stelsel in eindfase hulpweg.
65. 2 stelsels in bouwfase.
66. 2 stelsels in tijdelijke eindfase.
67. 2 stelsels in eindfase snelweg.
68. 2 stelsels in eindfase hulpweg.

Belastingnummer 70. Bouwkranen.

Belastingnummer 80. Wind.

Belastingnummer 90. Flappen.

91. Maken flappen.
92. Eigengewicht.

Belastingnummer 100. Technische installaties in de koker.

2.4. Belastingsfasen.

Voor de belastingen kan van de volgende fasen uitgegaan worden:

- 1- bouwfasebelastingen op het werkterrein.
 - 1 - vijzelen uit de kist.
 - 2 - hijsen halve kokers met de hijsbanden.
 - 3 - opslaan halve kokers tot drie hoog.
 - 4 - belastingen ten gevolge van het samenbouwen.
 - 5 - hijsen hele kokers met de hijsbanden (eigen gewicht + technische installaties).
 - 6 - opslaan hele kokers tot 2 hoog.

2 - transport en plaatsen op de kering.

- 1 - opleggen op de ponton.
- 2 - hijsen in de kering met de hijstang.
- 3 - belasting tijdens het plaatsen, rekening houdend met een dynamische factor

3 - bouwfase op de kering.

- 1 - verkeersbelasting.
- 2 - portaalkranen.
- 3 - het plaatsen van een portaalkraan en een kopkraan op de kop van de koker.
- 4 - portaalkraan en verkeersbelasting.

4 - tijdelijke eindfase.

- 1 - verkeersbelasting op twee rijstroken.
- 2 - eigen gewicht asfalt, kantbanden en meubilering.
- 3 - inspectiekraan.

5 - bouwen van de flappen.

- 1 - eigen gewicht, bekisting en materieel.
- 2 - alle belastingen uit de definitieve eindfase (fase 6).

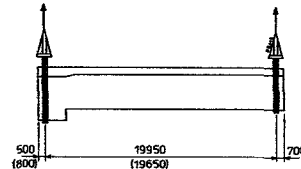
6 - definitieve eindfase.

- 1 - verkeersbelasting op 2 rijstroken en werkweg.
- 2 - eigen gewicht asfalt, kantbanden en meubilering.
- 3 - dwarsbelasting uit wind en water.
- 4 - langsbelasting uit wind en remkrachten.
- 5 - inspectiekraan.

2. Hijsen met de hijsbanden.

Het hijsen van de halve verkeerskokers gebeurt met speciaal daarvoor ontwikkelde hijsbanden. Er is dan nog geen langsvorspanning aangebracht.

De afstand van de hijsbanden tot het einde van de koker bedraagt ongeveer 700 mm. Dit is een randvoorwaarde van het portaal, waarvan de middenkat niet meer dan 2×1500 kN kan dragen. Bij deze aanpikmethode is de hijsbelasting aan de kopzijde ca. 3200 kN en aan de middenzijde ca. 2300 kN. (fig. 11).

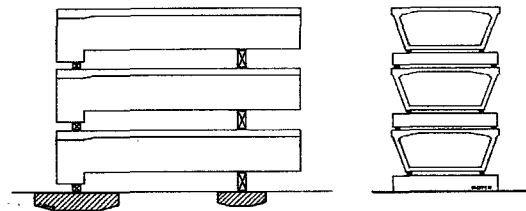


Figuur 11. Hijsen van de halve elementen.

3. Het opslaan tot 3 hoog.

De halve grindbetonnen kokers zijn tot maximaal 3 hoog en de lichtbetonnen kokers tot maximaal 2 hoog in de opslag gestapeld. Bij de onderste en middelste kokerlaag is altijd 100% van de dwarsvorspanning in de kop aanwezig.

Om ongelijke belasting door zetting van de ondergrond te voorkomen zijn de halve elementen op drie punten opgelegd (kopzijde 1 punts en middenzijde 2 punts). Aan de middenzijde zijn hulpliggers gebruikt om de belasting van wand naar wand te kunnen afdragen (fig. 12). Om de opleggingen binnen de wand te kunnen houden zijn speciale uitbouwjes aan de koker gemaakt (fig. 13).



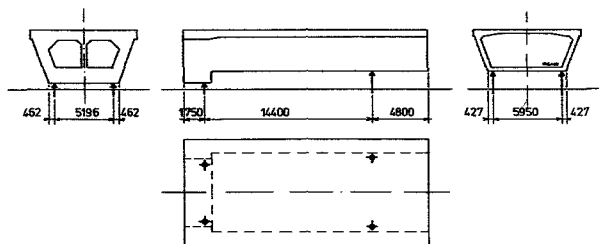
Figuur 12. Het stapelen van de halve elementen tot 3 hoog.

2.4.1. Bouwfasebelastingen op het werterrein.

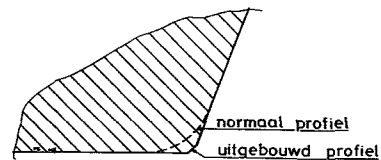
A. Tijdens de productie van de halve elementen op het bouwterrein kunnen de volgende belastingen optreden:

1. Het vijzelen uit de kist.

Het vijzelen uit de kist kan geschieden bij een betonkwaliteit van de vloer van B 37,5 en een wand/dak-kwaliteit van B 25. Er is dan al een dwarsvorspanning van 50% in de kop aangebracht (deze vorspanning is niet voor het vijzelen maar voor het, direct daarna, wegzetten van de halve koker op een een-punts oplegging). Er wordt op vier punten gevijzeld. Het gewicht van de koker is 5510 kN. De vijzels zijn zo geplaatst dat ze elk dezelfde belasting krijgen (ca. 1375 kN. zie fig.10).



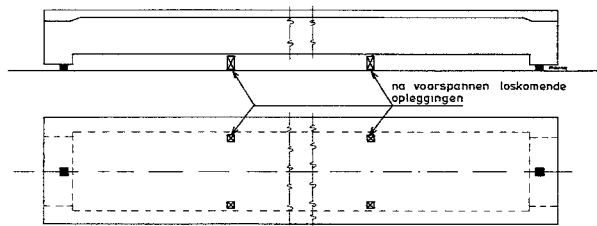
Figuur 10. Vijzelpunten bij opdrukken uit de kist.



Figuur 13. Uitbouwje om de oplegging te kunnen centreren.

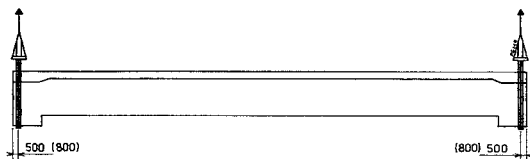
B. Tijdens het samenbouwen tot hele kokers op het bouwterrein kunnen de volgende belastingen optreden:

4. Belastingen ten gevolge van het samenbouwen. Tijdens het samenbouwen worden de 2 x 3 punts opleggingen van de halve verkeerskokers door de langsvoorspanning in een 2 x 1 punts oplegging veranderd. De 2 x 2 punts middenopleggingen komen door het voorspannen los (fig. 14).



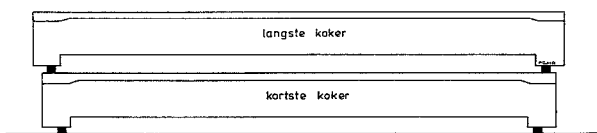
Figuur 14. Bij het voorspannen loskomende opleggingen.

5. Hijsen met de hijsbanden (eigengewicht + technische installaties). Het hijsen van de hele kokers gebeurt met hijsbanden op een randafstand van ca. 500 mm. Het gewicht van de totale kokers is ongeveer 12000 kN, dus per hijskat ongeveer 6000 kN. (fig. 15).



Figuur 15. Hijsen van de hele koker.

6. Het opslaan tot 2 hoog. Nadat materialen voor de technische installaties (containers, leidingrekken, haspels e.d.) zijn ingebracht worden de kokers tot 2 hoog, op een driepuntsoplegging, opgeslagen (fig. 16).



Figuur 16. Opslag van de hele kokers.

2.4.2. Transport en plaatsen op de kering.

Tijdens het transport en het plaatsen op de kering kunnen de volgende belastingen optreden:

1. Het opleggen op de ponton. De oplegging op de ponton is driepunts, overeenkomstig de

driepuntsoplegging in de opslag. De kokers worden op de pontonopleggingen vastgeweid en zeevast gezet. Voor het transport en plaatsen in de kering is een overzicht gemaakt van de hijsgewichten en excentriciteiten (zie doc. 3).

2. Het hijsen in de kering met de hijstang. De hart op hartafstand van de hijstangen is 34 m. Op de reacties is een dynamische factor van 1,2 (zowel positief als negatief) gezet (hiermee zijn de fenders bepaald). Dit geldt zowel voor de oplegreacties als voor het toeslagmoment. Ten gevolge van de negatieve dynamische factor is het mogelijk dat er aan de bovenzijde van de balk trek optreedt. Hiervoor is extra wapening aangebracht.

3. Belasting tijdens het plaatsen, rekening houdend met een dynamische factor.

Bij het hijsen en het plaatsen op de fenders (als tijdelijke montage oplegging) geldt ook de dynamische factor. De dynamische krachten worden horizontaal en verticaal door de fenders gedempt (zie ook hfdst. 7).

2.4.3. Bouwfase op de kering (koker zonder flappen).

Tijdens de bouwfase op de kering konden de volgende belastingen optreden:

1. Belasting volgens klasse 60, op twee rijstroken voor de 45 m. koker en volgens klasse 45, op twee rijstroken voor de 68 m en 80 m koker.

2. Twee portaalkranen met ieder een eigengewicht van 1400 kN. De werkbelasting van de kranen 100 kN bij een spreid van 25 m. en een draaicirkel van 360°. Dit geldt voor elke plaats op de verkeerskoker, waarbij twee kranen gelijktijdig mogen werken. Buiten bedrijf zijnde en stormvast verankerd, is een kraan per koker toegestaan.

Het neerzetten van de portaalkranen op de verkeerskokers moet, gezien de dynamische belasting, binnen een bepaalde afstand van het einde van de koker geschieden. Voor de 45 m koker is dit 10 m. en voor de 68 m. koker 13 m. van het einde. Er is bij het plaatsen van de kranen een dynamische toeslag van 30% op het eigen gewicht in rekening gebracht. Een kraan mag nooit midden in het veld van de koker worden geplaatst.

3. Een rupskraan met een eigen gewicht van 2700 kN op de kop van de koker. De kraan moet gecentreerd ten opzichte van de kokeras staan c.q. rijden met een maximale afwijking van 100 mm. De rupsen moeten op schotten staan die uitgevuld zijn met een scheg van 3%. De werkbelasting van de kraan is 100 kN bij een spreid van 51 m. en een draaicirkel van 360°.

Als de kraan buiten bedrijf is moet de mast afgetopt worden of moet de kraan op de kop van de koker staan. De kopkraan mag alleen op de kop geplaatst worden.

4. Een portaalkraan en een verkeersbelasting volgens klasse 45.

2.4.4. Tijdelijke eindfase.

Bij de tijdelijke eindfase zitten er nog geen flappen aan de koker, terwijl deze wel afgebouwd is. Het dek is daarbij uitgerekend met belasting volgens klasse 60. Voor de langs-

berekening is dit echter nooit maatgevend. Wel is er wat extra wapening in het dak van de koker nodig omdat daarin nog geen dwarsvoorspanning aanwezig is. De optredende belastingen zijn:

1. Belasting volgens klasse 60, op twee rijstroken.
2. Belasting uit eigen gewicht asfalt, kantbanden en meubilering.
3. Belasting van de inspectiekraan met naar buiten werkende giek. Vanwege de stempelbelasting op het dak van de koker mag de giek geen draai van 360° maken.

2.4.5. Bouwen van de flappen.

Bij het bouwen van de flappen kunnen de volgende belastingen optreden:

1. Belasting uit eigengewicht van flapelement, montagepoort + groutcontainer of een inschietwagen (voorspanning).
2. Alle belastingen die ook in fase 6 (definitieve eindfase) voorkomen (nadat de dwarsvoegen gestort zijn).

2.4.6. Definitieve eindfase.

Belastingen die in de eindfase op de koker, naast de belasting uit de flappen en technische installaties, kunnen voorkomen zijn:

1. Belasting volgens klasse 60, op twee rijstroken en 5m werkweg.
2. Belasting uit eigen gewicht asfalt, kantbanden en meubilering.
3. Dwarsbelasting uit wind en water.
4. Langsbelasting uit wind en de remkrachten samen met de glijweerstand van de opleggingen en voegovergangen.
5. Inspectiekraan (e.g. = 912 kN) op de flappen gepositioneerd. De stempeldrukken hierbij zijn 2×310 kN op afstanden van 8 m. Als de inspectiekraan op de werkweg staat opgesteld mag daar geen andere belasting bijkomen.

2.5. Belastingscombinaties.

Er zijn verschillende belastingscombinaties bekeken waaruit tenslotte drie combinaties zijn gelicht die de maatgevende waarden bevatten. De combinaties zijn samengesteld voor de oplegreacties en dwarskrachten en voor de buig- en wringmomenten.

Belastingscombinatienummer A. Eigen gewicht.

Belastingscombinatienummer B. Eigen gewicht met technische installaties.

Belastingscombinatienummer C. Tijdelijke eindfase.

- I. Maximale buiging.
- II. Maximale torsie.

Belastingscombinatienummer D. Bouwfase.

- I. Maximale buiging.
- II. Maximale torsie.

Belastingscombinatienummer E. Maken flappen.

Belastingscombinatienummer F. Verharden flappen.

Belastingscombinatienummer G. Na ontkisten.

Belastingscombinatienummer H. Minimum eindfase.

Belastingscombinatienummer J. Maximum eindfase.

- I. Maximum op snelweg.
- II. Maximum op hulpweg.
- III. Maximum op snelweg en hulpweg.

- A. met torsie rechtsom.
- B. met torsie linksom.

Belastingscombinatienummer K. Maximum eindfase met de inspectiekraan voor de kering.

De combinaties die de maximale belastingen geven zijn:

J-III. Een volledige gelijkmatig verdeelde belasting op 2×3 m + 1×5 m en twee laststelsels uit klasse 60, elk voor 80% meegerekend en in dwarsrichting de laststelsels in uiterste stand ten opzichte van de as van de koker.

K. Een volledige gelijkmatig verdeelde belasting van 2×3 m op de autoweg, en een keer het laststelsel volgens klasse 60. Daarbij de inspectiekraan, zonder gelijkmatig verdeelde belasting, op de werkweg.

Documentatielijst.

1. Belasting verkeerskokers SVKO. Notitie Waterloopkundig Laboratorium Delft.
2. Tekening OS 71 - 71A, OS 71 - 73C, OS 71 - 84B.
3. Tekening OS 75 - 35.

3. Berekeningen.

3.1. Algemeen.

Voor de 45 m. en de 80 m. koker zijn de totale berekeningen afzonderlijk opgezet. De 68 m. koker is afgeleid van de 80 m. koker. De resultaten en conclusies van de beide berekeningen zijn voortdurend vergeleken. Waar nodig konden ze onmiddellijk op elkaar afgestemd worden.

3.1.1. Criteria en voorschriften.

Het hele ontwerp is in het gebruiksstadium berekend met als criteria:

- minimale druk in de middendoorsnede 1 N/mm^2 .
- τ 1 vermeerderd met $0,15 \times$ het voorspanniveau.
- dwarskrachtreductie door het verloop van de voorspankabels volgens een wijzigingsvoorstel van het voorschrift (V.B.) (doc. 1).

Als controle zijn alle kokers in het bezwijkstadium doorgerekend. De resultaten hiervan lagen boven de gebruiksfase. Voor de veiligheidscoëfficiënt in de eindfase is 1,7 en in de

bouwfase 1,4 aangehouden.

3.1.2. Controles.

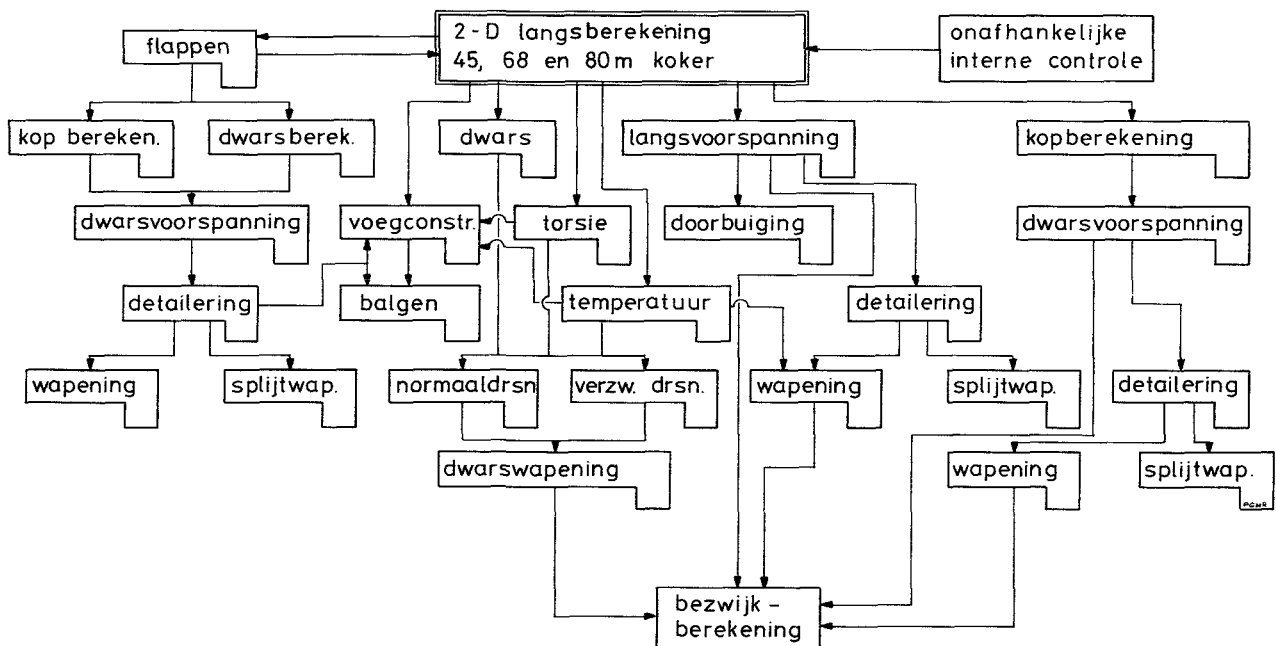
Als extra controle hebben, zowel binnen als buiten de waterstaat, onafhankelijke constructeurs de kokers doorgerekend.

Binnen de waterstaat is door een projectingenieur de 80m (lichtbetonnen) koker doorgerekend (van de complete koker is een elementenprogramma gedraaid). Buiten de waterstaat is de controle door de gemeente Veere behartigd. Zij heeft twee particuliere ingenieursbureau's opgedragen de berekeningen van de kokers te controleren.

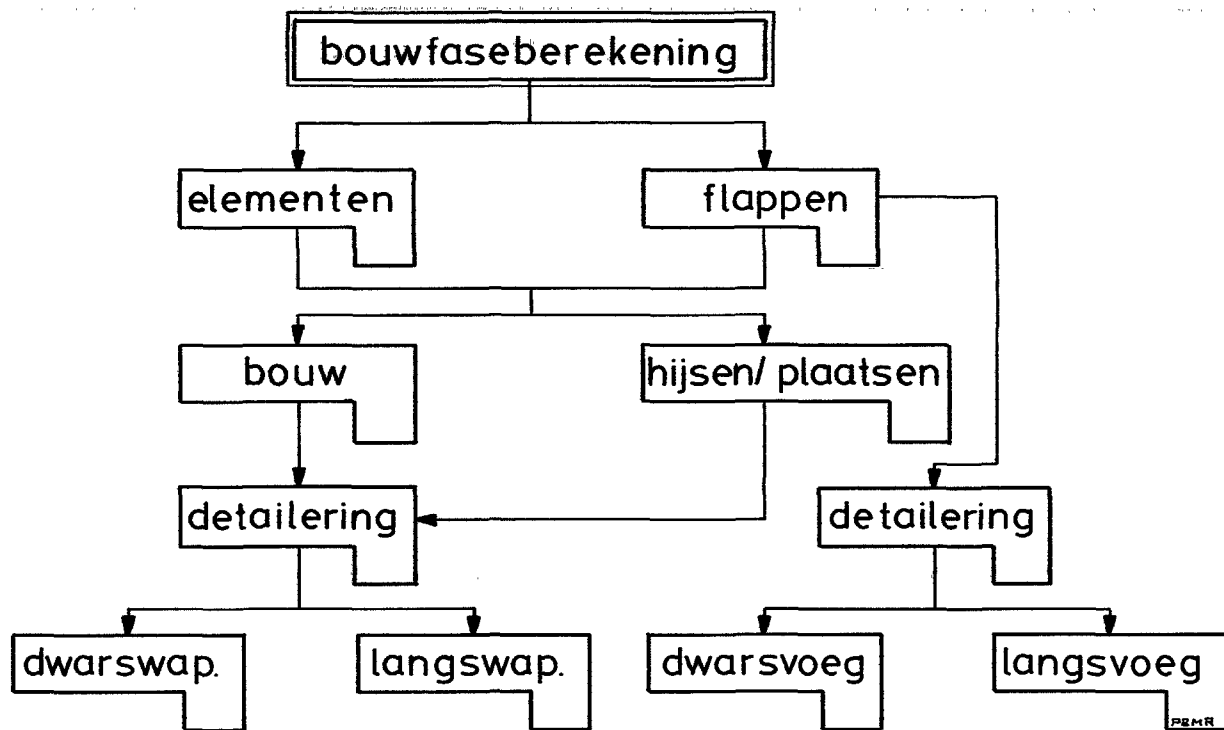
3.2. Berekeningsopzet met schema.

In fig. 17 a en b is het stroomschema van de berekeningsopzet aangegeven.

Zoals uit deze schema's is af te lezen hebben de 2-D langs-berekeningen als basis gediend voor de overige detailberekeningen.



Figuur 17a. Stroomschema berekeningsopzet.



Figuur 17b. Stroomschema berekeningsopzet.

3.2.1. 2-D langs berekening.

De opzet van de 2-D langsberekeningen is voor de drie koptypen gelijk. De 2-D langsberekening is als volgt ingedeeld:

a - Bepaling rekengrootheden:

Voor de 45m. koker volgens geometrie tek. OS 71 - 71A (zie tabellen hoofdstuk 2).

Voor de 68m. koker volgens geometrie tek. OS 71 - 73C.

Voor de 80m. koker volgens geometrie tek. OS 71 - 84B.

b Bepaling dwarskrachten en momenten voor meerdere punten en doorsneden en de oplegreacties per belastingsgeval.

c - Uitwerking belastingscombinaties.

d - Samenvatting van dwarskrachten, momenten en oplegreacties van alle combinaties.

e - Berekening van de voorspanning in de middendoorsnede en een controleberekening van de voorspanning in de andere doorsneden, waarbij de combinatie van dwarskracht en torsie is meegenomen.

f - Berekening van de hoekverdraaiing, doorbuiging en verkorting.

g - Wapeningsberekening voor de opname van de resterende dwarskracht en torsie.

h - Nadere detailberekeningen.

Hierbij is onder andere het effect van zonbeschijning op de langdoorsnede en de dynamische belasting bij het plaatsen

van de koker beschouwd.

Al de hiervoor genoemde berekeningen behoren tot de normale routine bij het ontwerpen en berekenen van bruggen e.d. Er zal daarom hier niet verder op ingegaan worden. Alle berekeningen zijn in de documentatie opgenomen.

3.2.2. Dwarsberekening van de verzwaarde en normale doorsnede.

Voor de dwarsberekening van de 45 m koker is in eerste instantie een staafwerkdiagram gebruikt. Hierbij is de invloed van de zonbeschijning en het temperatuurverloop in de doorsnede uitvoerig onderzocht. Naderhand is, ter optimalisatie, een elementenrun gedraaid om de spreiding in het dak en de wanden te kunnen bepalen. Om de wapening te dimensioneren zijn de uitkomsten van het staafdiagram en de elementenrun gecombineerd.

Voor de temperatuurberekening is gebruik gemaakt van lit. 1 en 2.

3.2.3. Detailberekeningen.

Er zijn detailberekeningen gemaakt voor:

- a - pons
- b - zonbeschijning
- c - afbuiging voorspanelementen
- d - tijdelijke oplegging bij stapelen (voor zowel vloer als dak)
- e - hijsband
- f - specifieke dekbelasting (kranen, kraansloffen e.d.)
- g - scheurwijdte
- h - lichtbeton.

Ook de detailberekeningen a t/m g behoren tot de normale

ontwerp en rekenprocedures van bruggen en worden daarom hier niet verder behandeld.

ad h - Lichtbetonnen constructies, met een kwaliteit van B 37,5 en de hier gebruikte afmetingen van de voorspanning, waren nog niet eerder toegepast. Voor het ontwerpen van de voorspanverankering (5200 kN) is daarom vooraf overleg gepleegd met verschillende leveranciers. Uit het onderzoek dat daaruit volgde kwam naar voren dat bij aanpassen van de afmetingen van de ankerplaat (groter oppervlak en dikte), in combinatie met een grotere veiligheidsfactor, het ontwerp goed uitvoerbaar was.

Ook bleek dat de dunne constructiedelen in lichtbeton gevoelig waren voor spatkrachten omdat geen trekkracht opgenomen kan worden. Op plaatsen waar spatkrachten ingeleid werden moest dus extra aandacht besteed worden aan het opnemen van de trekkrachten ten gevolge van die spatkrachten.

Daarom is in de daken van de landhoofdverkeerskokers een extra beugelwapening aangebracht. Tevens is er een beugelwapening rondom de voorspanpijpen in dwarsrichting aangebracht om de krachten, die optreden omdat de pijpen in de drukzone van de koker liggen, op te nemen.

3.2.4. Dwarsberekening kop.

Voor de dwarsberekening is uitgegaan van een vierendeel-ligger, die met de hand is doorgerekend.

Daarna zijn met behulp van een schijvenrun de hoofdspansingen bepaald (voor de schematisering zie figuur 18 en 19), waarmee de dwarsvoorspanning (hoeveelheid en ligging) kon worden gedimensioneerd.

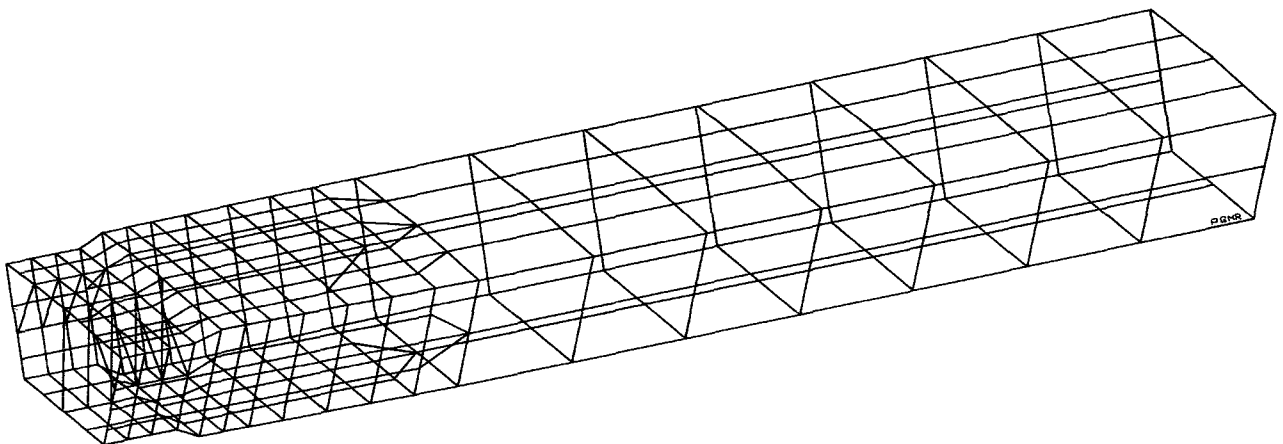
Tot slot is de schijvenrun met de voorspanning nogmaals uitgevoerd.

3.2.5. Detailberekeningen.

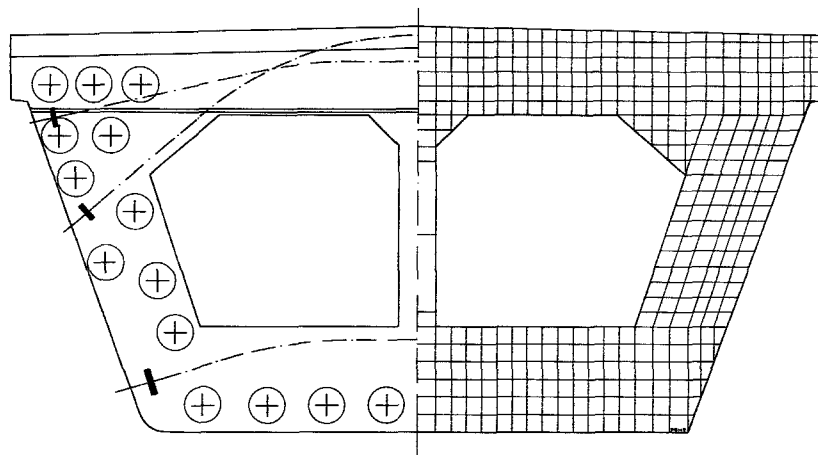
De volgende detailberekeningen zijn gemaakt.

- a - Voorspanverliezen.
- b - Krimp- en kruipverliezen, controle van hydratatie- en temperatuurspanningen.
- c - Detaillering van de voerspankoppen:
 - slijtcrachten
 - detailbelasting door de koppen

Voor het bepalen van de slijtcrachten is hierbij niet de VB'74, maar zijn de handleidingen uit lit. 3 gebruikt.



Figuur 18. Elementenverdeling koker.



Figuur 19. Elementenverdeling kop en plaats van de voorspanning.

Literatuur.

1. Ing. P.J.G. Merks e.a. Temperatuurbelasting op betonnen bruggen.
STUVO-rapport vervaardigd bij Rijkswaterstaat Bouw-research. 1982.
2. Behorend bij 1. Voorstellen m.b.t. de Voorschriften
Betonnen Bruggen behorend bij...
3. Leonhardt F. en Monnig E. Vorlesungen über Massivbau.
Zweiter Teil. Sonderfalle der Bemessung im Stahlbeton-
bau. Tweede druk. Berlijn.
Springer-Verlag. 1975. Hoofdstuk 3.

4. Oversteken verkeerskokers (flappen).

4.1. Inleiding en geschiedenis.

Bij de eerst ontwerpen van de stormvloedkering was er sprake van twee kokers te gebruiken om het verkeer over de kering te leiden. Dit is later veranderd in een koker. Omdat de bovenbreedte in de bouwfase van de kering, in verband met de nog te plaatsen bovenbalk, niet te groot mocht zijn is een verkeerskoker ontworpen waarbij de overstekken (in de volksmond flappen) later werden aangebracht. Het overstek bedroeg aan beide zijden 5 meter waarbij een vangrail met leuning aan de N.Z.Z. geprojecteerd was. Na enige tijd bleek er aan de N.Z.Z. geen vangrail maar alleen een leuning nodig te zijn, waardoor de aan die zijde aanwezige werkweg breder kon worden. De inspectiekraan was in deze fase al ontworpen en de plaats van de stempels daarvan lagen vast. Bij een aan de N.Z.Z. uitgebreide werkweg was het nu mogelijk dat de inspectiekraan te dicht aan de rand van het overstek zou komen te staan, waardoor dit overbelast werd. Om dit te voorkomen is toen dat overstek smaller gemaakt. Een bijkomend voordeel van een aan deze zijde smaller overstek was dat de afstand van de koker tot de hamerstukken groter werd, waardoor deze beter te beveiligen waren. Het is altijd de bedoeling geweest de overstekken, als laatste onderdeel van de stormvloedkering, ter plaatse te maken. Om het geheel op tijd te kunnen opleveren zou een groot aantal bekistingen nodig geweest zijn. Op voorstel van de aannemer is toen een ontwerp met geprefabriceerde overstekelementen uitgewerkt. Het bleek sneller en uiteindelijk goedkoper te zijn, waarna voor dit ontwerp is gekozen. Een bijkomend voordeel hierbij was dat de portalen van de oude bouwkransen als draagportalen voor de ophangconstructie gebruikt konden worden.

4.2. Geometrie, randvoorwaarden en belastingen.

De afmetingen van de overstekken zijn zoals vermeld in hoofdstuk 1 van deze deelnota.

De belastingen bestaan uit:

1 - eigen gewicht.

Voor het grindbeton (kwaliteit B37,5) is een soortelijk gewicht van 25 kN/m³ aangehouden.

Voor het lichtbeton (kwaliteit B37,5) is een soortelijk gewicht van 19,7 kN/m³ aangehouden.

De belastingen uit het eigen gewicht zijn niet expliciet vermeld omdat ze in het gebruikte computerprogramma automatisch meegenomen worden.

2 - leuning en vangrail.

N.Z.Z. leuning.

O.S.Z. leuning + vangrail.

3 - 70 mm asfalt = 1,68 kN/m².

4 - gelijkmatig verdeelde belasting $q = 4$ kN/m², behorend

bij verkeersbelasting volgens klasse 60.

5 - laststelsel volgens klasse 60, zo ongunstig mogelijk geplaatst (stootcoëfficiënt = 1,19).

6 - inspectiekraan. Voor de randvoorwaarden en positionering van de inspectiekraan zie doc. 2.

4.3. Berekeningen.

Vanwege het achteraf aanbrengen van de overstekken zullen deze als belasting op de koker werken. Pas na de volledige montage (storten voegen, afspannen en injecteren) zullen ze meewerken in de krachtsverdeling. Als uitgangspunt bij het ontwerp van de overstekken is belastingsspreiding aangehouden

Er zijn, omdat de overstekken in de lengterichting niet zijn voorgespannen, verschillende onderzoeken gepleegd naar de mogelijke spreiding bij gescheurde en ongescheurde beton (zie de berekeningen doc. 3). De berekening is opgezet volgens het schema van figuur 20, waarbij men de in eerste instantie gemaakte berekening voor de "in situ" oplossing heeft aangepast voor de prefab-oplossing. Puntsgewijs zal hierna de prefab-oplossing beschreven worden. De verschillende berekeningsonderdelen zijn met nummers aangegeven.

Figuur 20, 2.0.

Hierin zijn de afmetingen en belastingen, zoals reeds beschreven in 4.2, bepaald.

Figuur 20, 2.1 en 2.2.

Hierin bepaalt men, met behulp van het Genesys-programma Platen/3, de momenten en dwarskrachten van het overstek aan de noordzeezijde. De invloed van de randbalk ter plaatse van de voegovergang en de kantband is meegenomen.

Er zijn 2 computerruns gedraaid:

1 - voor de 45 m kokers.

2 - voor de landhoofdverkeerskokers, lichtbetonnen overstekken met een grindbetonnen randbalk.

Omdat de flap maar in een richting is voorgespannen heeft men hier te maken met een gescheurde- en een ongescheurde stijfheid. In de berekening is de verhouding;

$$k(x) : k(y) = 2,5 : 1$$

$$\text{en } k(yx) : k(xy) = 2,5 : 1$$

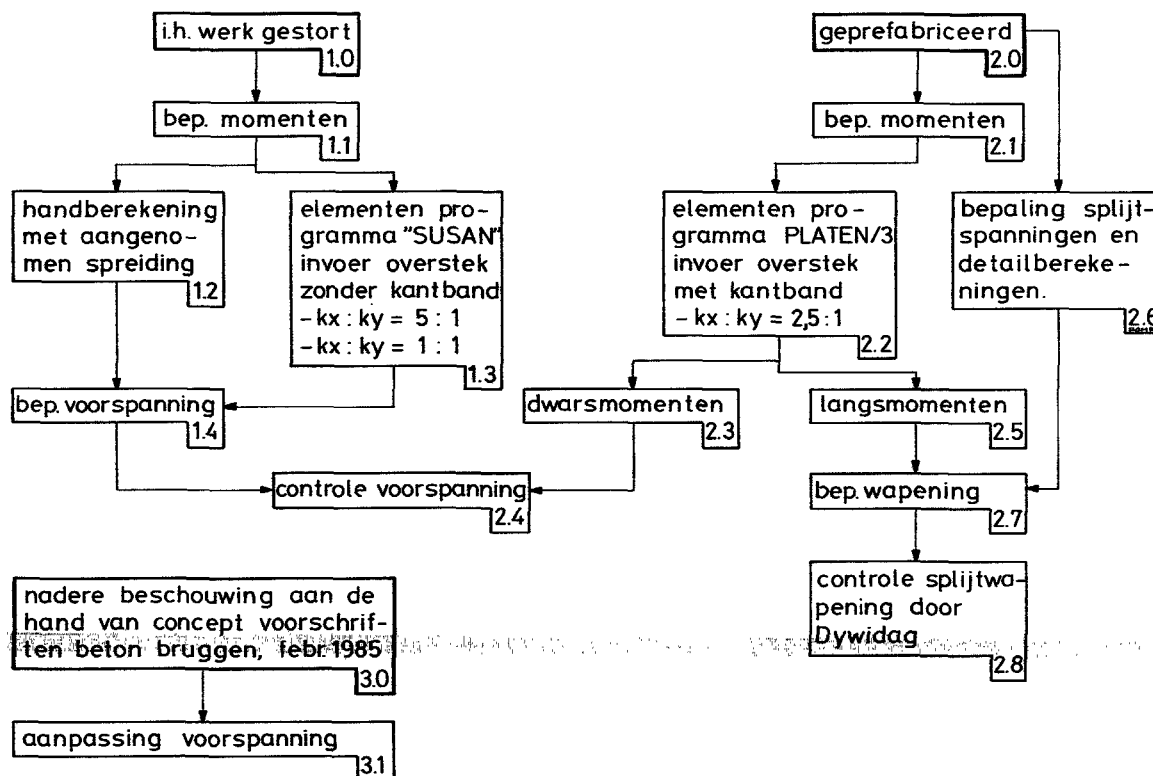
aangehouden met een poisson-getal van $(\nu) = 0,2$.

Met behulp van dit programma is de voorspanning en de waa-pening bepaald (figuur 20, 2.4 en figuur 21).

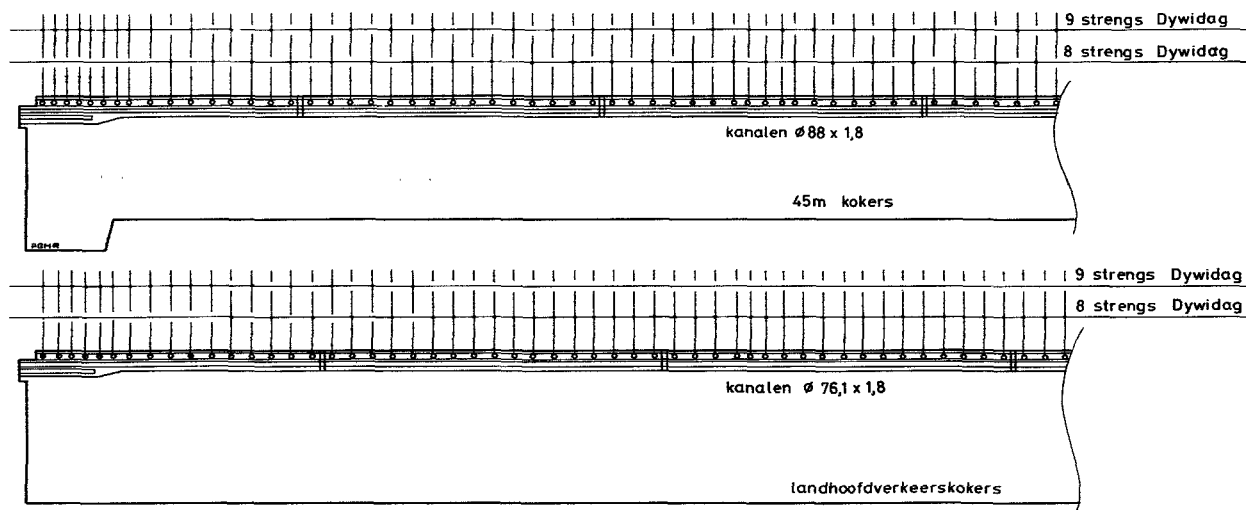
Figuur 20, 2.3.

Hierin is voor de gekozen voorspanning (2.4) de veiligheid bepaald.

BEREKENING



Figuur 20. Overzicht berekeningen overstekken verkeerskokers.



Figuur 21. Plaats van de dwarsvoorspanning.

De voorspanning was al in een eerdere berekening gekozen (1.0 in het werk gestorte overstekken). Waar nodig is de voorspanning aangepast, voor het criterium ongewapende voeg, volgens "concept voorschriften betonnen bruggen" (zie 3.0).

Figuur 20, 2.5. Langsmomenten. Hierin zijn de wapeningsmomenten be-

paald in:
 1 - het gebied aansluitend aan de randbalk.
 2 - de normaaldoorsnede.
 3 - de kantband.

Figuur 20, 2.6. Detailberekeningen. Detailberekeningen zijn gemaakt voor:

1 - de splijtwapening. Deze wapening is bepaald met behulp van de theorieën van Leonhardt. Een extern bureau heeft dit daarna nog gecontroleerd.

2 - de randkabels. Omdat de randkabels in elk overstek scheef lopen, is er een extra wapening bepaald die de optredende spatkracht opneemt.

3 - wandliggereffect. In de overstekken van de landhoofdverkeerskokers, ter plaatse van de grindbetonnen dwarsvoeg van de koker, is extra wapening bepaald in verband met het wandliggereffect door de verschillen in stijfheden van de diverse onderdelen van de koker. De krachtswerking hierbij is bepaald door middel van het elementenprogramma SUSAN.

4 - de dwarsvoegen. De wapening in de dwarsvoegen is berekend als lusverbinding volgens de VB'74/'84 art C-716 en het Bruggeling dictaat.

5 - het hijsen. De benodigde hijswapening is door de aannemer bepaald. Extra hijswapening moest gelegd worden in de middelste overstekken van de 45 m. koker. Per element zijn 4 hijsankers van het type Betomax 30 met een opgelaste volgplaat toegepast. De grootte van deze volgplaat is bepaald met art. E-504.1.6 van de VB'74/'84.

6 - Sparingen ten behoeve van horizontale voorspanpijpen ter plaatse van de langsvoeg. De grootte van een eventueel optredende spatkracht, veroorzaakt door een scheefstand in de aansluiting van de voorspankasten ter plaatse van de langsvoeg, is bepaald. Deze spatkracht wordt opgenomen door een beugel vlak achter de voorspankast.

Figuur 20, 2.7.

Wapeningsbepaling.

- in dwarsrichting. Na controle van de buigtrekspanningen, volgens art 2.3.2.2 van het concept voorschrift Betonnen Bruggen, is gekozen voor een praktische wapening (ϕ 12-200 onder en boven).

- in langsricting. De wapeningsmomenten, die bepaald waren met behulp van het Genesys-programma Platen/3, zijn gebruikt voor de bepaling van de langswapening. Op plaatsen waar meer dan minimale wapening (0,15%) nodig was is bijgelegd.

Op diverse plaatsen is extra wapening gelegd (zie detailberekeningen 2.6).

4.4. Prefabrikage en montage.

De elementen zijn bij een betonfabriek gemaakt. Het belangrijkste aandachtspunt bij de prefabrikage van de elementen was de maatvastheid van de voorspankanalen. De plaats van de voorspankanalen in de verkeerskokers lag immers vast en kon niet meer gewijzigd worden. Er is daarom een uitgebreid meetsysteem opgezet waarmee de plaats van de voorspankanalen is bepaald. Hieraan gerelateerd is de bekisting gesteld. Alle meetgegevens zijn geautomatiseerd verwerkt. Behalve de plaats van de voorspankanalen waren ook de andere afmetingen van de elementen aan nauwe toleranties gebonden omdat de voegbreedte tussen de verkeerskoker en de prefabplaat aan een minimum van 20 mm. en een maximum van 70 mm. (nominaal 35 mm.) gebonden was. Na het storten en (s'winters met behulp van stomen) verharden zijn de platen in een tussenopslag geplaatst en vandaar, met behulp van een trailer, op een ponton in de werkhaven geladen.

Dit ponton was uitgerust met een traversekraan. De laadruimte was zodanig verdeeld dat een trailer aan boord kon rijden om geladen of gelost te worden (Ro-Ro systeem). Elke reis

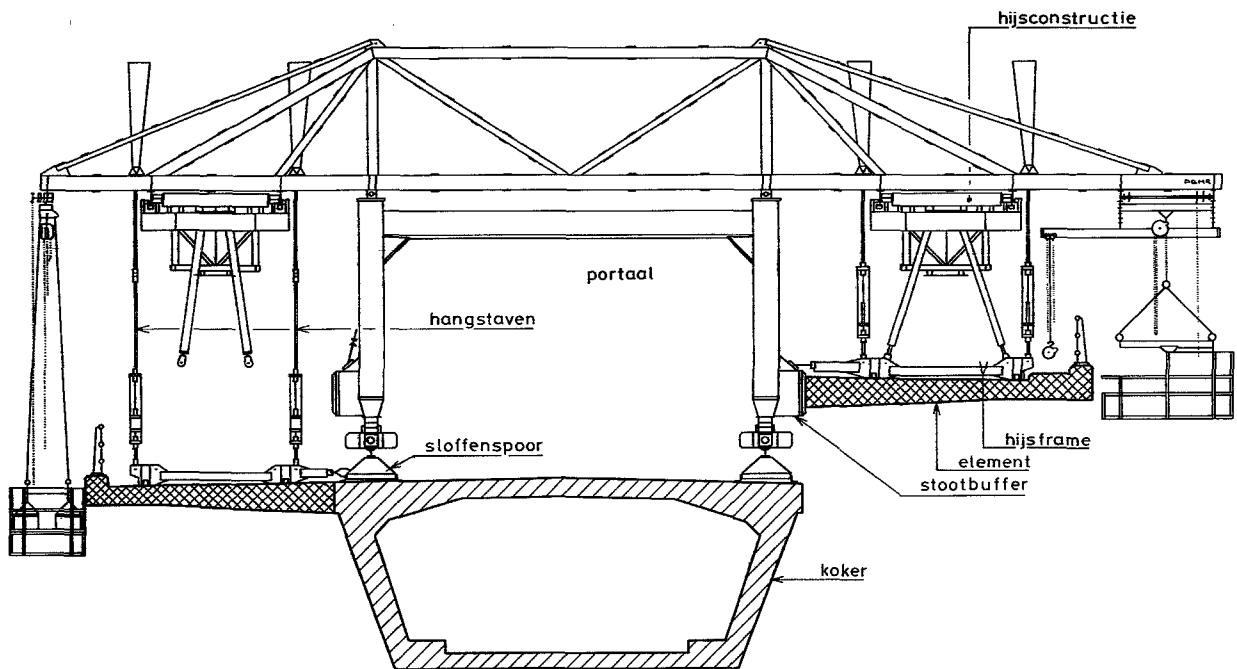
konden de benodigde elementen voor de uitbouw van een 45 m. koker worden meegenomen. Het aan land brengen geschiedde op dezelfde wijze. De elementen zijn neergelegd op een opstelplaats die in het verlengde van het op de kering aanwezige sloffenspoor lag. Op deze opslagplaats zijn de elementen in de juiste positie gelegd. Nadat de hele opslagplaats was volgelegd met de benodigde 10 platen, zijn allereerst de leuning gemonteerd. Hierna kon het transport van de platen over de kering naar hun definitieve plaats beginnen.

Voordat de platen gemonteerd werden moesten een aantal werkzaamheden op de kering gereed zijn. Het belangrijkste hiervan was de betonhuid op de verkeerskoker ter plaatse van de aansluiting met de elementen te verwijderen. Dit is gedaan door middel van nat gritstralen vanaf een mobiele zijwerker. Er is hier voor nat gritstralen gekozen om stuiven, en daardoor mogelijk beschadigen van de zuigerstangen van de hefciilinders voor de schuiven, te voorkomen. Vlak voor de montage zijn deze vlakken, op dezelfde manier, nog eens met een waterstraal onder een druk van 60 Bar schoongespoten. Na het wegnemen van de tijdelijke leuning op de koker was deze gereed voor het aanbrengen van de prefabplaten.

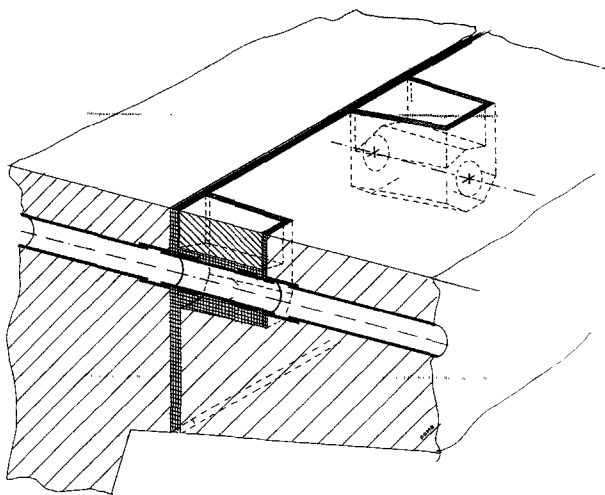
Voor het transport van de prefabplaten op de kering zijn een aantal montageportalen gebouwd. Hierbij is gebruik gemaakt van de reeds eerder gebruikte, extra verhoogde, onderstellen van de bouwkranen die op de kokers hebben gewerkt. Deze onderstellen zijn voorzien van een samengestelde ligger waaraan de hijsapparatuur en de hangstaven voor het ophangen van de platen waren bevestigd (figuur 22).

Per 5 montageportalen waren 2 hijsconstructies beschikbaar waarmee een prefabplaat, aan beide zijden gelijktijdig, gehezen kon worden. De werkwijze was als volgt:

- de portalen worden boven de opstelplaats gereden waarna een hijsframe op de elementen wordt gespannen.
- de hijsconstructie tilt de plaat omhoog waarna deze, met 4 hangstaven aan het montageportaal wordt gehangen.
- de hijsconstructie rijdt naar het volgende portaal om de volgende platen op te nemen. Dit herhaalt zich tot alle 10 de platen zijn aangepikt. In verband met de stabiliteit was het zeer belangrijk dat de platen aan beide zijden gelijktijdig hun gewicht overdroegen aan het portaal.
- om slingeren tijdens het transport te voorkomen worden de platen tegen stootbuffers aan getrokken.
- de portalen worden een voor een naar de bestemde locatie gereden. Het hijsframe bevond zich op het eerste portaal, zodat de montagewerkzaamheden onmiddellijk na aankomst konden beginnen.
- de platen worden, paarsgewijs, door de hijsconstructie globaal op hun plaats gebracht en overgegeven aan de hangstaven. De platen hangen dan ongeveer op hun plaats waarbij de afstand tussen de platen en koker ongeveer 250 mm. bedraagt.
- de bekisting van de langsvoeg wordt opgehangen waarna de plaat ongeveer 250 mm. naar de koker wordt getrokken. Met kleine vijzels in de ophangconstructie wordt de plaat nu nauwkeurig in positie gebracht en aan het sloffenspoor van de portalen verankerd.
- de voorspankanalen van verkeerskoker en platen worden gekoppeld en prefab passtukken (zie fig. 23) worden geplaatst. Deze passtukken dienden om de dikte van de voegmortellaag te beperken, vanwege de grote verschil-



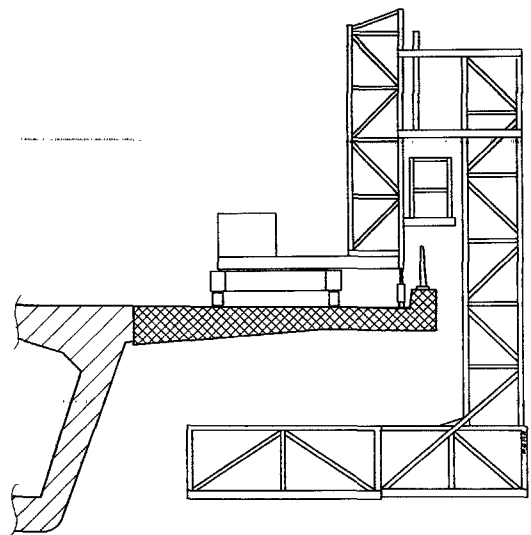
Figuur 22. Overzicht montageportaal



Figuur 23. Prefab passtukken.

len in E-modulus tussen de "oude beton" en de "jonge beton" in de sparing (betere drukverdeling).

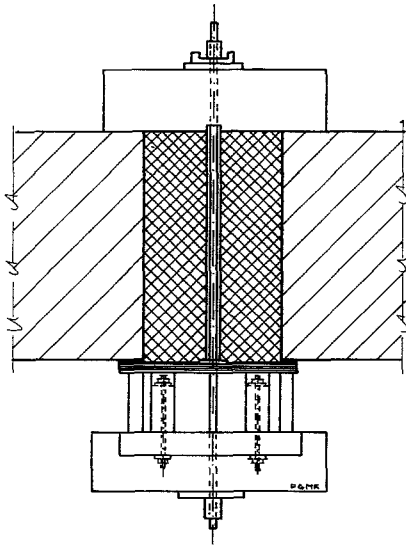
- de langsvoeg wordt met een krimparme mortel gevuld. Afhankelijk van de buitentemperatuur is de verhardingstijd hiervan maximaal 18 a 19 uur (doc. 1), waarna de voorspanning aangebracht kan worden.
- vanuit aan het portaal hangende bakken worden, vanaf de Oosterscheldezijde, de kabels gespannen.
- na het spannen van de kabels worden de montageportalen en de opgespannen frames losgemaakt en teruggereiden naar de opstelplaats voor de volgende cyclus. De tijd voor een complete werkcyclus is 4 dagen.



Figuur 24. Schema verrijdbare zijwerker.

Na het verwijderen van de montageportalen waren er nog een aantal activiteiten voordat de asfalteringswerkzaamheden gestart konden worden:

- het injecteren van de voorspankabels vanaf een verrijdbare zijwerker (figuur 24).
- het wapenen en storten van de 350 mm. brede dwarsvoeg tussen de prefabplaten (figuur 25). Hiervoor werd een eenvoudige bekisting, met behulp van een laagwerker, voor het storten aangebracht en later weer verwijderd.
- het controleren en zonodig bijwerken van de onderzijde van de overstekken.



Figuur 25. Dwarsvoeg.

- het aangieten van de sparingen van de voorspanning in de zijvlakken van de overstekken. Hiervoor waren speciale deksels met een rubberen afdichting ontworpen.
- het aanbrengen, stellen en aangieten van de voegovergangen tussen de verkeerskokers.
- het op de definitieve hoogte stellen en afwerken van de leuning.
- het storten van de middenberm met de daarin opgenomen vangrailverankering.

Documentatielijst.

1. Onderzoek gietmortels voor de langsvoege van de flappen van de verkeerskokers. Memo wob/086/86/pvdb/mk.
2. Randvoorwaarden en positionering van de inspectiewagen. Notitie OS-79-50.
3. Berekeningen in archief S.V.K.O., R.W.S. directie Sluizen en Stuwen, Utrecht.

5. Opleggingen.

5.1. Algemeen.

De opleggingen moeten, vanwege de deformaties die de pijlers bij een superstorm mogelijk ondergaan, vrij grote translaties en rotaties kunnen opnemen. Daarom worden de kokers op drie punten opgelegd waarbij is bepaald dat een punt van de tweepuntsoplegging vast uitgevoerd dient te worden. Aan de zijde van dat vaste punt worden de leidingen en hydrauliekslangen de koker ingevoerd. De opleggingen moeten in de kering voor het plaatsen van de koker op de pijler worden aangebracht. De definitieve opleggingen konden echter de dynamische belastingen, die bij het plaatsen van de kokers op zouden treden, niet opnemen. Daarom zijn hulpopleggingen toegepast.

Om tot een verantwoord ontwerp te komen zijn de, hier en daar vrij extreme randvoorwaarden (gezien de lengte van de koker) samengevat en is een aantal bedrijven, waarvan verwacht kon worden dat ze in staat zouden zijn de materie te bevatten, gevraagd hiermee een opleggingsontwerp te maken.

5.2. Ontwerpmogelijkheden.

Voor de twee typen kokers (45 m- en landhoofdverkeerskokers) zijn de randvoorwaarden apart opgezet. Bij het ontwerpen van de opleggingen was het voor elk van de kokertypen mogelijk 3 oplegwijzen te volgen:

- een oplegsysteem zoals door de constructeurs van de kokers was voorgesteld (3- puntsopleggingen met kantelbare glijopleggingen).
- een oplossing naar eigen inzicht en met eigen materialen van de aanbieder.
- de opleggingen in rubberblokken uitvoeren (sandwich opleggingen).

5.3. Randvoorwaarden.

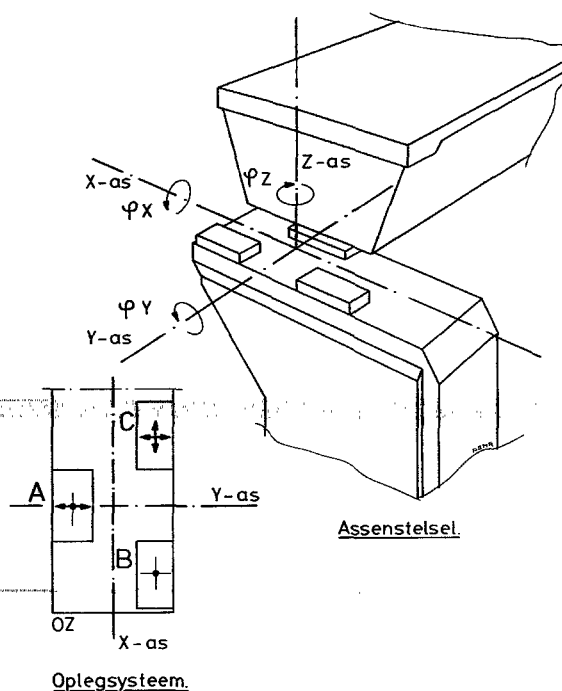
Voor de aannamen van het assenstelsel en de benamingen in het oplegsysteem zie fig. 26.

De randvoorwaarden voor de normale kokers zijn als volgt:

- vervormingen en belastingen volgens de tabellen.
- toelaatbare centrische druk van de bovenbouw is 15 N/mm².
- toelaatbare excentrische druk van de bovenbouw is 20 N/mm².
- de vaste oplegging is oplegging B.

De randvoorwaarden voor de landhoofdverkeerskokers zijn, behalve de vervormingen en belastingen, hetzelfde als bij de normale kokers.

Van de aangeboden opleggingen diende een complete ma-



Figuur 26. Assenstelsel en oplegsysteem.

teriaalspecificaties ingediend te worden van al de onderdelen van de constructie met vermelding van de bewerkingen, maatvoering en toleranties.

Tevens moest de aanbieding vergezeld gaan van de bijbehorende tekeningen en berekeningen.

De materiaalnormen zijn vermeld in doc. 1.

5.4. Achtergronden van de randvoorwaarden en belastingen.

Voor de verticale belastingen kan met drie fasen gewerkt worden:

- bouwfase
- eindfase zonder flappen
- eindfase met flappen

Voor de bouwfase is aangehouden dat de optredende belastingen niet maatgevend mogen zijn voor de dimensionering van de constructie. Hetzelfde geldt voor de eindfase met betrekking tot het inspectievoertuig.

De verticale belastingen zijn combinaties van:

- eigen gewicht koker
- eigen gewicht technische installaties

- verkeersbelasting volgens de VOSB
- verticale reacties ten gevolge van excentrische horizontale belastingen.

De horizontale belastingen zijn combinaties van:

- windbelasting (zowel langs als dwars)
- remkrachten in langsrichting
- belasting uit de voegovergangen door wrijving en uittrekkraft van het rubber in de voegconstructie.
- wrijving in de opleggingen
- golfklappen (bij een onderzoek is vastgesteld dat golfklappen niet zullen optreden. Wel kunnen opgezweepte waterlagen de verkeerskoker treffen. De belasting hierbij is maximaal 50 kN en het besproeide oppervlak is niet groter dan 10 m². Vanwege de onbekendheid met dit probleem is hiervoor een veiligheidscoëfficiënt van 6 gebruikt.

5.5. Aanbiedingen.

In totaal zijn 6 bedrijven benaderd een ontwerp voor de opleggingen in te dienen. Technisch en economisch voldeed een aanbieding met kantelbare glijopleggingen het meest. Alternatieven werden niet aangeboden en een oplossing met rubberopleggingen was niet geschikt vanwege de grote verplaatsingen en instabiliteit die hierbij, vanwege de hoogte van de constructie, kon optreden.

Voor de gekozen oplossing is een leveringscontract gemaakt, waarin de randvoorwaarden voor de glijopleggingen uitgebreid zijn omschreven (doc. 2). De berekeningen bevinden zich onder nummer 3 in de documentatie.

Documentatie.

1. Aanvraag van offerte voor de levering van opleggingen ten behoeve van de overbrugging van de Oosterschelde.
2. Leveringscontract voor de opleggingen ten behoeve van de overbrugging van de Oosterschelde.
3. Berekeningen opleggingen. Archief S.V.K.O., R.W.S. directie Sluizen en Stuwen, Utrecht.

opleggsysteem											B		C		
	GROEP	type opl.	verpl. in mm	verdraaiing in mm/m			oplegkrachten in kN								
				ΔY	φx	φy	φz	RX	RY	RZ fase I			RZ fase II		
										min.	const.	max.	min.	const.	max.
45 m koker	I	A	± 260	$\pm 7,0$	$\pm 2,9$	$\pm 3,0$	500	-	6150	6300	10500	9750	9750	12000	
	"	B	-	"	"	"	"	400	3000	3150	6300	2800	4870	8600	
	"	C	± 15	"	"	"	-	-	2800	3150	6300	2370	4870	8600	
	II	A	± 235	"	"	$\pm 2,7$	500	-							
	"	B	-	"	"	"	"	400	als boven			als boven			
	"	C	± 15	"	"	"	-	-							
	III	A	± 210	"	"	$\pm 2,4$	500	-							
	"	B	-	"	"	"	"	400	als boven			als boven			
	"	C	± 15	"	"	"	-	-							
68-80 m	IV	A	± 260	$\pm 7,0$	$\pm 5,5$	$\pm 3,0$	600	-	9600	10300	14500	15600	15600	18000	
	"	B	-	$-8,5$	$\pm 3,4$	"	"	450	4400	5100	8700	4500	7700	12000	
	"	C	± 15	"	"	"	-	-	4400	5100	8700	4500	7700	12000	
	V	A	± 260	$\pm 7,0$	$\pm 5,5$	"	700	-	8000	8800	13300	14000	14000	16500	
	"	B	-	$-10,75$	$\pm 3,4$	"	"	500	3500	4400	8200	3500	7000	11500	
	"	C	± 15	"	"	"	-	-	3500	4400	8200	3500	7000	11500	

Tabel 27. Samenvatting belastingen en verplaatsingen.

6. Voegovergangen.

6.1. Algemeen.

De voegovergangen moeten, vanwege de verplaatsingen die de kokers bij een superstorm mogelijk ondergaan, vrij grote translaties en rotaties kunnen opnemen, zodat hier speciale eisen aan de voegovergang gesteld moeten worden. Normaal gesproken is de dilatatie bij kokers van deze lengte niet groot.

Om tot een verantwoorde keuze te komen is een geselecteerd aantal fabrikanten verzocht een ontwerp te maken (prekwalificatie). Na beoordeling van deze ontwerpen is een keuze gemaakt en mocht voor de goedgekeurde ontwerpen een prijs opgegeven worden.

6.2. Randvoorwaarden en ontwerp specificaties.

Voor het gehanteerde assenstelsel en de verplaatsingen waarmee gerekend moet worden zie fig. 26 en onderstaande tabel.

Tabel verplaatsingen.

aantal voegen	verplaatsingen		
	Δx	Δy	Δz
27	± 5	± 175	± 7
15	± 5	± 150	± 7
27	± 5	± 135	± 7
3	± 5	± 100	± 7

De randvoorwaarden voor en de eisen aan de voegovergangen zijn:

- belasting volgens klasse 60 van de VOSB (NEN 1008),
- de constructie moet waterdicht zijn,
- de constructie moet de verplaatsingen uit de tabel kunnen opnemen,
- de benodigde verbindingsmiddelen moeten bij de prefabricage van de verkeerskokers meegenomen worden,
- na het plaatsen van de verkeerskoker en het monteren van de voegovergang mag er geen beton meer gestort worden,
- na het plaatsen van de verkeerskoker mag het inbouwen van de voegovergang niet langer dan ca. 1 dag duren,
- een overschrijding van de toegestane vervorming met 25% moet zonder schade gerealiseerd kunnen worden,
- tussen de geeiste vervormingen en het overschrijdingspercentage mag een verschuiving van ca. 5% plaatsvinden,
- de minimale gemiddelde afstand tussen de kokers moet 260 mm. zijn,

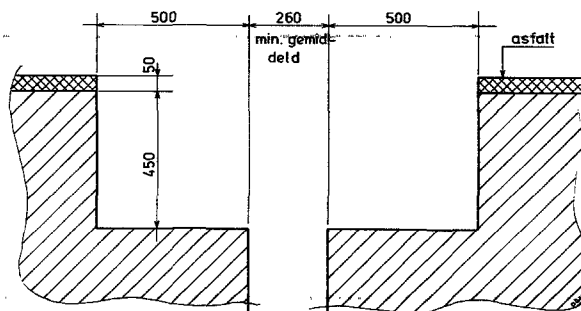
- de plaatsingstolerantie tussen twee kokers van:

$$DX = \pm 10 \text{ mm.},$$

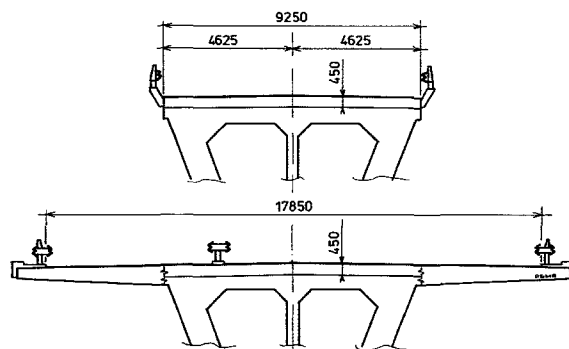
$$DY = \pm 15 \text{ mm.},$$

en $DZ = \pm 10 \text{ mm.}$ moet opgenomen c.q. verwerkt kunnen worden,

- maximale vervormingskracht per voeg 350 kN,
- voor de maximaal beschikbare bouwruimte zie fig. 28,
- de voegovergang moet zodanig zijn dat bij een eventuele uitbreiding van de kokers met flappen deze aangebouwd kan worden, zie fig. 29,
(intussen is bekend geworden dat de voegovergang in een keer over de hele breedte van de koker, inclusief flappen, aangebracht zal worden
- de kopzijde van de voegovergang moet beschermd zijn,
- de voegovergang moet volledig berekend en getekend worden en zijn voorzien van een materiaalspecificatie en montagevoorschriften.
- tijdens de montage is geen laswerk aan de voegovergang toegestaan.



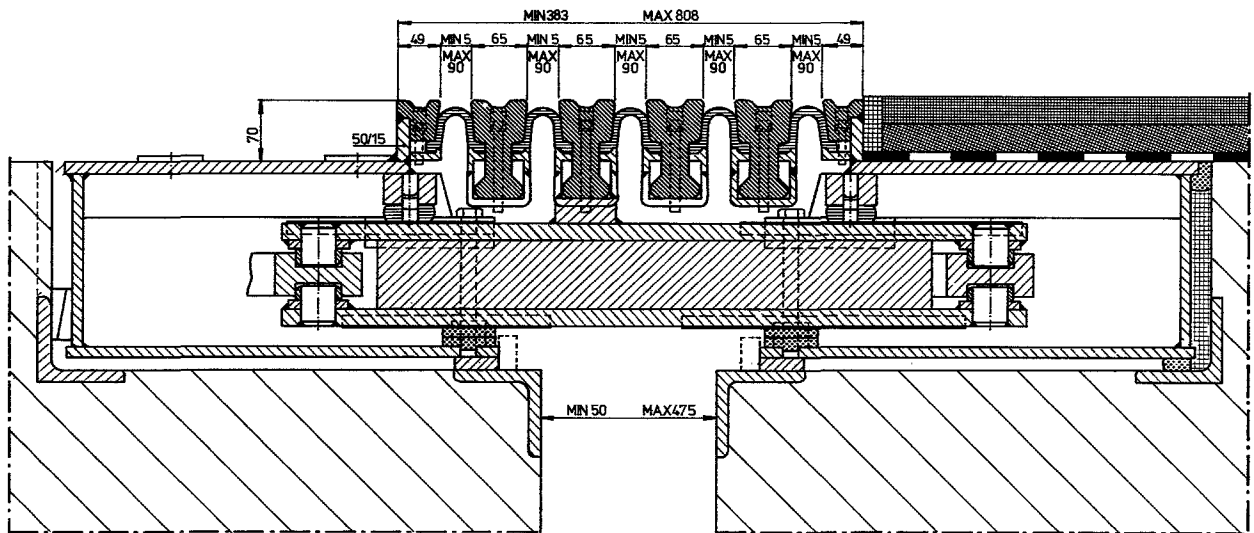
Figuur 28. Beschikbare inbouwruimte.



Figuur 29. Voegovergang met eventuele uitbreidingen.

6.3. Aanbiedingen.

Als antwoord op de vraag van het Rijk een ontwerp voor de



Figuur 30. Algemene dwarsdoorsnede voegovergang.

voegovergangen te maken hebben verschillende bedrijven de door hun leverbare systemen aan de eisen getoetst en ontwerpen ingestuurd.

De aanbiedingen bevatten:

- een lamellen-voegovergang (met een dwarsbalk). Dit was een nieuw ontwerp dat nog nooit eerder was toegepast (geen referenties) en waarvan de inbouw aanzienlijk meer tijd vergde dan de toegestane. Vanwege deze bouwtijd en het risico van een nooit eerder uitgevoerd ontwerp is het verworpen.
- en vingervoegconstructie. Deze zijn vaak toegepast bij stalen bruggen maar niet in staat de hier opgelegde verticale vervormingen te volgen. De waterdichting bracht extra kosten mee. Het ontwerp is daarom afgewezen.
- een aantal nieuw ontwikkelde rubber voegovergangen. Hoewel enkele punten hiervan zeer positief uitvallen is de vervormingscapaciteit te klein waardoor ze niet konden worden toegepast.
- een lamellen voegovergang waarbij elke langslamel door een dwarsbalk ondersteund wordt. Dit type is reeds vaak, en in het buitenland ook bij grote dilataties, toegepast. Bij de aangeboden constructie was de montage eenvoudig en de vervormings en plaatsingstoleranties waren toereikend.

De laatste constructie is gekozen omdat de voegovergang technisch goed in elkaar zit (zie figuur 30), er voldoende referenties zijn en de prijs hiermee in overeenstemming was.

6.4. Berekeningen.

De berekeningen van de voegovergang zijn onder nummer 1 in de documentatie opgenomen.

6.5. Montage voegovergangen.

Nadat bekend was geworden dat de overstekken aan de kokers zouden worden aangebracht zijn de voegconstructies, die eerst alleen voor de koker zonder flappen besteld waren, verlengd. Bij het flapgedeelte is voor een in te storten systeem gekozen omdat de bouwtoleranties van de toegepaste constructie in het gedeelte van de koker, over 20 m. lengte niet realiseerbaar was. Door de te grote bouwtoleranties, zowel in de beton- als staalconstructie, zijn de stalen uitvulplaten onder de overgangsconstructie in de loop van de montage vervangen door POM-ringen als steelpunten. Na de afmontage is de constructie met een gietmortel (Betec 110) ondergoten. Nadat de mortel verhard was zijn de voorspanbouten aangedraaid.

Documentatie.

1. Berekeningen voegovergangen type Honel.
Archief S.V.K.O., R.W.S. directie Sluizen en Stuwen, Utrecht.

7. Transport, plaatsen, fijnpositioneren en stellen op de definitieve opleggingen.

7.1. Algemeen.

Een uitgebreide behandeling van het plaatsen en stellen van de verkeerskokers is hier eigenlijk niet op zijn plaats. Dit gebeurt dan ook in de uitvoeringsnota's. Maar omdat het hoofdstuk verkeerskokers niet af is zonder dat de verkeerskokers op de pijlers geplaatst zijn, wordt er, in het kort, toch enige aandacht aan besteed.

De toleranties van de verkeerskokers worden uitgebreid behandeld in de deelnota 1, hoofdstuk 6 (o.a. toleranties).

7.2. Transport.

Vanaf de bouwplaats zijn de normale verkeerskokers, een voor een, met een speciaal daarvoor ingericht ponton naar de kering gevaren. Op het ponton zijn drie zadels gelast waarop de verkeerskoker is geplaatst (driepuntoplegging). Om verschuiven in zwaar weer tijdens de reis te voorkomen is de koker zeevast gezet. Van de lhvk's zijn de losse moten naar Neeltje Jans gevaren waar ze, op een daarvoor ingericht ponton, samengebouwd zijn. De koker is op dit ponton naar de kering gevaren waar de bok hem behulp van een speciaal hijsframe plaatste.

7.3. Plaatsen.

7.3.1. Voorbereiden pijler.

Voor het plaatsen van de verkeerskokers moesten er een aantal werkzaamheden op de pijlers verricht worden om het neerzetten mogelijk te maken.

Een kraantje, "kippe"-bruggetje, bordessen en wat leuningen zijn weggehaald en een vangconstructie, hydraulische unit, gereedschapcontainer, bordessen en bruggetjes aangebracht. De tijdelijke en definitieve opleggingen zijn met behulp van een stelraam gepositioneerd, waarna het stelraam weer is afgehesen. Als laatst zijn de vijzels, wiggenblokken en fenders neergezet.

7.3.2. Plaatsen koker.

Tijdens de hoogwaterkeringing is het transportponton afge-meerd aan de, op ongeveer 200 m. uit de kering verankerde, plaatsingsbok. Enige uren voor de laagwaterkeringing trok de bok het transportponton met zijn hulpijlers dwars tegen zijn boeg.

Het hijsframe hing in de hoofdtakels. Het is voorzien van twee klauwen. Deze zaten hoh 34 m. op ongeveer 7 m. onder het frame. Beide klauwen moesten op de daarvoor vastgestelde plaatsen op de verkeerskoker afgevierd worden.

Zowel de positie van het frame als de positie van de klauwen konden enigszins beïnvloed worden door tuidraden naar de

bok. Er zijn voor de klauwen zoekers op de verkeerskokers aangebracht.

Als de klauwen zijn gepositioneerd, wordt het frame nog nagevierd, zodat slack ontstond in de stropen naar de klauwen. De klauwen zijn gesloten, waarna deze de verkeerskoker als het ware omvatten. De klauwen zijn zodanig zijdelings afgesteund, dat een zekere dwarskracht op de koker kon worden overgebracht.

De koker werd van het ponton vrijgehezen. Het ponton is weggevoerd en de bok begon met verhalen naar de kering. Als de bok bij de pijlers was aangekomen begon het eigenlijke plaatsen. De bok lag aan de Oosterscheldezijde van de pijlers afgemeerd, zo centrisch mogelijk tussen de pijlerassen. De koker werd dan eerst tot op 0,50 m. boven de opleggingen afgevierd. Om een eventuele beweging in langsricting te elimineren werd hij tegen een langsbuffer aangehangen. Deze langsbuffer is op de vorige geplaatste koker gemonteerd. Vervolgens vlijde de bok door aftoppen of verhalen de koker tegen twee vangconstructies (op elke pijler zat een vangconstructie). Door het afvieren van de hijslieren werd hij tenslotte, langs de vangconstructie glijdend, op de tijdelijke opleggingen neergezet.

Na het plaatsen gaf men slack en is de koker volgens de eerdere beschreven procedures, alleen in omgekeerde richting, gelost.

De bok verhaalde weer naar de overligpositie op ongeveer 200 m. uit de as.

7.4. Fijnpositioneren.

Het fijnpositioneren gebeurde onmiddellijk na het plaatsen met hydraulische vijzels, die daarvoor speciaal in de vangconstructies zijn ingebouwd. De koker wordt dan, opgetild van de fenders en glijdend, via een roestvrijstalen plaat en een teflonoplegging verplaatst naar zijn definitieve positie.

In langsricting is de koker gepositioneerd ten opzichte van het hart van de pijler (zuidzijde koker).

De as van de verkeerskoker is door middel van centerpunten in de rij-ijzers aangegeven en op de kop verklikt. Op de pijler is in de as het snijpunt met de kokeras aangegeven. Als tijdens het positioneren (zichtbaar gemaakt via afloden) deze assen samenviel

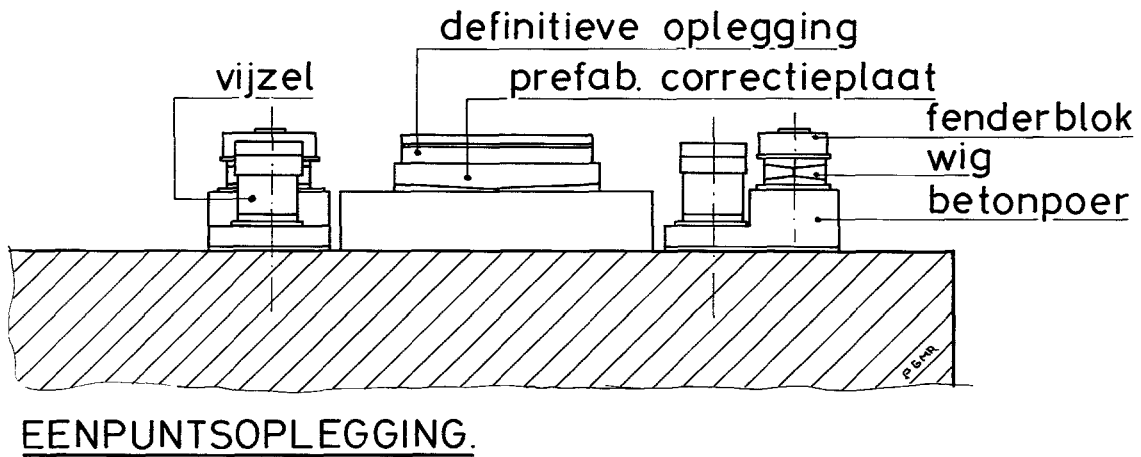
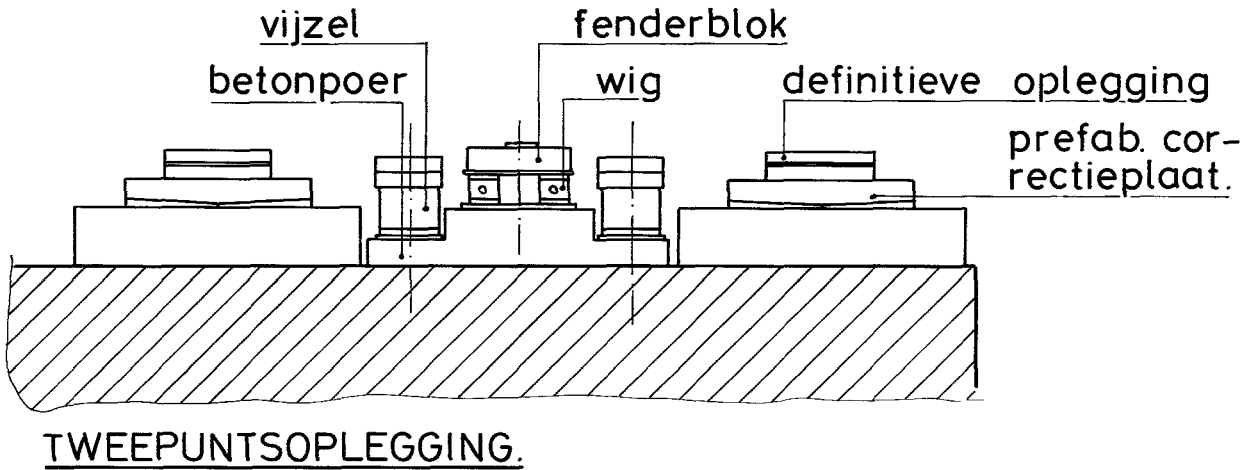
Het positioneren moest voorzichtig geschieden, omdat de koker alleen in een richting weggeschoven kon worden. Na eventueel te ver schuiven kon men hem niet terughalen, maar zou hij weer met de bok opgepakt moeten worden en herplaatst.

7.5. Plaatsen op definitieve opleggingen.

De koker is in eerste instantie op tijdelijke opleggingen geplaatst. Een tijdelijke tweepuntoplegging aan de definitieve

eenpuntzijde en aan de andere kant andersom.
 De tijdelijk oplegging is opgebouwd uit een tijdelijk steunblok, wiggen, fenders en vijzels (fig. 31).
 De opbouw was zodanig dat de koker, na het plaatsen op de fenders, 90 mm. los staat van de definitieve oplegging.
 Direct na het plaatsen en fijnpositioneren zijn de fenders weggehaald en zette men de kokers op een combinatiepakket

van rubber en azobe (tijdelijke oplegging). De vijzels werden afgelaten en verwijderd. De voeg tussen de definitieve koker en de oplegging werd gevuld. Na het verharden van de voegvulling is de stalen wig ontspannen waardoor het gewicht van de koker op de definitieve oplegging kwam. De tijdelijke oplegging kon verwijderd worden en de verkeerskoker is definitief gesteld.



Figuur 31. Opbouw tijdelijke oplegging.

Deelnota 7 Hamerstukken

Index hamerstukken.

1. Algemeen.	228
1.1. Functie en ontstaan.	
1.2. Oorspronkelijke vorm, naamgeving.	
1.3. Uiteindelijke vorm.	
2. Groepen hamerstukken en landschappelijke inpassing.	230
2.1. Algemeen.	
2.2. Afwijkende hamerstukken.	
2.3. Landschappelijke inpassing.	
3. Belastingen.	231
3.1. Algemeen.	
3.2. Belastingen.	
3.3. Belastingsgevallen en grootte van de belastingen.	
3.4. Windbelasting.	
4. Berekening voorspanning.	233
4.1. Uitgangspunten en randvoorwaarden.	
4.2. Berekening hamerstuk type 10900.	
4.2.1. Dimensies.	
4.2.2. Berekening verticale voorspanning.	
4.2.3. Toegepaste voorspanning NZZ-hamerstuk.	
4.2.4. Toegepaste voorspanning OSZ-hamerstuk.	
4.2.5. Voorspanning in de balk.	
4.3. Kruip, krimp en elastische verkorting.	
4.3.1. Horizontale voorspanning.	
4.3.2. Vertikale voorspanning.	
5. Wapening.	238
5.1. Algemeen.	
5.2. Belasting op de bouwplaats voordat de horizontale voorspanning is aangebracht.	
5.2.1. Onderwapening.	
5.2.2. Wapening bovenin balk.	
5.3. Het hijsen van het hamerstuk op de kering.	
5.4. Belasting tijdens plaatsen schuiven.	
6. Plaatsen en stellen hamerstukken.	240
6.1. Algemeen.	
6.2. Plaatsen hamerstukken.	
6.3. Stellen en fijnpositioneren hamerstukken.	
6.4. Afmonteren hamerstukken.	

1. Algemeen.

1.1. Functie en ontstaan.

Het hamerstuk is de oplegging voor de cardanbalken van de bewegingswerken van de schuiven.

Al bij het ontwerpen van de pijlers is gekozen voor het prefabriceren van de hamerstukken om het gewicht van de pijlers en daardoor ook de benodigde hijscapaciteit en portaalhoogte van het hefschip te beperken. Door het prefabriceren werd het noodzakelijk de hamerstukken in de kering door middel van voorspanning aan de pijlers te verbinden; gekozen werd voor een voorspanning in de vorm van luslabels. Uitgangspunt werd, de bovenkant van alle pijlers aan de Noordzezijde op N.A.P. + 9,40m te houden. Een gunstig gevolg hiervan was dat alle pijlers een, qua afmetingen, gelijke bovenkant zouden krijgen (constante hoogte van het bovenste stort).

Per pijler zijn er twee hamerstukken, gesitueerd aan respectievelijk de Noordzezijde en de Oosterscheldezijde van de sponning voor de schuiven (figuur 3).

1.2. Oorspronkelijke vorm, naamgeving.

De oplegpunten van de cardanbalken liggen op een hoger niveau dan de bovenkant van de pijler en ook buiten de zijvlakken ervan. Een opzetstuk moet dus de pijler verhogen en uitbouwen. Om de kering boven water een robuust aanzien te geven werd als opbouw aanvankelijk voor een voortzetting van de vorm van de onderliggende pijlerschacht gekozen. Als uitbouw werden een aantal varianten, zowel in staal als in beton, onderzocht (zie doc. 1).

Uit financieel oogpunt is gekozen voor de oplossing in beton. Andere voordelen hierbij waren:

- minder handelingen bij de montage
- duurzaamheid, waardoor minder onderhoud dan bij staal.

De oorspronkelijk gekozen variant heeft de vorm van een hamerkop, vandaar de naamgeving „HAMERKOP”, later veranderd in „HAMERSTUK” (fig.1).

1.3. Uiteindelijke vorm.

Omdat de hamerkopvorm, mede door de afschuiningen ten behoeve van het plaatsen van schuiven en bovenbalken, productietechnisch bezwaarlijk was, is gezocht naar een meer economische vorm.

In overleg met de esthetisch adviseur werd de volgende principe vorm vastgesteld: een op een voetstuk geplaatste standaardbalk met daarop, aan beide uiteinden, een stijl, het geheel uitgevoerd als een monoliete betonconstructie (fig.2). Ondanks de „stenvork” vorm bleef de reeds ingeburgerde

naam „hamerstuk” gehandhaafd.

De breedte van de hamerstukken is vastgesteld op 1650 mm. Deze werd bepaald door:

- constructieve aansluiting op de pijler (plaats van de kabelomhulling in het bovenste stort van de pijler).
- de benodigde ruimte voor het passeren van de later te plaatsen bovenbalken (geldt voor het Oosterscheldezijde-hamerstuk)
- de afmetingen van de voetplaat van de lagerstoel van de cardanbalk met de benodigde bijbehorende randafstanden en toleranties.

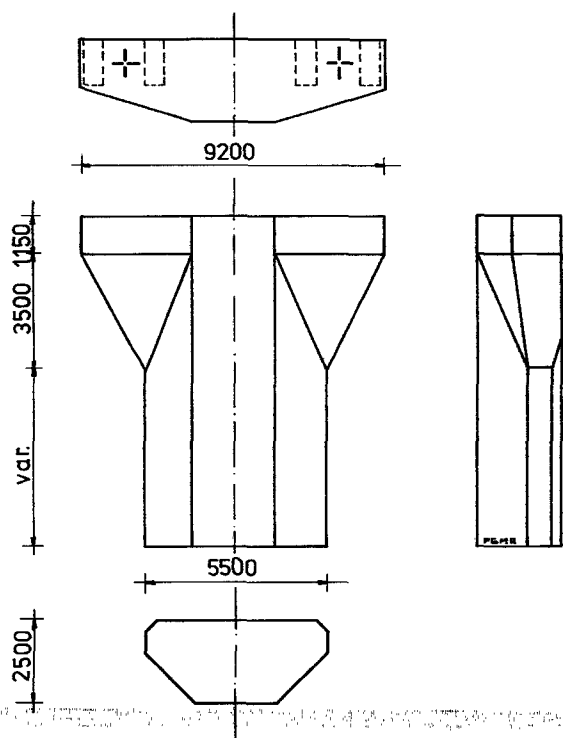
De balklengte van de hamerstukken is vastgesteld op 8500 mm. Deze werd bepaald door:

- de hart op hart afstand van de cilinders
- de afmetingen van de voetplaat van de lagerstoel van de cardanbalk met de benodigde bijbehorende randafstanden en toleranties
- de benodigde ruimte voor het passeren van de later te plaatsen schuiven.

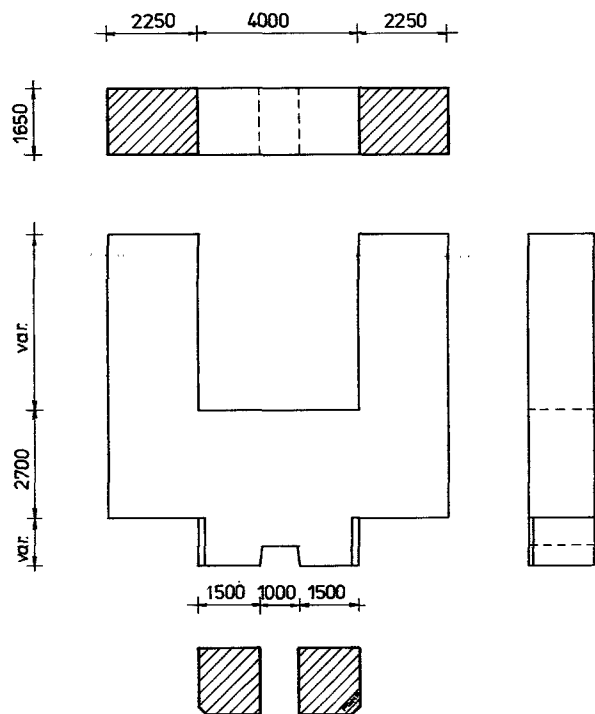
De afmetingen van de stijlen zijn voor wat betreft de doorsnede bepaald door de afmetingen van de voetplaat van de lagerstoel met de bijbehorende randafstanden en voor wat betreft de lengte door de hoogteligging van de cardanbalk. Om esthetische redenen is de lengte van het voetstuk gelijk aan de afstand tussen de stijlen.

In verband met het aanbrengen van de voorspanning in de stijlen (voor het vastspannen van de lagerstoelen) na het plaatsen van het hamerstuk, is de hoogte van de onderkant van het balkgedeelte vastgesteld op N.A.P. + 10,30m. De bovenkant van de balk is op N.A.P. + 13,00m gekomen (balkhoogte 2700 mm). Deze peilmaten zijn vastgesteld in overleg met de esthetisch adviseur, die ook bij de lagere hamerstukken de „vork” wilde handhaven. Omdat in de Hammen geen tegelmatten onder de pijlers nodig bleken te zijn en als gevolg daarvan de kerende hoogte in de Hammen nader is vastgesteld op N.A.P. + 5,60m, zijn deze hoogten hier respectievelijk N.A.P. + 10,10m en N.A.P. + 12,80m.

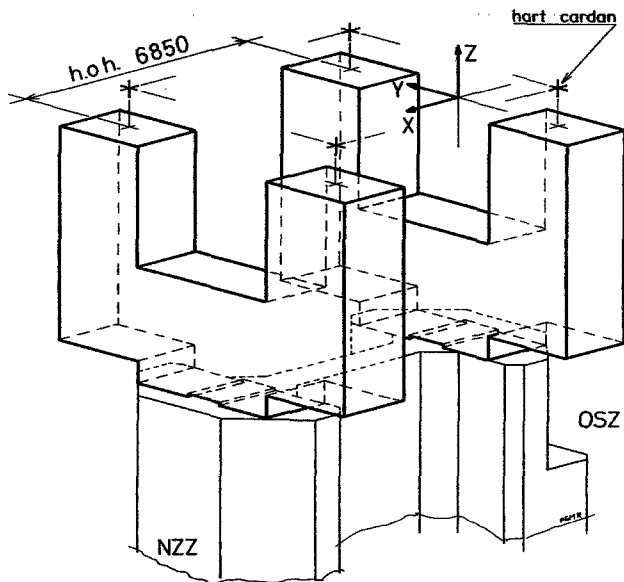
De hoogte van het voetstuk varieert tussen 750mm en 1090mm, al naar gelang de hoogte van de bovenkant van de pijler na het plaatsen. De reden om deze voet een variabele hoogte te geven is de voorwaarde, dat de voeg tussen hamerstuk en pijler niet te dik mag zijn. In verband met de toleranties is gekozen voor een gemiddelde dikte van 50 mm. De afstand tussen twee hamerstukken op een pijler werd bepaald door de breedte van de schuifspanning en is vastgesteld op 6850 mm hart op hart gemeten (fig. 3).



Figuur 1. Oorspronkelijke vorm hamerkop.



Figuur 2. Algemene vorm hamerstuk.



Figuur 3. Overzicht plaats hamerstukken op een pijler.

Documentatielijst.

1. Notitie 5PROBU-M-79087.

2. Groepen hamerstukken en landschappelijke inpassing.

2.1. Algemeen.

De doorstroomopeningen tussen de pijlers hebben, afhankelijk van de plaats in de kering, verschillende hoogten. De hierin geplaatste schuiven met hun bewegingswerken en dus ook de hamerstukken zijn daaraan aangepast. Als onderscheid en om hun lokatieherkenning te vereenvoudigen is voor de hamerstukken een typenummering gehanteerd, die overeenkwam met het typenummer van de hoogste naastliggende schuif.

Tabel 1.

type	aantal	hoogte stijl	plaats in kering	opmerking
5900RP	2	730mm	S1	op voorlichtingspijler.
5900RP	10	730mm	H1,H16,R1,R33,S17	
5900	18	730mm	H2,H13 tm H15,S2,S3,S14 tm S16	
6900	12	1715mm	H3,H12,S4,S13,R2,R31	
7900	16	1715mm	H4,H11,S5,S11,S12,R3,R4,R30	
8900	20	3600mm	H5,H10,R5,R28,R29 S6 t/m S10	
9900	14	4495mm	H6 t/m H9,R6,R26 R27	
10900	22	5470mm	R7 t/m R9,R18 t/m R25	
11900	16	6450mm	R10 t/m R17	
totaal	130			

2.2. Afwijkende hamerstukken.

De hoogteligging van de cardanbalken van de schuiftypen 6900 en 7900 hebben een zo klein onderling verschil (25mm), dat voor beide typen bij de hamerstukken dezelfde hoogte is aangehouden. Een onderscheid in typen is echter nodig omdat de bordessen aan de hamerstukken, en daardoor ook de in te storten onderdelen, op verschillende niveau's komen en de belastingen verschillen.

Bij de hamerstukken op randpijler S1 zijn de stijlen aan de landzijde weggelaten. Dit hamerstuk ligt in de wandelroute op de publiekspijler en deze stijlen belemmerden de doorgang. Omdat er toch geen bewegingswerk aan de landzijde komt, waren de stijlen overbodig en konden gemakkelijk worden weggelaten. Bovendien is bij het hamerstuk aan de Oosterscheldezijde, om dezelfde reden, aan de landzijde een hoek uit de onderzijde van het balkgedeelte weggelaten. Bij

de andere vijf randpijlers zijn, uit symetrieoverwegingen de loze stijlen gehandhaafd.

2.3. Landschappelijke inpassing.

Elk type schuif heeft zijn maximale hefhoogte en een daarbij behorende minimale hoogte van het bewegingswerk.

Bij het ontwerp van de bewegingswerken voor de schuiven is ervan uitgegaan dat een schuif zou worden bewogen door twee hydraulische cilinders van gelijke afmetingen (zie doc. 1 en 2).

Het gevolg hiervan zou zijn dat op een aantal pijlers (de pijlers tussen 2 typen schuiven) de hydraulische cilinders niet van gelijke hoogte zijn. Ook het niveau waarop twee naast elkaar gelegen cilinders op het hamerstuk moesten worden bevestigd zou dan verschillen, waardoor de hamerstukken ter plaatse van dergelijke pijlers a-symetrisch zouden moeten zijn. In dit ontwerp werd dan ook de schuif met bijbehorende cilinders als eenheid gezien.

De esthetisch adviseur voor de Stormvloedkering wees erop, dat in het geheel van de Stormvloedkering de pijlers met bewegingswerken zo overheersend zijn, dat deze als eenheid moeten worden aangemerkt. Hij wilde daarom de pijlers van symmetrische hamerstukken en gelijke bewegingswerken voorzien. Overigens had dit laatste ook voordelen voor het wederzijds als reserve kunnen fungeren van de bijbehorende hydraulische installaties (zie boek 4).

De hamerstukken zijn, ondanks de meerkosten voor de bewegingswerken, symmetrisch gemaakt en op elk van de overgangspijlers is het kleinste bewegingswerk aangepast aan de afmetingen van het grootste.

Dit betekende voor de hele kering dat een aantal (26) bewegingswerken als het ware een maat te groot zijn uitgevoerd. Behalve de bewegingswerken moest ook een aantal schuiven worden aangepast in verband met de ligging van het ophangpunt.

Documentatielijst.

1. Tekening OS-10-40 en 41. Aanzichten sluitgat Hammen.
2. Notities:
 - vergelijking hoogte koppen hamerstukken ter plaatse van de zogenaamde overgangshamerstukken op basis van kosten en esthetica.
 - esthetische aspecten ten aanzien van twee naast elkaar staande cilinders van ongelijke afmetingen op een hamerstuk.
 - vormgeving bewegingswerken op hamerstukken.

3. Belastingen.

3.1. Algemeen.

Door directie Bruggen zijn voor een aantal maatgevende belastinggevallen de karakteristieke belastingen, ter hoogte van het hart van de cardanbalk, bepaald (de cardanbalk rust via een oplegstoel op het hamerstuk). Deze belastinggevallen moesten nog worden gecombineerd met het eigen gewicht van- en de windbelasting op de hamerstukken. Verder zijn de belastingen tijdens het hijsen van het hamerstuk en de mogelijke stootbelasting tijdens het plaatsen van de schuiven bekeken.

3.2. Belastingen.

De belastingen op de hamerstukken kwamen uit:

- 1 - eigen massa's van de schuiven, cilinders, cardanballen, lagerstoelen
- 2 - oprijvende krachten ten gevolge van onderdompeling van de schuiven
- 3 - stroom-, wind- en golfbelastingen op de schuiven en bewegingswerken
- 4 - wrijving tussen schuif en geleiding op de pijler
- 5 - „voorspanning” van de schuiven op de drempel in de doorstroomopening
- 6 - wind op het hamerstuk
- 7 - eigen massa hamerstuk
- 8 - hijsbelasting op het productieterrein (het hamerstuk is dan nog niet voorgespannen)
- 9 - hijsbelasting bij plaatsen op de pijler
- 10 - stootbelasting bij plaatsen van de schuiven

3.3. Belastinggevallen en grootte van de belastingen.

De door dir. Bruggen bepaalde waarden van de belastingen (1-5) zijn gecombineerd tot een aantal belastinggevallen (zie berekening Boek 4) en in tabelvorm aan directie Sluizen en Stuwen ter beschikking gesteld.

De beschouwde belastinggevallen waren:

- 1 - belastingen tijdens het sluiten van de schuiven
- 2 - belastingen bij gesloten schuiven
- 3 - belastingen bij het openen van de schuiven
- 4 - belastingen bij geopende schuiven
- 5 - belastingen bij het openen met een maximum oliedruk van $P_m = 16 \text{ MPa}$.

In de tabel is de belasting ter plaatse van de oplegstoelen op het hamerstuk, ter hoogte van hart cardan, aangegeven. Het zijn karakteristieke belastingen per cilinder.

3.4. Windbelasting.

Als windbelasting, op zowel het NZ-zijde-hamerstuk als het OS-zijdehamerstuk, is gerekend met een stuwdruk van $2,1 \text{ kN/m}^2$ en een cd-waarde van 1,6. Om de wrijving van de wind langs de zijvlakken in rekening te brengen werd:

- de windbelasting gerekend aan te grijpen op het hele voorvlak, inclusief de ruimte tussen de stijlen
- de windbelasting op het zijvlak met een factor 1,5 vermenigvuldigd.

Tabel 2.
Karakteristieke belasting ter plaatse van de oplegstoel per cilinder (2 oplegstoelen).

schuif hoogte	belastings-geval	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y
11900	sluiten	± 36	± 81	+2760	± 160	± 175
	gesloten	± 150	± 60	+3200	± 185	± 200
	openen	± 77	± 452	-5650	± 325	± 310
	geopend	± 47	± 399	-3730	± 215	± 200
	openen	± 86	± 159	-6130	± 350	± 335
10900	sluiten	± 37	± 74	+2635	± 150	± 165
	gesloten	± 135	± 58	+3050	± 175	± 190
	openen	± 72	± 395	-5110	± 290	± 280
	geopend	± 43	± 347	-3410	± 195	± 180
	openen	± 81	± 151	-5760	± 330	± 315
9900	sluiten	± 38	± 68	+2470	± 130	± 145
	gesloten	± 135	± 55	+2820	± 150	± 165
	openen	± 67	± 347	-4865	± 260	± 245
	geopend	± 40	± 296	-3160	± 170	± 155
	openen	± 75	± 139	-5255	± 285	± 275
8900	sluiten	± 37	± 59	+2245	± 110	± 120
	gesloten	± 120	± 49	+2590	± 125	± 135
	openen	± 55	± 285	-4315	± 210	± 200
	geopend	± 33	± 243	-2850	± 140	± 125
	openen	± 63	± 123	-5000	± 240	± 225
7900	sluiten	± 44	± 55	+2260	± 110	± 120
	gesloten	± 120	± 47	+2420	± 120	± 130
	openen	± 51	± 233	-3945	± 190	± 180
	geopend	± 29	± 190	-2495	± 120	± 110
	openen	± 60	± 114	-4565	± 220	± 210
6900	sluiten	± 40	± 47	+2050	± 100	± 110
	gesloten	± 105	± 44	+2180	± 105	± 115
	openen	± 43	± 175	-3420	± 165	± 155
	geopend	± 25	± 140	-2205	± 105	± 95
	openen	± 53	± 102	-4055	± 195	± 185
	sluiten	± 41	± 38	+1725	± 80	± 85
5900	gesloten	± 105	± 40	+1900	± 85	± 95
	openen	± 41	± 130	± 3260	± 145	± 140
	geopend	± 23	± 92	-2030	± 90	± 80
	openen	± 47	± 89	-3620	± 160	± 155

opmerkingen: - F in kN
 - M in kNm
 - M_x en M_y niet combineren!

4. Berekening voorspanning

4.1 . Uitgangspunten en randvoorwaarden.

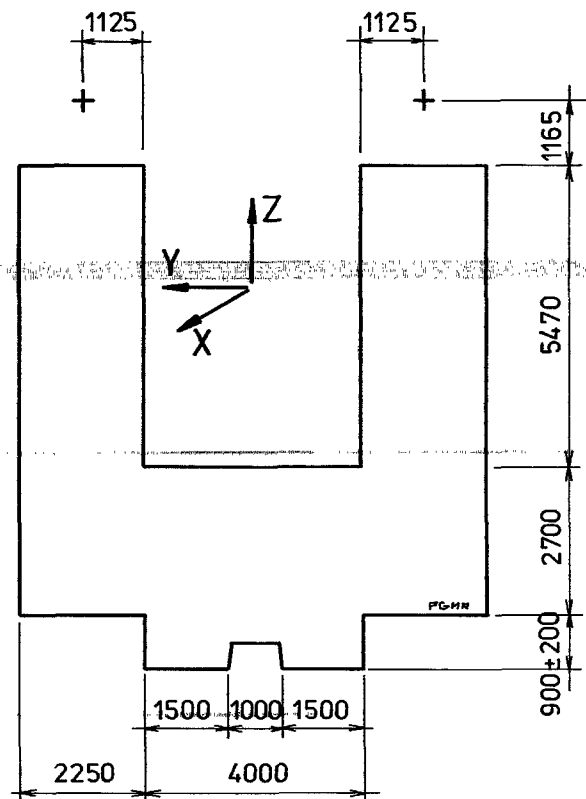
Bij het opzetten van de berekeningen zijn de volgende tekeningen en uitgangspunten gebruikt:

- 1 - tekening A82282 (doc.1)
- 2 - tekening OS 130-23B (doc.2)
- 3 - tekening OS 11-66D (doc.3)
- 4 - belasting uit schuiven en bewegingswerken (tabel 2, hoofdstuk 3)
- 5 - verticale voorspanning maximaal: Dywidag 19 strengen per kabel (P_u 272 kN per streng)
(dit zijn lus kabels waarbij voor $P(\text{oneindig})$ $0,6 \times 272$ kN in rekening wordt gebracht)
- 6 - horizontale voorspanning: BBRV 30 of 50 draden per kabel ($P_u = 65,2$ kN per draad, $P(\text{oneindig}) = 0,65 \times 65,2$ kN).
- 7 - scheefstand
 - ϕ x na het plaatsen = + 5mm/m
 - ϕ y in totaal = + 4mm/m
- 8 - verplaatsing in ij - richting ± 100 mm
verplaatsing in x - richting ± 25 mm
- 9 - windbelasting;
 - voor de NZ-zijde van een hamerstuk wordt gerekend met een windbelasting loodrecht p het voorvlak (windbelasting op het zijvlak is dan 0)
 - voor de OS-zijde van een hamerstuk wordt gerekend met een windbelasting loodrecht op het zijvlak (windbelasting op het voorvlak is dan 0)
 - omdat tijdens de maatgevende stormomstandigheden de wind uit westelijke richting waait is geen rekening gehouden met windbelasting vanuit Oosterschelde.
- 10 - aangezien het niet uit te sluiten is dat een schuif weigert kan het voorkomen dat aan de ene zijde van een hamerstuk zich een schuif in gesloten toestand bevindt terwijl aan de andere zijde van het hamerstuk zich een schuif in de belastingtoestand openen bevindt doordat men bezig is een weigerende schuif los te krijgen.
Dit belastingsgeval wordt genoemd:
openen + gesloten.

Alleen de berekening van het op een na hoogste hamerstuk (type 10900) zal hier uitgebreid worden behandeld. De berekeningen van de andere typen hamerstukken zijn analoog (doc. 4).

4.2. Berekening hamerstuk type 10900.

4.2.1. Dimensies.



Figuur 5.

Tabel 3.

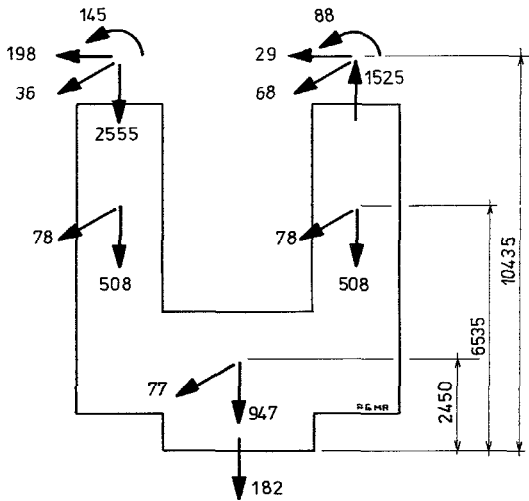
onderdeel	oppervlak m ²	W _x m ³	W _y m ³	W _z m ³
stijl	3,516	1,344	1,020	xxxxx
balk	4,455	2,005	xxxxx	1,225
voet	4,950	4,331	1,361	xxxxx

M_x en M_y werken niet gelijktijdig, Als M_y werkt geldt:

$$F_z = F_z \pm M_y/6,850$$

(omdat M_y altijd ongeveer gelijk is aan M_x , is M_x altijd maatgevend).

4.2.2. Berekening verticale voorspanning (hamerstuk-pijler).
 maatgevende belastingscombinatie: openen + gesloten



Figuur 6.

Mx en My werken niet gelijktijdig. Als My werkt geldt:

$$Fz = Fz \pm My/6,850$$

(omdat My altijd ongeveer gelijk is aan Mx, is Mx altijd maatgevend. Alleen Mx is dus in de berekeningen gebruikt).

Belastingstabel.

		Fz kN	Fx kN	Fij kN	arm m	Mxx kNm	Mijj kNm
openen	Fz	2555			3,32	8483	* ± 64
	Mxx					± 145	
	Fy		± 198	± 198	10,43	± 2065	
	Fx		± 36		10,43		± 375
gesloten	Fz	-1525			3,12	4758	± 38
	Mxx					± 88	
	Fy		± 68	± 29	10,43	± 302	
	Fx		± 68		10,43		± 709
eigengewicht	kolom	1016		0,005 × 6,53		33	± 26
	balk	947		0,004 × 6,53		12	± 9
	voet	182		0,005 × 2,45			
wind op hamerstuk	kolom		156/0		6,53		1019/0
	balk		77/0		2,45		189/0
	dwars		0/77	0/77	4,63	0/357	
totaal		3175				15886/ 16243	2429/ 1221

* inclusief excentriciteit

Spanningen noordzeezijde:

$$\sigma_{NZ} = -\frac{F}{A} \pm \frac{Mx}{Wx} \pm \frac{Mij}{Wij} = -641 \pm 3668 \pm 1785 = +4812/-6094 \text{ kN/m}^2$$

Spanningen oosterscheldezijde:

$$\sigma_{OS} = -641 \pm 3750 \pm 897 = +4006/-5288 \text{ kN/m}^2$$

Bepaling voorspankracht(F) en excentriciteit(eb):

Hiervoor geldt:

$$\sigma_{NZ} = -F/A - Fx_{eb}/w$$

$$\sigma_{OS} = -F/A + Fx_{eb}/w$$

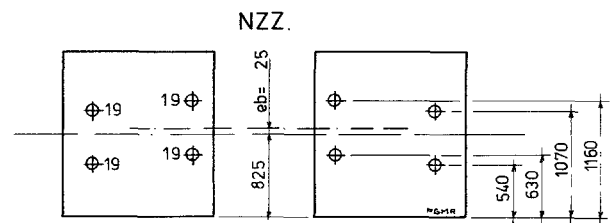
- uitgewerkt:

$$F = 21820 \text{ kN en } eb = 0,025 \text{ m.}$$

Benodigd aantal strengen: = F/P(oneindig) = 134 stuks.

4.2.3. Toegepaste voorspanning noordzeezijde-hamerstuk.

Keuze 19 strengs kabels.



Figuur 8.

Fp(oneindig) = 24800 kN eb = 0,025 m.

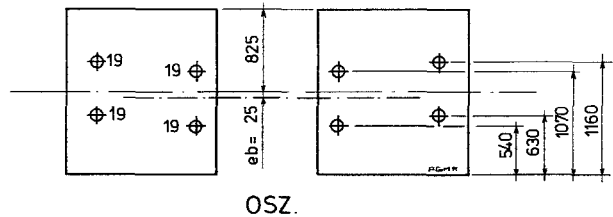
Mp(oneindig) = 620 kNm

Optredende spanningen ten gevolge van gekozen voorspanning.

$$\sigma_{OS} = -4556 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{NZ} = -5467 \text{ kN/m}$$

4.2.4. Toegepaste voorspanning oosterscheldezijde-hamerstuk.



Figuur 9.

P(oneindig) = 24800kN eb = 0,025 m.

Mp(oneindig) = 620kNm

Optredende spanningen ten gevolge van gekozen voorspanning:

$$\sigma_{NZ} = -4556 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{OS} = -5467 \text{ kN/m}^2$$

De spanning ten gevolge van de voorspanning is te klein aan de NZ-zijde.

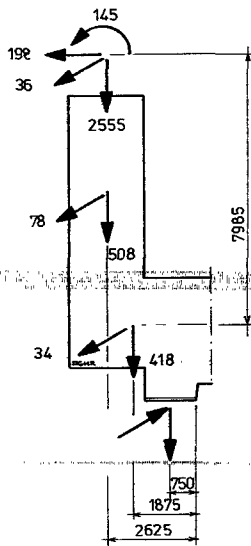
Daarom zal de oplegging, hoewel de kans gering is, onder extreme oostandigheden plaatselijk los kunnen komen. De optredende scheur zal tijdelijk zijn en gezien de geringe diepte niet doorlopen tot aan de voorspanning. De kabels lopen dus geen enkel risico (zie berekening 11900 hamerstuk doc. 4).

4.2.5. Voorspanning in de balk.

Maatgevend:

- A) voorspanning bovenvezel: openen
- B) voorspanning ondervezel: gesloten

A. Voorspanning bovenvezel: openen.



Figuur 10.

Belastingstabel.

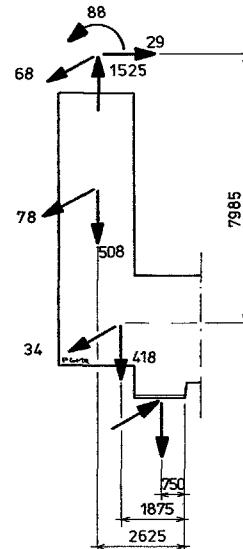
		Fz kN	Fx kN	Fy kN	arm m	Mxx kNm	Mzz kNm
openen	Fz Mxx Fij Fx	2555			2,82	* 7205 145	
			36	198	7,98	1580	* 102
eigen gewicht	kolom balk	508 418			2,625 1,875	1333 783	
wind belasting	kolom balk		78 34		2,625 1,875		205 64
reactie	Fz Fx	-3481	-148		0,750 0,750	-2610	-111
totaal				198		8436	260

* inclusief excentriciteit

$$\sigma_b = \frac{F}{A} + \frac{Mx}{Wx} + \frac{Mij}{Wij} = 44 + 4207 \pm 212$$

$$(\max) = 4463 \text{ kN/m}^2$$

B. Voorspanning ondervezel, gesloten.



Figuur 11.

Belastingstabel.

		Fz kN	Fx kN	Fy kN	arm m	Mxx kNm	Mzz kNm
gesloten	Fz Mxx Fij Fx	-1525			2,82	* 4301 - 88	
			68	-29	7,98	-231	* 192
eigen gewicht	kolom balk	508 418			2,625 1,875	+1333 +783	
wind belasting	kolom balk		78 34		2,625 1,875		205 64
reactie		+599	-180		0,750 0,750	+449	-135
totaal				-29		2055	326

* inclusief excentriciteit

$$\sigma_o = -7 + 1025 + 266$$

$$(\max) = 1284 \text{ kN/m}^2.$$

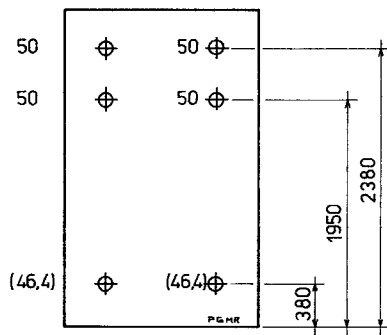
Bepaling voorspankracht en excentriciteit.

$$\sigma_{\text{boven}} = -\frac{F}{A} - \frac{F \times eb}{W} = -4463 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{\text{onder}} = -\frac{F}{A} + \frac{F \times eb}{W} = -1284 \text{ kNm}$$

Uitgewerkt: F = 12800 kN en eb = 0,249m.

Aantal benodigde draden = F/P(oneinig) = 302 stuks.



Figuur 13.

Toegepaste voorspanning.

De voorspanning wordt aangebracht in maximaal 3 lagen. Deze lagen zijn qua ligging bepaald door de plaats van de in te storten onderdelen.

$$e = 0,249 \text{ m.}, z = 2,70/2 + 0,249 = 1,599 \text{ m.}$$

Voor de twee bovenste lagen is $50 \phi 7$ gekozen, X = het totaal aantal draden;

$$1,599X = 2,38 \times 2 \times 50 + 1,95 \times 2 \times 50 + 0,38 \times (X - 200)$$

$$X = 292,8 \text{ draden.}$$

De onderste laag zijn dus 2 kabels met elk 46,4 draden nodig. Dit wordt bereikt door de spankracht van kabels $50 \phi 7$ te verlagen tot:

$$46,4/50 \times \text{spankracht van } 50 \phi 7.$$

De toegepaste voorspanning is iets kleiner dan de benodigde. Dit kan tijdens extreme omstandigheden kleine trekspanningen veroorzaken aan de bovenzijde of de onderzijde van de balk. Deze trekspanning wordt toelaatbaar geacht omdat de aanwezige zachtstaalwapening deze kan opnemen. In de stijlen van de hamerstukken is geen voorspanningwapening aangebracht. Ze worden echter voorgespannen door de dywidagstaven waarmee de lagerstoelen op de hamerstukken worden gespannen. Op plaatsen waar niet voldoende voorspanning aanwezig is wordt met zachtstaal bijgewapend.

4.3. Kruip, krimp en elastische verkorting.

4.3.1. Horizontale voorspanning.

A. Kruip.

De uitgangspunten bij het bepalen van de kruip zijn:

- relatieve vochtigheid op het bouwterrein = 70%, dus $k_c = 2,3$
- relatieve vochtigheid in de kering = 80%, dus $k_c = 1,9$
- tijdstip belasten; gekozen is voor 14 dagen, dus $k_d = 1,2$
- verlies bij spannen na 28 dagen = $0,83 \times$ het verlies na 14 dagen

- neem k_j na 100 dagen (tot plaatsing), dus $k_j = 0,071$
- beton B 37,5, dus $k_b = 1,0$
- $h_m = 2 \times A_b/O$, dus $k_h = 0,70$

De formule voor het bepalen van $\Delta \sigma$ kruip;

$$= k_c \times k_b \times k_h \times k_d \times k_j \times E(st) \times \sigma' b = 1,1 \times E'b$$

$$\Delta \sigma \text{ kruip na 100 dagen} = 0,767 \sigma' b$$

Voor het hier behandelde hamerstuk (type 10900) houdt dit in:

$$\sigma' b = 2,79 \text{ N/mm}^2$$

$\Delta \sigma$ oneindig	RV 70% = 30,14 N/mm ²
$\Delta \sigma$ 100dgn	RV 70% = 2,14 N/mm ²
	verschil = 28,00 N/mm ²

$v \times 1,9/2,3$	= 23,13 N/mm ²
$\Delta \sigma$ 100	RV 70% = 2,14 N/mm ²
$\Delta \sigma$ totaal	= 25,27 N/mm ²

B. Krimp.

De uitgangpunten bij het bepalen van de krimp zijn:

- k_b en k_j als bij de kruipberekening
- $h_m = 1024$, dus $k_h = 0,4$
- $\epsilon'c$ RV 70% = $27,5 \times 10^{-5}$
- $\epsilon'c$ RV 80% = $21,0 \times 10^{-5}$

De formule voor het bepalen van $\Delta \Sigma$ krimp;

$$\epsilon'c \times k_b \times k_h \times k_j \times E(\text{staal})$$

Na 100 dagen en 70% RV: $\Delta \sigma$ krimp	= 1,56 N/mm ²
Op oneindig en 70% RV: $\Delta \sigma$ krimp	= 22,00 N/mm ²
	verschil = 20,44 N/mm ²

$$\text{Verschil} \times 21,0/27,5 = 15,61 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Totaal } \Delta \sigma \text{ krimp} = 15,61 + 1,56 = 17,17 \text{ N/mm}^2.$$

C. Elastische verkorting.

De elastische verkorting wordt bepaald met de formule:

$$\epsilon_{el} = \sigma' b/E'b$$

$$\text{dus: } \Delta \sigma_{el} = \sigma' b/E'b \times E(\text{staal})$$

$$\Delta \sigma_{el} = 6,15 \sigma' b$$

Voor het 10900 hamerstuk betekent dit:

$$\Delta \sigma_{el} = 2,9 \text{ N/mm}^2 \text{ per kabel.}$$

Het totaal van krimp + kruip (+ elastische verkorting) = 43 N/mm² (60)

De breukspanning in de draden is 1670 N/mm² met een maximum van 64,3 kN per draad.

4.3.2. Vertikale voorspanning (hamerstuk-pijler).

Voor de berekening van de krimp en de kruip is uitgegaan van het zwaarst belaste hamerstuk. De ouderdom van het 7e stort van de pijler is gelijk gesteld aan de ouderdom van het hamerstuk. Hierdoor worden de spanningsverliezen ten gevolge van krimp en kruip in feite te hoog gerekend. De elastische verkorting wordt daarom op 0 gesteld.

A. Kruip.

De uitgangspunten bij het bepalen van de vertikale kruip zijn:

- $k_d = 0,74$
- $k_h = 0,7$ een $h_m = 0,792$
- $k_c = 1,9 - k_b = 1$
- $k_j = 1$

De met deze factoren berekende:

$$\Delta \sigma \text{ kruip (min)} = 5,056 \times \sigma' b$$

$$\text{en } \Delta \sigma \text{ kruip (max)} = 5,505 \times \sigma' b$$

Voor het hamerstuk type 10900 houdt dit in:

$$\sigma' b \text{ (min) totaal} = 6,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{en } \sigma' b \text{ (max) totaal} = 7,76 \text{ N/mm}^2.$$

B. Krimp.

De uitgangspunten voor het bepalen van de vertikale krimp zijn:

- $\epsilon' c = 21 \times 10^{-5}$
- $k_b = 1$
- $k_h = 0,5$
- $k_j (0 \cdot 100) = 0,101$
- $k_j (0 - \infty) = 1$

De met deze factoren berekende:

$$\Delta \sigma \text{ krimp totaal} = 18,88 \text{ N/mm}^2.$$

Totaal voor krimp en kruip:

$$\sigma \text{ (min)} = 53,66 \text{ N/mm}^2$$
$$\text{en } \sigma \text{ (max)} = 61,62 \text{ N/mm}^2.$$

Documentatielijst.

1. Tek. nr. A82282 dir br
2. Overzicht supporten, voorspanning en omhullingen.
(tek. nr. OS 130-23B)
3. Overzicht pijler + elementen. Maatvoering.
(tek nr OS 11-66D)
4. Berekeningen hamerstukken.
Archief S.V.K.O., R.W.S. dir. Sluizen en Stuwen, Utrecht.

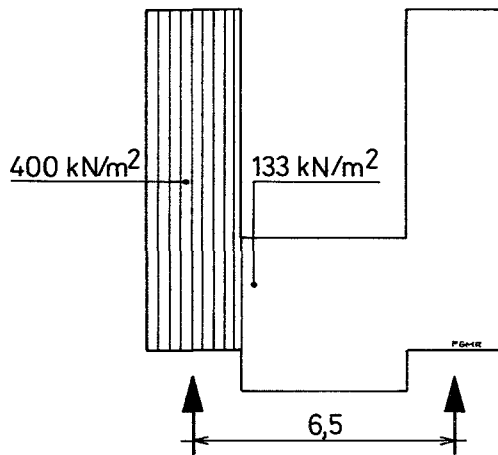
5. Wapening.

5.1. Algemeen.

Als praktische wapening is gekozen voor een huidnet $\phi 16-200$, staalkwaliteit FeB 400 HWL. De betondekking is rondom 70 mm.

5.2. Wapening voor belasting op de bouwplaats voordat de horizontale voorspanning is aangebracht.

5.2.1. Onderwapening.



Figuur 14. Belastingsschema.

$$M_u = 1,4 \times M_{eg} = 1000 \text{ kNm.}$$

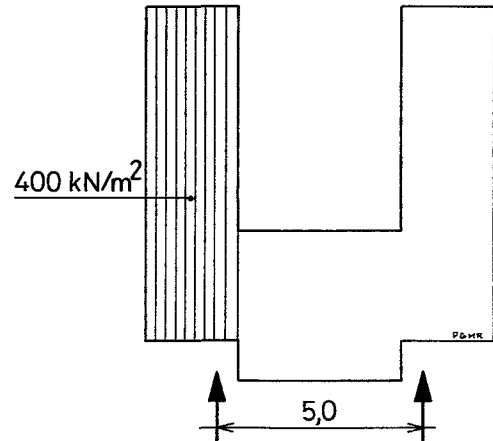
$$A_a \times f_a = 1000 / (0,67 \times 2,6) = 580 \text{ kN.}$$

$$A_a = 580000 / 400 = 1450 \text{ mm}^2.$$

$$A_a (\text{min}) = 1,5 \times A_a (\text{berekend}) = 2175 \text{ mm}^2 \text{ (art. E 701.2.2).}$$

Toegepast onderin balk $7\phi 20 + 2\phi 16 (= 2600 \text{ mm}^2)$.

5.2.2. Bovenwapening.



Figuur 15. Belastingsschema.

$$\text{Overstek: } M_u = 1,4 \times M_{eg} = 860 \text{ kNm.}$$

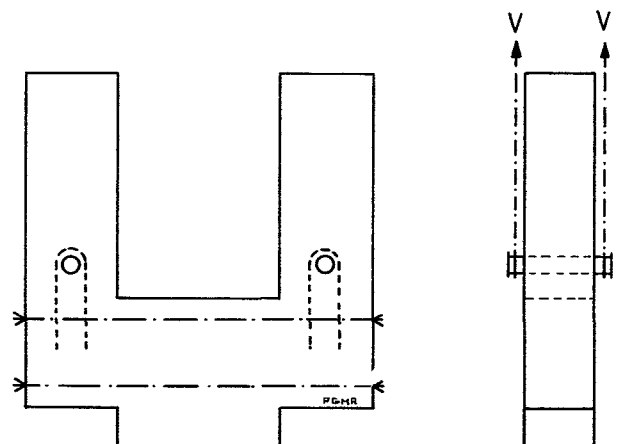
$$A_a \times f_a = 860000 / (0,67 \times 2,6) = 500 \text{ kN.}$$

$$A_a = 500000 / 400 = 1250 \text{ mm}^2.$$

$$A_a (\text{min}) = 1,5 \times 1250 = 1875 \text{ mm}^2$$

Toegepast bovenin balk: $8\phi 20 (= 2513 \text{ mm}^2)$.

5.3. Het hijsen van het hamerstuk op de kering.



Figuur 16. Belastingsschema.

Het eigen gewicht van het zwaarste hamerstuk is 2300 kN.

De verticale belasting per hijspunt is:

$$V = 2300/4 = 575 \text{ kN.}$$

Van deze kracht moet 2/3 door middel van wapening naar het balkgedeelte afgeleid worden.

De wapening wordt dus berekend met:

$$F = 2,0 \gamma \times 2/3 \times V = 767 \text{ kN.}$$

De hierbij behorende wapening A_b is: 1917 mm².

Gekozen is voor 3 beugels $\phi 20$ voor alle hamerstukken. De aanwezige wapening A_a is dan 1885 mm².

5.4. Belasting tijdens plaatsen schuiven.

Voor de belasting op NZ - hamerstuk tijdens het plaatsen van de schuif zie doc. 1.

Hierin wordt de extreme belasting op het 10900 hamerstuk gevonden:

$$F_x = 214 \text{ kN.} \quad F_y = 174 \text{ kN.}$$

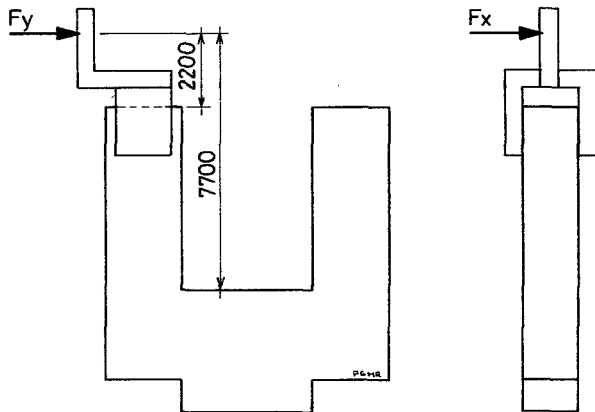
Het aangrijpingspunt van de belasting ligt op 2200 mm boven de bovenkant van het hamerstuk.

Extra wapening ten gevolge van de belasting in x - richting:

$M_{ux} = 1,4 \times 214 \times 7,7 = 2307 \text{ kNm}$, de hierbij benodigde wapening $A_a = 3730 \text{ mm}^2$ (19 $\phi 16$).

De aanwezige wapening is 10 $\phi 16$ die een M_{ux} van 1246 kNm kan opnemen.

De bij dit moment behorende h is 4,2 m.



Figuur 17. Belasting tijdens plaatsen schuif.

De extra wapening moet daarom over: $7,70 - 4,20 + 0,30 = 3,80\text{m}$ uit bovenkant balkgedeelte worden aangebracht.

Extra wapening ten gevolge van de belasting in y - richting:

$M_{uy} = 1,4 \times 174 \times 7,7 = 1876 \text{ kNm}$, de hierbij benodigde wapening $A_a = 2200 \text{ mm}^2$ (11 $\phi 16$).

Controle van het balkgedeelte bij een klap van 250 kN tegen het hamerstuk tijdens het plaatsen van een schuif (11900 hamerstuk).

M_t (gebruik) = $(6,4 + 1,35) \times 250 = 1940 \text{ kNm}$.

$$\tau_{\text{max}} = \frac{\beta \times M_t}{b^2 \times d} \text{ (formule Leonhardt zie lit. 1).}$$

Bij een d van 2,70 m, een b van 1,65 m en dus $d/b = 1,64$ wordt:

$$\beta = 4,26 \text{ en } \tau_{\text{max}} 1124 \text{ kN/m}^2$$

Bij een breukveiligheid van 1,7 wordt de trekkracht in de beugels:

$$Z(\text{bgls}) = M_t/2F_m = 370 \text{ kN/m' balk.}$$

De bijbehorende wapening:

$$A(\text{bgls}) = 925 \text{ mm}^2 \text{ oftewel } 5 \phi 16 \text{ (1005 mm}^2\text{)} = \phi 16 - 200.$$

Documentatielijst.

1. Tekening 8620 - 83, Kloos Kinderdijk.

Literatuurlijst.

1. Leonhardt F. en Monnig E. Vorlesungen uber Massivbau. Zweiter Teil. Sonderfalle der Bemessung im Stahlbetonbau. Tweede druk. Berlijn. Springer-Verlag 1975.

6. Plaatsen en stellen hamerstukken.

6.1. Algemeen.

Het plaatsen en stellen heeft duidelijk invloed gehad op het ontwerp van de hamerstukken. Hier volgt in het kort een beschrijving van de relatie tussen ontwerp en montage.

6.2. Plaatsen hamerstukken.

Om het hijsen van de hamerstukken op de kering mogelijk te maken werden ze op het bouwterrein te Kats voorzien van stalen hijsbuizen met demontabele manchetten. In de stijlen van de hamerstukken zijn ronde sparingen gemaakt, waar de hijsbuizen ingeschoven werden. Na het een voor een plaatsen van de 2 hamerstukken op een transportponton zijn ze onderling gekoppeld met een bordes dat de stabiliteit na het plaatsen op de pijler moest waarborgen.

Dit bordes was voorzien van demontabele loopbordessen om, direct na het plaatsen, de hijsdraden van de hijsbussen te kunnen losnemen.

De stabiliteitsbordessen werden pas weggenomen nadat de hamerstukken op de pijlers waren gespannen.

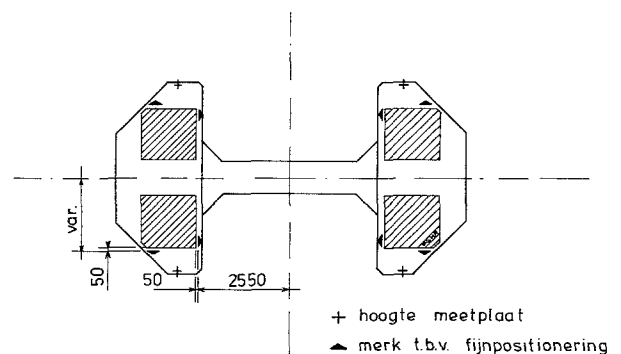
In het bovenste stort van de pijlers zijn tapse doken ($\phi 400$) opgenomen. Deze doken zijn, met een ruimte rondom van 50 mm., in de onderzijde van de hamerstukken gecontra-mald. Bij normaal weer, weinig wind en deining konden de gekoppelde hamerstukken direct over de doken worden gezet. Ze konden „met de hand” worden gestuurd. Bij slecht weer, wind en deining, zouden de hamerstukken te veel slingeren om „met de hand” te plaatsen. Er werd dan een vangconstructie over de pijlerkop geplaatst, waarlangs de hamerstukken op hun plaats zakten. De hamerstukken werden op rubber fenders gezet. Deze fenders vernietigden de plaatsingsenergie en dienden tevens als tijdelijke opleggingen.

6.3. Stellen en fijnpositioneren hamerstukken.

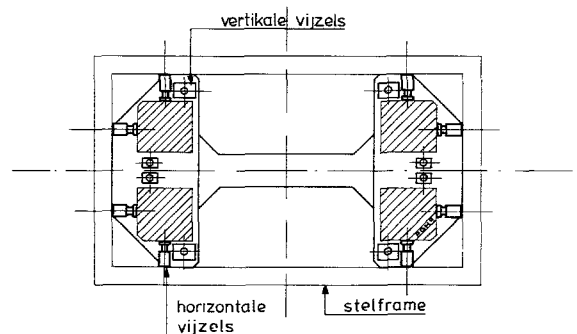
Door Dosbouw en de Rijkswaterstaat is de positie van elk hamerstuk, door meten en berekenen, bepaald en met verfmarteringen en inmeetplaatjes op de pijlers uitgezet (fig 18). Het grondvlak van het hamerstuk werd, met behulp van deze tekens, in de X-, Y-, Z-, ϕX_2 -, ϕY -, en ϕZ -richting, in het schuifspanningstelsel, gesteld. Om te kunnen stellen waren onder het hamerstuk drie stalen uitvulblokken met verticale vizels geplaatst. Rondom de hamerstukken was, afgestempeld op de pijler, een stelframe met horizontale vizels aangebracht

(figuur 19).

Met de verticale vizels werd het hamerstuk vrijgedrukt van de fenderblokken waarna deze werden vervangen door glijplaten. Met de horizontale vizels is het hamerstuk in de juiste positie gebracht en met de verticale vizels op hoogte gesteld. Tenslotte zijn de verticale vizels geborgd om de bereikte positie, tot na het verharden van de later aan te brengen voeg, te handhaven.



Figuur 18. Meet- en fijnpositioneringspunten.



Figuur 19. Stelframe met plaats vizels.

6.4. Afmonteren hamerstukken.

Na het fijnpositioneren zijn de voorspankanalen voorzien van ductubes. De voeg tussen hamerstuk en pijler is bekist en geïnjecteerd met gewone zand-cement-specie. Na het verharden van de voeg zijn de ductubes verwijderd, de voorspankabels ingevoerd en de hamerstukken op de pijler afgespannen.

Deelnota 8: Bedieningsgebouw

Index bedieningsgebouw.

1. Algemeen.	224
1.1. Inleiding.	
1.2. Situatie.	
1.3. Indeling.	
1.3.1. De laagbouw.	
1.3.2. De hoogbouw.	
1.3.3. Energievoorziening.	
1.3.4. Bedieningsruimte.	
1.3.5. De expositieruimten.	
1.4. Materialen en uitvoering.	
1.5. Technische installaties.	
1.5.1. De elektrische installaties.	
1.5.2. Beveiligingsinstallaties.	
1.5.3. Communicatieinstallaties.	
1.5.4. Warmtetechnische installaties.	

Documentatie.

2. Randvoorwaarden en belastingen.	249
2.1. Algemeen.	
2.2. Windbelasting.	
2.3. Verkeersbelasting.	
2.4. Materialen.	
3. De constructie.	250
3.1. Funderingsaspecten.	
3.2. De draagsystemen.	

Documentatielijst.

1. Algemeen.

1.1. Inleiding.

Bij het maken van de plannen voor de huisvesting van de bediening en de hulpdiensten van de Stormvloedkering, de dienstkring Deltakust en de publieksvoorlichting over de Deltawerken is men van een gebouw uitgegaan. Dit gebouw zou alle ruimten en zaken moeten bevatten die nodig zijn voor de bediening en het onderhoud van de stormvloedkering. Voor de permanente expositie van het Deltaplan is hierin een belangrijke ruimte geprojecteerd.

De invulling van deze uitgangspunten resulteerde in de volgende indeling van het gebouw:

- a - kantoren, werkplaatsen, magazijnen met bijbehorende ruimten voor het civieltechnisch onderhoud van de stormvloedkering (t.b.v de dienstkring).
- b - kantoren, werkplaatsen, magazijnen met bijbehorende ruimten voor het elektrotechnisch en werktuigkundig onderhoud van de stormvloedkering (t.b.v. W.E.D.).
- c - een energiecentrale ten behoeve van de eigen energieopwekking.
- d - de bedienings- en computerruimten ten behoeve van de bediening van de stormvloedkering.
- e - de ruimten voor een permanente publieksvoorlichting.
- f - parkeerruimte in de omgeving voor het personeel, bezoekers en bezoekers van de expositie.

Omdat het gebruikt van de ruimten a tot en met d een ander karakter heeft dan het openbare karakter van de publieksvoorlichting zijn hieraan de volgende voorwaarden gesteld:

- 1 - de toegang voor het publiek dient gescheiden te zijn van de ingang voor de overige disciplines.
- 2 - de hinder van het publiek voor de overige disciplines dient minimaal te zijn.
- 3 - het publiek mag, visueel, kennis nemen van hetgeen zich in het niet voor hen toegankelijke deel van het gebouw afspeelt.

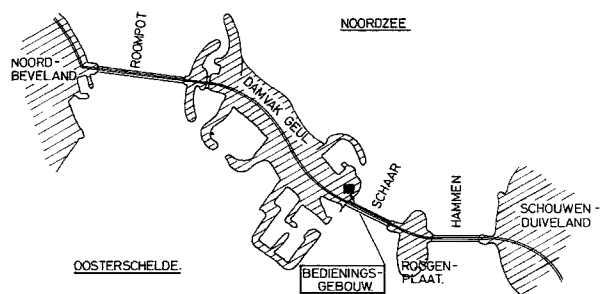
Het gebouw heeft als naam "het ir.j.w.tops-huis" (fig. 1) gekregen. Hiermee eert de Rijkswaterstaat haar voormalige directeur-generaal. Hij heeft grote zorg besteed aan de realisering van de Oosterscheldewerken. Zijn opstelling is een stimulans geweest voor een grotere openheid van de Rijkswaterstaat naar de samenleving, waardoor een beter beeld gevormd kon worden van de problemen die zich voordeden bij de bouw van grote waterstaatswerken zoals de Stormvloedkering.

het ir.j.w.tops-huis

Figuur 1. Logo bedieningsgebouw.

1.2. Situatie.

Het gebouw is gesitueerd op het noordelijk gedeelte van het werkeiland Neeltje Jans, aan de zeezijde van het damvak, vlakbij het landhoofd Schaar (zie figuur 2).



Figuur 2. Situatie bedieningsgebouw.

Het gebouw ligt buitendijks op een hoogte van N.A.P. + 10,0m en is via het op N.A.P. + 7,0m gelegen buitenterrein vanaf de doorgaande weg over het damvak bereikbaar. Vanuit de hoge, vooruitgeschoven positie heeft men uitzicht over zowel de zee als de stormvloedkering. Vanaf de doorgaande weg over de kering springt het gebouw al van verre in het oog.

Voordat men een definitief besluit over de locatie nam is een inventarisatie en een programma van eisen (doc. 5) gemaakt en werden, onder andere door de Vakgroep Landschapsarchitectuur van de Landbouwhogeschool in Wageningen, een aantal studies verricht waarbij:

- operationele belangen,
 - bereikbaarheid,
 - integratie van functies,
 - landschappelijke inpassing,
- getoetst werden aan de beschikbare locaties voor een bedieningsgebouw (doc. 1 t/m 4).

De gekozen plaats was geschikt voor een centralisatie van de benodigde gebouwen en daardoor bruikbaar vanwege de eisen die het onderhoud aan de kering er aan stelde. Het is, behalve bij zware storm, goed bereikbaar en aantrekkelijk bij de voorlichting. Het landschappelijk dominante punt was ook tijdens de bouw van de stormvloedkering beschikbaar waardoor extra kosten vermeden werden.

1.3. Indeling.

Het gebouw bestaat uit twee delen, te weten een laag- en een hoogbouw, die constructief van elkaar gescheiden zijn.

1.3.1. De laagbouw.

De laagbouw, met als basis een vierkant met zijden van 67,8 m, omvat als een schil een centraal middenplein met zijden van 39,2 m. De hoogte van de laagbouw bedraagt ca. 7,0 m. (fig. 3).

In de laagbouw bevinden zich de werkplaatsen en magazijnen van de dienstkring en de W.E.D. Ook is hierin de energiecentrale met bijbehorende kelders, schakel- en trafo-ruimten ondergebracht.

De verdieping in de laagbouw, op N.A.P. + 13,2m., bevat de kantoorruimten voor de W.E.D. en kantonniers. Ook zijn op deze verdieping de kantoren voor de publieksvoorlichting gehuisvest. Deze zijn via een eigen ingang toegankelijk voor het publiek.

1.3.2. De hoogbouw.

De hoogbouw rijst op uit het centrale middenplein. Het is ook vierkant, heeft zijden van 36 m. en wordt gedragen door zware kolommen en een centrale kern. In deze kern zijn het centrale trappenhuis, de lift, kabel- en leidingschachten en de rookgasafvoeren van de beide energiecentrales opgenomen. De hoogbouw is door een glazen strook "gekoppeld" aan de laagbouw. Het middenplein ontvangt het daglicht via deze strook. De koppeling is niet van constructieve aard en kan vervormingsverschillen tussen hoog- en laagbouw via schuifconstructies opnemen. In de hoogbouw, die uit drie verdiepingen bestaat, bevindt zich op N.A.P. + 19,6m de kantoorruimten voor de beheerder, een ontvangstruimte, een personeelskantine en de centrale bedieningsruimte van de Stormvloedkering met bijbehorende computerruimte. De

twee andere verdiepingen, op N.A.P. + 23,2m en N.A.P. + 27,2m bevatten de expositieruimten. Deze verdiepingen zijn via een loopbrug, op N.A.P. + 14,8m., boven de centrale middenplein en via het centrale trappenhuis bereikbaar vanuit de publieksingang in de laagbouw.

De bezoekers hebben hierdoor de mogelijkheid waar te nemen wat zich in het gebouw afspeelt. De beide expositieverdiepingen zijn op twee manieren onderling verbonden. Enerzijds door het centrale trappenhuis en anderzijds via een trap in de vide van de tweede verdieping.

Het centrale trappenhuis heeft twee gescheiden opgangen: een voor de toegang tot de dienstruimten en een ander voor de toegang tot de publieksruimten.

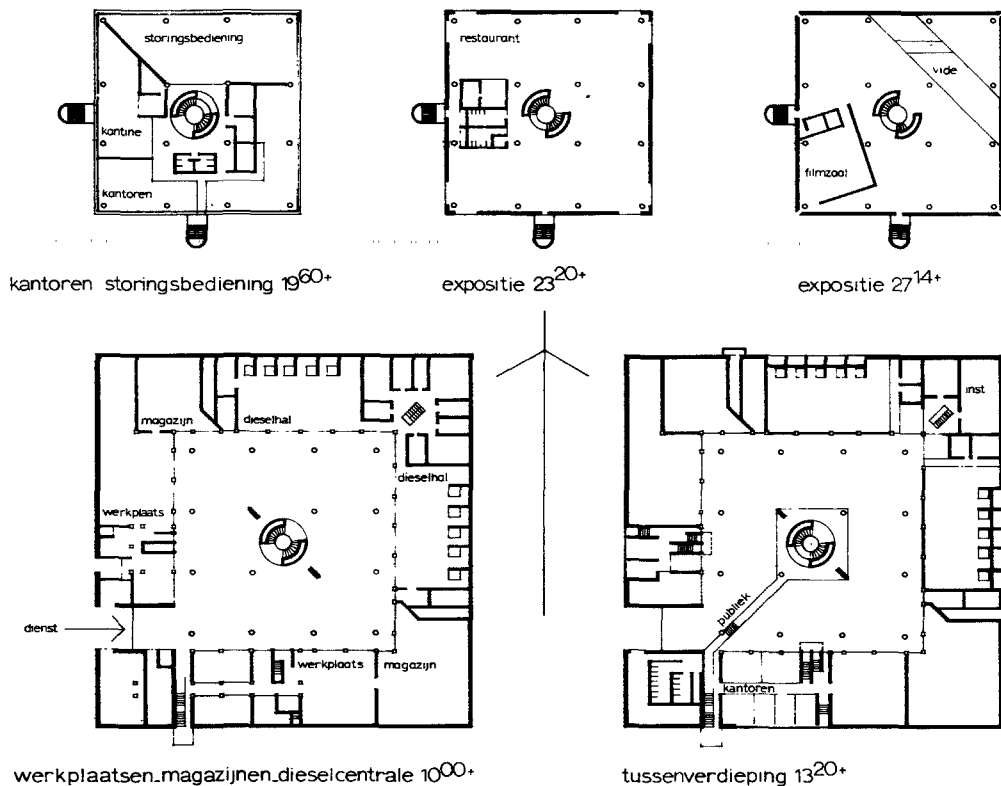
De lift in het centrale trappenhuis heeft een glazen kooi en bevindt zich in een glazen schacht met een glazen dak. De lift geeft toegang tot alle verdiepingen.

Het dak van het gebouw is toegankelijk gemaakt voor de bezoeker die daardoor een schitterend overzicht over de hele Stormvloedkering kan hebben.

1.3.3. De dieselcentrales.

Bij de energievoorziening van het complex van de Stormvloedkering is men uitgegaan van het concept dat in het normale dagelijkse stroomgebruik wordt voorzien door een voeding van de PZEM. Alleen bij het tegelijk bewegen van een groot aantal schuiven van de kering, of bij een storing van PZEM-voeding, wordt door eigen stroomopwekking in de energie behoefte voorzien.

De eigen energieopwekking gebeurt in twee afzonderlijke dieselcentrales met ieder 5 dieselaggregaten van 730 kVA nominaal vermogen.



Figuur 3. Overzicht plattegronden.

Zowel de PZEM-voeding als de eigen voeding wordt via een gemeenschappelijke schakel- en verdeelinstallatie (in dubbele uitvoering) over de gebruikers in het hele complex van de Stormvloedkering verdeeld.

Voor meer details over deze installaties wordt verwezen naar boek 4.

Door het gekozen concept zullen de dieselcentrales slechts met een lage frequentie (enkele keren per jaar) volledig in bedrijf zijn, hetgeen de problemen van geluidshinder beperkt. De hoge eisen ten aanzien van de beperking van vervolgschade bij calamiteiten als brand, explosie en kortsluiting, hebben er toe geleid dat de twee dieselcentrales ruimtelijk zijn gescheiden en ook de onderdelen van de schakel- en verdeelinstallaties en de transformatoren in afzonderlijke ruimten zijn ondergebracht. Het hele complex van de energievoorziening is ondergebracht in de N-O-hoek van de laagbouw (fig. 3). In de ruimte tussen de centrales zijn, verdeeld over de kelder, de beganegrond en de eerste verdieping, de schakel- en verdeelinstallaties ondergebracht.

De grote behoefte aan lucht voor koeling en ventilatie van de dieselcentrales heeft consequenties gehad voor de bouwkundige opzet van dit deel van de laagbouw.

Per centrale wordt de koel- en ventilatielucht via het dak aanzuigen. De aanzuigopening in het dak is visueel markant afgedekt. De lucht wordt via een schacht langs de kop van de dieselhal naar beneden gevoerd voor een verdeling over de twee kelders onder de dieselhal.

De buitenste kelder is ingericht als koelkelder; hier staan de koelinstallaties van de diesels opgesteld. De warme koellucht wordt, via schachten door de dieselhal, door de buitenwand van de laagbouw afgevoerd.

De binnenste kelder is ingericht als ventilatiekelder; van hieruit wordt de ventilatielucht verdeeld. In deze kelders worden de uitlaatgasleidingen van de diesels verzameld naar een gemeenschappelijke tunnel die verbinding geeft met de speciale leidingschacht in de kern van de hoogbouw. Langs deze weg worden de uitlaatgassen van de diesels op het hoogste punt van het gebouw afgevoerd. Zowel de tunnel als de leidingschacht worden vanuit de ventilatiekelder geventileerd.

De dieselhal ontvangt de lucht voor de ruimteventilatie en de behoefte van de diesels uit de ventilatiekelder via openingen in de vloer. De afgewerkte ventilatielucht wordt bovenin de dieselhal via de buitenwand afgevoerd.

De uitlaatroosters van zowel de koel- als ventilatie-lucht vormen een markant element in de noord- en oostgevel van de laagbouw.

De hele luchtcirculatie wordt met elektrische ventilatoren geregeld. Ter beperking van de geluidshinder zijn zowel de inlaat- als de uitlaatoreningen met coulissen dempers afgeschermd.

1.3.4. Bedieningsruimte.

De bediening van de kering vindt plaats van uit de bedieningsruimte op de eerste verdieping van de hoogbouw. Deze ruimte is het zenuwcentrum voor de hele kering. Behalve de centrale lessenaar voor de veilige bediening en het signalerings- en bedieningstableau, staat in deze ruimte de centrale computer configuratie voor de geautomatiseerde regeling van de bediening van de kering, de stroomverdeling en de centrales opgesteld. Verdere staan hier de computers van het Noodsluitstelsel, het Beslissingsstelsel en de Hiscon-computer opgesteld.

Vanwege de grote hoeveelheid in- en uitgaande kabels is, door middel van een tussenvloer onder de centrale bedieningsruimte een kabelruimte gecreëerd, die op zijn beurt weer via een kabeltunnel in verbinding staat met de kabelschacht in de kern van de hoogbouw.

1.3.5. De expositieruimten.

De opzet van de expositie is voorlichting te geven over het hele Deltaplan. Speciale aandacht wordt daarbij besteed aan de Oosterscheldewerken.

Er wordt niet alleen informatie gegeven over de techniek van de Nederlandse waterbouwkunde maar vooral over de ecologische, veiligheids- en milieuaspecten die bij het ontwerpen van de Oosterscheldewerken een rol gespeeld hebben. Door de indeling in basis-, aanvullende en gedetailleerde informatie zal de expositie interessant zijn voor zowel het doorsnee publiek als voor de technicus.

De informatie wordt aangeboden in het kader van:

- de maatschappelijke organisatie en ontwikkelingen,
- de technische en wetenschappelijke ontwikkelingen.

De presentatie wordt zodanig dat de bezoeker de mogelijkheid heeft tot onderzoek en vergelijking en daardoor een zelfstandige mening kan vormen.

De tentoonstelling heeft 4 hoofdstukken:

1. bodem, water, geografie en klimaat (centraal over de twee verdiepingen van het gebouw).
2. historie, vanaf het landschap van de delta omstreeks het begin van de jaartelling,
3. historie Deltaplan,
4. Oosterscheldeproject.

Naast de expositie zal informatie worden verschaft in het documentatiecentrum, terwijl in de filmzaal historische- en andere films, in het kader van de Deltawerken, te zien zullen zijn. De hoofdstukken 2, 3 en 4 krijgen binnen het geheel een eigen identiteit waardoor in de tentoonstelling een logische routing ontstaat. Hierbij blijft hoofdstuk 1 steeds zichtbaar door de grote stukken, zoals de kabelbaancabine, die in de vide zijn opgesteld.

Ondanks het feit dat tentoonstelling en bediening in een gebouw zijn ondergebracht blijven deze strikt gescheiden. De trappartij is echter zodanig opgezet dat de bezoeker, door de glaspuien heen, een indruk krijgt van de activiteiten die zich in het voor hem niet toegankelijke deel van het gebouw afspelen.

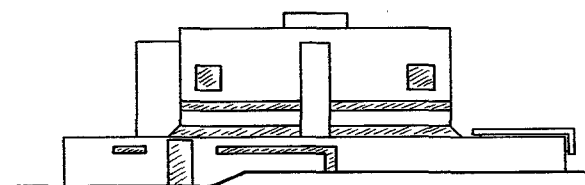
1.4. Materialen en uitvoering.

Het gebouw is uitgevoerd als betonskelet en op een zand-opspruiting, op staal gefundeerd. De gevels (zie figuur 4) zijn van beton, voor een deel in het werk gestort (laagbouw) en voor een deel geprefabriceerd (hoogbouw). De houten buitenkozijnen zijn van iroko dat onder invloed van het klimaat zal vergrijzen. Met deze materiaalkeuze voldoet men aan de eis dat de gevels onderhoudsvrij moeten zijn.

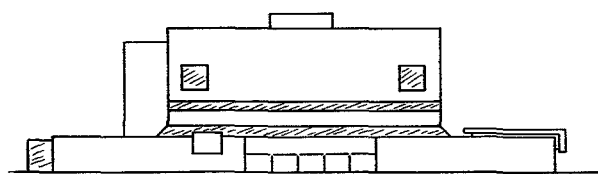
De meest toegepaste materialen binnen in het gebouw zijn beton, witte betonsteen, glazen bouwstenen en hout voor de puien. De puien van het centrale trappenhuis zijn gemaakt van staalprofielen die aansluiten op de staalprofielen van de lichtkap.

Er zijn binnen hoofdzakelijk lichte kleuren toegepast.

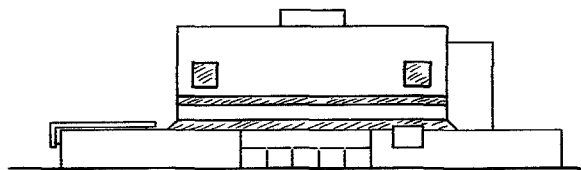
Bijna al het ter plaatse gestorte beton is uitgevoerd als schoon beton. Voor de gevels van de laagbouw is daarvoor een uit houten delen samengestelde bekisting gebruikt en voor het binnenwerk een stalen bekisting. Ter plaatste van



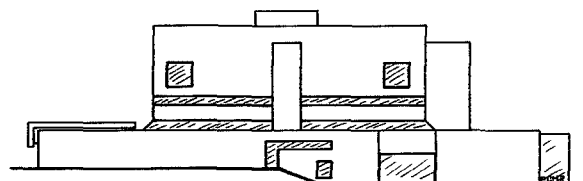
zuidgevel



oostgevel



noordgevel



westgevel

Figuur 4. Gevelaanzichten.

horizontale stortnaden is een sponninglat in de bekisting opgenomen. De centerpengaten zijn iets verdiept afgewerkt.

1.5. Technische installaties.

1.5.1. De elektrische installaties.

De elektrische huisinstallatie is ontworpen en uitgevoerd volgens NEN 1010. De voeding voor deze installatie wordt geleverd door de PZEM. Bij een stroomuitval of calamiteit wordt automatisch overgeschakeld op de eigen energie centrale. De voeding voor de besturings- en bedieningscomputers is aangesloten via een no-break installatie.

Het gemiddelde van de geïnstalleerde verlichtings-energie bedraagt 15 W/m^2 . Het totaal geïnstalleerde vermogen bedraagt 410 kW.

Het gebouw is tevens uitgerust met een noodverlichtingsinstallatie.

1.5.2. Beveiligingsinstallaties.

Het gebouw is voorzien van een inbraaksignalering- en brandmeld-installatie. Alleen de buitendeuren zijn op de inbraaksignalering aangesloten. Een automatisch telefoondoormelder geeft een openstaande of niet afgesloten deur door aan de bewakingsdienst of aan de persoon die de "pieper" bij zich draagt.

De brandmeld-installatie, bestaande uit hand- en ioniserende brandmelders, alarmeert via een automatische telefoondoormelder de regionale brandmeldkamer in Vlissingen.

1.5.3. Communicatie installaties.

Het gebouw is voorzien van een gecomputeriseerde telefooninstallatie. De centrale hiervan heeft de beschikking over een eigen noodvoeding.

1.5.4. Warmte technische installaties.

De warmte technische installatie van het gebouw bestaat uit twee delen:

- 1 - warmwaterinstallatie. Hiermee worden de kantoren en werkplaatsen verwarmd.
- 2 - luchtbehandelingsinstallatie. Hiermee worden de expositieruimten, de kantine, de vergaderzaal en de centrale bedieningsruimte op 19600+ geconditioneerd.

1. Warmwaterinstallatie.

De randvoorwaarden voor de verwarmingsinstallatie zijn:

- bedrijfstemperaturen berekend volgens ISSO publicatie nr. 4.
- laagste buitentemperaturen -8° C bij een maximale windsnelheid van 10 m/sec.
- ononderbroken bedrijf met dag en nachtregering.

De totale warmtebehoefte van het gebouw is berekend op 570 kW. Voor het leveren van de benodigde warmte zijn 2 oliegestookte ketels, met een gezamenlijk vermogen van 630 kW opgesteld. Deze ketels zijn in principe elkaars reserve. Ze zijn beide in bedrijf als de buitentemperatuur lager dan 5° C is.

De programmering van het dag-, nacht- en weekendbedrijf is instelbaar en regelbaar vanaf het centrale bedienings-tableau.

De vergaderzaal en de kantine op 19600+ worden door middel van convectoren tot ca. 15° C verwarmd. De temperatuur in deze ruimten wordt geregeld met behulp van de luchtbehandelingsinstallatie.

2. Luchtbehandelingsinstallatie.

De luchtbehandelingsinstallatie bestaat uit een koelcentrale en een luchtbehandelingsapparaat. Voor de berekening van de koellast is uitgegaan van:

- de warmst maand is juli (tevens de maand met het hoogste bezoekersaantal).
- de hoogste buitentemperatuur is 28°C.
- de relatieve vochtigheid van de buitenlucht is 60%.
- een maximaal geïnstalleerde verlichtings energie van 25W/m² vloeroppervlak.
- een, zolang de buitentemperatuur niet hoger is dan 22°C., gedurende de werktijden te bereiken en te behouden binnentemperatuur van 22°C. in de kantine en de ver-gaderruimte. Voor elke graad verhoging van de buiten-temperatuur mag de binnentemperatuur een halve graad stijgen.
- voor de expositieruimte is gerekend op het halen van een inblaaslucht debiet dat gelijk is aan driemaal de ruimte in-houd per uur, tot 16°C.
- voor de centrale bedieningsruimte is gerekend op een in-terne belasting van 20 kW, bij een geïnstalleerd vermogen van 28 kW met een gelijktijdigheids factor van 70%.

Op grond van de computerberekeningen van het adviesbu-reau is de koellast vastgesteld op 207 kW. Hierbij is gerekend op een gelijktijdigheid van 90%. De koeling wordt geleverd door een koelwaterapparaat met zuigercompressoren. De vrijkomende warmte wordt afgevoerd met behulp van een luchtgekoelde condensor.

De luchtbehandelingsapparatuur zorgt voor de distributie

van de gekoelde of verwarmde, gefiltreerde en bevochtigde lucht via een luchtkanalen systeem.

De centrale hal wordt verwarmd met geconditioneerde lucht die afkomstig is uit de beide expositieruimten. De verschillen-de sanitaire groepen en keukens van de kantine en het restaurant zijn voorzien van een plaatselijke afzuiginstallatie. In de afvoerschacht van de centrale hal is een brandventila-tor geplaatst. Bij brand wordt de lucht hierdoor naar buiten afgevoerd.

Documentatielijst.

1. Notitie. Plaats centraal bedieningsgebouw SVKO.
2. Landschappelijke aspecten m.b.t. keuze locatie bedie-ningsgebouw.
3. Bedienings- en dienstengebouw SVKO. Notitie PEGEOO-M-79277.
4. Bedienings- en dienstengebouw SVKO. Brief S en S nr. 8288/SB.
5. Programma van eisen en procedures voor de bouw van het Dienstengebouw Stormvloedkering Oosterschelde (69ONGE-M).

2. Randvoorwaarden en belastingen.

2.1. Algemeen

Het bedieningsgebouw van de Stormvloedkering Oosterschelde behoort, voor wat de belastingen betreft en in tegenstelling met een aantal andere onderdelen van de kering, tot de bouwwerken waarvoor de normaal gangbare belastingen van de T.G.B.'72 (technische grondslagen voor de berekening van gebouwen NEN 3850) aangehouden kunnen worden. Alleen de windbelasting is aangepast.

2.2. Windbelasting.

Bij de voorontwerpen van het bedieningsgebouw is men voor de stuwdrukwaarde van de windbelasting uitgegaan van $1,4 \text{ kN/m}^2$. Deze waarde is gebaseerd op de TGB, waar bij echter niet de TGB-kustlijn aangehouden is, maar gezien de ligging van het gebouw, de lijn voor Vlissingen. Naar aanleiding van de ervaringen, opgedaan bij het ontwerpen van de overkapping van het Marinedok in den Helder en de veel lagere windbelasting op het hefschip van de pijlers, is besloten de raad van deskundigen op windbelastingsgebied in te roepen. Een eerste gesprek (doc. 1) resulteerde reeds tot een aanzienlijk hogere aanname van de windbelasting ($3,15 \text{ kN/m}^2 = \pm$ factor 2). Deze toename kwam voort uit:

- het hanteren van een veel hogere herhalingstijd dan in de TGB (100 jaar in plaats van 5 jaar),
 - het meenemen van de stuwving door de dijk (factor 1,2).
- Er zouden hierop misschien nog een aantal reducties mogelijk zijn maar daarvoor moest onderzoek gepleegd worden. De aangegeven mogelijke reducties zijn:
- het al of niet rechtlijnig interpoleren van de gegevens,
 - het uitvoeren van een windsnelheidsmeting ter plaatse van het toekomstige gebouw, om deze plaats te kunnen vergelijken met de 50 jaar van waarnemingen in Vlissingen,

- het doen van een windtunnelonderzoek om de druk- en zuigcoëfficiënten te bepalen (dit zou vooral belangrijk kunnen zijn voor bouwkundige details).

Tot een windtunnelonderzoek is besloten. De resultaten hiervan zijn vermeld in doc. 2 en houden in dat:

- de voorlopige schatting voor de stuwdruk ($3,15 \text{ kN/m}^2$) kan worden verlaagd tot $2,18 \text{ kN/m}^2$,
- de in het model gemeten waarden voor de stuwdrukcoëfficiënten tonen aan dat de in de TGB gehanteerde waarden voor c_z en c_d (resp. 0,4 en 0,8) slechts gemiddelden over een heel vlak zijn. Plaatselijk kunnen aanzienlijk hogere waarden voorkomen, vooral ter plaatse van knikken in de buitenomtrek van het gebouw (max 2,2 ter plaatse van de zuid-westhoek van de hoogbouw). De in de TGB art. 2.3.4.2 genoemde 1,5 voor dit soort plaatselijke stuw- en zuigcoëfficiënten blijkt dus te laag te zijn

2.3. Verkeersbelasting.

Voor de kokers onder het centrale middenterrein voor doorvoer van de kabels en de uitlaatgasleidingen van de centrales moet een verkeersbelasting volgens klasse 45 van de VOSB worden aangehouden.

2.4. Materialen.

De materialen van de berekende onderdelen hebben de volgende kwaliteiten.

Het in het werk gestorte beton is B 22,5. De geprefabriceerde onderdelen hebben een kwaliteit B 30 en de voorgespannen dakplaten B 52,5. De toegepaste kwaliteiten van het betonstaal zijn FeB 400 HWL en FeB 500 HK NR. De kwaliteit van het constructiestaal is Fe360B.

3. De constructie.

3.1. Funderingsaspecten.

Het gebouw als geheel is op staal gefundeerd in het ter plaatse opgespoten zandlichaam, dat deel uitmaakt van de waterkering. Als uitgangspunt voor de hoogteligging van het gebouw is het aanlegpeil van het parkeerterrein (N.A.P. + 10,0m) gekozen, dat dan ook overeenkomt met de peilmaat van de begane grond van het gebouw. Van hieruit is de aanlegdiepte van de belangrijkste dragende elementen van de hoogbouw (kolommen en centrale kern) bepaald door de gewenste constructiehoogte van de kelders onder de centrales in de laagbouw. Het funderingsniveau van deze elementen en de kelders van de laagbouw ligt uit praktisch overwegingen op dezelfde hoogte n.l. N.A.P. + 6,00m. De overige delen van de laagbouw zijn op een hoger niveau gefundeerd, uitgaande van de peilmaat van de begane grond.

Voor de afmetingen van de fundering is men uitgegaan van de vuistregel dat de funderingsdruk ongeveer $x \text{ N/mm}^2$ mag bedragen bij een aanlegdiepte van x meter. Met behulp van zettingsberekeningen is getracht de afmetingen van de diverse funderings-sloven en -platen zo te kiezen dat de te verwachten zettingen gelijk zijn.

3.2. De draagsystemen.

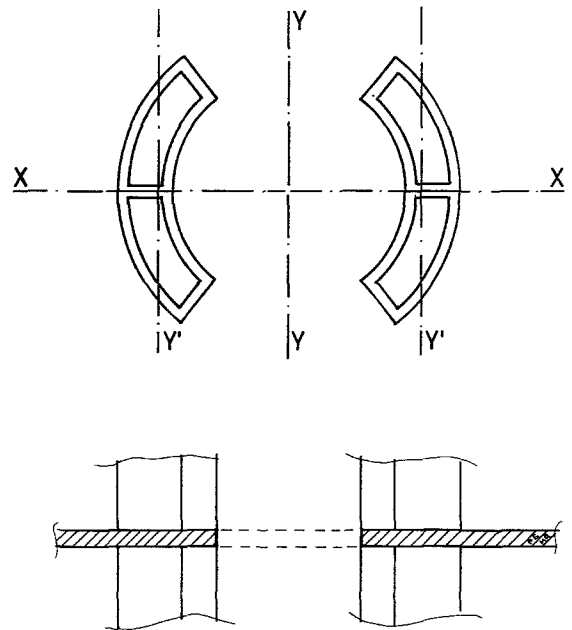
Zoals al eerder is aangegeven zijn de laagbouw en de hoogbouw constructief van elkaar gescheiden.

Het draagsysteem van de laagbouw bestaat, behalve de reeds genoemde kelder, in hoofdzaak uit een carré van ter plaatse gestorte kolommen en vloeren, omgeven door een eveneens ter plaatse gestorte buitenwand. Het draagsysteem van de hoogbouw bestaat uit kolommen en vloeren rondom een stabiliteit gevende kern, alles eveneens ter plaatse gestort.

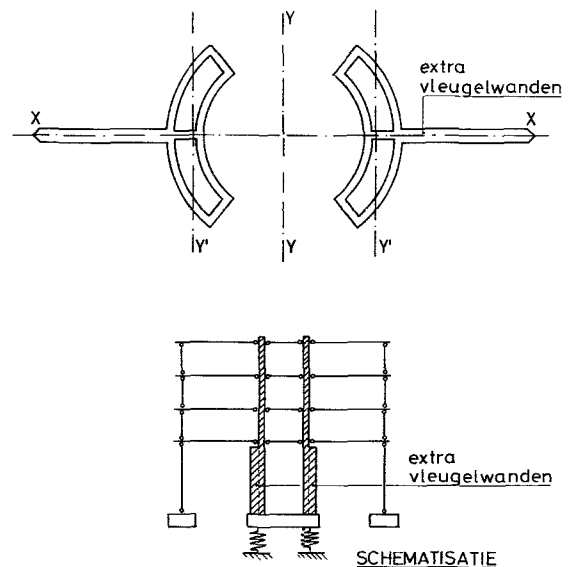
De grote horizontale windbelasting op de hoogbouw wordt in zijn geheel door de kern (dit is het trappenhuis en de liftschacht) afgevoerd. De buigstijfheid van het raamwerk bestaande uit vloeren en kolommen is daarbij niet meegerekend. De kern bestaat in feite uit twee door vloeren gekoppelde cirkelsegmenten (zie fig. 5).

De koppeling door de vloeren is echter door de aanwezige sparingen voor lift en trappen zo zwak, dat deze voor de buigstijfheid is verwaarloosd. De I_y van de kern is dus gelijk genomen aan $2 \times I_{y'}$, het eigen traagheidsmoment van een enkel segment.

Omdat uit berekeningen bleek dat met name de buigstijfheid van de kern om de y -as te laag was om aan de gestelde verplaatsingseis ter plaatse van de laagbouw ($\Delta = 5 \text{ mm}$) te voldoen, is de kern vanaf de begane grond tot aan de eerste verdiepingsvloer verzwaid met twee vleugelwanden (zie fig. 6). Deze kern is met de computerprogramma's VLASKO en



Figuur 5. Doorsnede kern.



Figuur 6. Vleugelwanden aan segmenten.

BETON2 doorgerekend: Hierbij bleek dat er ten gevolge van de geringe direct afdragende verticale belasting ten opzichte van de grote horizontale belasting, in de kern trekspanningen optraden. Als men aanneemt dat beton onder trek gescheurd is wijzigt dus ook de EI (lager!). Dit resulteert weer in grotere uitbuiging, dus grotere momenten (2e orde effecten) enz. Dit proces is met behulp van een iteratieproces tussen VLASKO en BETON2 benaderd, waarbij bleek dat het tweede orde-effect beperkt was. De veerstijfheid van de centrale funderingsplaat is door het *Laboratorium voor Grondmechanica* bepaald.

De aard van de constructie van het hele gebouw is zodanig dat het uitgebreid behandelen van de berekeningen hier te ver zou voeren. De berekeningen zijn onder nummer 3 in de documentatielijst opgenomen.

Documentatielijst.

1. Brief betreffende windbelasting. TNO nr. 81-B-634/KOT/CS.
2. Windbelasting dienstgebouw Stormvloedkering Oosterschelde.
3. Berekeningen dienstgebouw Stormvloedkering Oosterschelde. *Archief S.V.K.O., R.W.S. directie Sluizen en Stuwten, Utrecht*).

Deelnota 9: Roompotsluis

Index Roompotsluis.

- 1. Algemeen.** **257**
- 1.1. Inleiding, doel en functie.
 - 1.2. Algemene omschrijving.
 - 1.2.1. Onderdelen sluiscomplex.
 - 1.2.2. Hoofdafmetingen van de sluis.
 - 1.2.3. Bediening en meubilering van de sluis.
 - 1.2.4. Het sluisbedrijf.
 - 1. Bediening van de sluis.
 - 2. Communicatiemiddelen.
 - 1.2.5. Scheepvaartbeseining.
 - 1.2.6. Stortebedden, ijsgang en sedimentatie.

Documentatielijst.

- 2. Randvoorwaarden en belastingen.** **262**
- 2.1. Uitgangspunten.
 - 2.2. Hydraulische randvoorwaarden, extreme waterstanden en golfhoogten.
 - 2.3. Getijbeweging.
 - 2.4. De sluis als waterkering, grootste vervallen.
 - 2.4.1. Waterstand op de Noordzee hoger dan de waterstand op de Oosterschelde.
 - 2.4.2. Waterstand op de Noordzee lager dan de waterstand op de Oosterschelde.
 - 2.5. Hydraulische belastingen op de bewegingswerken.
 - 2.6. Schutpeilen.
 - 2.7. Bovenbelasting.

- 3. Berekeningen.** **264**
- 3.1. Grondslagen van de berekeningen.
 - 3.1.1. Algemeen.
 - 3.1.2. Belastingsgevallen.
 - 3.1.3. Beton.
 - 3.2. Grondonderzoek en fundering.
 - 3.2.1. Fundatie sluis op staal.
 - 3.2.2. Kwaliteitseisen voor de grondverbetering.
 - 3.2.3. Zettingsverwachtingen.
 - 3.2.4. Zettingsverwachtingen van de keerwanden.
 - 3.2.5. Toelaatbare funderingsdruk onder sluis en keerwanden.
 - 3.2.6. Minimale hoogte van de grondaanvulling naast de sluis.
 - 3.2.7. Vertikale beddingsconstante.
 - 3.2.8. Horizontale wrijving langs de onderkant van de vloer.
 - 3.2.9. Horizontale druk tegen en verticale wrijving langs de sluiswand.
 - 3.2.10. Grondgegevens voor de damwandberekeningen.
 - 3.2.11. Klassifikatie van het aangetroffen zand.
 - 3.3. Berekening verticale korrelspanning en veiligheid tegen verschuiven.
 - 3.4. Uitvoering berekeningen.

Documentatie.

- 4. Remmingwerken.** **267**
- 4.1. Algemeen.
 - 4.2. Randvoorwaarden en belastingen.
 - 4.2.1. Hydraulische randvoorwaarden.
 - 1. Waterstanden.
 - 2. Golfbelasting.
 - 4.2.2. Scheepsstoten.
 - 4.3. Peilmaten.
 - 4.3.1. Ducdalven.
 - 4.3.2. Wachtplaatsen plezierschepen.
 - 4.4. Bodemgegevens.
 - 4.5. Berekeningen.

5. Deurenbergplaats.	270
5.1. Inleiding.	
5.2. Algemeen en situatie.	
5.3. Peilmaten en afmetingen.	
5.4. Belastingen en berekeningen.	
6. Bedieningsgebouw.	271
6.1. Algemeen.	
6.2. Eisen aan- en locatie van de sluispost.	
6.2.1. Eisen te stellen aan de sluispost.	
6.2.2. Eisen te stellen aan de locatie van de sluispost.	
6.3. Vorm en inrichting van de sluispost.	
6.3.1. De bouwkundige vormgeving in relatie tot de uitzichteisen.	
6.3.2. De interne vormgeving en inrichting in relatie tot de uitrusting.	
6.3.3. Overige ruimten.	
6.4. Belastingen en berekeningen.	
7. De sluisdeuren met bewegingswerken.	274
7.1. Inleiding en algemene omschrijving.	
7.2. De roldeur.	
7.3. De bewegingsinrichtingen.	
7.3.1. De roldeuraandrijving.	
7.3.2. Deurschuifaandrijving.	
7.3.3. De deurgrendel.	
7.3.4. De afdrukrichting.	
7.4. Rijdek Wagen.	
7.5. Belastingen en randvoorwaarden.	
7.5.1. Belastingen en randvoorwaarden op de bewegingswerken van de deur.	
7.5.2. Belastingen op bewegingswerken van de schuiven.	
7.5.3. Deurgrendel.	
7.5.4. Overige machineonderdelen.	
7.5.5. Verkeersbelasting op roldeur en rijdek Wagen.	
7.6. Berekeningen.	

Documentatielijst.

1. Algemeen.

1.1. Inleiding, doel en functie.

Na het besluit van 1976 de Oosterschelde af te sluiten en te compartimenteren, is een studie gemaakt naar de behoefte van een schutsluis in de stormvloedkering.

De sluis heeft tot doel een directe scheepvaartverbinding tot stand te brengen tussen het Oosterscheldebekken en de Noordzee. Deze verbinding is wenselijk voor:

- a - recreatievaart
- b - visserij
- c - overige beroepsvaart (handelsvaart)
- d - bijzondere transporten, vervoer zware elementen.
Hierbij is bijvoorbeeld gedacht aan het vervoer van betonelementen, gemaakt door de Combinatie Oosterschelde te Kats of aan het vervoer van elementen gemaakt door andere industrieën zoals werven e.d.
- e - uitvoering van de stormvloedkering
- f - onderhoud c.q. herstel aan de stormvloedkering.

De potentiële gebruikers zijn dus in twee groepen te verdelen, die verschillende eisen stellen, vooral wat betreft de breedte afmeting van de sluis. De recreatie, visserij en handelsvaart zouden voldoende hebben aan een relatief smalle sluis, die vaak gebruikt zal worden.

Voor de bouw van de stormvloedkering, het onderhoud en voor de bijzondere transporten is een ca 40 m. brede sluis, of een andere passagemogelijkheid, gewenst, die slechts incidenteel gebruikt zal worden.

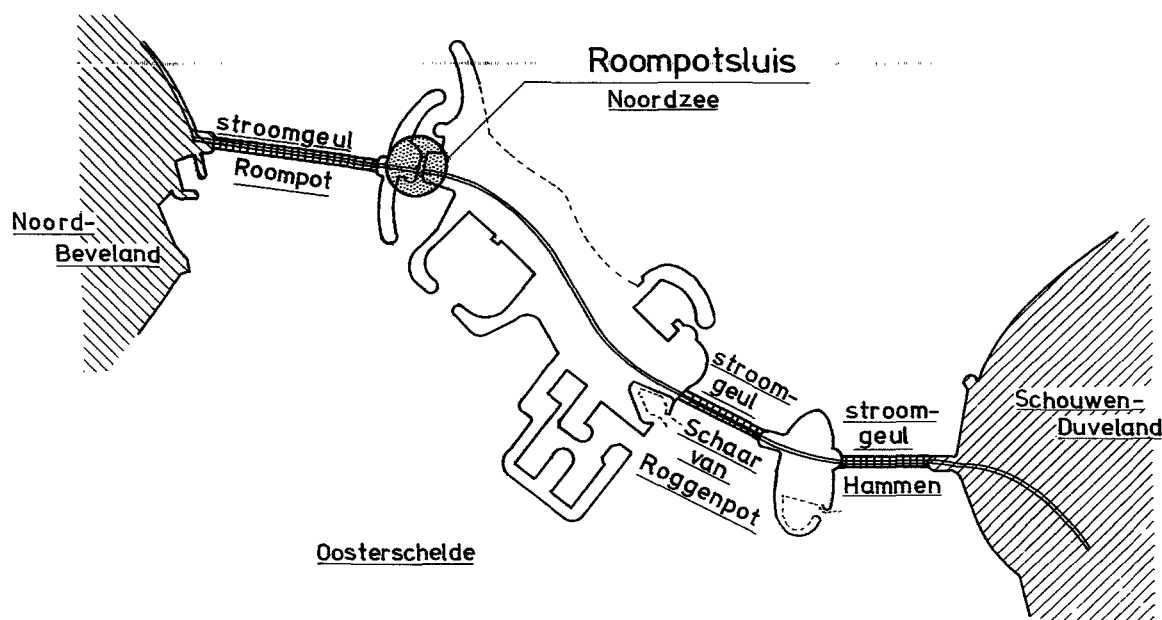
De wensen van deze twee groepen gebruikers lagen zover uiteen dat men zich afvroeg of er een schutsluis voor alle gebruikers, of voor elk van de groepen een aparte passagemogelijkheid gemaakt moest worden (met name voor de tweede groep vroeg men zich af of een sluis wel nodig zou zijn). Om een keuze uit alternatieven mogelijk te maken zijn deze nauwkeurig bestudeerd en geanalyseerd. Het resultaat hiervan is vastgelegd in een nota (doc.1 en 2).

1.2. Algemene omschrijving.

Het sluiscomplex is gesitueerd in de nabijheid van de vroegere hoofdvaarroute tussen de Noordzee en de Oosterschelde, de vaargeul Roompot (fig.1).

Het sluiscomplex omvat:

- a - een schutsluis die, tijdens de bouw van de stormvloedkering, gebruikt wordt door de (werk)scheepvaart. Na het in bedrijf stellen van de kering zal de sluis worden gebruikt door scheepvaart ten behoeve van het onderhoud en door de visserij, kleine handels- en recreatievaart.



Figuur 1. Situatie

- b - een bedieningsgebouw
- c - een vaste brug over de sluis voor het snelverkeer over de kering. Het langzame- en onderhoudsverkeer wordt over de sluisdeuren geleid. (de vaste overbrugging behoort tot de "kleine kunstwerken" en zal in deelnota 10 beschreven worden).
- d - de remmingwerken van de sluis
- e - een deurenbergplaats.

1.2.1. Hoofdafmetingen van de sluis.

De maximale lengte van de schepen, die de sluis moeten kunnen passeren is 81,6 m. (coaster voor steenaanvoer, doc. 2). Bij zeesluizen is het gebruikelijk om, in verband met het geringe manoeuvreervermogen van zeeschepen en ruimte voor sleepboten, ter bepaling van de nuttige schutkolkengte voor een veilige en vlotte verkeersafwikkeling, een overlengte van ca 20% van de scheepslengte in rekening te brengen. Daarom is de nuttige schutkolkengte op 95 m. tussen de stopstrepen, op een afstand van ca. 2,5 m van de deuren, vastgesteld. De afstand tussen de deuren is daardoor ca 100 m. Voor de situatie na het gereedkomen van de stormvloedkering is een lengte van 100 m. ook voldoende.

De (maatgevende) schepen die mogelijk van de sluis gebruik zullen maken staan vermeld in tabel 1.

De benodigde overbreedte is mede bepaald door de vormgeving van het geleidewerk. Bij de zeesluizen is het gebruikelijk voor de geleidewerken te volstaan met enkele stoelen. In dat geval is voor een veilig en vlot schutbedrijf een overbreedte van 20% van de scheepsbreedte nodig, terwijl nog van een veilig schutbedrijf gesproken kan worden bij een overbreedte van 10%. De overbreedte kan gereduceerd worden door het optimaliseren van het geleidewerk. De meeste schepen hebben hier een breedte van ca 14,00 m. Een overbreedte van 2m. zou ruim voldoende zijn, waardoor

Tabel 1.

soort schip	breedte	diepgang	geschatte frequentie
coaster voor steenaanvoer	15,00 m	6,00 m	2 x per week
steenstorter	15,80 m*	3,50 m	2 x per week
kraanpontons	15,00 m	3,00 m	1 x per week
overigen	14,00 m	3,50 m	10 x per week

* later bleek de werkelijke breedte ca. 15 m.

Tabel 2.

omschrijving	min. schutpeil in m. t.o.v. N.A.P. (drempel N.A.P. -5,7m)		F/f bij HW Oosterschelde tijdens gemiddeld (t.o.v. N.A.P.)		
	waarbij F/f		tij		
	1,25	1,35	dood + 0,90	+ 1,05	spring + 1,20
coasters voor steenaanvoer	+ 1,33	+ 1,89	1,17	1,20	1,23
steenstorter	- 1,38	- 1,03	> 1,35	> 1,35	> 1,35
kraanpontons	- 2,18	- 1,90	> 1,35	> 1,35	> 1,35
overigen	<< - 1,87	<< - 1,56	> 1,35	> 1,35	> 1,35

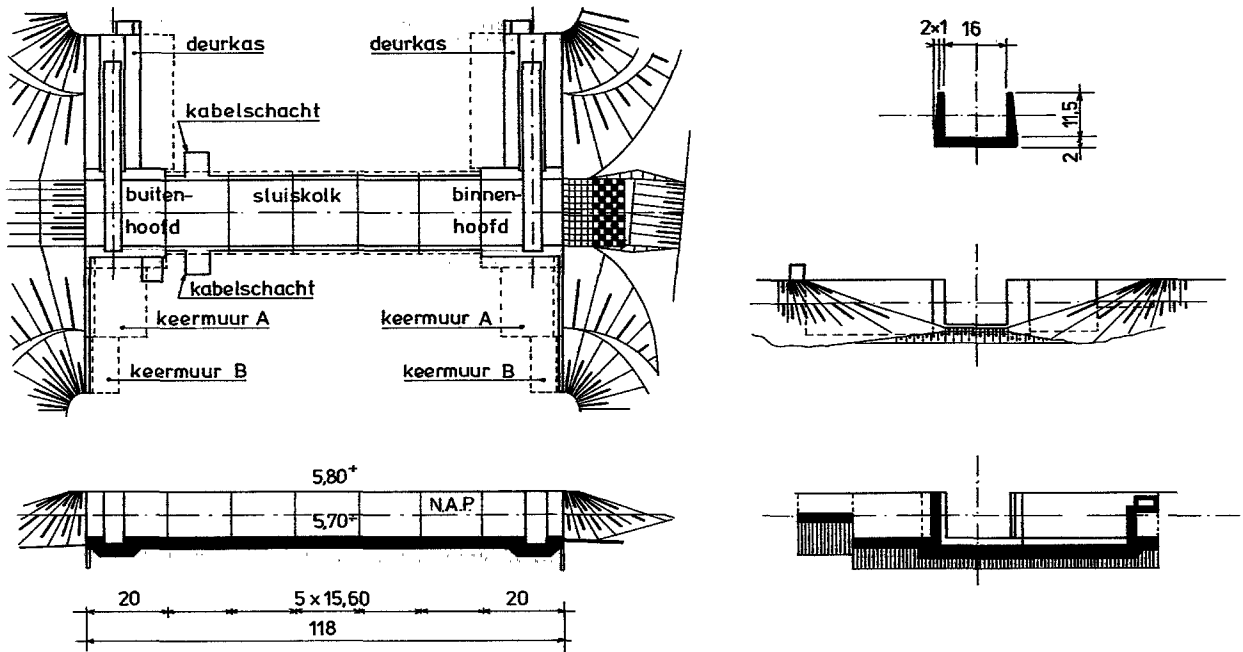
de kolk 16 m. kon worden.

Het minder voorkomende aanbod van schepen tot maximaal 15,80m. zal tijdens het invaren van de sluis problemen kunnen geven. Dit zal dan bij het invaren met de grootst mogelijke voorzichtigheid moeten gebeuren. De kans op schadevaren blijft echter vrij aanzienlijk en kan alleen teruggebracht worden door het maken van langere geleidewerken.

Voor een veilig en vlot schutbedrijf moet de verhouding tussen de natte doorsnede van de kolk en het schip (F/f) groter of gelijk aan 1,35 zijn, terwijl voor een veilig schutbedrijf een F/f van 1,25 voldoende is. In tabel 2 is aangegeven bij welke minimum schutpeilen de genoemde vaartuigen geschut kunnen worden bij een drempel op N.A.P.-5,70m.

Uit de tweede kolom blijkt dat de coasters voor steenaanvoer en de steenstorter niet bij elke normale optredende waterstand veilig geschut kunnen worden. De coaster zal moeten wachten met schutten, totdat het hoogwater op de Oosterschelde optreedt. Bij springtij kan in dat geval nog van een veilige passage gesproken worden. Wil men ook bij gemiddeld doortij en gemiddeld tij veilig passeren, dan zal de diepgang van de coaster in die gevallen verminderd moeten worden tot 5,60 m. resp. 5,80 m. Er zijn dan echter nog voldoende andere coasters die zonder beperking door de sluis kunnen. Het is geaccepteerd dat bij het schutten van de steenaanvoercoasters speciale maatregelen worden genomen en dat het transport met de stortsteenbak tijdens een te lage waterstand stagneert.

Daarom is de breedte van de sluis in de dag op 16 m. en de drempelhoogte op N.A.P.-5,70m vastgesteld. Deze afmetingen zijn ook voldoende voor de situatie na het gereedkomen van de kering (figuur 2). Het maaiveld van het sluisplateau komt op N.A.P. + 5,8m. Dit komt overeen met de kerende hoogte van de sluisdeuren en van de bovenbalken van de kering. Bij deze hoogte is golfoverslag over het sluissterrein mogelijk. Daarom wordt het terrein voorzien van een stroombestendige bekleding, die in verband met de aanwezigheid van ingegraven kabels opneembaar is.



Figuur 2. Hoofdafmetingen van de sluis.

1.2.2. Onderdelen van de sluis.

De betonconstructie van de sluis bestaat uit verschillende onderdelen:

- binnen- en buitenhoofd met elk een roldeurkas aan de noordzijde. De lengte van de hoofden is 20 m. De roldeurkassen dienen ook als frontmuren. Om onderloopsheid te voorkomen zijn onder de hoofden kwelschermen van stalen damwand aangebracht.
- vijf sluiskolknoten, elk met een lengte van 15,6 m. In een van de moten zijn in vloer en wanden buizen en schachten opgenomen, voor doorvoer van kabels en leidingen.
- L-vormige keermuren, die op verschillende hoogten gefundeerd zijn en, die, aan de zuidzijde van de hoofden, dienen als frontmuren.
- een bedieningsgebouw voor de sluis op het hoofd aan de zeezijde. (voor een uitgebreide beschrijving zie hoofdstuk 6).

1.2.3. Bediening en meubilering van de sluis.

Het bedieningsgebouw komt, in verband met de zonnestand, aan de zuidzijde van de sluis. De inrichting ervan is zodanig dat een man, vanaf de bedieningslessenaar, de sluis kan bedienen. Dit geschiedt door middel van het geven van

afzonderlijke commando's aan de diverse installatie-onderdelen.

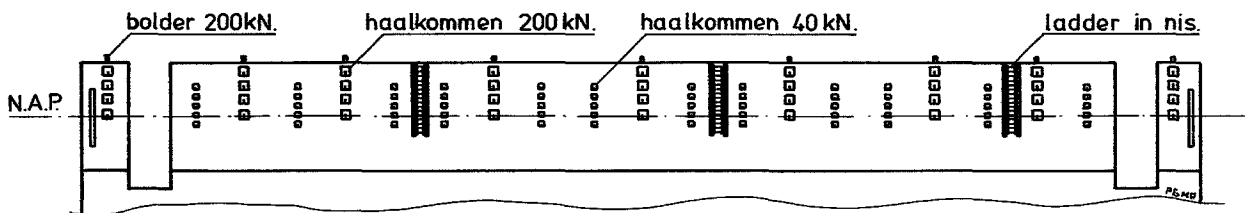
Bij de diverse beweegbare delen is het mogelijk, in geval van nood, door middel van noodstopdrukknoppen de machinewerken te stoppen. Hiermee wordt de bediening vanaf de lessenaar ongedaan gemaakt.

Door de dienst Verkeerskunde is een nota opgesteld waarin onder andere de nodige vertrekken, de eisen aan de bedieningsruimten, de opstelling van de apparatuur e.d. zijn beschreven (doc.5). Ten behoeve van de werk- en beroepsvaart zijn in de wanden van de schutkolk en sluishoofden 200-kN's haalkommen opgenomen. Ze komen in series van 4 stuks (vertikaal hoh 1,50 m.) op afstanden van 15,60 m. Boven elke serie wordt op de sluiswand een 200-kN's bolder geplaatst.

Ten behoeve van meetboten, directievaartuigen en kleine vaart zijn tussen de rijen 200 kN's haalkommen twee rijen van 5 stuks 40 kN's haalkommen (vertikaal hoh 1 m.) opgenomen (figuur 3).

Om vanuit de sluis het sluisplateau te kunnen bereiken zijn ter plaatse van de mootvoegen, in de wand verzonken, ladders opgenomen.

Voor het passeren van de kabels en leidingen van de stormvloedkering, de PZEM en het sluisbedrijf zijn in de sluisvloer



Figuur 3. Plaats haalkommen.

kabelbuizen opgenomen. Deze komen aan weerszijden van de kolk in schachten uit.

De sluis trekt zijn energie uit het hoogspanningsnet (10 kV) van de kering. Dit is een ringleiding, dus de sluis kan vanaf twee zijden worden gevoed. In het bedieningsgebouw is een transformator opgesteld die de spanning naar laagspanning (380 V) transformeert. Op de transformator is een laagspanningshoofdverdeler aangesloten. Deze staat opgesteld in de elektroruimte.

Eveneens in de elektroruimte bevindt zich de hoofdenergieverdeler van de sluis. Deze is aangesloten op de laagspanningshoofdverdeler.

Op de laagspanningshoofdverdeler zijn behalve de sluisinstallaties ook andere installaties aangesloten.

Van de omgeving en het sluissterrein zijn de volgende onderdelen verlicht:

- de kolk van de sluis.
- de wegen in de omgeving van de sluis.
- de remmingwerken.
- de drijvende steigers.
- de havenhoofden.

1.2.4. Het sluisbedrijf.

1. Bediening van de sluis.

Om met het sluisbedrijf te kunnen starten is het noodzakelijk dat er geen storingen zijn en dat er geen noodrukknop is ingedrukt. Bovendien moeten beide roldeuren en alle deurschuiven gesloten zijn. Is aan deze voorwaarden voldaan dan kan het commando "gelijkwater maken" gegeven worden. Hierdoor worden de schuiven van de betreffende deur geopend. Als er "gelijkwater" is en de afsluitbomen aan weerszijde van de betreffende deur "neer" zijn, kan het commando "deur open" geaccepteerd worden.

Door het commando "deur open" wordt eerst de deur ontgrendeld en in de middenstand gebracht. Als de deur in de middenstand staat, wordt het machinewerk voor het openen van de deur gestart en gaat de deur open.

De deurschuiven worden automatisch weer gesloten als de deur bij het openen de nis heeft verlaten. Als het in- of uitvaren heeft plaatsgevonden en de scheepvaartseinen "rood" staan, wordt na het commando "deur sluiten" de deur weer gesloten en vergrendeld.

De eerder genoemde afsluitbomen en de ervoor geplaatste, dubbellamps, stopseinen worden vanaf de lessenaar bediend. Als door een defect de afsluitbomen uit hun hoogste stand zouden raken, worden de landverkeersseinen onmiddellijk ontstoken. Het verkeer wordt door middel van verkeerslichten naar de deur gedirigeerd die op dat moment toegankelijk is.

2. Communicatiemiddelen.

De sluis wordt voorzien van:

- a - een eenvoudig T.V.-systeem.
- b - praatpaleninstallatie.
- c - talk-back installatie.
- d - geluidsinstallatie.
- e - werkspreekverbindingen.
- f - deurintercominstallatie toegangsdeur bedieningsgebouw.

ad a). De sluis is voorzien van een eenvoudig T.V.-systeem

om een verantwoorde bediening vanaf de lessenaar mogelijk te maken. De volgende onderdelen van de sluis kunnen zichtbaar gemaakt worden:

- de voorhaven aan de Oosterscheldezijde.
- de stopstreep aan de Oosterscheldezijde.
- het verkeer, afkomstig van de zuidwestzijde van de sluis.

ad b). Bij de wachtplaatsen aan de drijvende steigers zijn praatpalen geplaatst, om vanaf deze steigers met de sluismeester gegevens te kunnen uitwisselen.

ad c). In de sluis kolk zijn talk-back posten geplaatst om hier vandaan met de sluismeester te kunnen spreken.

ad d). In de voorhavens, de kolk en bij de wachtplaatsen zijn luidsprekers geïnstalleerd. Hierdoor kunnen, aan bijvoorbeeld varende schepen, instructies worden gegeven.

ad e). Om tijdens storingen en dergelijke communicatie tussen verschillende mensen in de diverse ruimten mogelijk te maken, is een werkspreekverbinding installatie aangebracht.

Deze installatie bestaat uit een leidingsysteem met wandcontactdozen waarop head-sets aangesloten kunnen worden.

De wandcontactdozen zijn geplaatst:

- in alle apparatenkasten.
- in de lessenaar.
- bij elk machinewerk.
- in de roldeuren.

ad f). Om te voorkomen dat iedereen, zonder opgemerkt te worden, het bedieningsgebouw kan betreden, is de toegangsdeur voorzien van een elektrisch slot. Men kan zich melden via de deur-intercom installatie. De bediening van de intercom en het slot vindt vanaf de lessenaar plaats.

1.2.5. Scheepvaartbeseining.

Voor het begeleiden van de scheepvaart zijn er op de haven-dammen havenlichten geplaatst. Deze worden automatisch, door middel van een licht-donker-schakelaar, geschakeld. Defecten aan deze verlichting worden op de lessenaar gesignaleerd.

In geval van mist ter plaatse van de sluis worden automatisch misthoorns, aan elke kant van de sluis een, in werking gesteld. Bij mist alleen op zee of de Oosterschelde kan de misthoorn, aan die zijde van de sluis, vanaf de lessenaar in werking worden gesteld.

De in- en uitvaarluchten van de sluis worden vanaf de lessenaar bediend.

Als de sluis niet bemand is, wordt het seinbeeld "sluis gesperd" getoond. Als het, bijvoorbeeld vanwege werkzaamheden, niet wenselijk is scheepvaart in de voorhavens te hebben, kan dit vanaf de lessenaar kenbaar gemaakt worden, door aan beide zijden van de invaaropening een extra rood licht te ontsteken.

1.2.6. Stortebedden, ijsgang en sedimentatie.

Ter bescherming van de bodem en de taluds, zijn er stortebedden aangebracht ter plaatse van de sluismonden en de wachtplaatsen. De stroomsnelheid van het water ten gevolge van:

- ledigen en vullen van de kolk

- schroefstralen van schepen
- onderdrukken ten gevolge van waterstandsverschillen over de sluis
- invloed van golven
- en retourstroomsnelheden zijn zo hoog dat schade kan optreden.

Door de afdeling WT van de Deltadienst is in overleg met het Waterloopkundig Laboratorium een studie gemaakt en een nota samengesteld, waarin een advies voor de stortebedden wordt gegeven (doc.4).

Bij het ontwerp van de sluis en de deuren is geen rekening gehouden met belasting door ijs. Een gesloten ijslaag in de kolk en voorhavens zal nauwelijks kunnen voorkomen. Bovendien is dit makkelijk te voorkomen (getijbeweging, ijsbrekers). Vrij drijvende ijsschotsen zullen praktisch geen schade kunnen aanrichten zolang de grootte van de schotsen en de golfbewegingen niet extreem zijn. Bewegende deuren kunnen schade oplopen door inklemming van ijsschotsen, wanneer het bewegen onder dergelijke omstandigheden onoordeelkundig geschiedt. Kruiend ijs zou schade kunnen toebrengen aan de constructie. Als dit inderdaad voorkomt, moeten tijdig bijzondere maatregelen worden getroffen (ijsbrekers, springen), teneinde de schade zoveel mogelijk te beperken.

Omdat het water ter plaatse van de railbaan en de deurkas een lagere stroomsnelheid heeft zou sedimentatie kunnen optreden. Door de afdeling WT van de Deltadienst is hiervan een studie gemaakt. Geschat wordt dat in de deurkas ca. 100 m³/jaar zal bezinken (doc.7). Het bezinksel zal periodiek door middel van bijvoorbeeld mobiele pompen verwijderd moeten worden. In de deurkassen zijn hiervoor geen speciale voorzieningen aangebracht.

Documentatielijst.

1. Analyse alternatieven schutsluis Noordland. Nota WWW 10.001.
2. 11NOLA-M-79038.
3. Deurtype sluis Noordland. Nota 11NOLA-N-79003.
4. Nota DDWT-80.019.
5. Nota S-80.44.1.
7. Notitie DDWT-79302.

2. Randvoorwaarden en belastingen.

2.1. Uitgangspunten.

De schutsluis vormt een onderdeel van de totale stormvloedkering in de Oosterschelde. De sluis moest daarom als waterkering ontworpen worden op basis van dezelfde eisen als die van de stormvloedkering. Dit betekende, dat ook hier de extreme belasting een overschrijdingskans heeft van $2,5 \times 10^{-4}$ keer per jaar.

De beide keermiddelen van de sluis dienen als elkaars reserve, zodat voor zowel het hoofd als de deurkas aan de zee- en Oosterscheldezijde dezelfde ontwerpcriteria zijn aangehouden. Bij de deuren is er rekening mee gehouden dat deze in elke situatie kunnen worden drooggezet.

2.2. Hydraulische randvoorwaarden, extreme waterstanden en golfhoogten.

De hydraulische randvoorwaarden van het ontwerp van de Roompotsluis zijn in een nota (doc. 1) vermeld. De maatgevende waterstanden, golfhoogten en vervallen uit deze nota zijn hier samengevat.

- bij een storm vanaf de Noordzee met een kans van voorkomen van een keer in de 4000 jaar, waarbij de stormvloedkering gesloten is, bedraagt de hoogste waterstand N.A.P. + 5,50m. De maatgevende golfhoogte bedraagt dan $(1,7 \times H_s) = 6,20$ m., met een periode van 9,5 sec. en een reflectiecoëfficiënt van 0,7.
- bij een storm vanaf de Oosterschelde, eveneens met een kans van voorkomen van een keer in de 4000 jaar, waarbij de stormvloedkering gesloten is, bedraagt de laagste

waterstand aan de Noordzeezijde N.A.P.-3,55m en zijn de optredende golven aan de Noordzeezijde te verwaarlozen. Aan de Oosterscheldezijde treden golven op met een hoogte van 0,70 m., een periode van 3,5 sec. en een reflectiecoëfficiënt van 0,7.

- bij een storm vanaf de Noordzee, met een frequentie van een keer in de 4000 jaar, met de stormvloedkering gesloten, kan door de gehanteerde sluitingsstrategie de hoogste waterstand aan de Oosterscheldezijde N.A.P. +3,20m bedragen. De daarbij optredende golven zijn van verwaarloosbare omvang.
- bij een storm vanaf de Oosterschelde, die een keer in de 4000 jaar kan voorkomen, met de stormvloedkering open, bedraagt de laagste waterstand aan de Oosterscheldezijde N.A.P.-3,30m en zijn de golven verwaarloosbaar klein.

2.3. Getijbeweging.

De getijdehoogten die aan beide zijden van de Roompotsluis kunnen optreden zijn vermeld in tabel 2.

2.4. De sluis als waterkering, grootste vervallen.

De hydraulische belastingen op de sluishoofden worden niet alleen gevormd door de (horizontale) verval- en golfbelasting, maar ook door de (vertikale) waterdruk op de vloer. Hierbij zijn dus de hoogste en laagste waterstanden van belang (overschrijdingskans een keer per 4000 jaar) met daarbij optredende vervallen.

Tabel 1.

	Waterstand in m. ten opzichte van N.A.P.	
	Noordzee zijde	Oosterschelde zijde
Gemiddeld springtij		
- hoogwater	+ 1,80	+ 1,20
- grootste verval 1,25 m.	+ 1,80	+ 0,55
- laagwater	- 1,55	- 1,30
- grootste verval 1,00 m.	- 1,00	- 0,00
Gemiddeld tij		
- hoogwater	+ 1,50	+ 1,05
- grootste verval 0,90 m.	+ 1,40	+ 0,50
- laagwater	- 1,45	+ 0,50
- grootste verval 0,80 m	- 0,90	- 0,10
Gemiddeld doottij		
- hoogwater	+ 1,20	+ 0,90
- grootste verval 0,65 m	+ 1,05	+ 0,40
- laagwater	- 1,25	- 1,10
- grootste verval 0,60 m.	- 0,65	- 0,05

Deze belasting was ook van belang voor de kolk- en vleugelwanden. De belasting op die onderdelen wordt namelijk gevormd door de waterstand en bijbehorende golf aan de voorkant en de gronddruk en grondwaterdruk aan de achterkant.

2.4.1. Waterstand op de Noordzee hoger dan de waterstand op de Oosterschelde.

Bij storm vanaf de Noordzee, die een keer per 4000 jaar voorkomt, waarbij de stormvloedkering dicht is, bedraagt het maximum verval 6,20 m. De meest waarschijnlijke waterstand aan de Noordzezijde is N.A.P. + 5,50m, de golfhoogte 6,20 m., de periode 9,5 sec. en de reflectiecoëfficiënt 0,7. Aan de Oosterscheldezijde is de waterstand dan N.A.P.-0,70m en er zijn daar geen golven van betekenis. Bij een storm vanaf de Noordzee met een frequentie van een keer per 4000 jaar met de stormvloedkering dicht, bedraagt het verval, bij de laagste Oosterscheldestand, eveneens 6,20 m. De waterstand aan de Noordzezijde bedraagt N.A.P. + 5,20m en aan de Oosterscheldezijde N.A.P.-1,0m. Aan de Oosterscheldezijde zijn geen golven van betekenis. Aan de Noordzezijde is de golfhoogte daarbij 6,0 m., de periode 9,5 sec. en de reflectiecoëfficiënt 0,7.

2.4.2. Waterstand op de Noordzee lager dan de waterstand op de Oosterschelde.

Na een storm vanaf de Noordzezijde, met nog gesloten stormvloedkering, bedraagt het maximale verval 3,55 m. Bij de meest waarschijnlijke laagste waterstand van N.A.P. -1,15m aan de Noordzezijde bedraagt de waterstand aan de Oosterscheldezijde N.A.P.+2,40m met golven van 0,70m. hoogte, een periode van 3,0 sec. en een reflectiecoëfficiënt van 0,9. Bij de hoogste waterstand aan de Oosterscheldezijde van N.A.P. + 3,20m bedraagt de waterstand aan de Noordzezijde N.A.P.-0,20m, zonder golven van betekenis. Dit bij een kans van een keer per 4000 jaar.

2.5. Hydraulische belastingen op de bewegingswerktuigen.

De hydraulische belasting op de bewegingswerktuigen voor het openen en sluiten van de roldeuren wordt gevormd door de in de binnen- respectievelijk buitenhaven doordringende golfbeweging voor de sluisdeuren. De waterstand is voor de bewegingswerktuigen niet van belang, omdat deze bij het openen en sluiten van de deuren aan weerszijde van de deur nagenoeg gelijk is (verschil kleiner dan 0,10 m). Voor de berekende golfdoordringing in de binnenhaven en de toegepaste berekeningswijze van de golfdoordringing in de buitenhaven zie doc. 1. Golfoverslag over de relatief lage havendammen was niet van belang voor het ontwerp van de bewegingswerktuigen.

2.6. Schutpeilen.

In het algemeen geldt dat voor sluisen langs de Noordzee de doorvaart 10 keer per jaar, ten gevolge van afwijkende waterstanden, gedurende 3 uren gestremd mag zijn. Voor de Roompotsluis is dit eveneens als criterium gesteld. Het maximale schutpeil is daarmee vastgesteld op N.A.P. + 2,20m, waarbij gerekend werd op een golfhoogte van 0,4 m. met een periode van 7 sec. in de buitenhaven en een golfhoogte van 0,9 m. met een periode van 4 sec. in de binnenhaven. In beide gevallen gold een reflectiecoëfficiënt van 0,9.

2.7. Bovenbelasting.

Op het hele sluissterrein is een bovenbelasting aangehouden van 5 kN/m².

Naast de bovenbelasting moest bij de kabelschacht een auto van klasse 60 van de VOSB meegerekend worden.

Voor het dak van de deuren wordt een bovenbelasting van 10 kN/m² en een auto van klasse 60 in rekening gebracht. Bij de deuren moest er ook mee gerekend worden dat deze in de eindsituatie drooggezet kunnen worden.

Documentatielijst.

1. Hydraulische randvoorwaarden schutsluis Noordland, nota DDWT-80.004.

3. Berekeningen.

3.1. Grondslagen van de berekening.

3.1.1. Algemeen.

Bij de betonberekening werd normaal gerekend met een veiligheidscoëfficiënt van 1,7 die is opgebouwd uit drie keer de factor 1,2 voor materiaal, schematisatie en belastingen ($1,2 \times 1,2 \times 1,2 = +/-1,7$). Bij de berekening van de constructies van de Roompotsluis is de coëfficiënt voor de belasting (1,2) bij de extreme waterstanden, overeenkomstig de constructie van de stormvloedkering, teruggebracht naar 1,0 respectievelijk 1,1.

Om dit effect te bereiken zijn de waterstanden in deze berekening als volgt gecorrigeerd:

- maximale waterstand: $5,50 \times 0,90 = 4,90$
- maximale waterstand: $3,30 \times 0,85 = 2,80$
- maximale waterstand: $3,55 \times 0,85 = 3,00$.

3.1.2. Belastingsgevallen.

Bij het berekenen en controleren van de verschillende onderdelen zijn de volgende belastingsgevallen gehanteerd.

Voor de deurkassen gold de hoogste, naastliggende, waterstand (zonder golfbelasting).

De maatgevende gevallen in deze tabel zijn:

Tabel belastingsgevallen.

geval	waterstand ten opzichte van N.A.P.		
	NZZ	kolk	OSZ
A	0,00	0,00	0,00
B1	* + 4,90	* + 4,90	- 0,70
B2	* + 4,90	- 0,70	- 0,70 **
B3	* + 4,90 + golf	- 0,70	- 0,70
B4	* + 4,90	* + 4,90 + golf	- 0,70
C1	* - 2,80	* - 2,80	* - 2,80
C2	* - 3,00	* - 3,00	0,00 + golf
C3	* - 3,00	0,00	0,00
D1	- 1,00	- 1,00	* + 1,90
D2	- 1,00	* + 1,90	* + 1,90
E1	- 0,20	- 0,20	+ 2,70
E2	- 0,20	* + 2,70	* + 2,70

* correctie (zie 3.1.1)

** voorbeeld zie figuur 4

a - buitenhoofd - geval C2 (maatgevend voor verschuiven, minimaal gewicht)

geval E1 (maatgevend voor de gronddruk, maar niet de maximaal optredende druk)

b - binnenhoofd -geval C3 (maatgevend voor verschuiven, maar niet met het minimale gewicht)

geval E2 (maatgevend voor de gronddruk, maar niet de maximaal optredende druk)

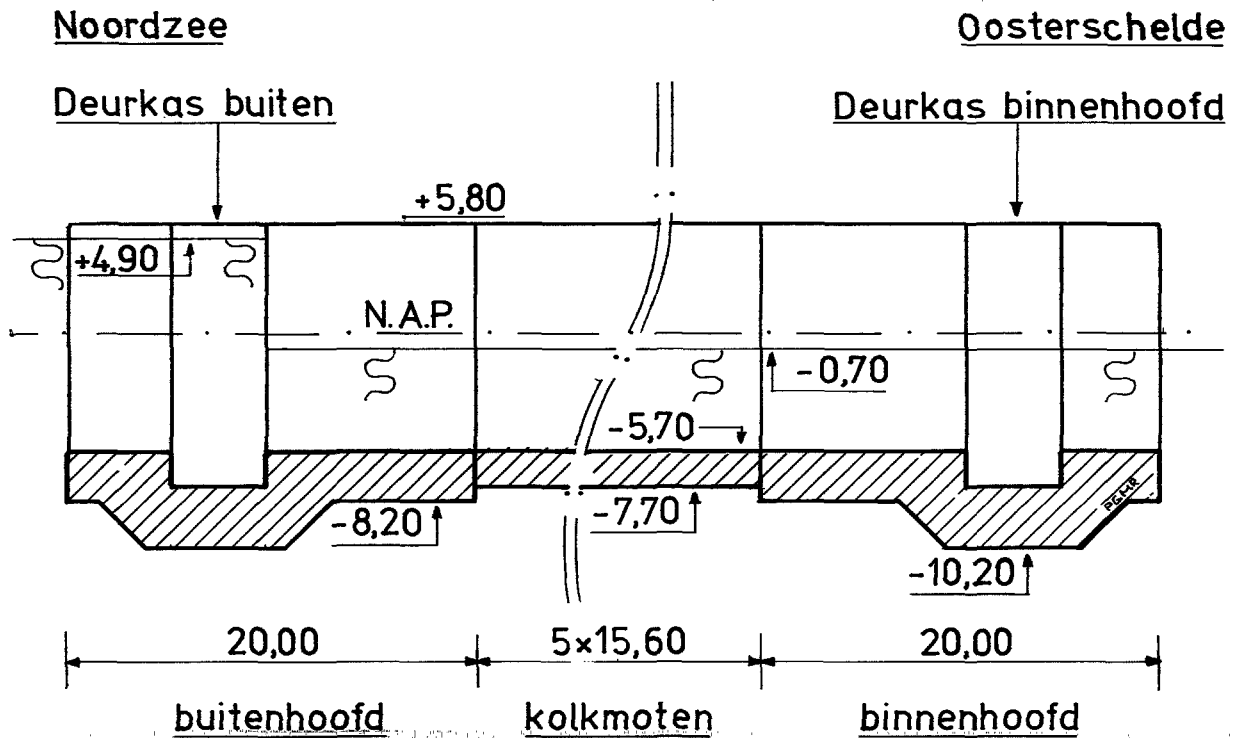
c - kolk - de maatgevende gevallen van A en B gelden ook voor de kolk.

Conclusie: de gevallen D en E hoefden niet in de berekeningen te worden opgenomen en geval B is maatgevend voor de gronddrukken.

Een ander uitgangspunt bij de berekening was dat zowel hoofden als kolk in de eindsituatie nooit zouden worden drooggezet.

3.1.3. Beton.

In tegenstelling tot de andere onderdelen van de stormvloedkering is de toegepaste betonkwaliteit bij de sluis B 22,5. De staalkwaliteit was FeB400HWL. De dekking op het betonstaal was voor de vloeren 80 mm. en voor alle andere onderdelen 50 mm.



Figuur 4. Voorbeeld belastingsgeval (B2).

3.2. Grondonderzoek en fundering.

Voordat een funderingstype werd gekozen heeft het LGM (Laboratorium voor Grondmechanica Delft) de opdracht gekregen een grondonderzoek uit te voeren en een funderingsadvies te geven. Als voorbereiding van het advies zijn er door het LGM, de Deltadienst Boordienst en de Rijks Geologische Dienst 47 sonderingen en boringen gemaakt. Van dit grondonderzoek is door het LGM een rapport gemaakt (doc. 1) waarvan hieronder de hoofdzaken zijn samengevat. Uit de resultaten van het uitgevoerde terreinonderzoek kon worden afgeleid dat, vanaf de bodem van de bouwput, die ter hoogte van de sluis op dat moment op N.A.P.-3,90m tot -13,25m was gelegen, tot de verkende diepte, een zandpakket lag. In dit pakket werden tot een diepte van ca. N.A.P.-24m in het algemeen geringe (ca. 3 MN/m²) tot middelmatige (ca. 10 MN/m²) conusweerstand gemeten. Daaronder liep de conusweerstand op tot vrij hoge waarden (15 tot 20 MN/m²).

In het zandpakket kwamen plaatselijk dunne kleilaagjes voor, en in een boring een kleilaag met dunne zandlaagjes. Op de bodem van de bouwput bevond zich een sliblaag van ca. 100 mm. dikte. De eerste 100 tot 250 mm. van het zandpakket onder de bodem was in het algemeen met slib verontreinigd.

Bij het opstellen van het advies zijn alle grondmechanische aspecten, die belangrijk konden zijn voor de fundering van de sluis, stuk voor stuk behandeld.

3.2.1. Fundatie sluis op staal.

De grondslag was zodanig dat de sluis, na het aanbrengen van een goede grondverbetering, op staal kon worden gefundeerd. Voor een uitgebreide beschrijving van de grond-

verbeteringen onder de verschillende sluisonderdelen zie doc.1.

3.2.2. Kwaliteitseisen voor de grondverbeteringen.

De algemene richtlijnen van het LGM voor het uitvoeren van grondverbeteringen of het ophogen van zand onder op staal te funderen constructies is hier aanbevolen.

3.2.3. Zettingsverwachtingen.

Vanwege de verontreiniging met, en de aanwezigheid van een laag slib moest de aanwezige grondslag ter plaatse van de sluis, het sluishoofd en de deurkas aan de Noordzeezijde tot een diepte van N.A.P.-13,5m verwijderd worden. Een grondverbetering kwam hiervoor in de plaats (doc. 1). Van de genoemde sluisonderdelen zijn zettingsberekeningen gemaakt. Op grond van de resultaten van de sonderingen onder het sluishoofd en de deurkas aan de Oosterscheldezijde moest de grondslag tot N.A.P.-12,5m verwijderd worden en, tot het funderingsniveau, vervangen worden door een grondverbetering. Van de genoemde sluisonderdelen zijn zettingsberekeningen gemaakt.

Voor de zettingsgrafieken zie doc. 1.

3.2.4. Zettingsverwachtingen van de keerwanden.

a - Noordzeezijde:

In verband met een aangetroffen kleilaag moest bij keerwand A vanaf N.A.P.-10,5m en bij keerwand B vanaf N.A.P.-7,0m een grondverbetering worden aangebracht. Met de verschillende belastingsgevallen zijn voor deze keerwanden zettingsberekeningen gemaakt.

b - Oosterscheldezijde:

Keerwand A kon direct op de aanwezige grondslag worden gefundeerd. Na het ontgraven moest de bovenlaag worden verdicht. Bij keerwand B diende vanaf N.A.P.-5,0m een grondverbetering te worden aangebracht. Met de verschillende belastingsgevallen zijn voor deze keerwanden zettingsberekeningen gemaakt.

3.2.5. Toelaatbare funderingsdruk onder sluis en keerwanden.

De toelaatbare funderingsdruk is berekend met de formule van Brinch-Hansen. De funderingsgrondslag bestond uit zand waarin $c = 0$ en voor $\phi = 32,5^\circ$ wordt aangenomen. De veiligheidscoëfficiënt tegen bezwijken van de grond was 2.

Tabel toelaatbare funderingsdruk.

onderdeel (zie fig. 2)	funderings-niveau m. tov NAP	aan-aar-ding m. tov NAP	toelaatbare funderingsdruk kN/m ²
sluis	- 7,70	+ 5,80	3544
	- 7,70	- 5,70	1321
keermuur A	- 7,70	+ 5,80	2030
	- 7,70	- 5,70	362
keermuur B	- 1,00	+ 5,80	1310
	- 1,00	+ 1,00	330

3.2.6. Minimale hoogte van de grondaanvulling naast de sluis.

In verband met het plaatselijk evenwichtsdraagvermogen onder de rand van de sluis moet naast de sluis een gronddekking van ca. 2 m. aanwezig zijn.

3.2.7. Vertikale beddingsconstante.

Op plaatsen waar een grondverbetering is aangebracht kon als gemiddelde verticale beddingsconstante (bij een funderingsdruk van 0 tot 200 kN/m²) ca. 5000 kN/m³ worden aangehouden. Bij de uitvoering van sterkteberekeningen met een variërende beddingsconstante onder de sluisas en onder de sluiswanden kon een beddingsconstante van resp. 3500 kN/m³ en 5000 kN/m³ en omgekeerd worden aangehouden.

3.2.8. Horizontale wrijving langs de onderkant van de vloer.

Aangenomen werd dat de wrijvingscoëfficiënt tussen beton en funderingsgrondslag (zand) $\text{tg}\phi = 0,5$ bedraagt. De veiligheid tegen verschuiven moest groter of gelijk zijn dan 2. Bij extreme waterstanden (in enkele gevallen gecombineerd met een golfklap) werd deze veiligheid lager (minimaal 1,42). Deze waarde is voldoende geacht.

3.2.9. Horizontale druk tegen en verticale wrijving langs de sluiswand.

Bij een normale aanvulling van zand naast de sluis zou de horizontale druk tegen de wanden ongeveer gelijk zijn aan de

neutrale gronddruk. Als wrijvingscoëfficiënt tussen wand en zand mocht 0,5 worden aangehouden.

3.2.10. Grondgegevens voor de damwandberekeningen.

Bij de damwandberekeningen zijn de volgende grondgegevens gebruikt:

- volume gewicht droge grond: 16 a 17 kN/m³.
- volume gewicht natte grond: 20 kN/m³.
- hoek van inwendige wrijving: $\phi = 30^\circ$.
- wandwrijvingshoek: $\Delta = 20^\circ$.
- cohesie $c = 0$.
- voor de horizontale beddingsconstante k in kgf/cm³. werd 2% van de sondeerwaarde in kgf/cm². worden gebruikt.

3.2.11. Klassifikatie van het aangetroffen zand.

Om te onderzoeken of het in het zanddepot aanwezige zand geschikt zou zijn om te gebruiken bij grondverbeteringen, zijn door de Delta Boordienst drie boringen uitgevoerd. Uit de resultaten van deze boringen bleek dat vanaf het maaiveld (N.A.P. +5,55m) tot de verkende diepte (N.A.P. +0,40 m) zand voorkomt. Plaatselijk werd een siltig laagje of een dun kleilaagje aangetroffen.

Om een indruk van de zandsoort te krijgen, zijn van een aantal monsters de korrelverdelingen bepaald en de korrelverdelingsdiagrammen getekend.

Het bleek dat het zand in het algemeen goed voldeed aan de in 3.2.2. genoemde eisen aan het toe te passen materiaal voor de grondverbeteringen.

3.3. Berekening verticale korrelspanning en veiligheid tegen verschuiven.

Na het grondonderzoek en de beslissing de sluis op staal te funderen is voor de verschillende onderdelen een evenwichtsberekening gemaakt. De resultaten hiervan gaven de verticale korrelspanning en de veiligheid tegen verschuiven. Voor de berekeningen en de, in tabelvorm opgezette, resultaten zie doc. 2.

De waarden bleven in alle gevallen beneden het toelaatbare (zie ook 3.2.9).

3.4. Uitvoering berekeningen.

Van de sluishoofden, kolkmoten en keermuren zijn diverse computer- en handberekeningen gemaakt om de momenten, normaal- en dwarskrachten te bepalen. Hiermee zijn volgens de geldende methoden en voorschriften de spanningen en wapening bepaald.

De berekeningen zijn onder nr. 3 in de documentatie opgenomen.

Documentatie.

1. Grondmechanisch rapport betreffende de bouw van de Roompotsluis (sluis Noordland). Nr. CO-402295/27.
2. Berekening verticale grondspanning en veiligheid tegen verschuiven.
3. Berekeningen Roompotsluis.
Archief S.V.K.O., R.W.S. dir. Sluizen en Stuwen, Utrecht.

4. Remmingwerken.

4.1. Algemeen.

Als onderdeel van de Roompotsluis moesten zowel in de binnen- als buitenhaven remmingwerken worden gebouwd. De remmingwerken bestaan uit geleidewerken die tot doel hebben:

- 1 - bescherming van de sluisconstructie
- 2 - opstel- en wachtplaats voor de werkvaart, vissersschepen e.d.
- 3 - opstel- en wachtplaats voor de pleziervaart.

De geleidewerken bestaan uit twee maal twee ducdalven (gemaakt van stalen palen) aan weerszijde van de toegangen naar de sluishoofd.

De ducdalven zijn zodanig gesitueerd dat tijdens de maximale uitbuiging (bij maximaal schutpeil) een belijning ontstaat, die vanuit de dag van de sluis onder 1 : 6 verloopt. In onbelaste toestand moet de dagwijdte tussen de ducdalven minimaal 16 m. bedragen. De opstel- en wachtplaatsen werden gevormd door elk vier ducdalven, die hart op hart 20 m. staan. De ducdalven komen in het verlengde van de geleidewerk, onder 1 : 6 ten opzichte van de sluisas.

Voor de pleziervaart werden twee drijvende steigers, bestaande uit stalen pijpen, achter de opstel- en wachtplaats gesitueerd. De lengte hiervan is ca 40 m. en ze liggen onder 1 : 3 ten opzichte van de sluisas.

Alle ducdalven zijn aan de voorzijde voorzien van een hardhouten bekleding en haalpen. De ducdalven van de geleidewerken

zijn allen en van die van de opstel- en wachtplaatsen de eerste en laatste, verlicht. Aan de achterzijde is een ladder geprojecteerd.

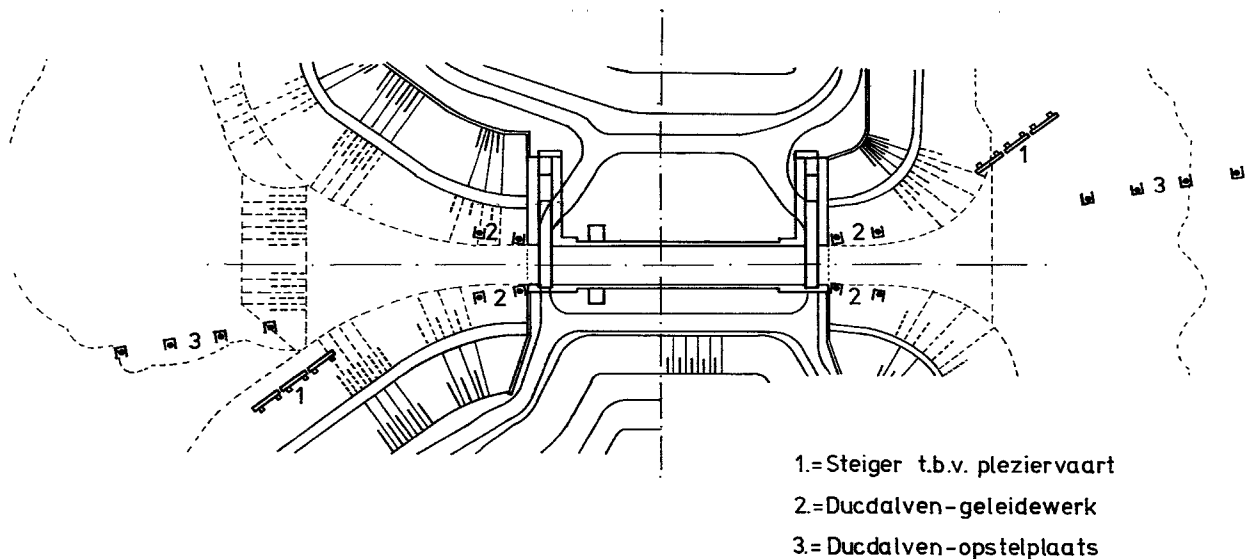
De bekleding bestaat uit verticale azobe-balken vanaf N.A.P.-2,50m tot de bovenzijde van de ducdalf. De haalpen, waarvan de toelaatbare trekkracht 200kN is, zijn op verticale hartafstanden van ca. 1,50 m., de onderste op N.A.P.-1,50m gekomen.

De opstel- en wachtplaatsen voor de pleziervaart zijn aan de voorzijde voorzien van een horizontale azobe-bekleding (van +0,65m. tot -0,25m. ten opzichte van de waterlijn) en van 60 kN's bolders, die hart op hart ca. 4,30 m staan. Op de bovenkant van de steigers is een looppad met een breedte van ongeveer 2m aangebracht, voorzien van verlichting en twee praatpalen.

4.2. Randvoorwaarden en belastingen.

4.2.1. Hydraulische randvoorwaarden.

De geleidewerken, opstel- en wachtplaatsen zullen gebruikt worden tijdens het normale schutbedrijf. Incidenteel is het mogelijk dat er schepen aanleggen bij hogere of lagere waterstanden dan die gelden bij het schutbedrijf (bijvoorbeeld wanneer schepen beschutting zoeken tijdens storm).



Figuur 5. Overzicht remmingwerken.

Maatgevende waterstanden:		overschrijdingskans: aantal keren per jaar.	
— buitenhaven	maximaal schutpeil	N.A.P. + 2,20m	10
	minimaal schutpeil	N.A.P. – 2,00m	5
	maximale waterstand	N.A.P. + 5,50m	0,00025
	minimale waterstand	N.A.P. – 2,15m	1,0
— binnenhaven:	minimale waterstand	N.A.P. – 3,55m	0,00025
	maximale waterstand	N.A.P. + 3,20m	0,00025
	minimale waterstand	N.A.P. – 2,15m	1,0
	minimale waterstand	N.A.P. – 3,30m	0,00025

De golfbelasting op de ducdalven wordt zowel door lokaal opgewekte golven, als door golven die op de Noordzee zijn opgewekt en na diffractie de ducdalven bereiken, veroorzaakt.

a. Buitenhaven:

Locaal opgewekte golven:

sign. golf hoogte in m.	overschr. kans keer per jaar	periode in sec.
0,375	0,1	ca. 2
0,42	0,01	ca. 2
0,47	0,001	2
0,50	0,0001	2
Op de Noordzee opgewekte golven:		
0,375	0,1	8 a 9
0,42	0,01	8 a 9
0,47	0,001	8 a 9
0,50	0,0001	8 a 9

b. Binnenhaven.

sign. golf hoogte in m.	overschr. kans keer per jaar	periode in sec.
0,375	0,1	ca. 2
0,425	0,01	ca. 2
0,47	0,001	ca. 2
0,51	0,0001	ca. 2
Op de Oosterschelde opgewekte golven:		
0,65	0,1	ca. 2,5
0,68	0,01	ca. 2,5
0,725	0,001	ca. 2,5
0,77	0,0001	ca. 2,5

De maximale golfhoogte bedroeg ca. 1,8x de significante (H_s). Bij vermoeiingsberekeningen mocht voor de lokaal opgewekte golven en de golven die doordringen vanaf de Oosterschelde gerekend worden met een golfhoogte van $H(rms) = 0,7 H_s$, zijnde de golfhoogte in een onregelmatig golfveld met de gemiddelde energie-inhoud van het golfveld. Voor de golven die vanuit de Noordzee doordringen moest worden gerekend met $H(rms) = H_s$.

4.2.2. Scheepsstoten.

De werkschepen die tijdens de bouw van de stormvloedkering gebruikt zijn hebben een maximale waterverplaatsing van 2500 ton (zie doc.1). De verwachte aanvaarsnelheid bedraagt ca. 0,55 m/sec. (loodrecht op de ducdalf).

De coasters die de sluis kunnen passeren hebben een waterverplaatsing van 3000 a 3500 ton. De verwachte aanvaarsnelheid bij deze schepen is ca. 0,35 m/sec. (loodrecht op de ducdalf). Daarom moeten de ducdalven van de opstelplaatsen 150kNm en die van de geleidewerken 100kNm bewegingsenergie kunnen opnemen.

Het aangrijpingspunt van de scheepsstoot ligt bij de werkschepen ongeveer 1,00 m. boven de waterlijn. Voor de coasters ligt dit punt op ongeveer 4,00 m. boven de waterlijn. Als statische belasting moest op een bolderkracht van 200 kN worden gerekend. Bij deze belastingen is 0,50 m. voor de ducdalven van de opstelplaatsen en 0,40 m. voor die van de geleidewerken als toelaatbare uitbuiging, ter plaatse van het

aangrijpingspunt, aangehouden.

De palen voor de drijvende steigers moesten worden berekend op een statische belasting van 60 kN, aangrijpend op 0,45 m. boven de waterlijn. De uitbuiging bij maximale waterstanden mocht maximaal 0,35m. bedragen.

Voor de veiligheidscoëfficiënt ten opzichte van de vloeispanning van het staal moest worden aangehouden:

$\gamma = 1,1$ voor het opnemen van de vereiste bewegingsenergie van de schepen:

$\gamma = 1,5$ voor alle overige belastingsgevallen.

Voor de berekening van de grondweerstand mocht worden uitgegaan van $(\phi) = 30^\circ$, $\Delta = 0,667 \times \phi (=20^\circ)$ en $\gamma_{nat} = 20 \text{ kN/m}^3$.

4.3. Peilmaten.

4.3.1. Ducdalven.

De bovenkant van de ducdalven van de opstel- en wachtplaatsen moest ongeveer 2,00 m. boven het maximum schutpeil uitsteken. Dit betekende dat de bovenkant op minimaal N.A.P. + 4,20m diende te liggen. Tevens moesten bij de hoogst mogelijke waterstand de ducdalven zichtbaar blijven en minimaal 0,50 m. boven de maximale waterstand uitsteken.

De ducdalven in de buitenhaven zijn daarom tot N.A.P. + 6,00m en in de binnenhaven tot N.A.P. + 4,50m gekozen. De bovenkant van de ducdalven van de geleidewerken

moest hoger of gelijk aan de bovenkant van de sluisconstructie zijn. Daarom komt de bovenkant van deze duddalven op N.A.P. + 6,00m.

4.3.2. Wachtplaats voor plezierschepen.

De bovenkant van de wachtplaats voor de pleziervaart zou op ongeveer 0,65 m. boven de waterlijn komen te liggen. De geleidepalen zijn tot N.A.P. + 4,90m. aan de Oosterschelde-zijde en N.A.P. + 7,20m aan de Noordzee-zijde gekomen.

4.4. Bodemgegevens.

Het bodempeil van de binnenhaven is op N.A.P.-9,00m en dat van de buitenhaven op N.A.P.-7,50m vastgesteld (zie doc. 2). De bouwput voor de Roompotsluis lag oorspronkelijk op N.A.P.-13,50m en het daarbijbehorende bodempeil van de buitenhaven op N.A.P.-11,00m. In verband met de extra kosten die het weer verhogen van dit peil naar N.A.P.-7,50m met zich mee zou brengen, is besloten de bodem van de buitenhaven op het aangelegde niveau, N.A.P.-11,00m, te handhaven. De stortebedden, die in den droge bij de bouw

van de sluis zijn aangelegd, lopen vanaf de bodem van de haven onder een helling op naar de sluishoofden. Uit grondonderzoek is gebleken dat de bodem hoofdzakelijk uit zand bestaat.

4.5. Berekeningen.

De aard van de constructie is zodanig dat uitgebreid behandelen van de berekeningen hier nauwelijks enig nut zal hebben. De berekeningen zijn onder nummer 3 en 4 in de documentatie opgenomen.

Documentatie.

1. Dosbouwnota geleidewerken sluis Noordland, kode BN-OW nr.RIKB 1642.
2. Notitie 1PROBU-M-81010.
3. Berekeningen remmingswerken Roompotsluis. Archief S.V.K.O., R.W.S. dir. Sluizen en Stuwen, Utrecht.
4. Berekeningen remmingwerkpalen Roompotsluis (Manesman).

5. Deurenbergplaats.

5.1. Algemeen en situatie.

Omdat de reservedeur onmiddellijk ingezet moet kunnen worden behoort hij in optimale staat aanwezig te zijn. Daarom wordt de (hydraulische) apparatuur regelmatig gecontroleerd en getest (1 x per 3 maanden). Omdat de olie in de apparatuur aanwezig blijft kan dit niet bij een liggende deur gebeuren en moet deze dus vertikaal worden opgesteld. Na overleg met de Deltadienst, waarbij de landschappelijke aspecten een grote rol hebben gespeeld (doc.1), bleek het mogelijk een nieuw te bouwen deurenbergplaats in de binnenhaven te situeren. Het zou hierbij, uit kostenoverweging, aantrekkelijk zijn daarvoor een bestaande, niet meer gebruikte loswal te benutten. In de voorhaven van de Roompotsluis zijn twee loswallen aanwezig, die echter, in verband met de bouw van de stormvloedkering, niet eerder beschikbaar zouden zijn dan na 1986. In de Jacoba Haven (werkhaven Flipjel), aan de noordzijde van Noord-Beveland, was een soortgelijke loswal wel onmiddellijk voorhanden.

Omdat er meteen gebouwd kon worden, is de meest oostelijk gelegen loswal geschikt gemaakt als deurenbergplaats.

De afmetingen van deze loswal waren voldoende om er ook, behalve de deur, de onderdelen voor het droogzetten van de deurkas en de railbaan (zoals schotbalken en droogzetkuip) op te slaan.

5.2. Peilmaten en afmetingen.

De oostelijke loswal in de Jacoba Haven heeft de volgende specificaties:

- bovenkant ligt op N.A.P. +3,00m.
- de terreinlengte is ca. 38 m.
- de terreinbreedte is ca. 30 m.

De loswal is samengesteld uit 6 doosvormige caissons die, gefundeerd op staal en gevuld met zand, de front- en zijwanden vormen. Achter de caissons is zand aangevuld. De zandvulling in en de aanvulling achter de caissons is afgedekt met een laag asfaltbeton van variabele dikte (0,10 - 0,35 m.). Om de deurenbergplaats te kunnen bouwen moest wat asfaltbeton worden verwijderd en op sommige plaatsen een opzetstuk van de caissonwand worden gesloopt.

Het constructiewerk van de deurenbergplaats bestond hoofdzakelijk uit het maken van twee betonplaten (4,27 x 2 m. en 11,46 x 7,95 m.), twee betonbalken (7,8 x 1 m.), een betonnen trappentoren en zes betonpoeren. Van de zes betonpoeren zijn er vier bestemd voor het opleggen van de droogzetkuip. De twee anderen zijn bestemd voor het opleggen van de sluisdeur. De oplegplaatsen hiervan zijn zo gekozen dat het volledige onderhoud van de deur kan geschieden zonder dat deze verplaatst hoeft te worden. De onderhoudsopleggingen van de deur zijn hierop speciaal ontworpen. In de trappentoren is een ankerstoel opgeno-

men. Dit is in feite het derde oplegpunt van de deur. Deze staat daarmee tegen omvallen geborgd op de deurenbergplaats.

De deur moest zodanig op de loswal worden geplaatst dat deze met een drijvende bok of met een mobiele kraan op of van een ponton kan worden gehezen. In de oplegconstructie moest, om de onderrolwagens te kunnen (de-)monteren, een profiel van vrije ruimte beschikbaar zijn met een breedte van 3,30 m. en een hoogte van ca. 2,50 m.

De deur is op de twee steunpunten, op een zodanige hoogte opgelegd, dat de rolwagens afgevijseld en, via een speciale railbaan, weggereden kunnen worden. De afstand van de oplegpunten tot de waterzijde is zodanig dat de bok de deur kan bereiken.

Voor het onderhoud van de deur en de bewegingswerken is in de betonnen toren een stalen trapconstructie gebouwd. Hierlangs kan men de toegangsruimte en de bovenzijde van de deur bereiken. Het onderhoud van het gedeelte van de deur dat naar het water is toegekeerd kan alleen plaatsvinden vanaf een verplaatsbare hangsteiger (gondel) of een ponton. Om de machinedelen aan de buitenzijde van de deur te kunnen onderhouden is een verplaatsbare hijsconstructie met inspectiebak nodig.

Op de deurenbergplaats wordt t.z.t. voldoende elektrisch vermogen geïnstalleerd. Dit is daar nodig voor:

- verlichting.
- beweging deurschuiven.
- hydraulische pompen.

Wanneer er nu in de Jacoba Haven vermogen nodig is, moet dit met een agregaat opgewekt worden.

5.3. Belastingen en berekeningen.

De belasting van de constructie bestaat uit:

- 1 - eigen gewicht
- 2 - gewicht deur
- 3 - wind

De aard van de constructie is zodanig dat de berekening gangbaar en eenvoudig is, en volgens de normaal geldende voorschriften gemaakt kon worden. De berekening is onder nummer 2 in de documentatie opgenomen.

Documentatielijst.

1. Notitie DDMI-81.648. Plaatskeuze reservedeur Roompotsluis.
2. Berekeningen deurenbergplaats.
Archief S.V.K.O., R.W.S. directie Stuizen en Stuwen, Utrecht.

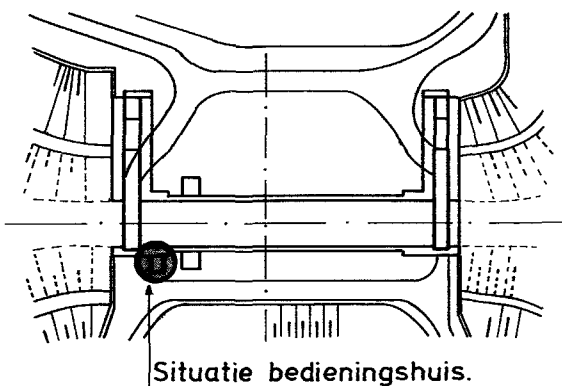
6. Bedieningsgebouw.

6.1. Algemeen.

Om te bereiken dat met de Roompotsluis veilig en vlot gesluisd zou kunnen worden was het noodzakelijk dat voor de bediening een goed programma van eisen werd geformuleerd. De belangrijkste randvoorwaarden hiervoor werden gevormd door het vaarwater, de verkeersdeelnemers, de vorm van het sluiscomplex en het systeem van "bedienen". Er is uitgegaan van een gecentraliseerd bedieningssysteem, zodat met een minimale personeelsbezetting kan worden volstaan (een man). Er zal dus geen personeel aanwezig zijn op de sluishoofden en op de kolkwanden. Dit betekende dat hoge eisen werden gesteld aan de lokatie van de operationele bedieningsruimte, aan de vorm en inrichting van deze ruimte, aan de apparatuur en de opstelling hiervan en aan de kwaliteit van het personeel. De taak van de sluiswachter moest gedetailleerd omschreven worden.

Voor een goede taakuitvoering was vooral het uitzicht op het werkterrein van belang. De eisen die hieraan zijn gesteld bepaalden de lokatie van het bedieningsgebouw en waren van invloed op de plaats en de vormgeving van de operationele ruimten erin. Om aan de gestelde eisen te voldoen bleken visuele hulpmiddelen nodig te zijn.

Als lokatie voor het bedieningsgebouw is de zuidzijde van de kolk, bij het aan de zeezijde gelegen sluishoofd, gekozen. Voor de situatie zie figuur 6. De ooghoogte van de sluiswachter is bepaald op N.A.P. + 16,4m. De operationele eisen die gesteld werden aan de functionele uitrusting van het gebouw leidden tot een aantal bouwkundige voorzieningen en bepaalden de vorm van enkele ruimten. De functionele uit-



Figuur 6. Situatie bedieningshuis.

rusting bestaat uit:

- bedienings- en signaleringsmiddelen voor het sluisen
 - VHF-kommunikatiemiddelen (marifoon)
 - systemen voor aanvullende visuele informatie, zoals CCTV (gesloten TV circuit)
 - communicatiemiddelen zoals praatpalen/"talk"-back, omroep, scheepvaartseinen, telefoon en portofoons
 - overige benodigde functionele uitrusting
 - beveiligingsmiddelen tegen inbraak, bezetting en brand.
- Al deze apparatuur en de eisen die eraan gesteld moesten worden is uitvoerig behandeld in doc. 1.

6.2. Eisen aan-, en lokatie van de sluispost.

6.2.1. Eisen te stellen aan de sluispost.

In verband met de in par. 6.1. vermelde zichteisen, is er speciale aandacht besteed aan de lokatie van de post en de hoogte van de bedieningsruimte.

Het is van belang dat de sluiswachter, zowel staand als zittend, aan de bedieningslessenaar visueel zicht heeft op het scheepvaartgebeuren bij de sluispassage. Alleen bij onoverkomelijke zichtbelemmering (slecht weer, mist) moet worden teruggevallen op de aanvullende visuele hulpmiddelen.

Visueel zicht zal nodig zijn op:

- de schutkolk en de beide deuren
- de fuiken en de daaraan grenzende delen van de voorhavens
- de buitenhaven aan de Noordzee-zijde
- de binnenhaven aan de Oosterschelde-zijde
- de opstelruimten en wachtplaatsen
- de naderingsgebieden aan beide zijden.

Het zicht op de stopstrepen en de omgeving van de deurkassen kan vergroot worden met T.V.-kamera's. Het zicht op de naderingsgebieden is nodig om op de scheepvaart in te spelen, om zo min mogelijk oponthoud te krijgen. Uit veiligheidsoverwegingen is goed zicht op het sluissterrein, en vooral op de wegen naar de deuren, belangrijk.

Al deze zichteisen hadden belangrijke bouwkundige consequenties.

6.2.2. Eisen te stellen aan de lokatie van de sluispost.

Bij het bepalen van de lokatie van de sluispost zijn, naast de zichteisen, de volgende punten bekeken:

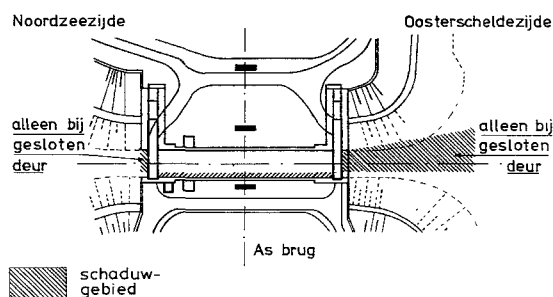
- hinder van invallend zonlicht en reflecties
- hinder van de overbrugging (wegverkeer)
- veiligheid van de lokatie.

Hinder van invallend zonlicht of schittering op het water komt

vooral voor in het voor- en najaar bij lage zonnestanden. Vermeden moet worden dat deze, hinderlijke, verschijnselen optreden in belangrijke kijkrichtingen zoals de naderingsgebieden.

De overbrugging van de sluis heeft bij centrale bediening vanaf een niet centrale plaats enige uitzichtbelemmering tot gevolg. De zichthoogte vanuit de bedieningsruimte wordt beïnvloed door de onderzijde van de overspanningen van de vaste brug en de brugpijlers beperken het uitzicht op het naderingsgebied. Om schade door uitstekende delen van schepen, drijvende kranen e.d. te voorkomen mocht de bedieningsruimte niet binnen een meter van de kolkwand worden gesitueerd.

Met deze eisen is een kaartstudie en een tekening van schaduwgebieden gemaakt (doc. 2). Voor de schaduwgebieden bij de gekozen oplossing zie figuur 7.



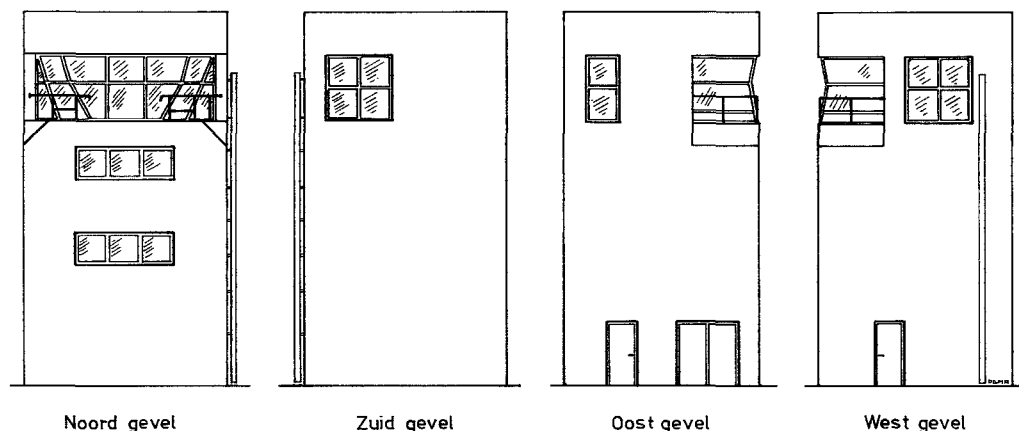
Figuur 7. Schaduwgebieden.

Omdat de weg via de stormvloedkering midden over de sluis loopt, is afgezien van een centrale lokatie onder de overspanning. De beste plaats voor de sluispost is op de zuidelijke kolkwand. Hier wordt aanzienlijk minder hinder van laag invallend licht en reflecties ondervonden en heeft men een goed zicht op de roldeuren. Om ook zoveel mogelijk tegemoet te komen aan de visuele zichteisen, is de voorkeur aan een lokatie aan de zeezijde van de sluis gegeven.

6.3. Vorm en inrichting sluispost.

6.3.1. De bouwkundige vormgeving in relatie tot de uitzichteisen.

Voor een algemeen overzicht van de aanzichten van het bedieningsgebouw zie figuur 8.



Figuur 8. Aanzichten bedieningsgebouw.

Uit de uitzichteisen bleek dat er drie belangrijke plaatsen zijn waarop direct visueel zicht nodig is. Deze plaatsen waren de beide toeleidingsgebieden met de wachtplaatsen en de sluis-kolk. De sluiswachter moet vanaf zijn werkplek, zonder op te staan, deze gebieden kunnen overzien. De opstelling van alle apparatuur behoort dus zodanig zijn dat het benodigde uitzicht niet wordt belemmerd. Ook de vorm van de ruimte dient hieraan te voldoen. Daarnaast is er een goed zicht nodig op het wegverkeer bij de passage van de sluisdeur.

Deze zaken hadden bouwkundig de volgende consequenties:

- constructiedelen, zoals kolommen en dikke raamstijlen, die het uitzicht kunnen belemmeren moesten worden vermeden
- condensvorming moest worden voorkomen (dubbel glas)
- zoutaanslag moest kunnen worden bestreden door onmiddellijk reinigen mogelijk te maken (balkon) - schoonmaken van de binnenkant van het glas moest goed mogelijk zijn
- de puien moesten zodanig worden gemaakt dat geen zichtbelemmering kon optreden door de "jalouzierewerking" van de spijlen
- hinder van invallend licht moest zoveel mogelijk worden tegengegaan. Toepassing van donker glas is echter ontraden omdat dit het uitzicht in het donker ernstig belemmert. Een nuttig effect kon wel verkregen worden door:
 - ** de hoogte van de bovenkant van de ramen te beperken tot 1,90 m. boven de vloer
 - ** de afstand van het oog tot de gevel zo groot mogelijk te houden
 - ** zonodig buitenzonwering toepassen
 - ** voor lage zonnestanden en reflecties een eenvoudig bedienbare zonwering aanbrengen
- lichtreflecties van binnenuit in de ramen moest worden voorkomen.

Dit kon worden bereikt door:

- ** de ramen, met de onderkant naar binnen gericht, onder een hoek te plaatsen
- ** de reflectievlakken niet reflecterend uit te voeren
- ** de werkplek te verlichten met regelbare en afgeschermd bureau-lampen
- ** de plafondverlichting verzonken aan te brengen en eveneens regelbaar te maken.

Als laatste was het nodig dat het naderingsgebied ook vanuit andere posities in de bedieningsruimte goed overzien kon worden, om steeds tijdig te kunnen inspelen

op het scheepsaanbod.

6.3.2. De interne vormgeving en inrichting in relatie tot de uitrusting.

De functionele uitrusting diende te worden opgesteld rond de werkplek van de sluiswachter. Voor een overzicht van de bedieningsruimte zie figuur 9. De plaats van een dergelijke uitrusting is bij de bouw van de sluispost van de Philipsdam uitvoerig bestudeerd (doc.3). Omdat er geen wezenlijke verschillen waren is deze studie als basis gebruikt bij het inrichten van de sluispost van de Roompotsluis. Dit houdt onder andere in dat de werkplek van de sluiswachter in een erker-vormige ruimte moest worden geprojecteerd. Voor bijzonderheden met betrekking tot de vorm van de erker en verlichting, kleurafwerking enz. wordt verwezen naar genoemde studie. In verband met de schuinstand van de ramen moest er bijzondere aandacht aan de akoestiek worden besteed.

6.3.3. Overige ruimten.

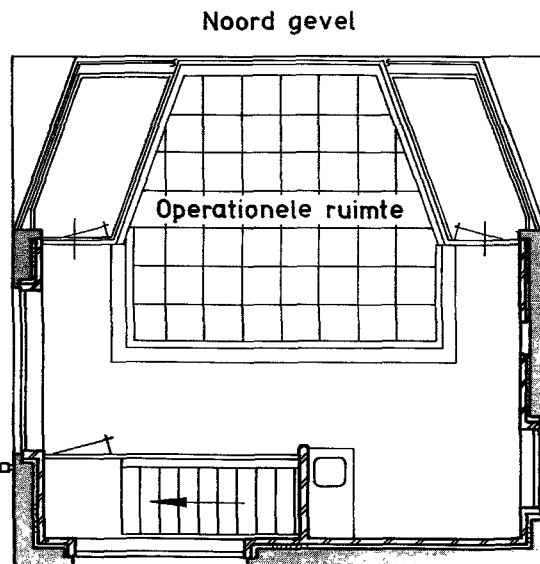
Het bedieningsgebouw bevat, naast de operationele ruimte, enkele vertrekken en technische ruimten:

- een overloop met toilet en garderobe(kast)
- een schacht met trap en leiding- en kabelkoker. De doorsnede van de koker is $1 \times 0,5 \text{ m}^2$. en is op elke verdieping toegankelijk. Hij mondt uit in de bedieningsruimte, zo dicht mogelijk bij de lessenaar.
- een kantoorruimte voor de sluismeester. Het oppervlak moet ca. 10 a 12 m^2 . bedragen.
- een nevenruimte met een vloeroppervlak van ca. 16 m^2 . Deze ruimte moet voorzien zijn van een eigen toegang, tochtportaal en een toilet en moet uitzicht hebben over het sluissterrein en de omgeving.
- op de begane grond een entree met een tochtportaal, een traforuimte en een bergruimte (ca. 6 m^2 .) met aparte toegang. De traforuimte, met een oppervlak van ca. $2,5 \times 2,5 \text{ m}^2$. en een hoogte van 3 m. moet geventileerd zijn en een ingang hebben met een hoogte van 2,10 m. Er komt een transformator te staan met een gewicht van ca. 2 ton ($0,90 \times 1,60 \times 1,50 \text{ m}$.)
- in de kelder of beganegrond een laagspanningsruimte met een oppervlak van $3,1 \times 6,0 \text{ m}$. en een hoogte van 3 m. De meterkasten en werkkasten komen ook in deze ruimte.

De beganegrond van het bedieningsgebouw met de entreedeuuren bevindt zich op N.A.P. +5,80m. Deze hoogte is zodanig dat er bij golfoverslag van het terrein water in het bedieningsgebouw kan stromen. Om dit te voorkomen zijn de pui en de deur van de hoogspanningsruimte waterdicht uitgevoerd. Een waterdichte deur in de normale entree van het gebouw zou, vanwege de uitvoering ervan, lastig zijn. Daarom is de entree voorzien van een extra waterdichte knevelduur. Deze wordt gesloten als men golfoverslag over het terrein verwacht.

De hier vermelde waterdichte afsluitingen waren niet opgenomen in het eerste ontwerp van het bedieningsgebouw. In eerste instantie is men er van uitgegaan dat de golfoverslag niet tot een zodanige wateroverlast zou leiden dat speciale

voorzieningen nodig waren. Na het in gebruik nemen van het gebouw is men echter van dit uitgangspunt teruggekomen en heeft alsnog een opening afgesloten en de andere twee van waterdichte afsluitingen voorzien.



Figuur 9. Overzicht bedieningsruimte.

6.4. Belastingen en berekeningen.

Het bedieningsgebouw kan gerekend worden tot de normale bouw waarvoor de belastingen uit de T.G.B. 1972 (NEN 3850) van toepassing zijn. Alleen in de traforuimte moest met een grotere nuttige belasting gerekend worden en de zeezijde van het gebouw kan door een golfklap belast worden. De aard van de constructie is zodanig dat het op een eenvoudige manier, volgens de normale methoden en voorschriften berekend kan worden.

De berekeningen zijn onder nummer 4 in de documentatie opgenomen.

Documentatielijst.

1. Roompotsluis; lokatie, vorm en inrichting sluispost. Nota S 80.44.1 van de RWS, dienst Verkeerskunde, hoofdafdeling Scheepvaart.
2. Tekening OS-99-14.
3. Lokatie, vorm en inrichting van de bedieningsposten op de Philipsdamsluizen naar ergonomisch ontwerp. Rapport nr. IZF 1981 C-8, instituut voor zintuigfysiologie TNO.
4. Beton- en staalberekeningen bedieningsgebouw Roompotsluis. Archief S.V.K.O., R.W.S. directie ,Sluizen en Stuwen, Utrecht.

7. De sluisdeuren met bewegingswerken.

7.1. Inleiding en algemene omschrijving.

Bij het kiezen van de toe te passen deur (doc. 1), zijn drie deurtypen bekeken, welke een onbepaalde doorvaarthoogte mogelijk maken. Deze typen zijn: enkele draaideur, roldeur en puntdeur. In de nota wordt geconcludeerd dat roldeuren, economisch en technisch gezien, voor de Roompotsluis het meest geschikt zijn. Later is besloten de roldeuren zodanig te construeren dat hierover langzaam- en onderhoudsverkeer mogelijk is (beperkte klasse 60, waarbij geen gelijkmatig verdeelde belasting in rekening wordt gebracht).

De roldeuren, hebben een kerende hoogte van N.A.P. + 5,80 m. en zijn voorzien van een dubbele beplating. Er zijn drie deuren. Een in het buitenhoofd, een in het binnenhoofd en een reservedeur, die op de deurenbergplaats is opgesteld. Om de deuren te kunnen plaatsen zijn ze door een mobiele kraan op een ponton gezet, waarna een drijvende bok hem op z'n plaats kon hangen. Het direct met behulp van een mobiele kraan plaatsen van de deuren is niet mogelijk vanwege de grote stempelkrachten die daarbij optreden.

Het nivelleren van de kolkinhoud geschiedt door 4 openingen in de deuren, die door elektrisch-mechanisch te bewegen schuiven kunnen worden afgesloten. Aan de hand van een onderzoek door de afdeling WT van de Deltadienst en het Waterloopkundig laboratorium, zijn de afmetingen van de nivelleeropeningen en de hefsnelheden van de schuiven bepaald (doc. 2). Aan de tijdsduur van het nivelleren zijn geen eisen gesteld, deze is aangenomen tussen de 2 a 3 minuten bij een verval van maximaal 1 m. De deuren zijn identiek en daardoor onderling uitwisselbaar.

Het zogenaamde "klein onderhoud" van de deuren zoals onderhoudsschilderwerk, inspectie e.d. kan worden uitgevoerd in de deurenkassen. Deze kunnen daartoe met stalen schotbalken worden afgesloten en worden drooggezet. In de vloer van de deurenkassen en op elke deur zijn 4 oplegpunten opgenomen. Hiermee kan de deur, in de drooggezette deurenkas, met vijzels, van de onderrolwagens gelicht worden. Het is dan mogelijk klein onderhoud aan de rolwagens uit te voeren. Het groot onderhoud van de deuren moet buiten de deurenkas geschieden.

Voor onderhoudswerkzaamheden aan de railbanen worden deze drooggezet met behulp van een droogzetkuip die over de railbaan wordt geplaatst en waterdicht aansluit op de afsluitconstructie van de deurenkas. De deurenkas en de droogzetkuip worden dan gelijktijdig drooggezet.

7.2. De roldeur.

Elke roldeur is een elektrisch gelaste staalconstructie die hoofdzakelijk bestaat uit twee evenwijdige orthotrope plaatvelden, die door horizontale regels en verticale stijlen aan el-

kaar verbonden zijn (voor een algemeen overzicht van de deur zie figuur 10).

De twee evenwijdige plaatvelden sluiten op de bovenzijde van de deur aan. Hierdoor wordt voorkomen dat de deur door verticale golfklappen belast wordt.

Op de eindstijlen en op de onderregel van de roldeuren zijn, aan beide zijden van de deur, hardhouten balken aangebracht. De balken op de eindstijlen zorgen voor zowel de afdichting als de afdracht van de water belasting naar de betonconstructie. De horizontale balk op de onderregel is bevestigd op een uitkragende verende staalplaat en verzorgt alleen de onderafdichting van de deur.

De bovenzijde van de roldeur is uitgevoerd als brugdek en geschikt voor rijverkeer.

De deuren zijn voorzien van een grendelconstructie waarlangs de remkrachten, ten gevolge van het verkeer op de deur, naar de betonconstructie worden afgevoerd.

De deurschuiven waarmee de nivelleeropeningen in de deuren worden afgesloten zijn dubbelkerend uitgevoerd en ten opzichte van de kolk aan de buitenzijde van de deur gesitueerd. De schuiven worden door middel van een mechanisch bewegingswerk bewogen. Voor de geleiding en afdichting zijn de schuiven en de schuifgeleiders voorzien van kunststof glijdstrippen.

In het verlengde van de deur is, boven de deurenkas, een rijdekwagen geplaatst. Deze vormt voor het verkeer de verbinding tussen de roldeur en het sluisplateau.

7.3. De bewegingsinrichtingen.

7.3.1. De roldeuraandrijving.

Elke roldeur wordt door twee onderrolwagens gedragen. Aan de bovenzijde wordt de deur, aan de kaszijde, gesteund door een bovenrolwagen. De bovenrolwagen en onderrolwagens worden door middel van wielen geleid over in de beton ingestorte rails.

Om te voorkomen dat de deuraanslagen tijdens het bewegen, als gevolg van de horizontale belastingen de betonconstructie raakt is elke deur van een onder- en bovenafdruk inrichting voorzien.

Deze afdrukinrichtingen staan in de positie "deur in sluis" tussen de aanslagen drukloos. Hierdoor kan de deur onder invloed van een verval over de deur in horizontale richting verplaatsen tot de deur tegen de aanslagen rust. De deur is dan kerend.

Wanneer de deur geopend moet worden, wordt deze eerst door middel van de afdrukinrichting horizontaal verplaatst naar de middenpositie. De deur is dan vrij van de aanslagen. Om de horizontale verplaatsing van de deur ten opzichte van de onderrolwagens mogelijk te maken is tussen de deur en de rolwagens een rubber oplegging aangebracht. Deze rub-

ber opleggingen nemen tevens de verticale deurbelasting op. Aan de kaszijde van de roldeur bevindt zich een trekarm die aan een zijde buiten de deur steekt. Hieraan is de bovenafdrukinrichting met de trekconstructie ten behoeve van de deurbeweging bevestigd. De bovenrolwagen hangt aan de trekarm, om de afdrukinrichting heen.

De trekkabel is aan beide einden van de trekconstructie bevestigd en loopt vanaf de trekconstructie, via de kabeltrommel aan de achterzijde en de omloopschijf aan de voorzijde, weer terug naar de trekconstructie. Om overmatig doorhangen te voorkomen wordt de trekkabel op regelmatige afstanden ondersteund.

De in de roldeur aanwezige elektrische onderdelen worden via, een in een goot gemonteerde, elektrische kabelgeleider, van spanning voorzien. Deze kabelgeleider is aan de bovenrolwagen gemonteerd en kan de bovenrolwagen tijdens het bewegen volgen.

Het aandrijven van de lierkabel door de trommel geschiedt via wrijvingswindingen. Daarvoor moet altijd, in het niet-trekende part, een voorspanning aanwezig zijn. Deze voorspankracht kan door de trekrichting worden ingesteld.

Het remmen van de trommel gebeurt met hydraulisch bediende bandremmen. Omdat enerzijds regelmatig een hogere waterstand voorkomt dan N.A.P. +3,00m (zijnde de hoogte van de kerende wand in de zijkant van de machineruimte) en anderzijds ten gevolge van condensvorming, zullen de bandremmen regelmatig nat of zeer vochtig zijn. Om dit zoveel mogelijk te beperken is een, door een thermostaat

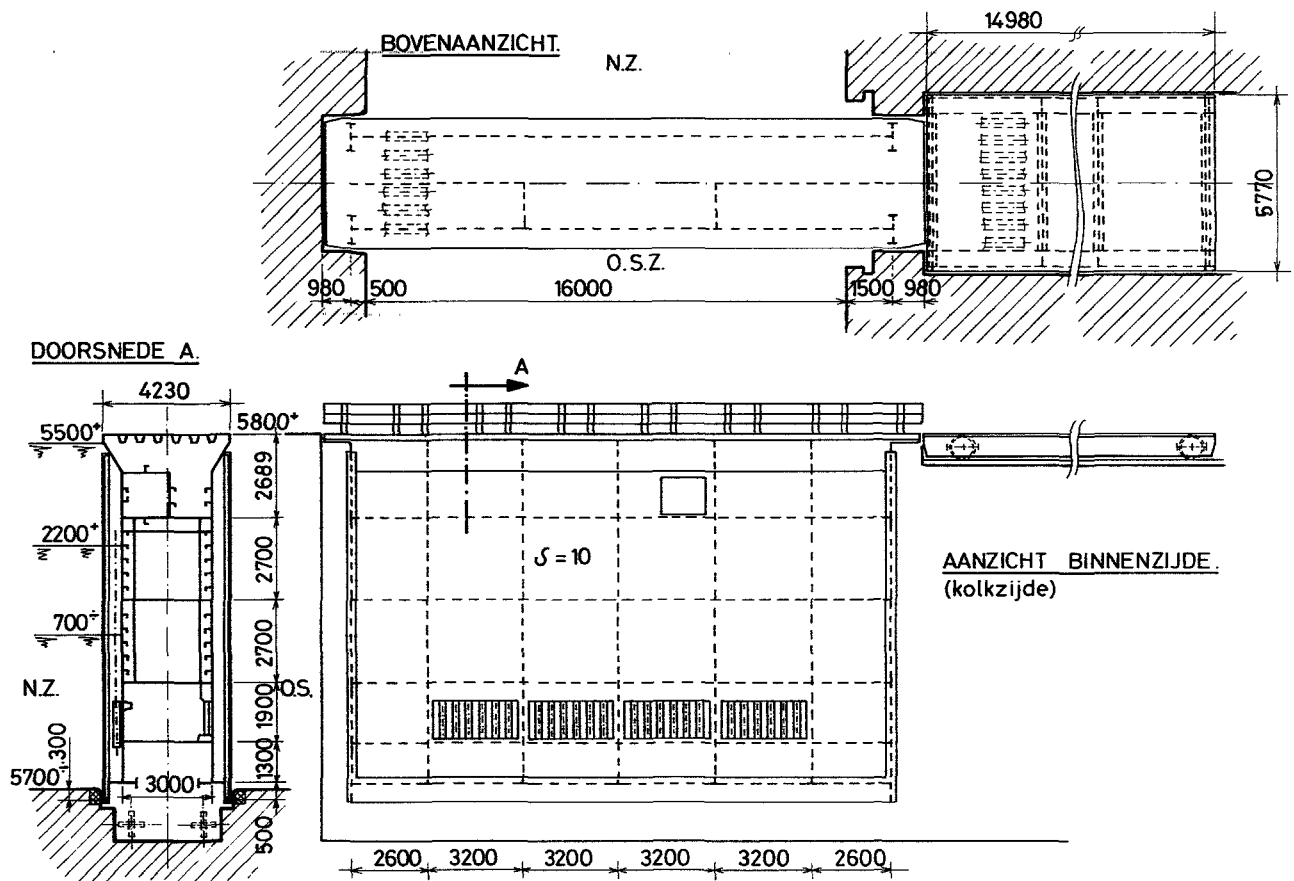
geregelde, verwarmingsinstallatie aanwezig die de machineruimte verwarmt. Het leegpompen van de machineruimte gebeurt door middel van een automatisch werkende pomp.

De aandrijving van de liertrommel geschiedt met behulp van, aan weerszijde van de trommel, gemonteerde hydromotoren. De hydraulische installatie voor de voeding van de hydromotoren staat opgesteld in een waterdichte ruimte naast de machinegoot. De hoofdpomp vormt samen met de twee hydromotoren een gesloten systeem. Lekolie van de hoofdpompen van de hydromotoren wordt naar de pomp afgevoerd. Een hulpomp brengt de afgevoerde olie weer in het lagedruk gedeelte van het gesloten systeem.

Als een van de hydromotoren defect raakt is het toch mogelijk de liertrommel aan te drijven met de tweede motor. Daarvoor moet de defecte hydro-motor, door middel van afsluiters, in de vrijstand gezet worden. In geval de pomp defect raakt is bewegen verzekerd door het inschakelen van een noodbewegingssysteem.

7.3.2. Deurschuif aandrijving.

De vier nivelleeropeningen in elke deur worden door middel van deurschuiven afgesloten. De schuiven worden bewogen met behulp van een heugelaandrijving met motorreductor. Het aandrijvende deel van dit machinewerk is in dezelfde ruimte van de roldeur geplaatst als waar de hydraulische unit voor de afdrukinrichting is opgesteld. Deze ruimte is bereikbaar via een waterdichte deur aan de niszijde van de roldeur. De schuiven kunnen, afhankelijk van het verval over de sluis,



Figuur 10. Algemeen overzicht roldeur.

met twee verschillende snelheden worden bewogen.

7.3.3. De deurgrendel.

De taak van de deurgrendel is te voorkomen dat de remkrachten, die door voertuigen op de deur worden veroorzaakt op de trekkabel van het lierwerk worden overgebracht. Daarvoor is aan een achterzijde van de roldeur een hydraulisch bewogen, uitdraaibare, stootnok gemonteerd. De nok wordt naar buiten bewogen wanneer de deur de kolk heeft afgesloten. De eindschakeling is elektrisch.

7.4. Rijdekragen.

De rijdekragen is geplaatst aan de kopzijde in het verlengde van de roldeur en vormt daar de overgang tussen het rijdek op de roldeur en de rijweg. Het is een elektrisch gelaste staalconstructie en is opgebouwd uit hoofdliggers en dwarsdragers waarop een orthotrope plaat is gelast. De wagen is aan de roldeur gekoppeld en rijdt, met behulp van vier loopwielen, over railbanen.

7.5. Belastingen en randvoorwaarden.

Voor de hydraulische randvoorwaarden zie hoofdstuk 2. Hieruit is gebleken dat een waterstand van N.A.P. + 2,20m bepalend is voor de berekening van het aandrijfmechanisme.

De bewegingswerken zijn ontworpen op:

- a - maximum toe te laten materiaalspanningen.
- b - vermoeiing c.q. levensduur.

7.5.1. Belastingen en randvoorwaarden op de bewegingswerken van de deur.

ad a). Belastingen.

- berekening volgens V.O.B.B. Dir. Bruggen belastingsklasse I.
- maximum schutpeil N.A.P. + 2,20m.
- minimum schutpeil N.A.P. - 3,55m.
- volgens TGB-1972, V-wind = 20 m/sec en $q = 250 \text{ N/m}^2$.
- maximum verval over de deur tijdens begin bewegen = 0,05 m.
- maximum golfhoogte = 0,4 m.
- golfperiode = 7 sec.
- reflectiecoëfficiënt = 0,9.

Randvoorwaarden:

- nominale slaglengte van de deur 18 m.
- maximale slaglengte = nom. slag + droogzetstand = 21,3 m.
- rijnsnelheid deur: $V(\text{max})$ openen = 0,25m/sec.
 $V(\text{max})$ sluiten = 0,25m/sec.
- versnelling = vertraging = 0,0156 m/sec.
- versnellingstijd = vertragingstijd = $t = 16 \text{ sec}$.
- beweegtijd openen = beweegtijd sluiten = ca. 88 sec.
- in rekening gebrachte weestanden bij bewegen:
 - W 1) weerstand van het eventuele niveauverschil tijdens het versnellen van de deur door het water.
 - W 2) weerstand van de deur door het water.
 - W 3) rolweerstand van de onder- en bovenrolwagens.
 - W 4) doorstromingsweerstand van het water.
 - W 5) opstuwingsweerstand van het water tegen het kop-schot.
 - W 6) weerstand aangenomen voor baanschuivers.

W 7) kabelstramheid.

W 8) versnellen rijdek over deurkas.

ad b).

- berekening volgens V.O.B.B. Dir. Bruggen belastingsklasse II.
 - gemiddeld tij per etmaal maximum N.A.P. + 1,50m.
 - maximum golfhoogte = 0,2 m.
 - golfperiode = 1,3 sec.
 - reflectiecoëfficiënt = 0,9.
- Randvoorwaarden als bij ad a).

7.5.2. Belastingen op bewegingswerken van de schuiven.

ad a).

- berekening volgens V.O.B.B. Dir. Bruggen belastingsklasse I.
 - buitenwaterstand = N.A.P. + 2,20m
 - bijbehorende Oosterscheldestand = N.A.P. - 1,00m
-
- maximum verval = 3,20m

De hierbij behorende schuifsnelheid is 3 mm/sec.

ad b).

- berekening volgens V.O.B.B. Dir. Bruggen belastingsklasse II.
 - springtij Noordzezijde = N.A.P. + 1,80m
 - bijbehorende Oosterscheldestand = N.A.P. + 0,55m
-
- maximum verval = 1,35m

De hierbij behorende schuifsnelheid is 6 mm/sec.

7.5.3. Deurgrendel.

De maximum belasting op de deurgrendel, in lengterichting van de deur, is 20 kN.

7.5.4. Overige machineonderdelen.

Voor de overige machineonderdelen zijn de belastingen de reacties uit berekende onderdelen, waarbij de bovenstaande belastingen zijn gebruikt.

7.5.5. Verkeersbelasting op roldeur en rijdekragen.

Voor zowel de roldeur als de rijdekragen is gerekend met een verkeersbelasting volgens klasse 60 van de V.O.S.B.1963 (NEN 1008). De bijbehorende gelijkmatig verdeelde belasting is hierbij niet in rekening gebracht.

7.6. Berekeningen.

Bij de berekening van staalconstructies wordt normaal gerekend met een belastingsfactor van 1,5 (TGB-1972, NEN 3851). Bij de berekening van de staalconstructies van de Roompotsluis is, volgens de grenstoestandennota (500 COO-N-79174 d.d. 790601) van de werkgroep ontwerpmethodiek, gerekend met een belastingsfactor van 1,25. Voor de roldeurwagen, de rijdekragen, de schotbalken en de droogzetkuip zijn verschillende computer en handberekeningen gemaakt. Met de resultaten hiervan zijn, volgens de geldende voorschriften en gangbare methoden, de spanningen

bepaald (doc. 3).

Documentatielijst.

1. Deurtype sluis Noordland. Nota 11NOLA-N-79003.
2. Nota DDWT-80.019.
3. Berekeningen. Archief S.V.K.O., R.W.S. directie Bruggen, Voorburg.

Deelnota 10: Kunstwerken Neeltje Jans

Index kunstwerken Neeltje Jans.

1. Algemene beschrijving.	282
1.1. Kunstwerk 1.	
1.2. Kunstwerk 2.	
1.3. Kunstwerk 3.	
1.4. Kunstwerk 4.	
2. Randvoorwaarden en belastingen.	285
2.1. Algemeen.	
2.2. Belastingen.	
2.3. Materialen.	
3. Berekeningen.	286

1. Algemene beschrijving.

Om het doorgaande verkeer over de stormvloedkering een ononderbroken doorgang te garanderen zijn er op het eiland Neeltje Jans een aantal kunstwerken nodig (doc. 1). Deze kunstwerken zijn:

- KW.1. Overbrugging Roompotsluis. (voor een studie van de voorontwerpen zie doc. 2 en 3).
- KW.2. Voetgangers en wielrijderstunnel.
- KW.3. Viaduct.
- KW.4. Voetgangerstunnel.

Voor de situatie van de kunstwerken zie fig. 1.

1.1. Kunstwerk 1.

KW. 1 is een hooggelegen viaduct over de Roompotsluis. Het viaduct heeft 4 overspanningen van 34,05m, een verticale straal van 7651m. en ligt in een rechtstand van het horizontale alignement. Het hoogste punt is de kruising van de assen van de Roompotsluis en de weg.

De onderkant van het viaduct ligt hier, vanwege de vereiste vrije doorvaarhoogte van de Roompotsluis, op N.A.P. +20,00m. Het dwarsprofiel van het viaduct omvat uitsluitend de enkelbaans autoweg en twee inspectiepaden buiten de geleideconstructie. De werkweg (en fietspad) is niet over de brug gevoerd maar afgeleid naar het sluiscomplex.

Het dek van het viaduct is gemaakt van geprefabriceerde voorgespannen betonliggers met een omgekeerd T-profiel, 1300 mm hoog en een in het werk gestorte druklaag van 160 mm. De liggers zijn statisch bepaald opgelegd op rubberopleggingen en met einddwarsdragers onderling gekoppeld. Ze zijn met een mobiele kraan geplaatst. De 50 mm brede

voegovergangen boven de pijlers en landhoofden zijn afgedicht met, in kunsthars ingegoten rubber voegstroken. De traditioneel gewapende landhoofden en pijlers zijn op palen gefundeerd. Onder de overgang van landhoofd naar aardebaan liggen stootplaten.

Voordat tot dit ontwerp is besloten heeft men een studie gemaakt van de "overbrugging sluis Noordland" (= Roompotsluis). Zie hiervoor doc.2. Voor een overzicht van het viaduct zie figuur 2.

1.2. Kunstwerk 2.

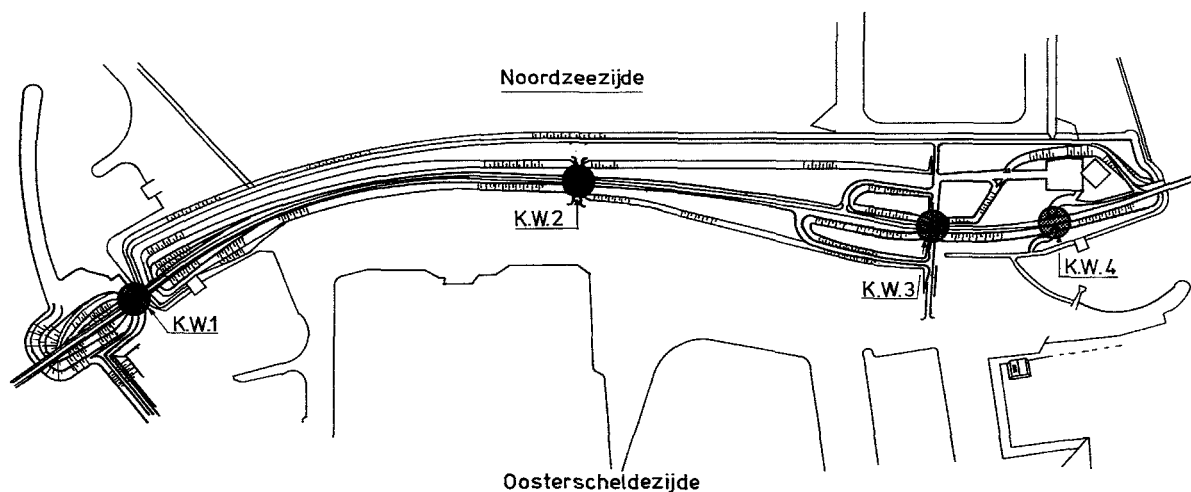
KW. 2 is een 26,6 m. lange betonnen tunnel, bestemd voor het voetgangers- en wielrijdersverkeer op damvak Geul. De tunnel geeft het strand een verbinding met de binnenhavens, zonder dat de autoweg gelijkvloers gekruist wordt. De tunnel is 2,5 m hoog en 5,0 m breed.

Dit is zodanig dat ook incidenteel het onderhoudsverkeer er gebruik van kan maken. De vloer, wanden en dak hebben een dikte van 400 mm. De tunnel heeft geen lengtedilatatie maar is een in 2 keer gestorte, monoliet constructie (1e stort vloer, 2e stort wanden + dak).

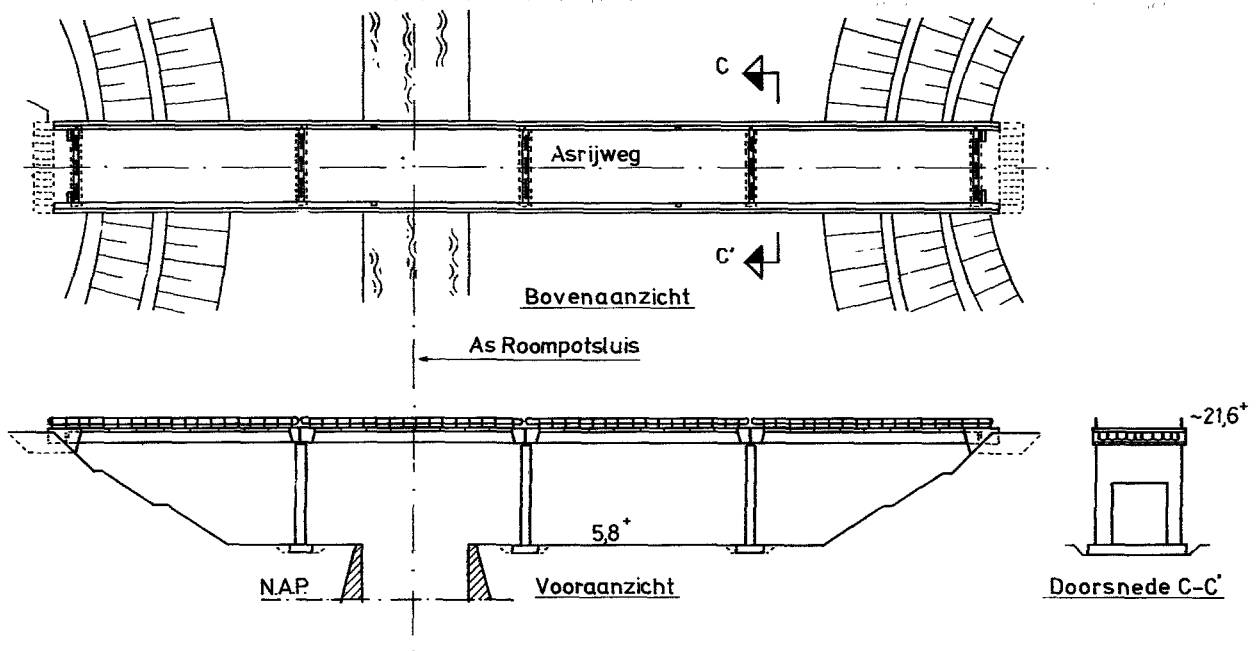
Aan de einden gaat de tunnel over in grondkerende, L-vormige, keermuren die haaks op de tunnelwanden staan, maar er geen enkele verbinding mee hebben. De tunnel en keermuren zijn op staal gefundeerd. De gronddekking is ca. 1,50 m en onder het rijbaangedeelte zijn stootplaten toegepast.

In de tunnel is geen verlichting aanwezig.

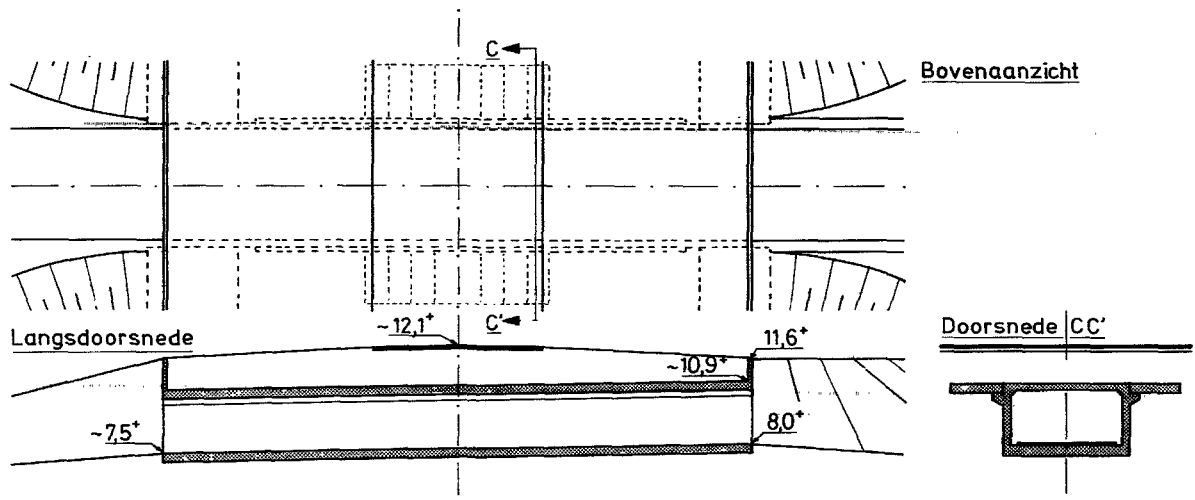
Voor een overzicht van de tunnel zie fig. 3.



Figuur 1. Situatie kunstwerken.



Figuur 2. Overzicht KW. 1.



Figuur 3. Overzicht kunstwerk 3.

1.3. Kunstwerk 3.

KW. 3 is een horizontaal liggend, viaduct met een overspanning van 19,5 m. Het dient om een ongelijkvloerse kruising voor het plaatselijke auto-, wielrijders- en voetgangersverkeer te realiseren.

Het dwarsprofiel omvat, net als bij KW. 1, alleen de autoweg en de inspectiepaden daarbuiten. De overspanning is gemaakt van geprefabriceerde voorgespannen betonliggers met een omgekeerd T-profiel, een hoogte van 600 mm. en een, in het werk, gestorte druklaag van 160 mm. Het dek is statisch bepaald opgelegd. De balken zijn, met een mobiele kraan geplaatst op rubber opieggingen en met einddwarsdragers gekoppeld. De grondkerende wanden zijn met de

bouwmethode "terre armee" (gewapende grond) gemaakt. De landhoofden liggen op de "terre armee" constructie, zijn niet onderheid en traditioneel gewapend. De dilatatievoegen in het dek zijn afgedicht met een, in kunsthars ingegoten, rubber voegstrook.

Vanwege de stabiliteit van de "terre armee" constructie wordt weinig zetting van de grondslag achter het landhoofd verwacht. Er zijn daarom geen stootplaten toegepast.

Voor een overzicht van het viaduct zie fig. 4.

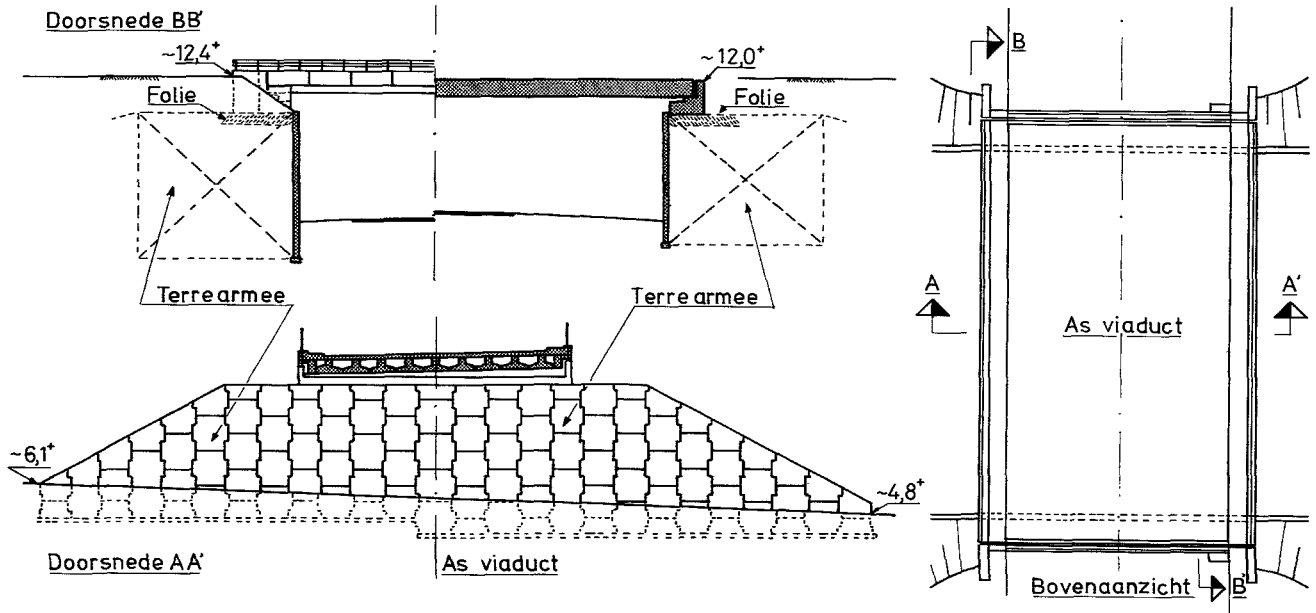
1.4. Kunstwerk 4.

KW 4 is een voetgangerstunnel en is, qua vorm, gelijk aan KW. 2. Het dient om voetgangers vanaf de Binnenhaven Neeltje Jans, waar mogelijk een aanlegsteiger voor rondvaartboten wordt gemaakt, en vanaf de bushaltes boven de tunnel, de gelegenheid te geven, zonder gelijkvloers oversteken, het Topshuis te bereiken. De tunnel heeft een lengte van 26,6 m., inwendige afmetingen van 4 x 2,5m. en ligt onder een helling van 1:50. De vloer, wanden en dak hebben een dikte van 400 mm. De tunnel heeft geen lengtedilatatie maar is een in twee keer gestorte, monoliet constructie (1° stort

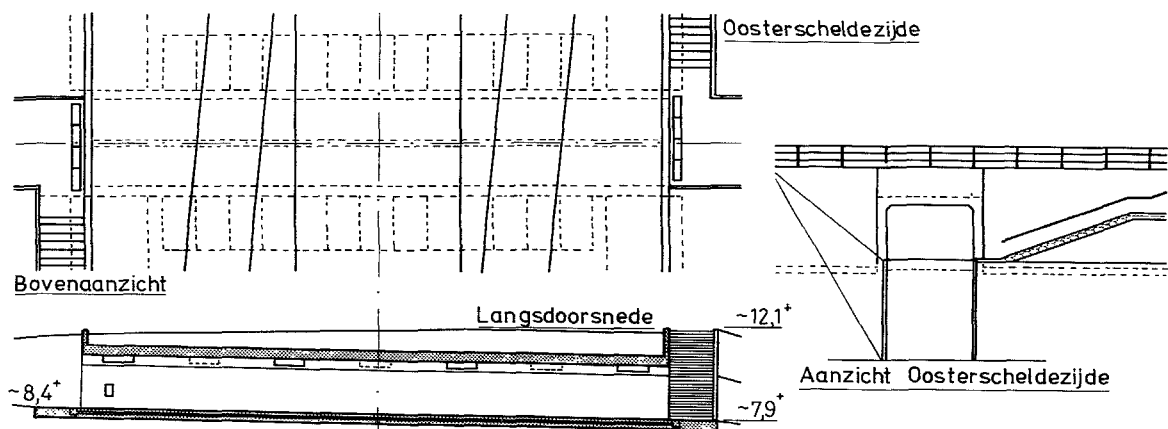
vloer, 2° stort wanden en dak).

Via trappen aan de beide einden kan vanaf de bushaltes de tunnel bereikt worden. Aan de einden gaat de tunnel over in, L-vormige, keermuren die haaks op de tunnelwand staan en waarin de trappen zijn opgenomen. De tunnel en L - wanden hebben geen onderlinge verbinding. De tunnel, keermuren en trappen zijn op staal gefundeerd en traditioneel gewapend. De gronddekking op de tunnel is ca. 1,5 m. en onder het rijbaangedeelte zijn stootplaten toegepast. In de tunnel is verlichting aanwezig.

Voor een overzicht zie fig. 5.



Figuur 4. Overzicht kunstwerk 3.



Figuur 5. Overzicht kunstwerk 4.

2. Randvoorwaarden en belastingen.

2.1. Algemeen.

De hoofdrijbaan over de stormvloedkering ligt, behalve bij de Roompotsluis, op N.A.P. + 12,00m op een aardenbaan, die grotendeels ook functioneert als waterkering. De kunstwerken 2 en 3 op damvak Geul vormen hierin coupures. In verband hiermee is de waterkerende hoogte van KW. 2 gebonden aan een minimum van N.A.P. + 8,00 m. Bij KW. 3 is het tracé van de waterkering naar de zeezijde verlegd, waardoor hiervoor met betrekking tot de waterkerende hoogte geen randvoorwaarden gelden. KW. 4 is zodanig in het waterkerende grondlichaam opgenomen dat deze geen coupure in de waterkering vormt.

Om tot een juiste funderingskeuze voor KW. 1 te komen is door het LGM een grondonderzoek verricht en een funderingsadvies gegeven (doc.4). Bij het terreinonderzoek voor KW. 1 zijn 5 zware sonderingen gemaakt waarmee conusweerstand en plaatselijke kleef zijn gemeten en met behulp waarvan de toelaatbare paalbelastingen zijn bepaald.

2.2. Belastingen.

De belastingen van de kunstwerken kwamen in hun geheel uit:

- eigen gewicht
- gronddruk (γ zand = 20 kN/m³ en λ neutraal = 0,5)
- nuttige verkeersbelasting volgens klasse 60 van de VOSB 1963 (NEN 1008).

2.3. Materialen.

De in het werk gestorte beton had een kwaliteit B 30. Het hierin toegepaste staal is FeB 400 HWL. De betonpalen hadden een betonkwaliteit B45. Het toegepaste voorspanstaal hierin heeft een kwaliteit van FeP 1860 (Vsp) en de wapening FeB 400 HWL. Tenslotte hadden de voorgespannen liggers een betonkwaliteit B 52,5. Het toegepaste voorspanstaal hierin had een kwaliteit van FeP 1860 (Vsp) en de wapening FeB 500 HK.

3. Berekeningen.

De berekeningen van de voorgespannen liggers en de rubber opleggingen van KW.1 en KW.3 zijn door de leveranciers van de liggers gemaakt. Ook de "terre armee" constructie is door de fabrikant/leverancier berekend. De berekeningen van de paalfunderingen en de tunnels zijn met een computer en die van de L-wanden met de hand uitgevoerd. De aard van de constructie is zodanig dat uitgebreid behandelen van de berekeningen hier niet zal gebeuren. De berekeningen zijn onder nummer 5 in de documentatie opgenomen.

Documentatielijst.

1. Notitie wegverbinding over de Stormvloedkering, nr. 25WEGE-M-84.002
2. Overbrugging sluis Noordland. Notitie 1PROBU-M-79101.
3. Beleidsnota overbrugging sluis Noordland.
4. Geotechnisch rapport betreffende de fundatie van de vaste overbrugging over de Roompotsluis. LGM rap. CO-275590/7.
5. Berekeningen kunstwerken damvak Geul. Archief S.V.K.O., R.W.S. dir. Sluizen en Stuwen, Utrecht.

