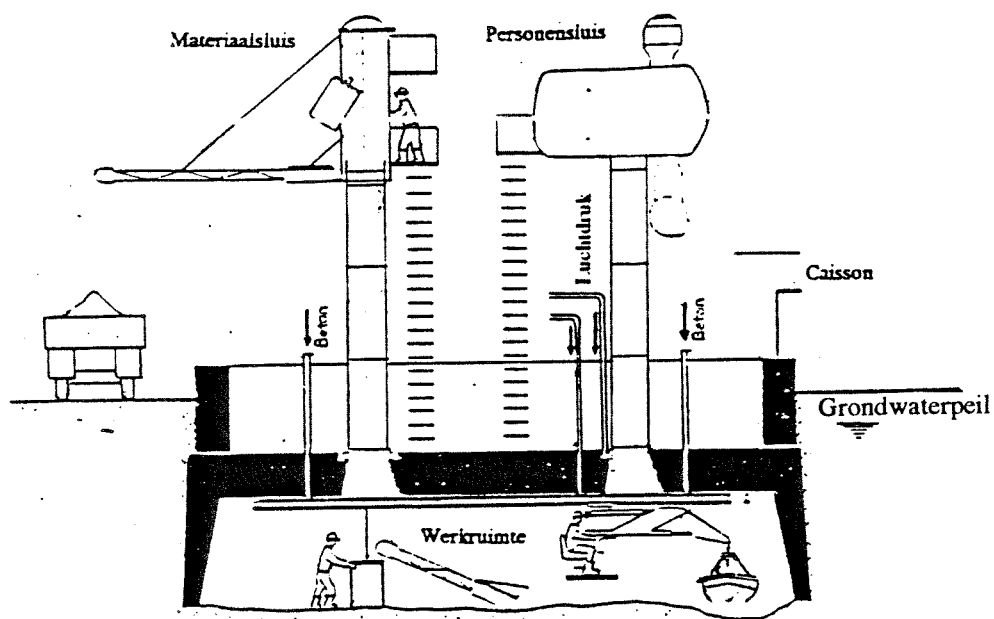


---

# CAPACITEITSUITBREIDING VAN DE DRIELINGSLUIS TE MAASBRACHT

EINDRAPPORT

JUNI 1996



**door C. Adamson  
Studienummer: 005137  
Spaarnestraat 8  
2515 VN Den Haag  
070-3478357**

**Afstudeercommissie:  
prof.drs.ir. J.K. Vrijling  
ir. K.G. Bezuyen  
ir. B. Polen**

## Voorwoord

In het kader van mijn afstudeeronderzoek naar "De capaciteitsuitbreiding van de drieling-sluis te Maasbracht" bij de vakgroep Waterbouwkunde - specialisatie Waterbouwkundige Kunstwerken van de faculteit Civiele Techniek aan de T.U. Delft, is dit eindrapport geschreven. Vooral de constructieve en uitvoeringstechnische aspecten komen in het onderzoek naar voren.

Het onderzoek was tevens opgesplitst in drie fasen, namelijk:

- Fase 1 Oriëntatie- en tussenrapportfase volgend in een concept-ontwerp
- Fase 2 Deelstudiefase volgend in een gedetailleerd deelontwerp
- Fase 3 Afrondingsfase volgend in een definitief ontwerp

Dit eindrapport vormt de afsluiting van de gehele ontwerpstudie.

Graag zou ik Prof.drs.ir. J.K. Vrijling, Ir. K.G. Bezuyen en Ir. B. Polen willen bedanken voor het beantwoorden van al mijn vragen en het geven van advies.

Tenslotte zou ik Ir. A. Kort willen bedanken voor de feedback, die ik van hem heb mogen ontvangen tijdens deze afstudeerperiode.

Craig Adamson

Mei 1996

## Afkortingenlijst

CEMT	Conférence Européenne des Ministres de Transports
OWB	Onderwaterbeton
HSP	Hoogste schutpeil
LSP	Laagste schutpeil
LW	Laagwater
HW	Hoogwater
KP	Kanaalpeil
SP	Stuwpeil
GWS	Grondwaterstand

## Samenvatting

De drielingssluis te Maasbracht is gesitueerd aan het einde van het Julianakanaal, waar het als deel van de Maasroute weer aansluit op de Maas. In de toekomst zal de Maasroute aangepast worden aan de eisen, die worden gesteld aan een klasse  $V_a/V_b$  vaarweg om tweebaks-gestreckte duwvaart mogelijk te maken. Als gevolg van de afmetingen van deze duwvaartconvoeien, zal de nuttige schutkolk lengte (lengte tussen de stopstrepen) van 142 meter naar minimaal 200 meter moeten worden uitgebreid.

Een oplossing voor dit probleem is onderzocht, wat uiteindelijk moet resulteren in een technisch-constructief ontwerp.

De keuze is gevallen op het verlengen van de westsluis aan de kant van het bovenpand, omdat de vaste brug over het benedenhoofd daarbij onberoerd blijft en vanwege de minimale scheepvaarthinder, zowel in de definitieve situatie als tijdens de bouwwerkzaamheden.

Het nieuwe bovenhoofd zal geplaatst worden op een locatie, waar zich in de bestaande situatie de trechtersvormige fuik naar de westsluis bevindt. Deze fuik is aan de westzijde begrensd door een damwandconstructie verankerd aan een ankerwand en aan de andere zijde door een soort 'kistdam'constructie. Omdat de damwanden, die aan elkaar gekoppeld zijn door ankers, zodanig ver van elkaar vandaan liggen, is het discutabel of deze constructie wel een kistdam is. Vooral nog wordt de constructie als twee verankerde damwanden beschouwd, mede op basis van de vuistregels volgens de CUR voor kistdammen. Aangezien voor de afmetingen van het nieuwe bovenhoofd vooral nog uitgegaan wordt van de bestaande dimensies, zal het bovenhoofd zo ver van de bestaande sluis geplaatst worden als de breedte van de fuik toelaat; hierdoor zal de nieuwe nuttige schutkolk lengte uiteindelijk ruim 217 meter bedragen. Voor het omzetten van de schutkolk wordt hetzelfde systeem als het huidige gekozen, namelijk korte omloopriolen in combinatie met een woelkelder. Aangezien als gevolg van de kolkverlenging de totale vultijd 'slechts' met ruim twee minuten toeneemt, wat een zeer kleine waarde is ten opzichte van de totale schuttijd, worden de rioolafmetingen niet aangepast.

Hierbij wordt het nieuwe bovenhoofd als een pneumatisch caisson afgezonken. Vooral de snelle uitvoering en het ontbreken van zowel een duur bemalingssysteem als een dure bouwput wegen zwaar bij de keuze. Verschillende wijzen zijn mogelijk om dit caisson te bouwen. Overwogen is om deze voor een gedeelte elders te bouwen, dit deel naar de afzinklocatie te slepen en uiteindelijk daar af te bouwen. Wegens de grote caissonafmetingen is het slechts mogelijk een klein gedeelte van de definitieve constructie elders te bouwen en te verslepen, zodat het beter is om de caisson insitu te bouwen. Ter plaatse op een opgespoten zandterp bouwen is in principe een mogelijkheid, maar met name de grote hoeveelheid zandverzet maakt deze oplossing onaantrekkelijk.

Gekozen is uiteindelijk om de caisson te bouwen in een damwandkuip, verticaal afgesloten door deels nieuwe, deels bestaande damwanden en horizontaal afgesloten door de bestaande waterdichte bekleding op de bodem van de fuik. Vooral het gebruik van de bestaande elementen maakt deze oplossing aantrekkelijk.

Het nieuw schutkolkgedeelte, gelegen tussen het nieuw en bestaand bovenhoofd, wordt uitgevoerd als meervoudig verankerde combiwanden met een onderwaterbetonvloer in combinatie met trekpalen. Vooral de mogelijkheid om deze constructies vrij eenvoudig tussen de contouren van de bestaande fuik aan te brengen maakt deze oplossing aantrekkelijk.

Het bestaand bovenhoofd wordt geschikt gemaakt als deel van de schutkolk door het slopen van de diverse betondelen; hierdoor kan het deursysteem met bewegingswerken 'hergebruikt' worden als afsluitmiddel in het bovenhoofd.

Daarnaast wordt de bovenvoorhaven heringericht om optimaal op de verlengde sluis te kunnen aansluiten. Daarbij worden aan de oeverzijde nieuwe wachtplaatsen gecreëerd met een lengte van ruim 200 meter. De bestaande wachtplaatsen aan de andere zijde worden gehandhaafd voor de kleinere schepen. Het nieuw fuikgedeelte bestaat tevens aan de oeverzijde uit een lang geleidewerk en aan de andere zijde uit een kort geleidewerk om zodoende in de toekomstige situatie voldoende ruimte over te houden voor de bestaande wachtplaatsen aldaar.

Geconcludeerd wordt dat bij de gekozen oplossing veel gebruik wordt gemaakt van de reeds in de huidige situatie aanwezige voorzieningen. Tevens blijkt dat de pneumatische caissonmethode zeer geschikt is om nieuwe constructies op bestaande constructies aan te sluiten. Vooral met het oog op de voortdurende aanpassing van bestaande kunstwerken op de steeds veranderende ontwikkelingen, is voor deze klassieke methode toch nog een toekomst weggelegd.

# Inhoudsopgave

## Voorwoord

## Afkortingenlijst

## Samenvatting

<b>1 Algemene inleiding</b> . . . . .	<b>1</b>
<b>2 Situatiebeschrijving</b>	
2.1 Inleiding . . . . .	3
2.2 Historie . . . . .	5
2.3 Probleembeschrijving . . . . .	5
<b>3 Programma van Eisen</b>	
3.1 Beschrijving van het huidig sluizencomplex . . . . .	7
3.2 Overige randvoorwaarden . . . . .	14
3.3 Uitgangspunten . . . . .	19
<b>4 Principe-oplossingen</b>	
4.1 Inleiding . . . . .	21
4.2 Nieuwe sluis versus aanpassing bestaand sluizencomplex . . . . .	21
4.3 Bovenkant versus benedenkant . . . . .	23
4.4 West, midden of oost . . . . .	25
<b>5 Uitwerking principe-oplossing</b>	
5.1 Inleiding . . . . .	27
5.2 Deurtype . . . . .	28
5.3 Vulstelsysteem . . . . .	29
5.3.1 Mogelijke vulstelsystemen . . . . .	29
5.3.2 Toepasbare vulstelsystemen . . . . .	31
5.3.3 Keuze . . . . .	32
5.3.4 Ontwerp . . . . .	33
5.4 Kwelscherm tegen achter- en onderloopsheid . . . . .	33
5.4.1 Inleiding . . . . .	33
5.4.2 Kwellengte . . . . .	34
5.5 Bestaand bovenhoofd . . . . .	35
5.6 Bovenvoorhaven . . . . .	36
5.6.1 Inleiding . . . . .	36
5.6.2 Geleidewanden en wachtplaatsen . . . . .	36
5.7 Concept-oplossing . . . . .	39
5.8 Globale beschrijving hoofdonderdelen nieuw sluisgedeelte . . . . .	39
5.8.1 Bovenhoofd . . . . .	39
5.8.2 Schutkolkgedeelte . . . . .	40

## 6 Uitvoeringsmethoden nieuw sluisgedeelte

6.1 Algemeen . . . . .	41
6.2 Schutkolk . . . . .	42
6.2.1 Alternatief 1 . . . . .	42
6.2.2 Alternatief 2 . . . . .	44
6.2.3 Alternatief 3 . . . . .	47
6.3 Nieuw bovenhoofd . . . . .	49
6.3.1 Alternatief 1 . . . . .	49
6.3.2 Alternatief 2 . . . . .	51
6.3.3 Alternatief 3 . . . . .	52
6.3.4 Alternatief 4 . . . . .	54
6.4 Multi-criteria analyse . . . . .	54
6.5 Aansluiting nieuw bovenhoofd-schutkolk . . . . .	56

## 7 Pneumatisch afzinken van het nieuwe bovenhoofd

7.1 Inleiding: beschrijving van het concept-ontwerp . . . . .	59
7.2 Principe van de pneumatische caissonmethode . . . . .	60
7.2.1 Inleiding . . . . .	60
7.2.2 Belastingen op de caisson tijdens het afzinken . . . . .	60
7.2.3 Bezwijkbelasting ondergrond . . . . .	64
7.3 Beschrijving van het nieuwe bovenhoofd . . . . .	65
7.3.1 Bestaand bovenhoofd . . . . .	65
7.3.2 Permanente caissonconstructie . . . . .	67
7.3.3 Inpassing op locatie . . . . .	67
7.4 Bouwmogelijkheden van de pneumatische caisson . . . . .	68
7.4.1 Inleiding . . . . .	68
7.4.2 Afzinken na ter plaatse bouwen . . . . .	69
7.4.2.1 Bouwen op een zandterp . . . . .	69
7.4.2.2 Bouwen in een 'ondiepe bouwkuip' . . . . .	76
7.4.3 Afzinken na elders bouwen: grootschalige prefabricage . . . . .	77
7.4.3.1 Inleiding . . . . .	77
7.4.3.2 Transport van de caisson . . . . .	78
7.4.3.3 Prefabricage, waar en hoe? . . . . .	83
7.4.4 Waterdichtheid van het kanaal . . . . .	88
7.4.4.1 Inleiding . . . . .	88
7.4.4.2 Afzinken vanaf een terp . . . . .	88
7.4.4.3 Afzinken in een 'ondiepe' bouwkuip . . . . .	90
7.4.4.4 Afzinken na grootschalige prefabricage . . . . .	90
7.4.4.5 Afdichtingslaag . . . . .	90
7.4.5 Keuze . . . . .	91
7.4.5.1 Insitu versus elders bouwen . . . . .	91
7.4.5.2 Insitu bouwen op een zandterp versus in een ondiepe bouwkuip . . . . .	92
7.4.6 Bestaande kistdamconstructie . . . . .	92



7.5	Uitwerking gekozen oplossing	94
7.5.1	Inleiding	94
7.5.2	Werkwijze	95
7.5.3	Ontwerp van de kanaalbodemkuip	96
7.5.4	Op diepte brengen	97
7.5.4.1	Kubelen of spoelen	97
7.5.4.2	Verticaal krachtenbalansen	99
7.5.4.3	Fundering op 'staal'	99
7.5.4.4	Beschrijving van het afzinkproces	100
7.5.5	Benodigde voorzieningen en installaties voor het afzinken	101
7.5.6	Belastinggevallen tijdens het afzinken	106

## 8 De schutkolk

8.1	Inleiding	107
8.2	Nieuwe schutkolkgedeelte	108
8.2.1	Werkwijze	108
8.2.2	Vloerconstructie	109
8.2.3	Wandconstructie	111
8.3	Ombouwen bestaand bovenhoofd tot schutkolkmoet	111

## 9 Aansluitingen

9.1	Inleiding	113
9.2	De bestaande sluis op het nieuw kolkgedeelte	114
9.3	Het nieuw kolkgedeelte op het nieuw bovenhoofd	115
9.4	Het nieuw bovenhoofd op de bovenvoorhaven	115

## 10 Conclusies en aanbevelingen

10.1	Conclusies	117
10.2	Aanbevelingen	118

Literatuurlijst	119
-----------------	-----

## BIJLAGEN:

1	Geplande maatregelen door MOMARO	123
2	Schatting minimaal benodigd debiet Julianakanaal in nieuwe situatie	125
3	Ontwerp vulsysteem voor nieuwe bovenhoofd	127
4	Bepaling globale afmetingen L-muur	135
5	Controle stabiliteit bestaand bovenhoofd 'op zichzelf'	137
6	Inpassing op locatie	139
7/8	Ontwerpberekeningen voor de damwandkuip mede met MSheet	143
9	Afzinkbalansen	169
10	Ontwerpberekeningen definitieve kolkvloer	175
11	Ontwerp nieuw schutkolkgedeelte met MSheet	179



## 1 Algemene inleiding

In de nabije toekomst wordt de toegankelijkheid van de Maasroute voor klasse V<sub>a</sub> (110 x 11.5 m) en klasse V<sub>b</sub> (186.5 x 11.4 m) schepen verbeterd. Één van de knelpunten is het sluisencomplex te Maasbracht. Het toelaten van schepen met dergelijke afmetingen betekent dat het betreffende complex in zijn huidige vorm een obstakel vormt. In dit afstudeerwerk wordt dan ook naar een oplossing gezocht waarbij het sluisencomplex geen obstakel meer vormt voor de in de toekomst te verwerken duwconvoeien. Dit afstudeerwerk moet uiteindelijk leiden tot een technisch-constructief ontwerp.

Hoofdstuk 2 opent met een korte situatieschets, waarin de historie van zowel het sluisencomplex als het Julianakanaal wordt beschreven en gaat vervolgens verder met een beschrijving van het probleem. In hoofdstuk 3 komt het "programma van eisen" aan bod, waarin de gebruikte randvoorwaarden en uitgangspunten zijn opgenomen; hierin staat onder andere het huidige sluisencomplex met haar belangrijkste onderdelen uitgebreid beschreven. Mede aan de hand van dit "programma van eisen" worden in hoofdstuk 4 de mogelijke principe-oplossingen beschreven en vervolgens beoordeeld.

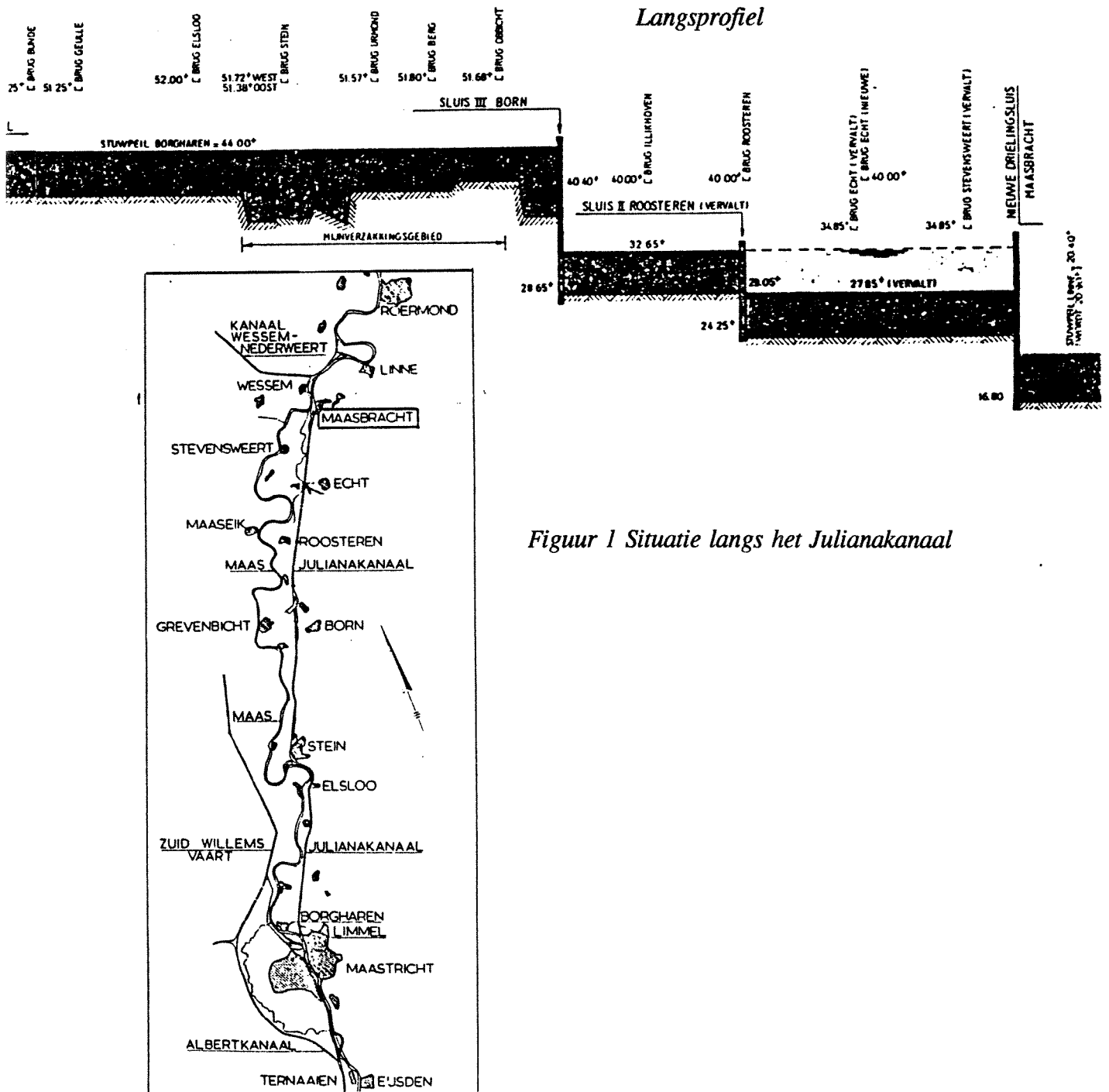
Na het maken van een keuze wordt vervolgens in hoofdstuk 5 bepaald op welke wijze, als gevolg van de gekozen principe-oplossing, een 'brug' geslagen kan worden van de bestaande naar een nieuwe situatie. Een belangrijke rol speelt hierbij de uitvoering. In hoofdstuk 6 worden dan ook verschillende uitvoeringsmethoden beschreven. Na de keuze van de meest geschikte methode wordt in hoofdstuk 7 een onderdeel van het concept-ontwerp uitgebreid uitgewerkt in een deelstudie. Daarna komen in de hoofdstukken 8 en 9 de andere onderdelen aan bod en worden deze samen met het onderdeel uit de deelstudie geïntegreerd tot een definitief ontwerp. Tenslotte worden in het laatste hoofdstuk de conclusies getrokken en aanbevelingen gedaan ten aanzien van het ontwerp.



## 2 Situatiebeschrijving

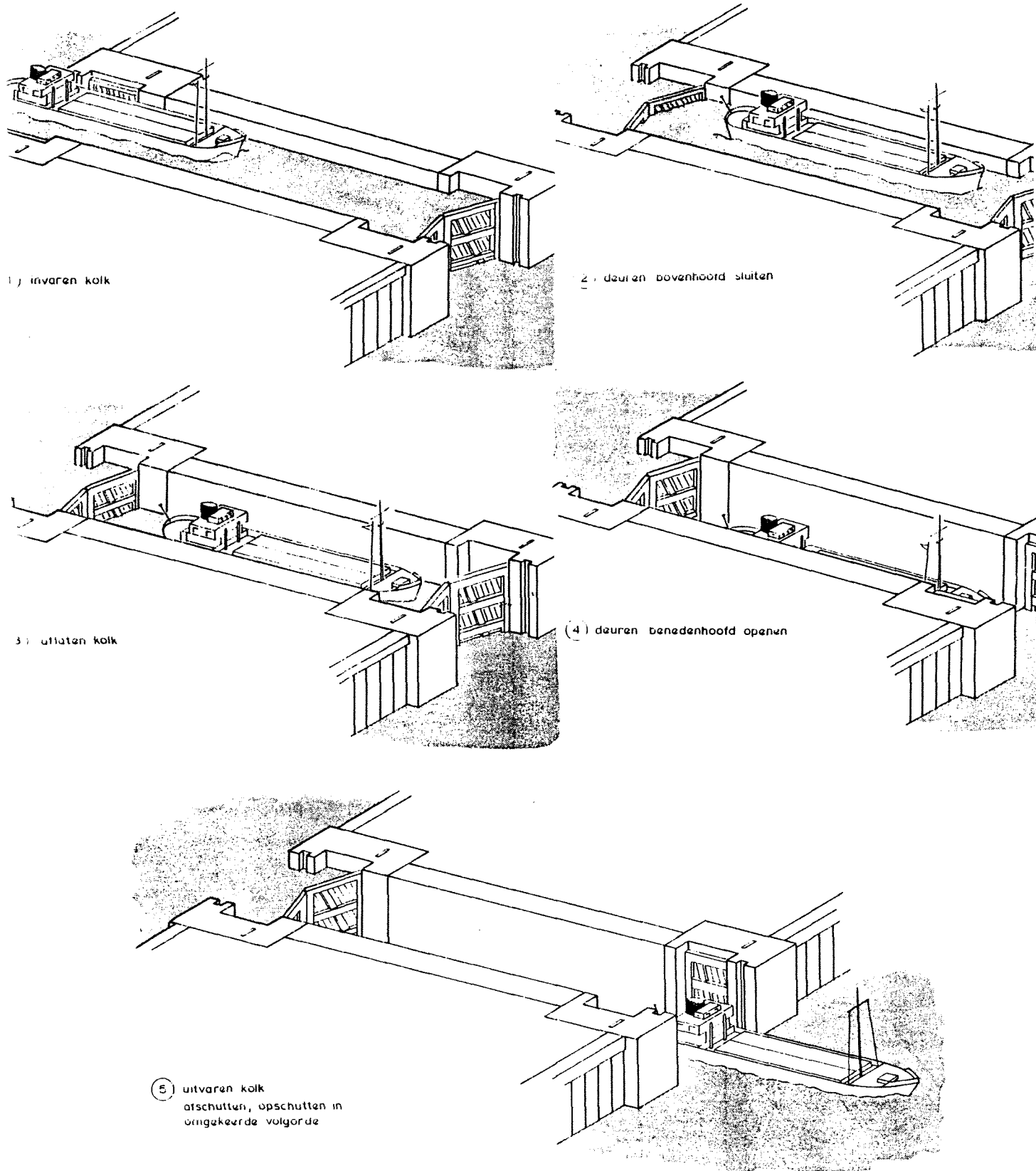
### 2.1 Inleiding

Het bestaand sluizencomplex, met drie naast elkaar liggende sluiskolken, ligt ten zuidwesten van Maasbracht, aan het einde van het Julianakanaal (zie figuur 1). Dit lateraal kanaal begint iets ten noorden van Maastricht en is in de begin jaren dertig aangelegd omdat de Maas tussen Maastricht en Maasbracht slechts enkele dagen per jaar bevaarbaar is door te lage rivierafvoeren.



Figuur 1 Situatie langs het Julianakanaal

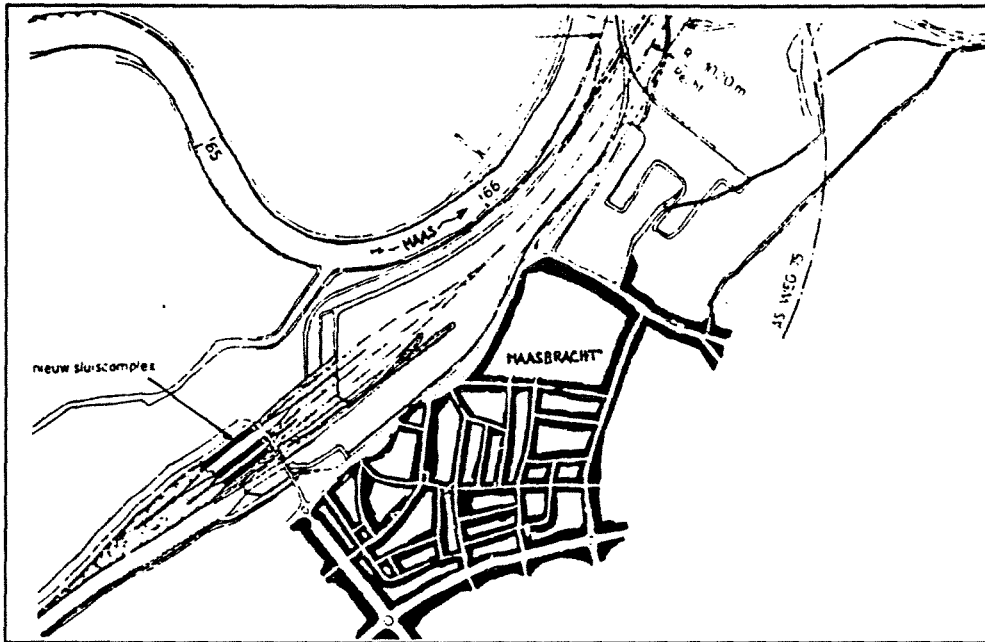
Alle drie de sluisen zijn van het type schutsluis, waarbij de primaire functie is "het in een afsluitbare bak in drijvende toestand verplaatsen van schepen van het ene naar het andere waterniveau" oftewel het schutten van scheepvaart. In figuur 2 wordt het schutproces stap voor stap weergegeven.



Figuur 2 Principe van het schutten

## 2.2 Historie

In 1935 is te Maasbracht één schutsluis aangelegd om een verval van ongeveer 7.5 meter te overwinnen. Dertig jaar later zou blijken dat de capaciteit van deze enkele sluis te klein was om de steeds toenemende scheepvaartdruk te op deze vaarweg te verwerken. In 1966 werden dan ook 3 nieuwe schutsluizen gerealiseerd ten westen van de oude sluis (zie figuur 3).



*Figuur 3 Situatie in 1966 na gereedkomen drielingssluis*

Ook werd destijds besloten de sluis te Roosteren op te heffen, waardoor het verval te Maasbracht met ongeveer 5 meter toenam (zie figuur 1). Aangezien de oude sluis voor dit grote verval niet meer geschikt kon worden gemaakt, is het kunstwerk buiten werking gesteld. Daarnaast werd het dwarsprofiel van het kanaalpand tussen Born en Maasbracht aangepast, enerzijds als gevolg van het hogere waterpeil tussen Roosteren en Maasbracht en anderzijds om in te spelen op de almaar toenemende scheepvaartdruk. Daarbij werd de vaarbreedte verruimd en een gedeelte van de dijken opgehoogd. De huidige sluisen hebben allemaal dezelfde afmetingen, namelijk een nuttige schutkol-  
 lengte van 142 meter, een dagwijdte van 16 meter en een minimale drempeldiepte van 4 meter. Het maximaal verval, waarbij nog geschut wordt, is momenteel 11.85 meter. Dit is tevens het grootste verval dat in Nederland door één sluis wordt overwonnen.

## 2.3 Probleembeschrijving

Uit het Tweede Structuurschema Verkeer en Vervoer (SVV II) is gebleken dat de toenemende druk op het verkeerswegennet en de belasting van het milieu onder andere zou kunnen worden teruggedrongen door het bevorderen van het vervoer over water ten koste van het transport over de weg. Een van de genoemde maatregelen is het toegankelijk maken van de Maasroute voor klasse  $V_a/V_b$  schepen.

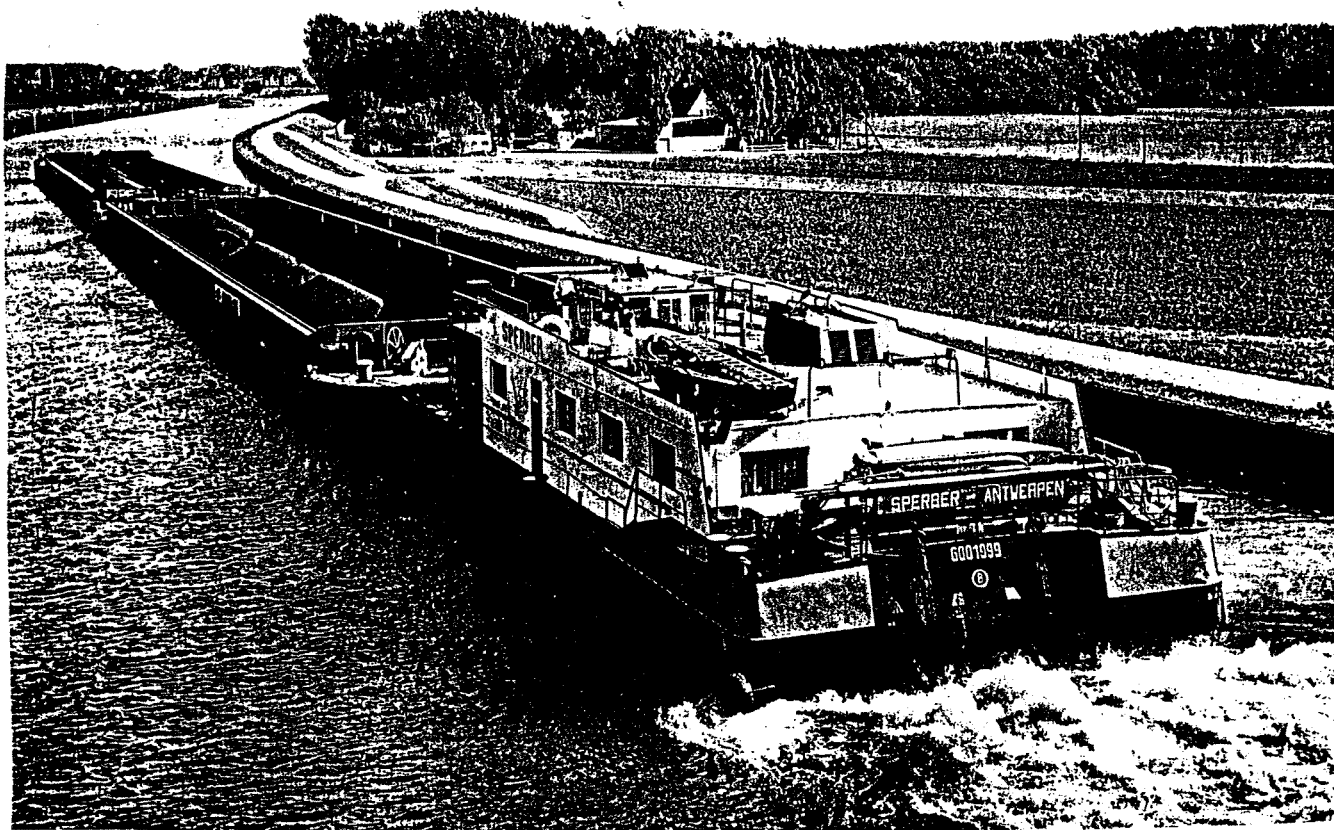
Het pakket maatregelen ter verbetering van de hoofdvaarweg is door de Directie Limburg van de Rijkswaterstaat uitgewerkt in het programma MOMARO (MODernisering van de MAasROute); een overzicht van dit programma vindt men terug in de bijlage 1. Gebleken is dat de capaciteit van het sluisencomplex te Maasbracht niet geschikt is om in de toekomst klasse V<sub>b</sub> schepen oftewel tweebaks-duwvaart in gestrekte formatie (zie figuur 4) toe te laten. Aangezien dit type duwconvooi afmetingen heeft van 186.5 x 11.4 meter, is de nuttige schutkolkengte van de drie huidige sluisen ontoereikend en is tevens de drempeldiepte in de bestaande kolken aan de krappe kant. Door het slechts toelaten van gedeeltelijk volgeladen duwconvooiën met een maximale diepgang van 2.8 meter, behoeven nog geen maatregelen genomen te worden ten aanzien van de drempeldiepte.

### **Probleemstelling**

Het sluisencomplex te Maasbracht voldoet niet aan de eisen om klasse V<sub>b</sub> schepen toe te laten op dit deel van de Maasroute.

### **Doelstelling**

Doel van het onderzoek is het presenteren van een oplossing om het sluisencomplex te Maasbracht wel geschikt te maken voor klasse V<sub>b</sub> schepen, waardoor dit type schip in de nabije toekomst toegelaten kan worden op dit deel van de Maasroute. Uiteindelijk moet dit resulteren in een technisch-constructief ontwerp van de sluis met haar belangrijkste onderdelen.



*Figuur 4 Tweebaksduwvaart in gestrekte formatie*



## 3 Programma van eisen

### 3.1 Beschrijving van het huidige sluisencomplex

#### Algemeen

Het complex bestaat uit drie nagenoeg dezelfde schutsluizen (sluis I t/m III), die 24 uur per dag in bediening zijn (zie figuur 5).

De sluisconstructie zelf, bestaat uit een gewapend betonnen bakprofiel, gefundeerd op staal. Elke sluis is verdeeld in totaal 10 moten, namelijk een boven- en een benedenhoofd en 8 schutkolkmoten.

Het wegverkeer wordt via vaste bruggen over de benedenhoofden geleid; de bruggen zijn daarbij één geheel met het benedenhoofd. Naast de wegfunctie, waarbij deze oeververbinding deel uitmaakt van de belangrijke doorgaande verbindingsweg tussen Maasbracht en de regio, hebben de bruggen ook een constructieve functie. De geprefabriceerde bruggen zijn uitgevoerd in voorgespannen beton in de vorm van een trekband om zodoende de zeer grote trekkrachten op de zijwanden, als gevolg van de (spat)krachten vanuit de deuren, op te kunnen nemen.

Wegens het groot verval worden drijvende bolders gebruikt als afmeerconstructie voor de schepen in de schutkolk.

De sluisen kunnen geheel drooggezet worden door naaldkeringen in de beide sluishoofden te plaatsen, terwijl de hoofden apart drooggezet kunnen worden door schotbalken neer te laten. Voor beide systemen zijn in de sluishoofden de noodzakelijke sponningen, uitsparingen en aanslagen ingericht.

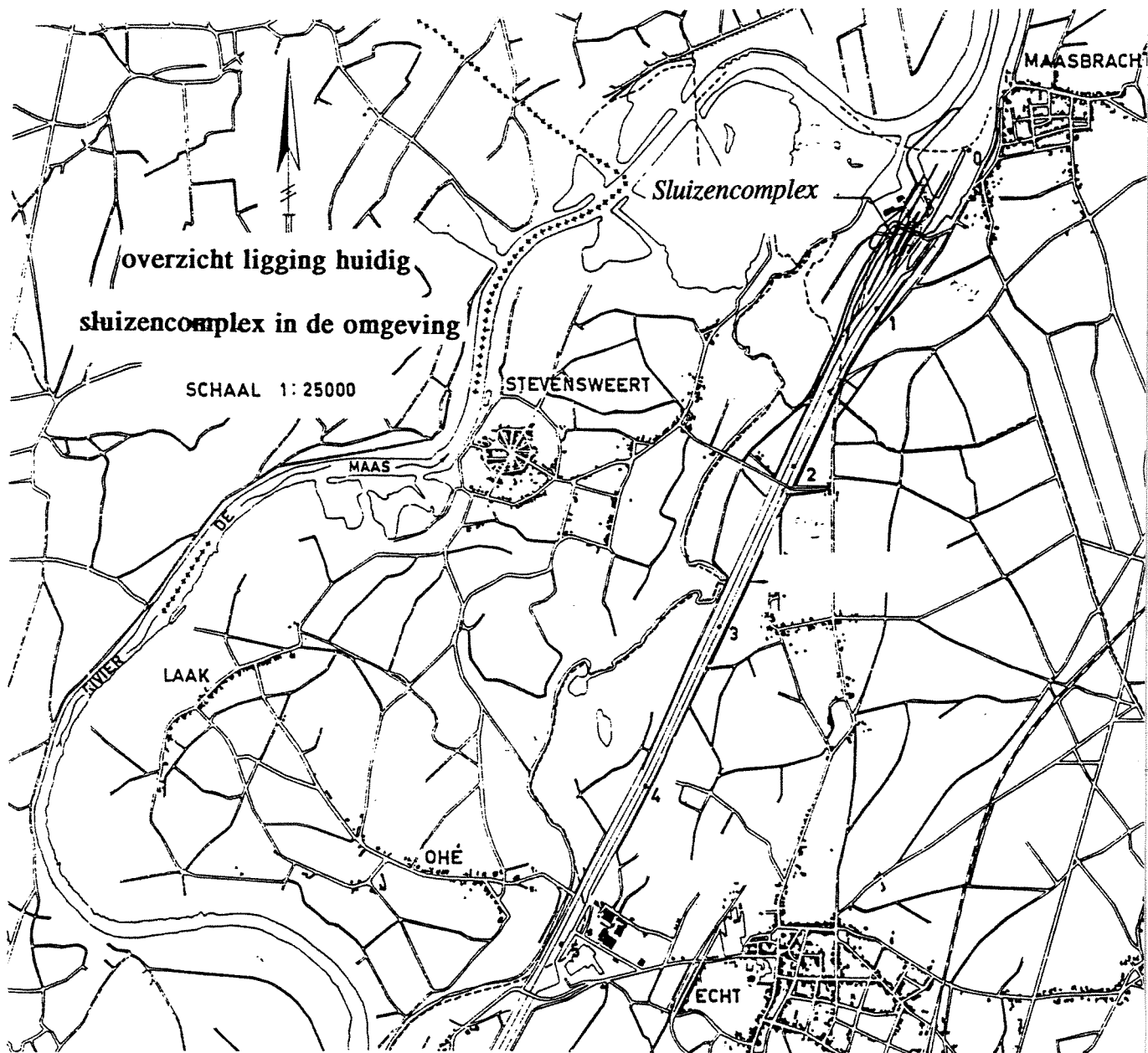
In dit rapport zullen de sluisen I, II en III aangeduid worden met respectievelijk de oost-, midden- en westsluis.

#### Vul- en ledigsysteem

Het vullen van de kolk geschiedt door het hydraulisch heffen van stalen wielschuiven in de omloopriolen in de beide zijwanden van het bovenhoofd. De instroomopeningen van deze riolen bevinden zich in de deurkassen, terwijl de riolen uitmonden in een woelkelder onder de drempel van het hoofd. Via deze kelder, waar de energie van het uit de riolen stortende water wordt vernietigd, stroomt het water in de te vullen schutkolk zonder dat ontoelaatbare troskrachten optreden. De vultijd bedraagt circa 9 minuten. De aanwezigheid van deze woelkelder zorgt ervoor dat de schutkolk nagenoeg gelijkmatig volloopt; dit betekent dat bij het omzetten van de kolk bij benadering sprake is van een constant vuldebiet over de volledige vultijd.

Het ledigen van de kolk geschiedt in circa 7 minuten door het hydraulisch heffen van de wielschuiven in de riolen in het benedenhoofd. De uitstroomopeningen zijn voorzien van verticale breekbalken of -kolommen om de energie te vernietigen.

Ten behoeve van onderhoud of reparatie kunnen de riolen geheel worden drooggezet.



*Figuur 5* Overzicht huidige sluizencomplex en omgeving

## Kortsluitriool en gemaal

Om in perioden met lage Maasafvoeren het verlies van water als gevolg van het schutten, het zogenaamde "schutverlies", op een eenvoudige wijze te beperken zijn de midden- en oostsluis zodanig ingericht, dat water van een te ledige kolk kan worden benut voor het tot de halve hoogte vullen van de andere kolk. Het vullen geschiedt via de woelkelders in de bovenhoofden door een kortsluit- of verbindingsriool.

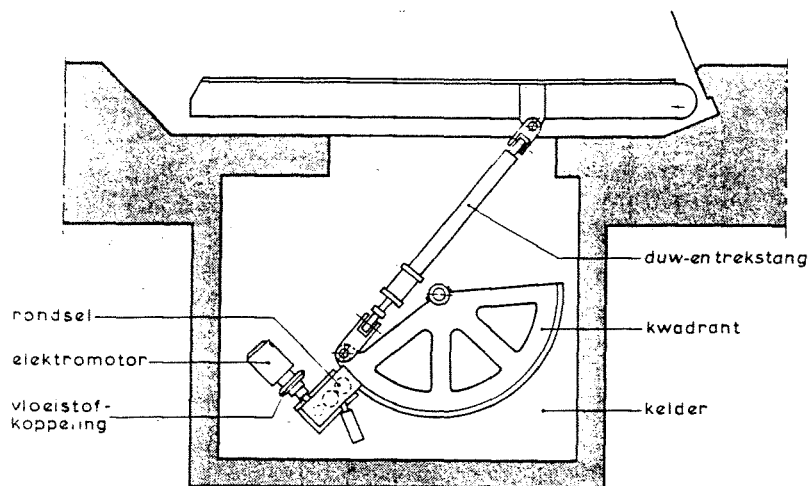
Tevens bevindt zich ten oosten van de oude sluis een pompgemaal met toevoerkanaal om tijdens lage Maasafvoeren water van het beneden- naar het bovenpand terug te pompen. Deze terugpompinstallatie heeft een capaciteit van  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## Deuren

In zowel het boven- als het benedenhoofd bevinden zich een stel puntdeuren met als bewegingsinrichting de 'halve Panamawielen' (zie figuur 6). In vergelijking met andere deurtypen bleek dit type in deze situatie de meest economische oplossing. De kelders voor de bewegingswerken van de deuren moeten te allen tijde watervrij gehouden worden.

De puntdeuren in de benedenhoofden worden door middel van een op hydraulische buffers opgelegde stootbalk beschermd tegen aanvaren. Tevens kan tijdens de vorstperiode bij ijsgang of dichtgevroren Maas een drijvende ijskeerbalk ter plaatse van de stootbalk neergelaten worden als extra bescherming tegen beschadiging van de deuren.

Voor reserve zijn nabij de sluisen twee deuren voor de bovenhoofden en twee deuren voor de benedenhoofden opgeslagen.



*Figuur 6 Halve panamawielen als bewegingswerk voor puntdeur*

## Waterdichtheid

Omdat het kanaalpeil van het bovenpand hoger ligt dan het maaiveld en de bodem van het kanaal zich boven de grondwaterstand(en) bevindt, zijn de bodem en de taluds van het bovenpand voorzien van een waterdichte bekleding, om zodoende het wegvloeiën van het kanaalwater naar de ondergrond en omliggende terreinen zo veel mogelijk te verhinderen. De maximaal toegestane doorlatendheid van de waterdichte bekleding is  $5 \cdot 10^{-8}$  m/s/m' (Bron: *Bouwdienst Rijkswaterstaat*).

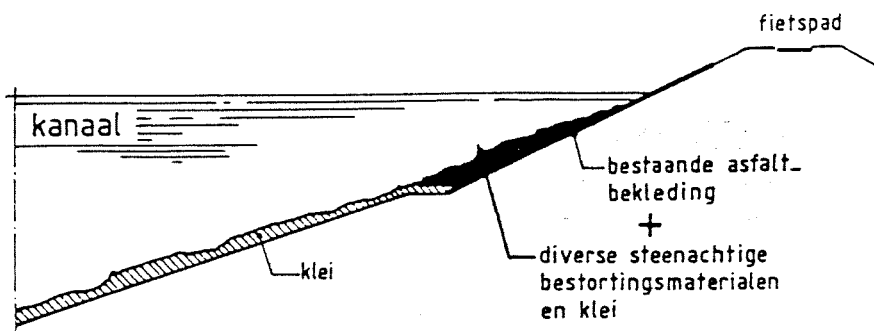
De bekleding bestaat voor een gedeelte uit een 0.60 meter dikke kleilaag, die nog aanwezig is van de situatie voor 1966, en voor een ander deel uit een asfaltbetonlaag, die aangebracht is naar aanleiding van de capaciteitsuitbreiding in 1966. De totale asfaltbetonbekleding met een dikte van 0.12 meter bestaat uit een onderlaag van grindasfaltbeton, 0.07 meter dik, een (tussen)kleeflaag van asfaltbitumen en dicht gebroken grindasfaltbeton, dik 0.05 meter, als bovenlaag (zie figuur 7). Bovenop deze in den droge aangelegde gewalste bekleding ligt op de kanaalbodem een ongeveer 0.60 meter dikke deklaag van zand om de bekleding te beschermen tegen scheepsankers. Op de taluds ligt een deklaag van gebroken grind en stortsteen.

In de bovenvoorhaven bestaat de overgang tussen de oude waterdichte kleilaag en de nieuwe asfaltbekleding uit gietasfaltplaten, die in de 'natte' zijn aangelegd.

Gebleken is dat de bekleding op bepaalde plekken danig gerenoveerd moet worden. Gedurende 1993 heeft reeds een reconstructie plaatsgevonden aan de oostoever van het Julianakanaal. De asfaltbekleding is daarbij bedekt met colloïdaal beton, mede omdat gesteld was dat de bestaande bekleding intact moest blijven.

Tevens bevinden zich in het dijklichaam van de oevers drainagesleuven, die het lekwater snel afvoeren om zodoende de stabiliteit van de dijk niet in gevaar te brengen.

Tegen onder- en achterloopsheid van de sluisen zijn nog stalen damwandschermen aangebracht. Deze schermen zijn één geheel met de bovenhoofden van de drie sluisen.



Figuur 7 Aansluiting klei op asfaltbekleding ter plekke van de bovenvoorhaven

## Wachtplaatsen en geleidewerken

De wachtplaatsen voor schepen, die niet meteen geschut kunnen worden, hebben een breedte van ongeveer 16 meter, gelijk aan de dagwijdte van de sluiskolken. Aan de zijde van de bovenvoorhaven hebben de tijdelijke ligplaatsen een lengte van 176 meter, terwijl aan de zijde van de benedenvoorhaven de plaatsen een lengte van 286 meter hebben. De constructie zelf bestaat uit putten c.q. meerstoelen van gewapend beton, elk voorzien van haalkommen en bolders. Tussen de putten, welke zijn verbonden door loopbruggen van voorgespannen beton, zijn drijfrahmen aangebracht. Vanuit de wachtplaatsen moet te allen tijde de oever kunnen worden bereikt.

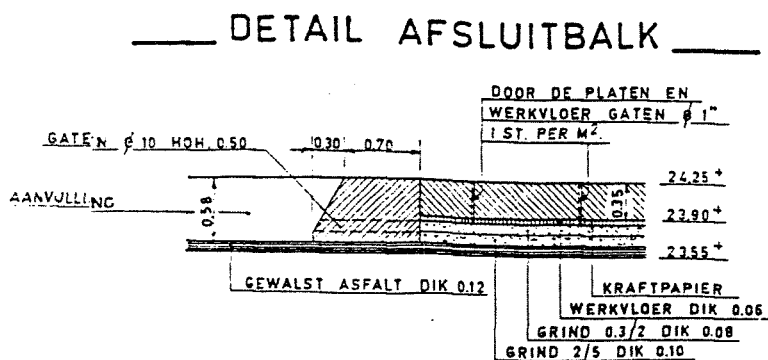
De gesloten geleidewerken, oftewel de geleidewanden, vormen een trechtersvormige fuik naar de sluis toe. Bij elke sluis is er aan de wachtplaatszijde van de fuik over een grotere lengte een geleidewand aanwezig dan aan de andere zijde. De wanden staan wel aan beide zijden onder een hoek van 1:8 met de sluisas. De geleidewanden van aan elkaar grenzende sluisen zijn via damwandprofielen met ankers aan elkaar gekoppeld als een soort 'kist-dam'constructie, behalve bij de wand aan de westoeverzijde, want deze bestaat uit stalen damwandprofielen die achterwaarts verankerd zijn aan een betonnen ankerwand. Bij alle wanden is de bovenzijde nog voorzien van een betonnen dekzerkprofiel voor het opnemen van scheepsstoten.

## Ontvang- en stortebedden

Ter bescherming van de bodem aan weerszijden van de sluisen zijn aan de benedenzijde stortebedden en aan de bovenzijde ontvangbedden aangebracht.

De ontvangbedden bestaan uit betonplaten met een dikte van 0.35 meter, welke rusten op een laag grind (zie figuur 8). Het geheel wordt aan de einden opgesloten door een gewapend betonbalk. De lengte van de bodembescherming is 36.80 meter, exclusief de balk. De waterdichte bekleding loopt onder deze grindlaag door tot tegen de bovenhoofden van de sluisen aan.

De stortebedden sluiten direct aan op de vloer van de benedenhoofden. Het eerste gedeelte van het stortebed bestaat uit betonplaten met stroombrekers om het uitstromend water te vertragen, terwijl het ander deel uit stortsteen bestaat.



Figuur 8

### Belangrijke afmetingen en peilen (zie ook figuur 9)

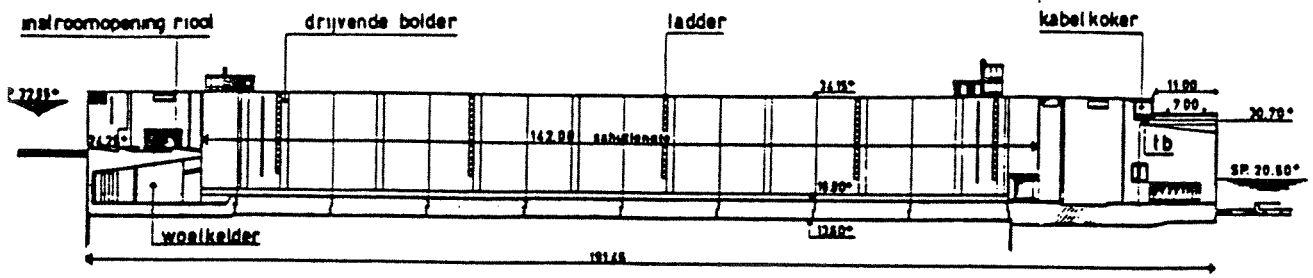
-	afmetingen schutsluis:	
*	nuttige schutkolklengte	= 142.0 meter
*	totale sluislengte	= 191.5 meter
*	dagwijdte kolk en hoofden	= 16.0 meter
*	minimale drempeldiepte	= 4.0 meter
-	belangrijke peilen:	
*	kanaalpeil bovenpand (HSP)	= NAP+32.65m
*	stuwpeil benedenpand (LSP)	= NAP+20.80m
*	hoogst gemeten waterstand benedenpand	= NAP+24.15m
*	laagst gemeten waterstand benedenpand	= NAP+17.45m
*	kanaalbodem bovenpand	= NAP+24.25m
*	drempelhoogte bovenhoofd	= NAP+24.75m
*	drempelhoogte kolk, benedenhoofd	= NAP+16.80m
*	kanaalbodem benedenpand	= NAP+16.80m
*	dekzerhoogte hoofden en kolk	= NAP+34.15m
*	onderkant kolkvloer	= NAP+13.60m
*	onderkant bovenhoofd	= NAP+13.30m
*	onderkant benedenhoofd	= NAP+13.20m
*	onderkant vaste brug	= NAP+30.70m

#### Verder:

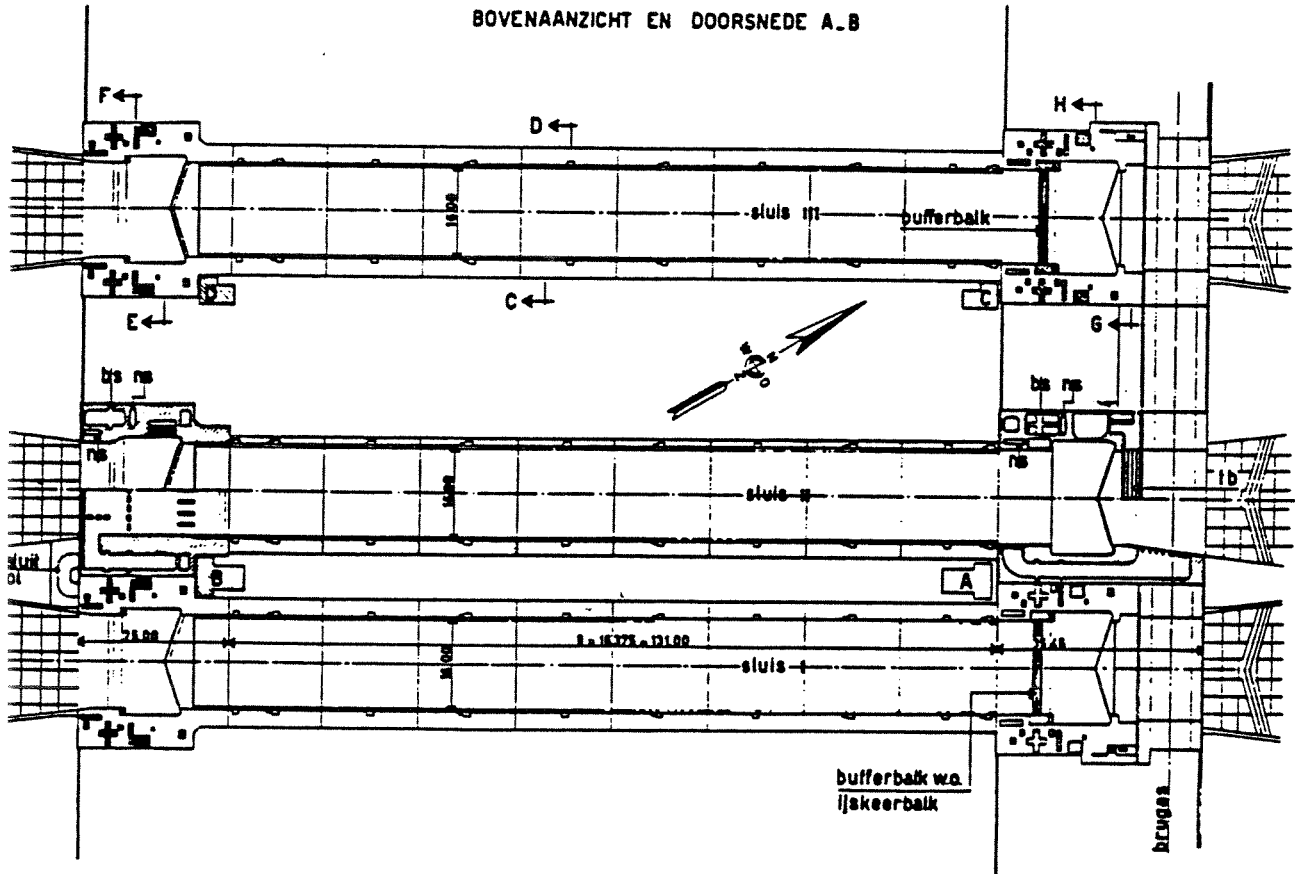
- het maximaal verval, waarbij nog geschut wordt, is 11.85 meter; dit verval treedt op bij het stuwpeil aan de laagwaterzijde
- het maximaal verval, dat gekeerd wordt, is 15.20 meter; dit verval treedt op bij de laagst gemeten waterstand
- het vullen geschiedt in 540 seconden
- het ledigen geschiedt in 420 seconden
- minimaal benodigde doorvaarthoogte is 9.10 meter
- hoogteafmetingen stalen puntdeuren:
  - ter plaatse van bovenhoofd 9.65 meter
  - ter plaatse van benedenhoofd 17.65 meter

Figuur 9 Drielingssluis te Maasbracht

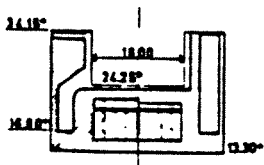
DOORSNEDE OVER SLUISAS



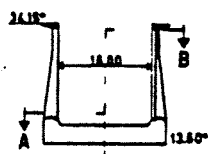
BOVENAANZICHT EN DOORSNEDE A..B



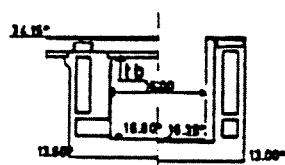
DOORSNEDE E..F



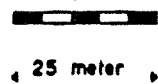
DOORSNEDE C..D



DOORSNEDE G..H



A = bedieningsruimte en kantoor sluismeester  
 B, C, D = bedieningsruimte  
 bs = bedrijfschulf  
 ns = noodshulf  
 lb = trekverbinding lv.m. spatkrachten



## 3.2 Overige randvoorwaarden

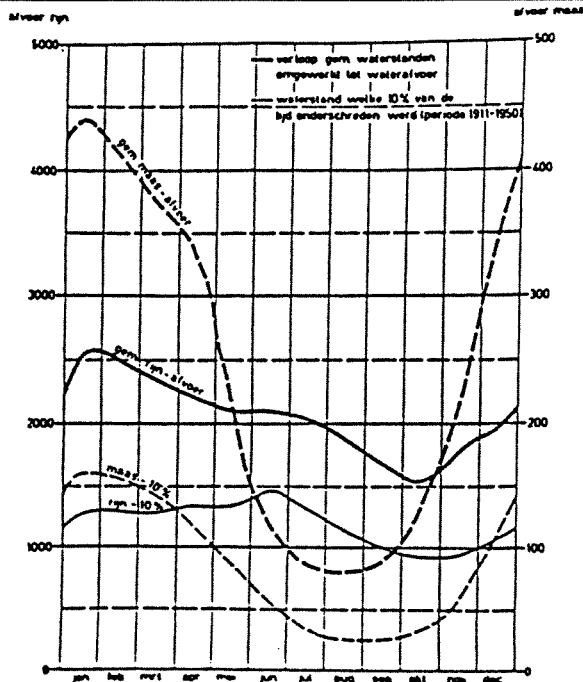
### Ruimtelijke randvoorwaarden

- ten noordwesten van het sluisencomplex bevindt zich een industriegebied met een elektrische centrale (gebouwd in 1965); deze centrale met zijn koeltorens bevindt zich in het winterbed van de Maas en heeft een eigen laad- en losplaats; tevens tapt/loost de centrale via een kanaal water van/op de Maas
- het sluisencomplex wordt aan de oostzijde begrensd door een woongebied
- aan de noordzijde bevindt zich een berghaven dat deel uitmaakt van de benedenvoorhaven
- de voorhavens van de oude sluis (uit 1935) worden nog gebruikt als berghaven
- de rest van de omgeving bestaat hoofdzakelijk uit landerijen
- er bevinden zich geen belangrijke kabels, leidingen of duikers in de omgeving van het sluisencomplex, met uitzondering van de kabelkoker ter plaatse van de benedenhoofden

### Eisen aan de waterhuishouding

- er bevindt zich geen waterwingebied in de directe omgeving
- de Maas dient als 'voeding' van het Julianakanaal
- het minimaal benodigde debiet voor het kanaal in de huidige situatie is  $15 \text{ m}^3/\text{s}$
- het minimaal benodigde debiet voor het kanaal in de nieuwe situatie (na aanpassing van zowel het complex te Maasbracht als te Born) wordt voorlopig geschat op ongeveer  $19.5 \text{ m}^3/\text{s}$  (zie bijlage 2 voor de berekening)
- het minimaal benodigde debiet voor het onbevaard gedeelte van de Maas, de zogenaamde Grensmaas, is  $10 \text{ m}^3/\text{s}$
- het maximaal toegestane lekverlies van het kanaal is  $1 \text{ m}^3/\text{s}$
- de schutverliezen spelen slechts een rol tijdens zeer lage afvoeren van de Maas; gedurende deze zeer droge perioden moeten de verliezen zoveel mogelijk beperkt worden; bij afvoeren lager dan  $25 \text{ m}^3/\text{s}$  wordt het Julianakanaal pas te weinig gevoed; uit het afvoerverloop van de Maas (zie figuur 10) volgt dat voor een afvoer van  $25 \text{ m}^3/\text{s}$  er een 10% onderschrijdingskans is in de maanden augustus en september; wanneer de reeds bestaande hulpmiddelen, zoals het pompemaal en het kortsluitriool gehandhaafd blijven, wordt een relatief kleine toename van de schutverliezen als gevolg van de aanpassing van het complex nog acceptabel geacht en worden in de toekomstige situatie geen speciale voorzieningen ingericht; wel wordt, in het geval dat een bepaalde oplossing voordelig uitvalt ten aanzien van de schutverliezen, dit voordeel in de overweging meegenomen



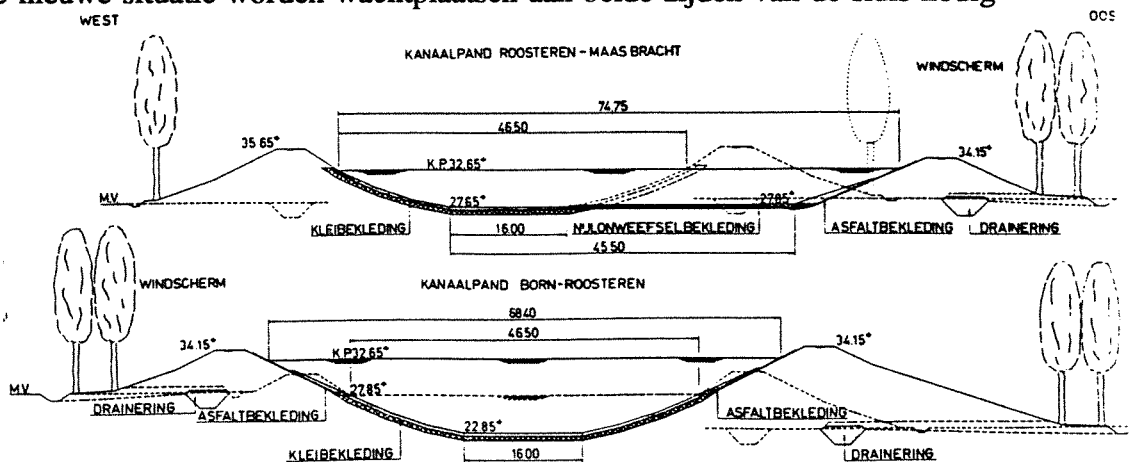


Figuur 10 Afvoerverloop van de Maas

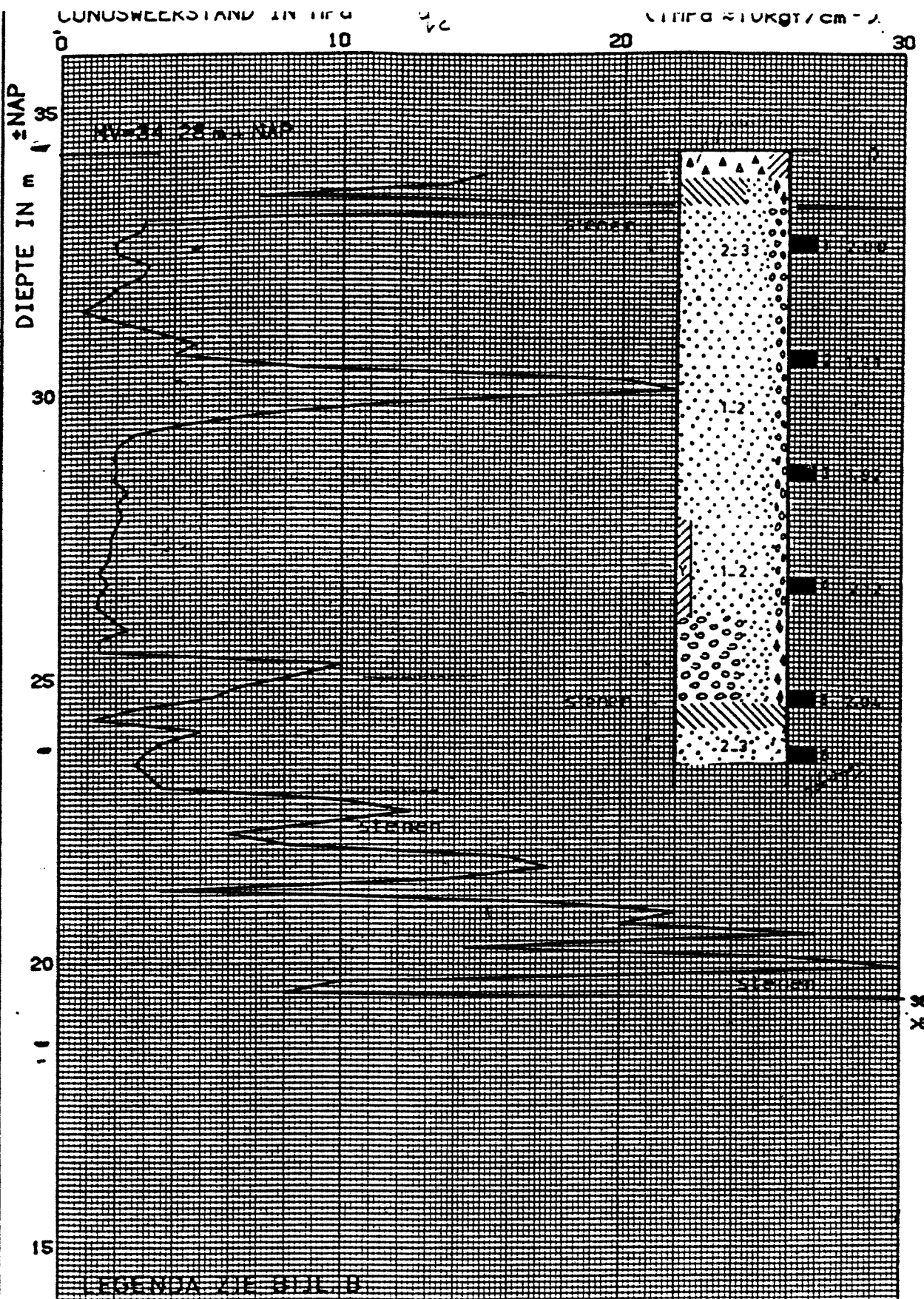
Scheepstechnische randvoorwaarden

- het huidige kanaalprofiel tussen Born en Maasbracht voldoet aan de eisen gesteld voor een vaarweg klasse  $V_a/V_b$  (zie figuur 11); volgens de richtlijnen van de CEMT moet de vaardiepte voor scheepvaart van klasse  $V_b$ -schepen voor sluizen minimaal 4.0 meter en voor kanalen minimaal 5.0 meter bedragen
- door Rijkswaterstaat is gesteld dat de maximaal toegestane diepgang van de duwconvoeien 2.8 meter zal bedragen, wat betekent dat de bakken nooit volgeladen kunnen zijn; maximaal geladen houdt ongeveer een diepgang van 3.3 meter in de maximaal toegestane diepgang voor klasse  $V_a$ -schepen is 3.0 meter
- nabij plaatsen waar scheepsmanoeuvres plaatsvinden, moeten zoveel mogelijk (geconcentreerde) dwarsstromen vermeden worden
- de toelaatbare hydrodynamische krachten, bij een in de schutkolk afgemeerd schip, is 0.1% van het geladen scheepsgewicht; de drijvende bolders in de huidige sluiskolken zijn tevens ontworpen op een troskracht van 150 KN
- de toelaatbare hydrodynamische krachten in de voorhaven is 0.05% van het geladen scheepsgewicht
- bij het naderen van de sluis moet voldoende remzicht aanwezig zijn voor de schepen c.q. schippers en voldoende waakzicht voor de sluismeester vanuit de bedieningsruimte
- de schepen moeten de voorhavens en sluis vlot en veilig kunnen bereiken
- ook in de nieuwe situatie worden wachtplaatsen aan beide zijden van de sluis nodig geacht

Figuur 11



Onderkant snijrand op NAP+11.3m



uitgevoerd volgens nen 3680

meetbereik:  
 conusweerstand 60 MPa  
 plaatselijke wrijving 2.0 MPa

\* mechanisch discontinu:  
 mantelconus  
 kleeimantelconus

electrisch continu:  
 conus  
 kleeimantelconus  
 ingesnoerd  
 cilindrisch

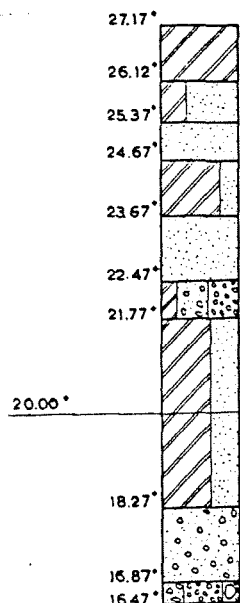
n.b. \* is van toepassing

	Postbus 69, 2600 AB Delft Telefoon (015) 56 92 23	Telefax (015) 61 08 21 Telex 38234 soil nl	uitgevoerd d.d. <b>87-12-11</b>	get. <b>MW</b>
	<b>HERSTEL GEMAAL MAASBRACHT</b>		<b>CO-294990</b>	gez./ 
EXTRA ZWARE SONDERING 01 en BORING		X= ; km Y= ; km	Figuur 12	form 30/40

## Grondgegevens

De grondgegevens zijn mede gebaseerd op een diepsondering (zie figuur 12) uitgevoerd in 1988 ten behoeve van het herstel van het pompemaal en op één van de grondboringen (zie figuur 13) die in de omgeving zijn verricht ten behoeve van de realisatie van de drielingssluis in 1966. De exacte locatie van beiden staat gemarkeerd in figuur 14.

*Figuur 13*  
**Grondprofiel 1**



Het volgende wordt opgemerkt:

- uit de diverse grondboringen volgt dat het gemiddeld maaiveldniveau in de omgeving NAP+27.2m is
- uit de grondboringen en de sondering blijkt tevens dat de ondergrond hoofdzakelijk uit zand- en grindlagen bestaat; een ondoorlatende laag van voldoende dikte ontbreekt
- de diepere grondlagen hebben voldoende draagvermogen om ook in de toekomst een sluisconstructie op staal te funderen; de zeer hoge conusweerstand in de sonderingsgrafiek zijn daar getuige van
- de watervoerende grondlagen staan in directe verbinding met de Maas; uit eerder uitgevoerde werkzaamheden in de directe omgeving van het sluisencomplex blijkt dat de stijghoogten in deze diepe grondlagen beïnvloed worden door de afvoer- en dus waterstandfluctuaties van de Maas
- de representatieve grondwaterpeilen ter plaatse van de bovenvoorhaven:
  - \* normaal NAP+22.50m
  - \* maximaal NAP+22.95m
  - \* minimaal NAP+22.15m (Bron: Bouwdienst Rijkswaterstaat)

De hier gebruikte grondlagenopbouw met de diverse grondeigenschappen is:

diepte [mNAP]	grondsoort	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	$\delta$ [°]	k [kN/m <sup>2</sup> ]
34.15 / 27.2	los tot matig gepakt zand	18	20	30	0	20	5000/10000
27.2 / 26.1	klei	-	15	20	5	13.3	2500
26.1 / 24.7	losgepakt zand/kleiig	16	18	27.5	2	18.4	3750
24.7 / 23.7	zandig klei	16	17	25	3	16.7	3750
23.7 / 22.15	losgepakt zand	17	19	30	0	20	5000/7500
22.15 / 18.3	grind/kleiig	18	20	32.5	2	21.8	3750
18.3 / 10.4	grind/vastgepakt zand/zwerfkeien	19	21	35	0	23.3	10000/30000
10.4 / 9.9	stijve klei	16	19	25	10	16.7	4500
9.9 / ....	grind/vastgepakt zand	19	21	40	0	26.7	30000/60000

Tabel: Representatieve waarden van de grondparameters

**Opmerking:** De dijktaluds en de andere grondconstructies van de bovenvoorhavens zijn vóór het verhogen van het kanaalpeil in 1966 grotendeels opgehoogd met grond uit de directe omgeving, dat vrijkwam bij het ontgraven van de nieuwe bovenvoorhavens. Voor deze ophogingen, die zich tussen NAP+27.2m en NAP+34.15m bevinden, worden de grondgegevens aangehouden, die volgen uit de diepsondering. Vanaf NAP+27.2m worden gewoon de grondboringen aangehouden. De representatieve waarden voor de grondeigenschappen zijn mede gebaseerd op de tabel 1 van de NEN 6740.

### Uitvoeringstechnische randvoorwaarden

- de scheepvaart moet tijdens de bouwwerkzaamheden zo min mogelijk gehinderd worden; hierbij moeten in ieder geval twee van de drie schutkolken volledig in bedrijf blijven
- de waterdichtheid van het bovenpand moet tijdens en na de bouwwerkzaamheden zo goed mogelijk gewaarborgd worden
- het kanaalwater moet zo min mogelijk in aanraking komen met het grondwater
- de beïnvloeding van het grondwater mag in geen geval leiden tot de aantasting van akkerlanden, de ondermijning van of het toebrengen van schade aan bestaande constructies als gevolg van ongelijkmatige zettingen etc.
- hooguit twee weekeinden per jaar mag de vaardiepte in het Julianakanaal verlaagd worden tot minder dan 5.0 meter voor inspectie en onderhoud (*Bron: Bouwdienst Rijkswaterstaat*)

- rekening moet worden gehouden met een opstelplaats voor materieel/materiaal en een aan-/afvoerweg over land en/of water in de directe omgeving van de uit te voeren bouwwerkzaamheden
- wanneer een nieuw constructiegedeelte direct aansluit op een bestaand deel worden er zeer strenge eisen gesteld aan o.a. de maatmarges en dus ook de uitvoering

### 3.3 Uitgangspunten

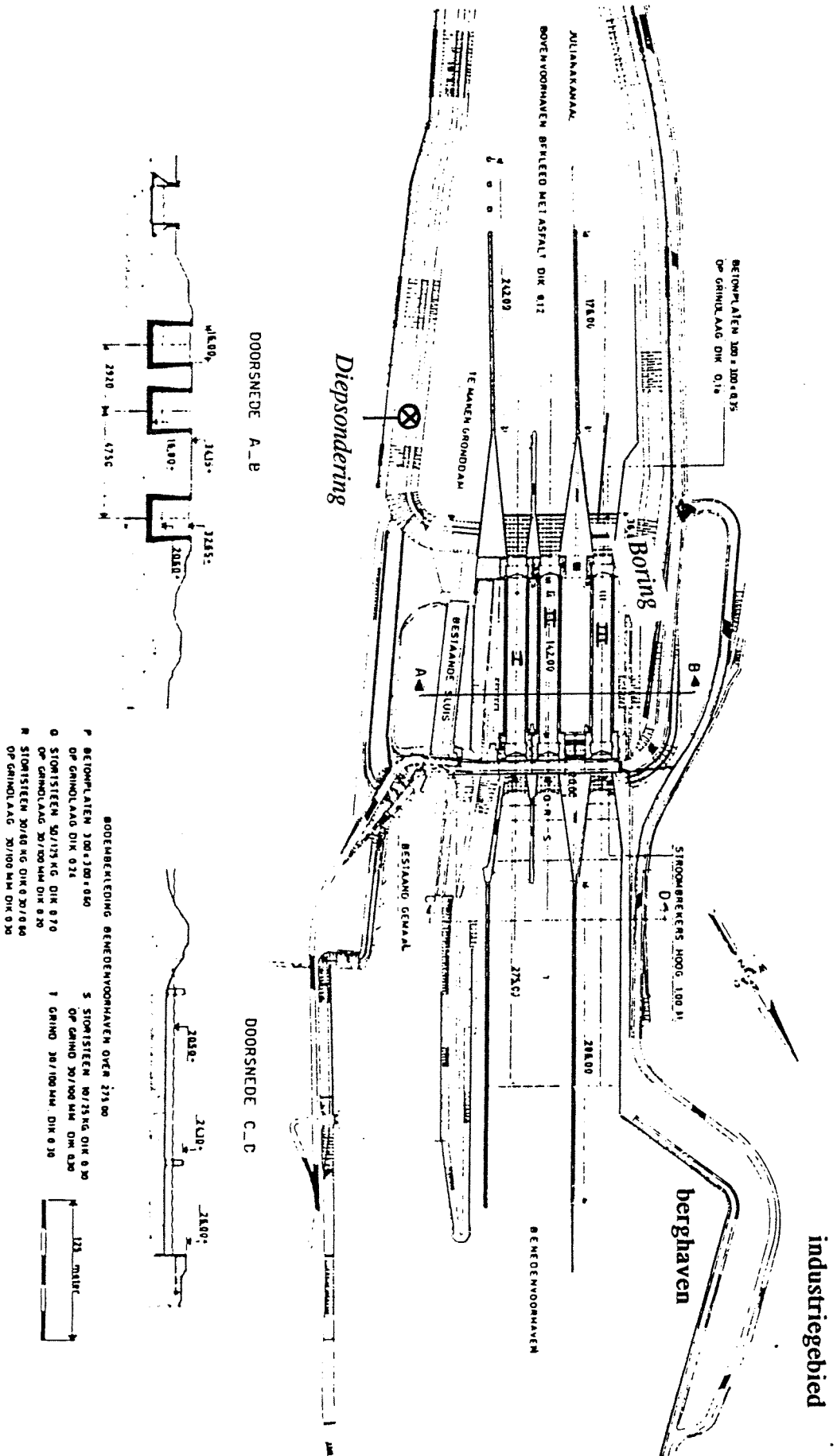
#### Algemene uitgangspunten

- de nieuwe nuttige schutkolk lengte zal op zijn minst 200 meter bedragen
- capaciteitsuitbreiding vindt slechts plaats door verlenging en niet door verbreding en/of verdieping; de huidige drempeldiepte en dagwijdte wordt vooralsnog voldoende geacht
- de sluis behoeft in de toekomstige situatie niet drooggezet te worden; in dat geval zullen bij onderhoud of inspectie alternatieve middelen aangewend worden
- capaciteit nieuwe schutsluis: één duwconvooi per vaarrichting per schutting
- de levensduur van de nieuwe sluis wordt op minimaal 50 jaar gesteld
- de wegen in de omgeving van het sluisencomplex moeten tijdens de bouwwerkzaamheden hun primaire functie kunnen blijven vervullen

#### Uitvoeringstechnische uitgangspunten

- ten behoeve van de kwaliteit van het eindproduct moet er zoveel mogelijk in den droge gewerkt worden; alleen de hoogst noodzakelijke werkzaamheden moeten onder water geschieden
- weggebaggerd of weggegraven grond, mits niet verontreinigd, moet zo veel mogelijk gebruikt worden voor het maken van eventuele tijdelijke bouwputkeringen of permanente oeverdijken; vooral in verband met de grondbalans
- voor zowel nat als droog ontgraven grond moet apart een tijdelijk opslagdepot in de omgeving worden gecreëerd

Figur 14 Overzicht sluisencomplex



## 4 Principe-oplossingen

### 4.1 Inleiding

De huidige situatie ter plaatse van het sluizencomplex laat dus geen tweebaksduwvaart in gestrekte formatie toe. De nuttige schutkolk lengte is met 142 meter ruim te kort. Er zijn verschillende mogelijkheden om in de nabije toekomst dit complex wel geschikt te maken voor de verwerking van dit type duwconvooi. Eerst zal bepaald moeten worden of dit probleem opgelost kan worden, hetzij door de capaciteit c.q. lengte van één van de bestaande sluizen aan te passen, hetzij door een volledig nieuwe sluis te bouwen. Hierbij moet rekening worden gehouden met een bepaald horizontaal ruimtebeslag, dat afhankelijk is van de horizontale afmetingen van de toekomstige sluis en van de bouwwijze. Aangezien de bouwwijze nog niet aan de orde is, wordt voorlopig ten aanzien van het horizontaal ruimtebeslag rekening gehouden met ruim genomen 250 meter bij 30 meter.

### 4.2 Nieuwe sluis versus aanpassing bestaande sluis?

#### Nieuwe sluis

Het grote voordeel van een volledig nieuwe sluis is de minimale scheepvaarthinder tijdens de bouwwerkzaamheden, omdat in dit geval buiten de contouren van de vaarweg c.q. het Julianakanaal kan worden gewerkt. Bijkomende voordelen zijn de aanzienlijke vergroting van de totale (schut)capaciteit van het gehele complex als gevolg van de aanleg van een nieuwe vierde sluis en de mogelijkheid om deze nieuwe sluis, volledig onafhankelijk van het ontwerp van de bestaande sluizen, zodanig te ontwerpen, dat zowel de dagwijdte en de drempeldiepte als de nuttige schutkolk lengte optimaal inspeelt op de zowel in de nabije als in de verre toekomst te verwachten scheepstypen, scheepsafmetingen en scheepsdrukten.

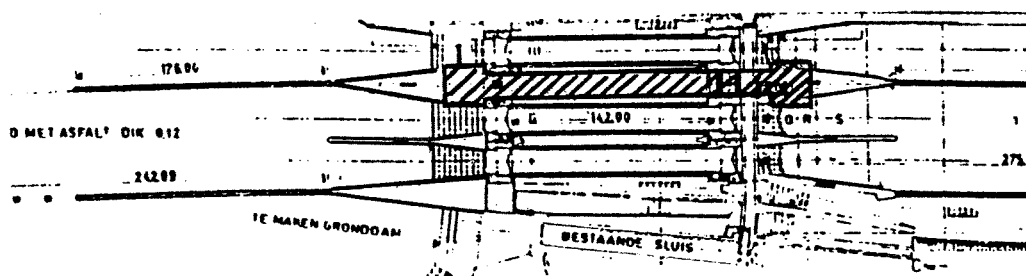
Een groot nadeel ten opzichte van de aanpassing van het bestaande sluizencomplex is dat deze oplossing in grote mate in de omgeving ingrijpt, waardoor zo'n oplossing veel moeilijker procedureel realiseerbaar is dan de aanpassing van een bestaande constructie. Het gevolg van een nieuwe sluis is immers een plaatselijke verbreding van het Julianakanaal en onder andere ook een verlenging van de bestaande oeververbinding over het benedenhoofd van de sluizen. Deze verbinding moet dan automatisch eveneens aangepast worden, waardoor de weg voor onbepaalde tijd gestremd zal zijn. Tevens zal bij deze oplossing rekening gehouden moeten worden met een relatief lange bouwtijd en relatief hoge bouwkosten als gevolg van de grote hoeveelheid constructiemateriaal en het grote bouwoppervlak.

Een aantal locaties voor het inpassen van een nieuwe sluis zijn nog onderzocht.

De bouw van een nieuwe sluis **ten westen** van het bestaande complex is moeilijk realiseerbaar door de aanwezigheid van een industriegebied aldaar.

**Ten oosten** van het bestaande complex, op de plaats van de oude kleinere sluis, is even overwogen, mede vanwege de nog aanwezige voorhavens. Door de reeds aanwezige woningen, de planning van toekomstige woningbouw door de gemeente Maasbracht en door de ligging van het pompgemaal met toevoerkanaal in de directe omgeving is deze plek toch ongeschikt bevonden.

Vervolgens wordt een plek overwogen, waarbij een nieuwe sluis toch binnen de bestaande contouren van het kanaal kan worden gebouwd. De enige mogelijkheid hiervoor is het gebied tussen de middensluis en de westsluis in (zie figuur 15).



Figuur 15

Wegens de relatief krappe ruimte tussen de contouren van de bestaande constructies in, wordt tijdens de bouwwerkzaamheden veel hinder verwacht voor de scheepvaart die gebruik maakt van de beide bestaande kolken en worden tevens problemen verwacht met de inpassing van een nieuwe sluis met zijn onderdelen; kritiek zijn vooral de geleidestructies en de sluishoofden, ondanks de mogelijkheid tot het afwijken van de afmetingen van de bestaande hoofden, zoals een kleinere dagwijdte (tot 12 meter). Tenslotte zou nog overwogen kunnen worden één van de bestaande sluizen in zijn geheel te slopen en te vervangen door een volledig nieuwe sluis. Ook deze oplossing wordt niet acceptabel geacht. De totale kosten zijn immers maximaal en de grootte van de overlast tijdens de sloopwerkzaamheden is niet te overzien. Gezien het bovenstaande is het vermoedelijk beter om het bestaande sluizencomplex aan te passen.

### Aanpassing van het bestaand sluizencomplex

Een nadeel van deze oplossing is dat de scheepvaart tijdens de bouwwerkzaamheden enigszins hinder zal ondervinden, aangezien de aan te passen sluis volledig gestremd zal zijn. Omdat zich hier de voordelige situatie voordoet, dat het sluizencomplex uit 3 aparte sluizen bestaat, zal bij aanpassing van één der sluizen, de beide anderen ongestoord kunnen functioneren, waardoor de hinder voor de scheepvaart in ieder geval tot een minimum wordt beperkt. Door de tijdelijke capaciteitsvermindering van het sluizencomplex, is het wel zaak de gedeeltelijke stremming zo kort mogelijk te laten plaatsvinden, m.a.w. de aanpassing moet zo kort mogelijk duren.

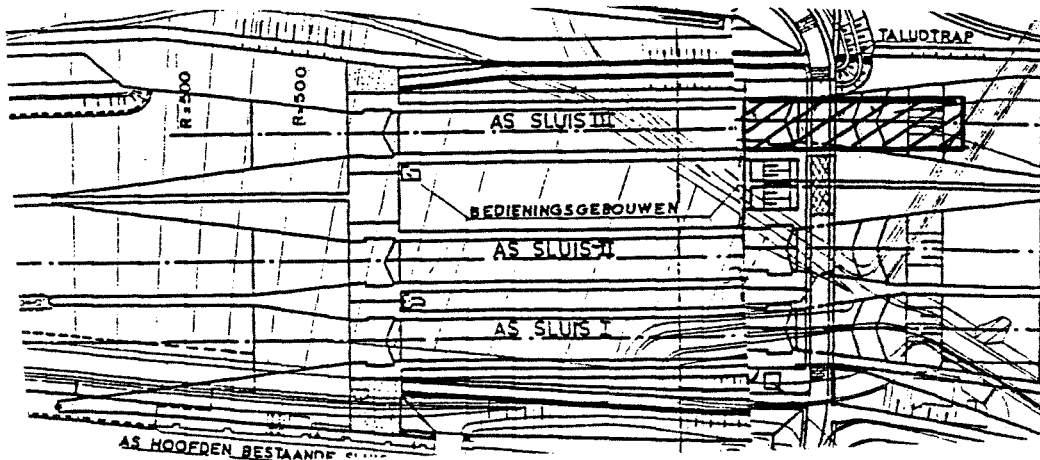
Bij het aanpassen van het bestaand sluizencomplex, wordt in tegenstelling tot het bouwen van een volledig nieuwe sluis nauwelijks ingegrepen in de omgeving en kunnen procedureel weinig problemen worden verwacht; ook al omdat binnen de contouren van een bestaande vaarweg wordt gebouwd.

Tevens zullen de bouwwerkzaamheden relatief minder tijd in beslag nemen en zullen de totale bouwkosten tot een minimum kunnen worden beperkt. Vooral hierdoor is het aantrekkelijker om het bestaand sluizencomplex aan de nieuwe eisen aan te passen. Aanpassing van één van de sluizen door verlenging van de nuttige schutkolklengte, is aan twee zijden mogelijk, namelijk verlenging aan de kant van het bovenpand of verlenging aan de kant van het benedenpand. Een combinatie van beiden is niet wenselijk omdat in dat geval aan beide kanten wordt ingegrepen.



### 4.3 Benedenkant versus bovenkant?

#### Benedenkant



Figuur 16

Bij het verlengen aan de benedenkant (zie figuur 16), is de vaste brug over het bestaand benedenhoofd een obstakel geworden, omdat het HSP hoger ligt dan de onderkant van de brug. De vaste brug zal op deze plaats moeten komen te vervallen. Overwogen zou kunnen worden om ter plaatse van de te verlengen sluis de vaste brug te vervangen door een beweegbaar gedeelte. Omdat de brug onacceptabel vaak zou komen open te staan als gevolg van de grote scheepvaartdrukke op het Julianakanaal, wordt toch van deze oplossing afgezien. Ook zou nog gedacht kunnen worden aan het vervangen van de oude brug door een nieuwe (vaste) brug over het nieuwe benedenhoofd. Deze oplossing grijpt fors in in het gehele sluisencomplex en haar omgeving, waarbij gezorgd moet worden dat het nieuw brugdeel zowel op de andere benedenhoofden als op de weg aan de beide oevers aansluit. Aanpassing van beide andere sluisen ten behoeve van deze aansluiting brengt naast de zeer hinderlijke situatie voor de scheepvaart tijdens de bouwwerkzaamheden ook zeer hoog oplopende extra kosten met zich mee. Omdat het huidige maaiveldniveau ter plekke van een toekomstig benedenhoofd ongeveer 10 meter lager ligt dan het benodigd wegniveau over de sluisen, zullen ook bij de aansluiting van de nieuwe brug over de sluisen met het weggedeelte aan de oever ingrijpende maatregelen genomen moeten worden. Uit het bovenstaande moet geconcludeerd worden dat bij aanpassing aan de benedenkant een oeververbinding voor alle gemotoriseerd verkeer, exclusief brom- en motorfietsen, ter plaatse van het sluisencomplex definitief moet komen te vervallen. Wat voor de vaste brug geldt, geldt ook voor de kabelkoker, die naast deze brug is gelegd. De kabelroute zou nog eventueel ter plaatse van de te verlengen sluis omgeleid kunnen worden door de vloer van het nieuwe benedenhoofd en weer aangesloten worden op de rest van de bestaande kabelkoker.

Bij een aanpassing aan de benedenzijde zou het bestaande benedenhoofd na het verwijderen van de brug en kabelkoker in de toekomstige situatie nog kunnen functioneren als tussenhoofd. Dit biedt weer voordelen ten aanzien van het schutverlies, de schuttijden en de reparatie- of onderhoudswerkzaamheden. Een nadeel hierbij is wel, dat de bestaande deuren niet meer 'omgewisseld' kunnen worden naar het nieuwe benedenhoofd. Hiervoor zal dus een nieuw deursysteem ingericht moeten worden.

Omdat de brug en de kabelkoker bij het bestaand benedenhoofd ook een constructieve functie in de vorm van een trekband vervullen als gevolg van de grote spatkrachten vanuit de deuren, zal bij het ontbreken hiervan zowel voor het bestaand benedenhoofd en nieuw tussenhoofd als eventueel voor het nieuwe benedenhoofd andere maatregelen genomen moeten worden om deze spatkrachten op te nemen. Wanneer het bestaand benedenhoofd in de toekomstige situatie niet als tussenhoofd, maar als deel van de kolk wordt gebruikt, zijn uiteraard geen constructieve maatregelen meer nodig na het wegvallen van de bestaande brug en kabelkoker.

Indien uit belastingsoogpunt noodzakelijk blijkt te zijn, is er relatief weinig ruimte aanwezig om de sluiswanden tot een vrij grote hoogte met grond aan te aarden; in dit geval zullen wellicht andere maatregelen getroffen kunnen worden. Bovendien zou een nieuw sluisdeel aan de benedenzijde ver boven zijn omgeving komen uit te steken, wat esthetisch niet zo aantrekkelijk is.

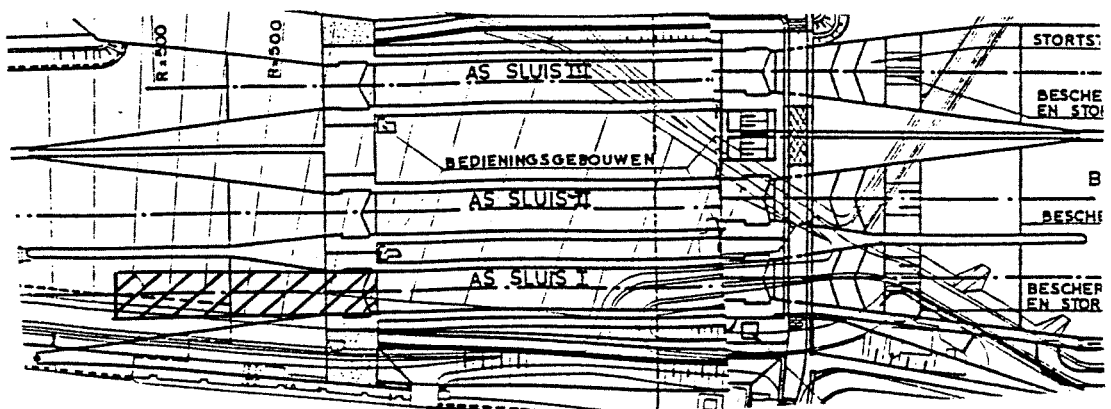
### Bovenkant

Bij het verlengen aan de bovenkant blijft de bestaande vaste brug over het benedenhoofd daarentegen onberoerd. Het bestaand bovenhoofd komt wel te vervallen, maar zou na enige aanpassingen nog wel deel kunnen uitmaken van de toekomstige schutkolk. Hierdoor zal een nieuw bovenhoofd, inclusief nieuwe onderdelen, zoals onder andere een vulsysteem, moeten worden ingericht. Het vulsysteem kan eventueel meteen aan de nieuwe situatie, waarbij onder andere de totale hoeveelheid schutwater is toegenomen, worden aangepast. Wegens het wegvallen van het bestaand bovenhoofd is het kostentechnisch aantrekkelijk het bestaand deursysteem te herbruiken in dat nieuwe bovenhoofd.

De waterdichte bekleding op de bodem en taluds van de bovenvoorhaven zou hinderlijk kunnen blijken te zijn bij de uitvoering, omdat het aanlegniveau van het nieuw sluisdeelte vele meters onder deze bekleding zal komen te liggen. Tijdens de uitvoering zal lekkage van het kanaalwater te allen tijde zo veel mogelijk beperkt moeten worden.

Aangezien de vaste brug een onmisbare constructieve functie heeft ten behoeve van het benedenhoofd en tevens een belangrijke lokale verbinding voor alle wegverkeer vormt, is het wegvallen van deze brug niet acceptabel en is het daarom beter de bestaande sluis aan de kant van het bovenhoofd aan te passen.

Er zijn drie mogelijkheden over om het bestaande sluizencomplex geschikt te maken voor duwconvoeien, namelijk verlenging van de oost-, midden-, of westsluis.



Figuur 17

#### 4.4 Oost, midden of west?

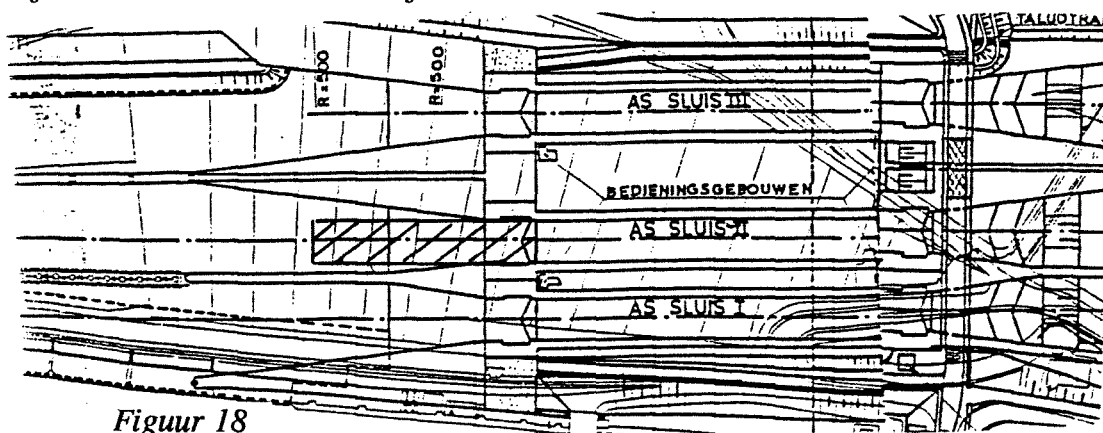
##### Oost

De sluis is aan de westkant op korte afstand begrensd door de middensluis en aan de andere zijde door de oude sluis met voorhavens en het uitstromingskanaal van het pompemaal (zie figuur 17). Vooral aan de westzijde is de ruimte zodanig krap, dat de middensluis zowel tijdens als na de bouwwerkzaamheden van de oostsluis zeker hinder zal ondervinden, waarbij scheepvaart tijd en wijlen niet veilig en vlot of zelfs helemaal niet de sluis kan in- of uitvaren. Transport over water en grootschalige bouwwerkzaamheden, die vanaf het water moeten gebeuren, zijn vaak hinderlijk voor doorgaand scheepvaartverkeer. Aangezien de bouwlocatie over land moeilijk te bereiken is, zal het transport van materieel en materialen over water moeten plaatsvinden. Door een transportweg aan te leggen over een te maken grond dam in de ongebruikte bovenvoorhaven van de oude sluis, kan wellicht toch nog een tijdelijke verbinding over land gerealiseerd worden tussen de bouwlocatie en de oostoever.

Vervolgens is het zo, dat zich een verbindingsriool bevindt tussen de bovenhoofden van de midden- en oostsluis, die de schutverliezen van beide sluisen met 50% beperkt. Verlenging van één der sluisen tot 200 meter heeft slechts invloed op de (spaar)verdeling over de beide sluisen en heeft totaal geen invloed op de totale besparing van de sluisen; in dat geval gaat 62.5% van de besparing naar de verlengde sluis en 37.5% naar de andere sluis; gemiddeld wordt dus nog steeds 50% bespaard. Dit verbindingsriool zal in elk geval tijdens de bouwwerkzaamheden van de te verlengen sluis door beide sluisen niet gebruikt kunnen worden voor de kolkvulling. Ook zal na voltooiing van de bouwwerkzaamheden een kolkvulling mede door dit verbindingsriool een dwarsstroom in de kolk van de verlengde sluis veroorzaken. Aangezien de schepen in de kolk tijdens het vullen een rustige ligging moeten hebben, is zo'n stroom onacceptabel. Het verbindingsriool zal dus in haar huidige vorm haar functie verliezen, wat ook weer niet acceptabel is.

##### Midden

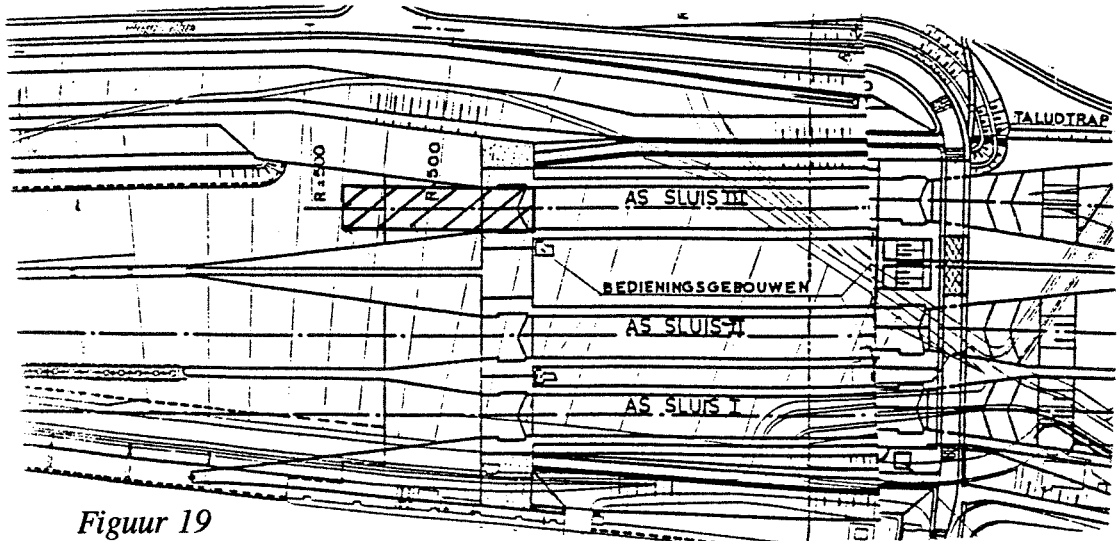
De middensluis ligt ongeveer in de as van het Julianakanaal en is daarom vanuit het oogpunt van de manoeuvreerbaarheid van de duwconvoien bij het naderen c.q. uitvaren van de sluis op het eerste gezicht de beste oplossing (zie figuur 18). Aangezien de situatie ten aanzien van de krappe ruimte, de geïsoleerde ligging en het verbindingsriool hier nagenoeg gelijk is aan die bij de oostsluis, is ook deze oplossing om dezelfde redenen niet zo aantrekkelijk. Het transport van materieel etc. is hier zelfs nog moeilijker over land te verwezenlijken.



Figuur 18

## West

De westsluis wordt daarentegen van de beide andere sluisen gescheiden door een relatief breed en lang geleidewandconstructie en een kleine 200 meter lange wachtplaatsen. Dit betekent dat hier de mogelijkheid bestaat dat schepen tijdens de bouwwerkzaamheden zonder al te veel hinder gebruik kunnen maken van de beide andere sluisen (zie figuur 19).



Figuur 19

Aan de andere zijde van de sluis bevindt zich de westoever van het kanaal met achter het dijklichaam en op maaiveldniveau de wegverbinding Stevensweert-Maasbracht, via de vaste bruggen over het sluisencomplex. De bestaande weg kan gebruikt worden als toe- en afvoerweg van materieel, materialen etc., terwijl de direct aangrenzende oever voordelen biedt ten aanzien van bouwwerkzaamheden die vanaf het droge kunnen plaatsvinden. In een later stadium van dit onderzoek zal tevens moeten blijken of het profiel van de voorhaven c.q. toeleidingskanaal als gevolg van de verlenging van de sluis nog voldoet om de duwconvooien veilig en vlot te laten manoeuvreren. Wanneer dat niet het geval is, zal het kanaalprofiel ter plaatse van de voorhaven hierop aangepast worden. Dit geldt trouwens, hetzij in mindere mate, ook bij de verlenging van de beide andere sluisen.

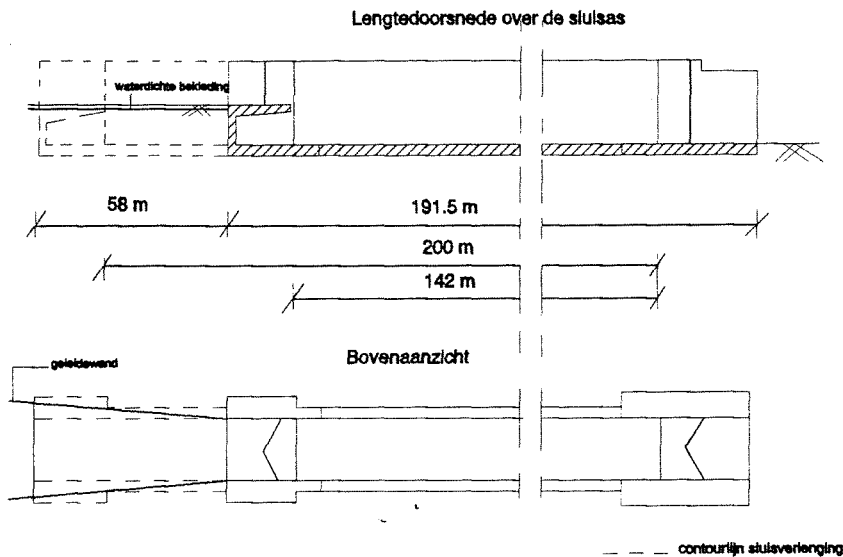
## Keuze principe-oplossing

Aangezien het scheepvaartverkeer tijdens en na de bouwwerkzaamheden weinig hinder zal ondervinden en wegens de aanwezigheid van een bestaande weg, waardoor de bouwplaats goed bereikbaar is over land, gaat de voorkeur uit naar de verlenging van de westsluis. Ook de beschikbare ruimte voor het inpassen van een nieuw gedeelte en de aanwezigheid van het verbindingsriool bij de beide andere sluisen, spelen een belangrijke rol bij deze keuze. Benadrukt wordt nog dat deze westsluis aan de kant van het bovenpand wordt aangepast, zodat de oeververbinding gehandhaafd kan worden en de mogelijkheid in stand wordt gehouden om het nieuwe vulsysteem aan de nieuwe situatie aan te passen.

## 5 Uitwerking principe-oplossing

### 5.1 Inleiding

Nadat gekozen is om de bestaande westsluis aan de zijde van het bovenpand te verlengen, is het vervolgens zaak aandacht te besteden aan de wijze waarop de aansluiting van een nieuw gedeelte op het reeds bestaande deel tot stand kan worden gebracht, zodanig dat het sluisencomplex wel aan de toekomstige eisen voldoet (zie figuur 20). Welke onderdelen moeten of willen opnieuw ingericht worden en op welke manier? Welke onderdelen moeten aangepast worden en welke onderdelen komen te vervallen en moeten worden gesloopt?



Figuur 20 Overzicht verlenging bestaande sluis

Als gevolg van deze principe-oplossing treden in hoofdlijnen de volgende wijzigingen op:

- \* de lengte van het totale kunstwerk en als gevolg daarvan de kwelengte neemt ongeveer met minimaal 58 meter toe
- \* het bestaande bovenhoofd wordt vervangen door een nieuw bovenhoofd; nog onzeker daarbij is welke onderdelen dit nieuwe sluishoofd zal bevatten; verder zal nog onderzocht moeten worden of het bestaande bovenhoofd in zijn geheel komt te vervallen en dus gesloopt zal moeten worden of dat de constructie, na enige aanpassingen, dienst kan doen als een deel van de toekomstige schutkolk
- \* tussen het nieuwe bovenhoofd en de bestaande sluis komt in ieder geval nog een nieuw schutkolkgedeelte
- \* de geleidewanden en wellicht de wachtplaatsen in de bovenvoorhaven worden heringericht, waarbij deze aan de toekomstige situatie en eisen zullen voldoen
- \* het profiel van de bovenvoorhaven moet waarschijnlijk aan de westoeverzijde aangepast worden om meer manoeuvreerruimte te creëren voor duwvaart
- \* als gevolg van de grotere zwaardere duwconvooien zullen de afmeerconstructies in de kolk vermoedelijk grotere troskrachten moeten opnemen

Verder doet zich als gevolg van deze oplossing het volgende voor, namelijk dat voor het omzetten van de kolk de totale benodigde hoeveelheid schutwater automatisch toegenomen is met ongeveer 36%; de specifieke gevolgen hiervan komen pas in 5.3.4 aan bod.

Voorlopig wordt ten aanzien van de verschillende sluisonderdelen het volgende aangehouden:

ongewijzigd	aanpassen	nieuw	nog onzeker
-afmeersysteem -benedenhoofd -benedenvoorhaven -ledigstelsysteem -vaste brug -geleidewand midden-sluis -stortebed		-bovenhoofd -schutkolkgedeelte -extra meerpunten in de kolk -geleidewerken bovenvoorhaven	-vulstelsysteem -deurtype met bewegingssysteem -nieuwe kwelschermen -aanpassing huidig bovenhoofd -fuikgedeelte met ontvangbed -vormgeving en wachtplaatsen bovenvoorhaven -benodigde boldersterkte

Voordat iets gezegd kan worden over de vormgeving en de afmetingen van het nieuwe bovenhoofd en nieuw schutkolkgedeelte, zal het een en ander van de hierboven vermelde nog onzekere onderdelen vastgesteld moeten worden.

Vooraf het vulstelsysteem en het deurtype hebben een grote invloed op het ontwerp en de uitvoering van het bovenhoofd en de schutkolk. Tevens kunnen deze beide onderdelen een grote invloed op elkaar hebben en vaak wordt dan ook de "beste combinatie" gekozen. Vervolgens zal bepaald worden of kwelschermen tegen onder- en achterloopsheid ook in de nieuwe situatie nodig zijn. Tenslotte zullen de mogelijkheden voor de constructie van het bestaand bovenhoofd worden besproken.

## 5.2 Deurtype

Hierbij wordt het deurtype voor het nieuwe bovenhoofd gekozen. De belangrijkste eisen waaraan dit afsluitmiddel moet voldoen is het volgende:

- \* het éézijdig keren van water over maximaal 8.4 meter diepte en 16 meter breedte

### Mogelijke typen

- |              |               |
|--------------|---------------|
| * draaideur  | * waaierdeur  |
| * puntdeur   | * zakdeur     |
| * roldeur    | * sectordeur  |
| * schuifdeur | * hefdeur     |
| * klepdeur   | * segmentdeur |

## **Keuze**

De keuze tussen de verschillende deurtypen is vaak een kostenafweging voor de specifieke situatie.

De sectordeur en de roldeur hebben, wegens de benodigde grote deuren, een groot horizontaal ruimtebeslag in de richting loodrecht op de sluisas tot gevolg. Het gebruik van een hefdeur resulteert in zeer hoge heftorens van ongeveer 45 meter hoogte (ongeveer tot NAP+55.0m). De waaierdeur en draaideur heeft, wegens de enkele overspanning, zeer grote krachten op de draaipunten en vervolgens het hoofd als gevolg. Een stel puntdeuren, daarentegen, heeft het voordeel dat de krachten kleiner zijn op de draaipunten en het hoofd als gevolg van de kortere overspanning. Vooral in het geval van een relatief kleine sluisbreedte is dit deurtype aantrekkelijk. Aangezien het bestaand bovenhoofd in de toekomstige situatie komt te vervallen doet zich hier een bijzonder voordelige situatie voor, namelijk dat de bestaande puntdeuren met bewegingswerken in het nieuwe bovenhoofd hergebruikt kunnen worden, mits de sluishoofdconstructie verder hetzelfde blijft en ervan uitgaande dat de deuren in voldoende staat verkeren. Hergebruik is goedkoop en omdat de andere sluisen ook over puntdeuren met dezelfde afmetingen beschikken, blijven de deursystemen op deze manier uitwisselbaar. Deze redenen hebben uiteindelijk de doorslag gegeven.

### **5.3 Vulsysteem**

Ook in de toekomstige situatie is een systeem benodigd voor het omzetten van de kolk. De belangrijkste eis die aan dit vulsysteem wordt gesteld is:

- \* een groot debiet, terwille van de snelheid van schutten bij het normaal aanwezig verval, zonder dat ontoelaatbare krachten op de schepen in de kolk of in de benedenvoorhaven worden uitgeoefend

Aangezien het bestaand vulsysteem als gevolg van de sluisverlenging niet meer voldoet, wordt uitgegaan van een nieuw in te richten systeem. Uiteraard wordt bij dit systeem rekening gehouden met hergebruik van de puntdeuren.

#### **5.3.1 Mogelijke vulsystemen**

Eerst worden alle mogelijke systemen op een rij gezet. Aangezien hier sprake is van een dusdanig groot verval, dat het omzetten van de kolk volgens het principe van langsvulling nagenoeg uitgesloten is, worden alleen oplossingen volgens het principe van dwarsvulling overwogen. In dit geval geeft langsvulling zodanige translatiegolven en verhangkrachten, dat de schepen in de kolk onmogelijk rustig kunnen liggen.

\* **Omloopriolen**

Bij een van opzij inkomende waterstraal ontstaat, in tegenstelling tot bij langsvulling, geen nadelig negatief verhang. Wel gaat ter plaatse van de uitmonding van de riolen extra kolk lengte verloren om dwarskrachten op de schepen te voorkomen; schepen kunnen namelijk niet zulke krachten verdragen.

Ook ontstaan zogenaamde residu-stromingen aan het eind van het vullen en ledigen door de traagheid van het water in het riool. Deze stroming kan zelfs asymmetrisch zijn als de omloopriolen ter weerszijden van de kolk verschillend van lengte zijn. Omloopriolen vereisen extra betonwerk en een extra goede dimensionering, aangezien de (water)drukhoogte in het riool geleidelijk afneemt.

Een eerste variant zijn **korte omloopriolen**: het water wordt om de deuren geleid; het sluishoofd heeft een grote zijwanddikte door de inrichting van de riool.

Vervolgens zou gedacht kunnen worden aan **langere omloopriolen**: de intredende waterstroom wordt over de gehele of een gedeelte van de kolk lengte gespreid. Uit beide wanden zal een even grote waterstroom moeten stromen, die elkaar treffen om zodoende energie te vernietigen. Hoe langer de riolen zijn, hoe groter de energieverliezen zijn.

Als er nu nog ontoelaatbare krachten blijken te ontstaan, dan kunnen nog in principe de volgende duurdere systemen overwogen worden:

\* **Lokale vulling via de bodem (bijv. één vulpunt in het midden van de kolk)**

Geen langs- of dwarsimpuls en kleinere translatiegolven. Vullen vanuit het midden halveert de golfhelling en een symmetrisch liggend schip ervaart zelfs in theorie als resultante een kracht gelijk aan nul.

In de bestaande situatie is deze oplossing moeilijk te verwezenlijken, omdat het zou betekenen dat de vloer van de huidige sluis in zijn geheel aangepast moet worden.

\* **Verdeeld over de bodem**

Een zeer goede debietspreiding en als gevolg daarvan minimale troskrachten. Het vergt wel een ingewikkeld riolenstelsel. Ook deze oplossing is hier, om dezelfde reden als het vorig systeem, zeer moeilijk te realiseren.

\* **Multiport systeem** in het midden van de kolk over  $1/3$  à  $1/2$  kolk lengte. Om dezelfde reden als hierboven niet van toepassing.

\* Een andere relatief dure voorziening om de hydraulische krachten op de schepen in de kolk te beperken is een **woelkelder**. Hierbij is toch sprake van een soort langsvulling, maar wel een veel minder geconcentreerde straal; ook is een betere debietspreiding over het kolkprofiel mogelijk. Het water wordt via een riool in de woelkelder geleid van waaruit over de volle sluisbreedte een gelijkmatige waterstroom in de kolk stroomt, nadat de breekbalken en -kolommen in de kelder de energie hebben vernietigd. De woelkelder wordt zo ontworpen, dat de schepen gelijkmatig en rustig met het water stijgen.

**N.B. Alle rioolssystemen hebben regelbare schuiven.**

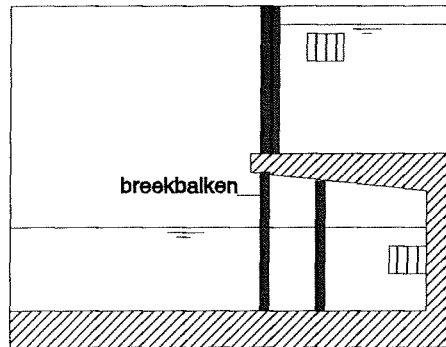
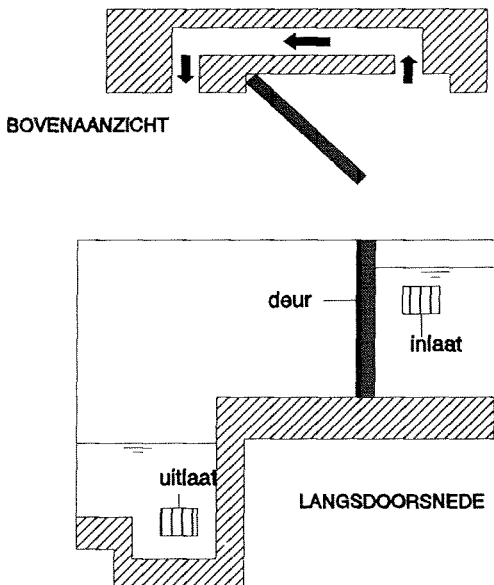


### 5.3.2 Toepasbare vulsystemen

Gezien het voorgaande wordt geconcludeerd dat de volgende systemen vooralsnog tot de betere mogelijkheden voor het vullen van de nieuwe sluiscolk kunnen worden gerekend:

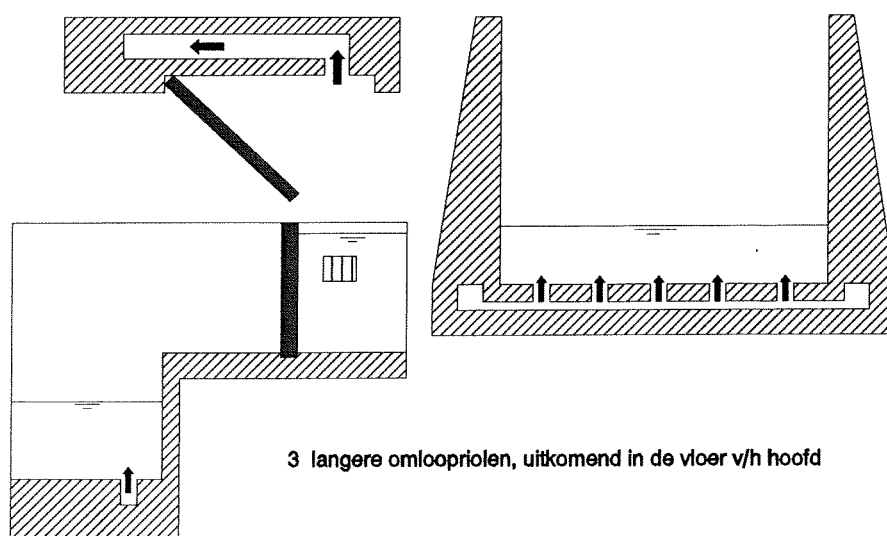
- 1) korte omloopriolen, uitkomend in de wand van een verdiept gedeelte van het hoofd (zie figuur 21)
- 2) korte omloopriolen, uitkomend in een woelkelder (zie figuur 21)
- 3) langere omloopriolen, uitkomend in de vloer van het hoofd of nieuwe schutcolkmoot (zie figuur 22)
- 4) inlaat via de drempelvloer, uitkomend in een woelkelder (zie figuur 22)

1 korte omloopriolen, uitkomend in de wand v/h hoofd

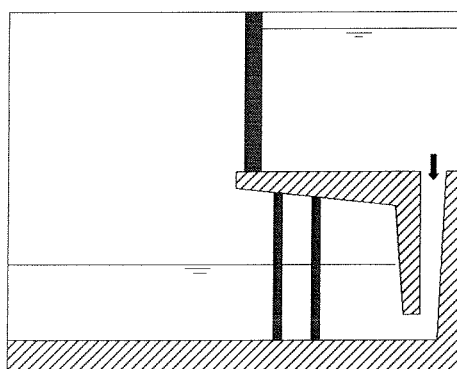


2 korte omloopriolen met woelkelder

Figuur 21 Vulsystemen 1 en 2



3 langere omloopriolen, uitkomend in de vloer v/h hoofd



4 instroming via vloer naar de woelkelder

*Figuur 22 Vulsystemen 3 en 4*

### 5.3.3 Keuze vulsysteem

Vooralsnog wordt verwacht dat korte omloopriolen in combinatie met een goed gedimensioneerde woelkelder bij een verval van ongeveer 12 meter tot de minste hydraulische turbulentie bij het omzetten van de kolk leidt. Als gevolg van het kiezen van eenzelfde type vulsysteem als in de huidige situatie en wegens het hergebruik van de puntdeuren zal de vormgeving van het nieuwe bovenhoofd veel overeenkomst vertonen met het bestaande bovenhoofd. Aangezien enkele zaken toch veranderd zijn, die ook invloed hebben op het vulsysteem, wordt het ontwerp van het huidige vulsysteem voor de toekomstige situatie aan de kaak gesteld.

### 5.3.4 Ontwerp vulsysteem voor nieuwe bovenhoofd

Het vulsysteem bestaat dus uit twee hoofdonderdelen:

- \* korte omloopriolen met hydraulische wielschuiven
- \* woelkelder

Met behulp van diverse berekeningen (zie bijlage 3) is onderzocht of en hoe het mogelijk is om het ontwerp van het vulsysteem ten voordele aan de nieuwe situatie aan te passen. Het bestaand ontwerp geldt hierbij als uitgangspunt. Uit de berekeningen wordt het volgende geconcludeerd:

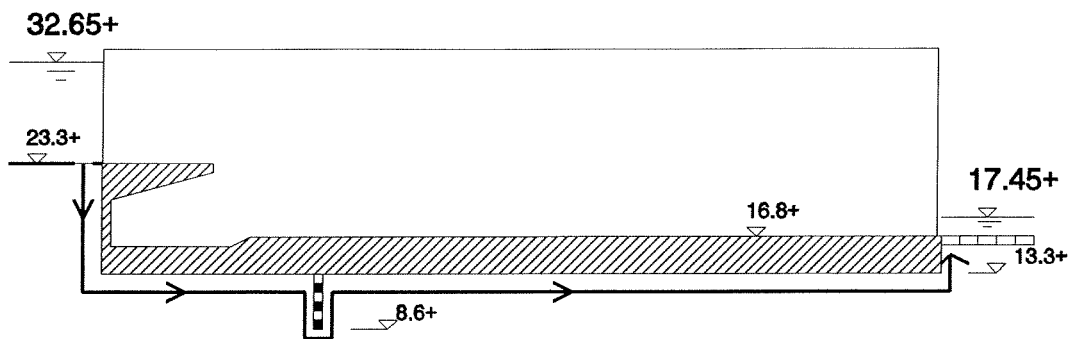
Het is mogelijk de totale vultijd enigszins iets te verkorten door het vergroten van de riolen en/of het vergroten van de hefsnelheid van de schuiven. Toch zullen deze verkortingen relatief klein zijn (in de orde van 30 seconden), omdat de rioolafmetingen niet te veel kunnen worden vergroot met het oog op het ruimtebeslag van het bovenhoofd. Hierbij leidt het vergroten van de breedte van een riool tot de grootste vultijdreductie. Vervolgens is gebleken dat de langskrachten bij haast alle maatregelen zullen toenemen. Dit zou kunnen worden opgevangen door het ontwerp van de woelkelder aan te passen. Deze ontwerpaanpassing is en blijft tevens een gecompliceerde zaak. Alleen het vergroten van de rioolhoogte in combinatie met het behoud van de hefsnelheid levert een vultijdafname op zonder toename van de langskrachten. Deze vultijdreductie is helaas zeer klein. Omdat bij geen aanpassing, het nulalternatief, de totale vultijd 'slechts' met ruim 2 minuten toeneemt, wat een zeer kleine hoeveelheid is ten opzichte van de totale schuttijd, zullen de rioolafmetingen en de hefsnelheid voorlopig niet aangepast worden. De gevolgen hiervan zijn dat de totale schuttijd met ongeveer 5 minuten zal toenemen.

## 5.4 Kwelscherm tegen achter- en onderloopsheid

### 5.4.1 Inleiding

Kwelschermen worden gewoonlijk toegepast tegen achter- en onderloopsheid. Ondanks de aanwezigheid van de waterdichte bekleding op de bodem en taluds, moet toch rekening gehouden worden met kwelverlies vanuit het kanaal naar de zeer doorlatende ondergrond en als gevolg daarvan met het gevaar voor ondermijning van de sluisconstructie. De bestaande sluis heeft ter plaatse van het bovenhoofd een kwelscherm in de vorm van stalen damwandplanken, ingeheid tot een diepte van NAP+8.6m.

Verlenging van de sluisconstructie zou een positieve invloed op de grondwaterstroming onder en langs de sluis kunnen hebben. Is het dan nog noodzakelijk om onder het nieuwe bovenhoofd eveneens een kwelscherm te plaatsen? Immers, verlengen van de constructielengte betekent automatisch een verlenging van de totale kwellengte. Tevens is het zo dat het huidige kwelscherm na sluisverlenging nog amper functie heeft.



**Figuur 23** *Grondwaterstroming onder de verlengde sluis*

#### 5.4.2 Controle kwellingte met de methode van Bligh bij onderloopsheid

Bij de controle van de kwellingte op onderloopsheid wordt gerekend alsof er geen waterdichte bekleding aanwezig is en de stijghoogte van het grondwater in de ondergrond gelijk is aan het kanaalpeil; zo wordt voor de minimaal benodigde kwellingte een absolute bovengrens bepaald! Deze zeer grove en pessimistische benadering zou zich in theorie kunnen voordoen bij grootschalige lekkage van het kanaal ten gevolge van een reeds in een ver gevorderd stadium beschadigde bekleding.

Bligh:  $L_p \geq f_p \cdot C_B \cdot \text{verval}$

maatgevend verval (bij gestreken stuw en LW aan de benedenzijde)	= 15.2 m
lengte kwelscherm onder bestaand bovenhoofd	= 4.7 m
bestaande sluislengte	= 191.5 m
sluisverlenging	= 58.0 m
diepte onderkant sluisvloer aan benedenzijde	= 3.5 m
diepte onderkant sluisvloer aan bovenzijde	= 10.0 m
$C_B$ = gemiddelde waarde grof zand (aanwezig op funderingsniveau)	= 12.0
$f_p$ = minimaal benodigde ontwerpveiligheid	= 1.5

$$L_{\text{tot}} = 191.5 + 58.0 + 4.7 + 3.5 + 10.0 = 267.7 \text{ m}$$

$$f = L_{\text{tot}} / (C_B \cdot \text{verval}) = 267.7 / 182.4 = 1.47$$

**N.B.** Hier dient wel vermeld te worden dat voor de waarde van  $C_B$  een grove aanname is gedaan; aangezien  $C_B$  een niet geringe invloed heeft, moet wel een vraagteken gezet worden bij de waarde van deze berekening. Betere gegevens over de grondwaterstroming en drukhoogteverloop onder en langs het kunstwerk wordt waarschijnlijk verkregen met behulp van computermodellen of langs grafische weg (vierkantennet). Tevens is het zo dat de methode Bligh 'strenger' is dan de veel gebruikte methode Lane.

Omdat in werkelijkheid wel degelijk een bekleding aanwezig is en het grondwaterniveau onafhankelijk is van het kanaal(peil), mag alleen uit deze grove berekening geconcludeerd worden dat onderloopsheid hier nooit en te nimmer een rol zal spelen. Omdat de totale kwelling bij achterloopsheid zelfs nog wat groter is, geldt automatisch hetzelfde voor achterloopsheid.

Door de 'verplaatsing' van het huidige kwel scherm ten opzichte van de HW-zijde, moet waarschijnlijk wel bij de beide bestaande sluishoofden rekening worden gehouden met extra waterdrukopbouw onder de vloeren als gevolg van de verplaatsing van de (water)drukhoogtelijn.

## **5.5 Bestaand bovenhoofd**

Voor het bestaand bovenhoofd zijn in de toekomstige situatie drie verschillende mogelijkheden, namelijk:

- 1) aanpassen om als tussenhoofd dienst te doen
- 2) aanpassen om als schutkolk moot dienst te doen
- 3) geheel afbreken en bouwen nieuwe schutkolk moot

Ad 1)

Het gebruik van een tussenhoofd heeft onder andere als voordeel dat het schutverlies kan worden beperkt. Aangezien het schutverlies hier niet zo'n grote rol speelt, is een dergelijke voorziening niet absoluut noodzakelijk. Bovendien zal bij aanpassing van een bovenhoofd als tussenhoofd de kolk lengte tussen het tussenhoofd en nieuwe bovenhoofd in zodanig klein worden, dat alleen schepen met kleine afmetingen, zoals pleziervaartuigen, van dit kolkgedeelte gebruik kunnen maken.

Ad 2)

Als het bestaand bovenhoofd niet dienst kan doen als tussenhoofd, dan kan het nog geschikt worden gemaakt als deel van de schutkolk. Door het slopen van de drempel, de voorwand en het afdichten van de riolen moet dit op het eerste gezicht wel mogelijk zijn. Aangezien als gevolg van de sloop van deze betondelen een stempeling verdwijnt, zullen waarschijnlijk maatregelen genomen moeten worden om de weerstand van de wanden en vloer tegen de belastingen in de nieuwe situatie te verzekeren.

Ad 3)

Als blijkt dat voor het aanpassen van het bestaand bovenhoofd tot deel van de schutkolk vele maatregelen benodigd zijn, is het wellicht aantrekkelijker om het sluishoofd geheel te verwijderen en op dezelfde plaats een nieuwe schutkolkmoot te bouwen. Deze moot kan dan wellicht op dezelfde wijze als de direct aansluitende andere nieuwe schutkolkmoot worden gebouwd.

Voorlopig wordt aangenomen dat het aanpassen van de sluishoofdconstructie tot onderdeel van de toekomstige schutkolk eenvoudig gerealiseerd kan worden.

## **5.6 Bovenvoorhaven**

### **5.6.1 Inleiding**

Omdat de sluis in de richting van de bovenvoorhaven wordt verlengd, zullen de verschillende onderdelen van de voorhaven zoals de geleidewerken en de wachtplaatsen enigszins anders ingericht worden om voor een goede aansluiting met enerzijds de verlengde sluis en anderzijds het Julianakanaal te zorgen. Daarnaast stelt een tweebaks-duwvaartconvooi van ruim 185 meter andere eisen aan de afmetingen en de vorm van deze onderdelen. Onderzoek heeft bijvoorbeeld uitgewezen, dat geleidewerken, geplaatst onder een parabolische lijn, een optimale geleiding voor duwvaartconvooien geeft (*Bron: Waterloopkundig Laboratorium*).

### **5.6.2 Geleidewerken en wachtplaatsen**

Een geleidewerk is een constructie, die dient om de schepen bij het binnen-/uitvaren van de schutsluis een zodanige geleiding te geven, dat een vlotte in/uitvaart mogelijk is, terwijl tevens de veiligheid voor het schip en de sluis gewaarborgd wordt.

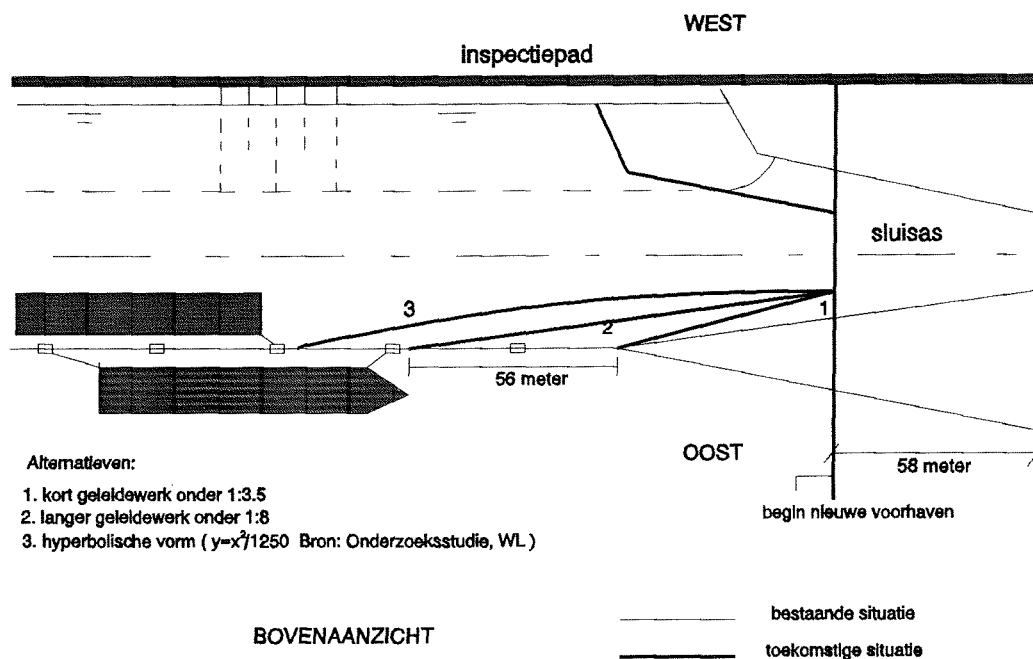
Op de plaats waar het nieuwe sluisgedeelte komt te liggen, hebben de bestaande geleidewanden van de te verlengen sluis amper nog functie. Daarom zal een nieuw geleidingsgedeelte moeten worden ingericht.

Een wachtplaats is een gelegenheid, waar de schepen, die niet direct de schutkolk kunnen binnenvaren, de eerstvolgende of zelfs een veel latere schutting afwachten. De bestaande wachtplaatslengte is sowieso al ontoereikend voor duwvaart. De convooilengte vereist minimaal 200 meter.

De volgende twee mogelijkheden worden vooralsnog overwogen om de belangrijkste onderdelen van de bovenvoorhaven aan de verlengde westsluis aan te passen.

#### **1 Aanpassing bestaande wachtplaatsen aan de oostzijde**

Omdat de afmeerpunten, gelegen aan de oostzijde van de westsluis, moeten worden gehandhaafd ten behoeve van het functioneren van de middensluis tijdens en na de bouwwerkzaamheden, is het wellicht mogelijk om deze constructies, na voltooiing van de verlengde westsluis, ook te blijven gebruiken als wachtplaats voor de westsluis. Tevens zouden deze ligplaatsen tijdens de bouwwerkzaamheden gebruikt kunnen worden als laad- en losplaats voor schepen ten behoeve van materiaal-/materieeltransport over water.

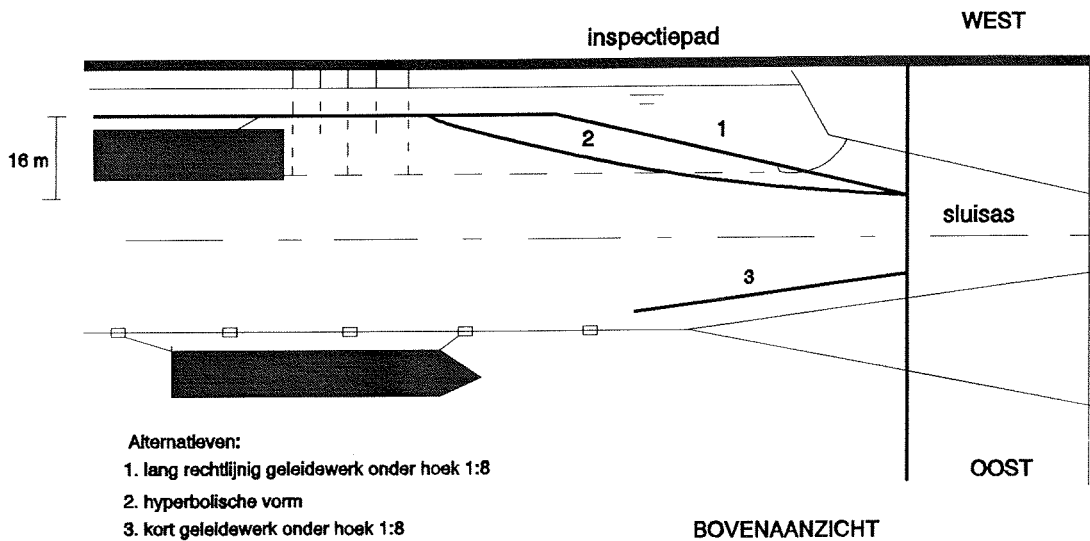


Figuur 24 Wachtplaatsen aan de oostzijde

Na verlenging van de totale sluislengte met ongeveer 60 meter en inrichting van nieuwe geleidewerken, eveneens onder een hoek van 1:8, blijft nog een wachtplaatslengte over van ongeveer 120 meter (zie figuur 24). Omdat voor duwvaart minimaal 200 meter gesteld is, is er nog een tekort van 80 meter. Uitbreiding van de bestaande wachtplaatsen met ongeveer 80 meter heeft tot gevolg dat de (manoeuvrer)ruimte voor duwvaartconvoien van 185 meter lengte, met name ter plaatse waar de bovenvoorhaven op het Julianakanaal aansluit, wel erg krap zo niet onmogelijk wordt om veilig en vlot de westsluis in of uit te varen. Aan de westoever zal in dat geval dan ook extra vaarruimte gecreëerd moeten worden door het wegbaggeren van een gedeelte van deze oever.

## 2 Nieuwe wachtplaatsen aan de westzijde

Omdat wellicht de westoever, met name ter plaatse van de aansluiting op het Julianakanaal, aangepast zal moeten worden om meer ruimte te creëren voor de duwconvoien, zouden hier ook meteen nieuwe wachtplaatsen kunnen worden ingericht. Hierdoor kan aan de oostzijde met een kort geleidewerk worden volstaan en is verlenging van de wachtplaatsen aldaar niet meer nodig. Deze wachtplaatsen kunnen wel nog gebruikt worden door andere scheepstypen.



*Figuur 25 Wachtplaatsen aan de westzijde*

Vooralsnog wordt gekozen voor dit laatste alternatief, omdat hierbij slechts de westoever aangepast behoeft te worden en omdat de bestaande wachtplaatsen aan de andere zijde zonder aanpassing toch nog een functie hebben. Aan de westzijde wordt een lang geleidewerk ingericht, terwijl aan de oostzijde volstaan kan worden met het plaatsen van een kort geleidewerk.

Voorlopig wordt voor de constructie van de geleidewerken rekening gehouden met verticale stalen palen, onderling verbonden door horizontale liggers, met ervoor een beschermingsconstructie. Nog onzeker is of de geleidewerken onder een rechte of een hyperbolische lijn worden opgesteld. Een nadeel van een hyperbolische vorm is namelijk de grote afstand waarover een duwconvooi moet varen om vanuit de wachtplaats de sluis in te varen.

Tevens is het zo dat de wachtplaatslengte aan de benedenzijde wel voldoende is. Wel zal in het geval dat de bestaande constructies niet voldoen aan de eisen voor duwvaart ook de onderdelen in de benedenvoorhaven vervangen worden.



## 5.7 Concept-oplossing

Vooralsnog wordt ten aanzien van de verschillende sluisonderdelen het volgende voor de concept-oplossing bepaald:

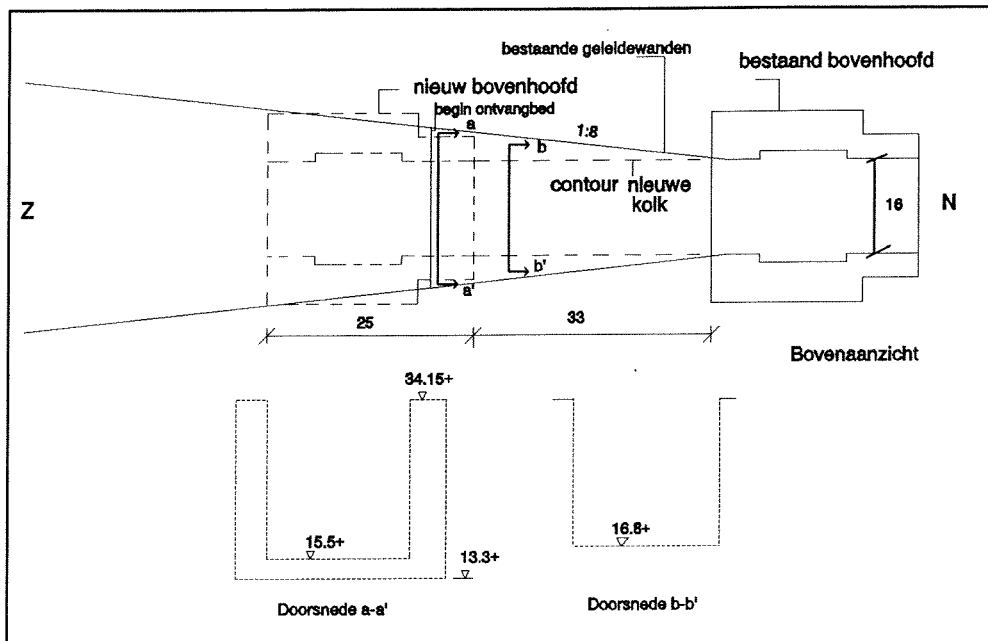
ongewijzigd	aanpassen	nieuw	nog onzeker
-afmeersysteem -benedenhoofd -benedenvoorhaven -ledigsysteem -vaste brug -geleidewand mid- densluis -stortebed -vulsysteem -deurtype met bewegingswerken -wachtplaatsen westsluis	-bovenhoofd tot een schutkolkgedeelte -westoever boven- voorhaven	-bovenhoofd -schutkolkgedeelte -extra meerpunten in de kolk -geleidewerken bovenvoorhaven -wachtplaatsen westoever	-fuikgedeelte met ontvangbed -vormgeving gelei- dewerken -boldersterkte

## 5.8 Globale beschrijving hoofdonderdelen van het nieuw sluisgedeelte

### 5.8.1 Bovenhoofd

Het nieuwe bovenhoofd heeft de volgende hoofdfuncties. In gesloten stand moeten de beide puntdeuren een verval keren van bijna 12 meter. De totale waterdruk op de deuren moet door het sluishoofd worden opgenomen en vervolgens worden doorgegeven naar de ondergrond. Ook zal gezorgd moeten worden voor een goede waterdichte aansluiting van de deuren met het sluishoofd. Naast constructieve maatregelen zullen de hoge nauwkeurigheidseisen aan de uitvoering van de aansluitingen en de ruwbouw van het bovenhoofd leiden tot een goede waterdichtheid. In het bovenhoofd worden, naast de deuren zelf, de draaipunten voor het openen en sluiten, de kelders met de bewegingswerken en de deuren ondergebracht. Om de kolk te vullen zullen in beide wanden riolen geplaatst worden. Tevens zal een woelkelder ingericht worden, zodat de kolk gelijkmatig volloopt.

Als gevolg van de grote krachten en de hoge eisen aan de waterdichtheid vereist het bovenhoofd een constructie met een grote stijfheid en een hoge mate van vormvastheid. Daarom zal voor een bakprofiel gekozen moeten worden, net als in de bestaande situatie. Aangezien de puntdeuren hergebruikt worden en het vulsysteem vooralsnog hetzelfde is als het bestaande, zal het nieuwe bovenhoofd nagenoeg een kopie zijn van het bestaande bovenhoofd. Een dagwijdte van 16 meter wordt dus gehandhaafd en ook het dekzerknie-  
 niveau respectievelijk funderingsniveau worden voorlopig nog op NAP+34.15m respectie-  
 velijk NAP+13.3m gesteld. De vloer van de woelkelder bevindt zich op NAP+15.5m  
 (zie figuur 26).



Figuur 26 Nieuwe hoofdonderdelen van de sluis

### 5.8.2 Schutkolkgedeelte

De schutkolk is de afsluitbare bak waarin de schepen liggen tijdens de verandering van waterniveau. Deze bak bestaat uit verticale wanden, waartussen zich een bodemconstructie bevindt. De wanden hebben naast een (grond)water- en grondkerende/-dichtende functie een scheepvaartgeleidende functie en dienen tevens als verbinding tussen schip en wal. Voor het direct op de bestaande sluis aan te sluiten kolkgedeelte zal eveneens een dagwijdte van 16 meter en een dekzerkniveau van NAP+34.15m worden aangehouden om zodoende voor een doorgaande kolkwand te kunnen zorgen (zie figuur 26).

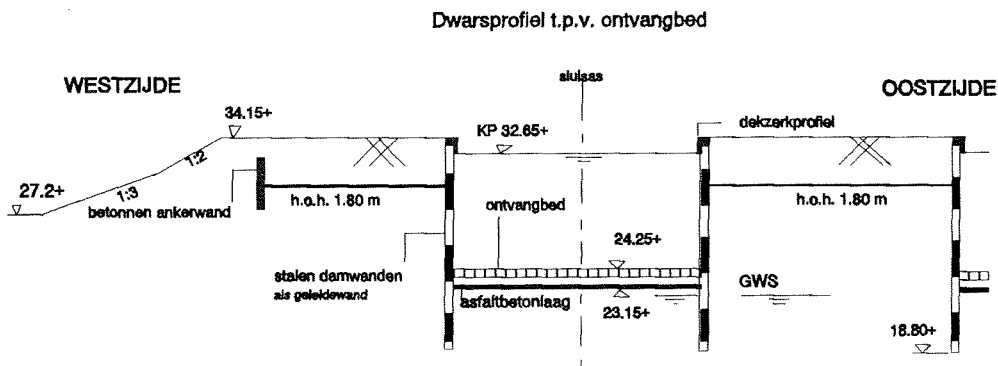
De kolkvloer heeft in de eerste plaats een grond dichtende functie, waarbij uitschuring van de bodem zich in geen geval mag voordoen en met name een waterkerende functie, dat benodigd is doordat de grondwaterstanden buiten de kolk hoger kunnen zijn dan de waterstanden in de kolk. Het vloerniveau bevindt zich op NAP+16.8m, net als in de bestaande sluis.

Zowel voor de wand als de vloer zijn verschillende constructievormen mogelijk. Aangezien de uitvoeringsmethode vaak de constructievorm sterk bepaald, zullen de oplossingen pas in het volgende deel, waarin de uitvoeringsmethoden aan bod komen, behandeld worden.

## 6 Uitvoeringsmethoden nieuw sluisgedeelte

### 6.1 Algemeen

Aangezien een bestaande sluis verlengd moet worden, staat de exacte locatie van het nieuwe gedeelte min of meer vast. De sluisas van de bestaande westsluis is immers ook de as van het nieuw sluisgedeelte, wat automatisch betekent dat in ieder geval in het kanaal gewerkt dient te worden. Zie figuur 27 voor de huidige situatie ter plaatse van de locatie van het toekomstig sluisgedeelte.



*Figuur 27 Huidige situatie ter plaatse van toekomstig sluisgedeelte*

Vooralsnog worden insitu-methoden overwogen; d.w.z. het nieuw sluisdeel wordt ter plaatse van de definitieve locatie gebouwd. Dit houdt automatisch in dat de bovenvoorharen van de westsluis tijdens de bouwwerkzaamheden volledig gestremd zal zijn. Omdat hoge eisen aan de kwaliteit van de sluisconstructie worden gesteld, verdient het de voorkeur om zo veel mogelijk in den droge te werken en alleen wanneer hoogst noodzakelijk de werkzaamheden onder water te laten geschieden. Aangezien het funderingsniveau van zowel het nieuwe bovenhoofd als de nieuwe schutkolkmoet ver onder de bodem van het huidige kanaal komt te liggen, zullen maatregelen getroffen moeten worden om het 'leeglopen' van het kanaal te verhinderen bij het doorsnijden van de waterdichte bekleding op de kanaalbodem.

Aangezien het grondwaterniveau onder de waterdichte bekleding ligt, kan het kanaal eenvoudig droog worden gezet. Omdat het droogzetten slechts plaatselijk benodigd is, zal het droog te zetten gedeelte door middel van een tijdelijke waterkering van de rest van het kanaal moeten worden afgeschermd.

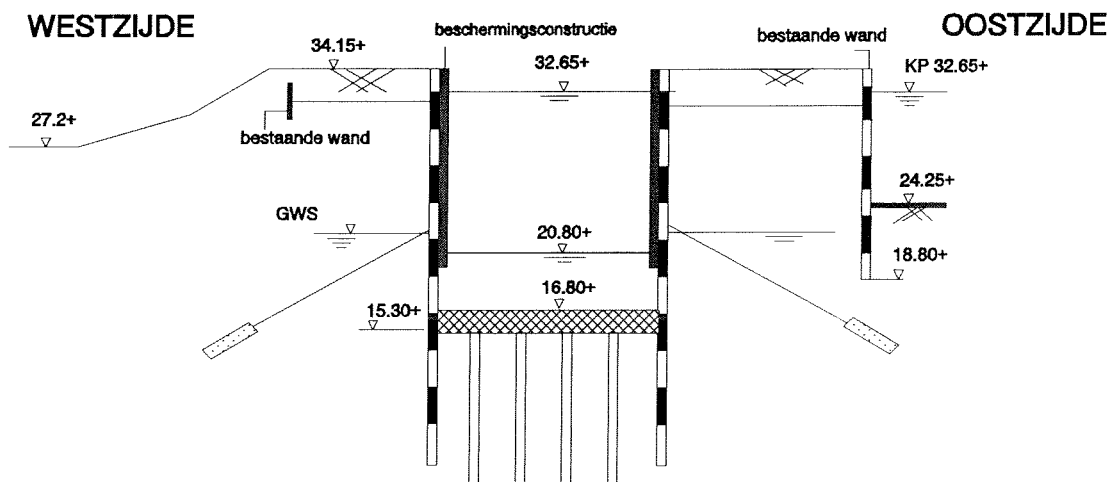
Aangezien over ongeveer 9.5 meter hoogte water wegvalt, zullen waarschijnlijk ook maatregelen getroffen moeten worden om na het droogzetten de stabiliteit van de bestaande geleidewandconstructies aan weerszijden te verzekeren, zolang deze constructies nog een functie hebben. Aan de noordzijde kan de bestaande sluis in ieder geval als kering dienen en aan de drie overige zijden zullen waarschijnlijk nieuwe keringen aangelegd moeten worden. Aan de zuidzijde wordt de type kering vooralsnog in het midden gelaten, aangezien het type sterk afhankelijk is van de uitvoeringsmethode.

Eerst zullen de verschillende methoden voor de uitvoering van de schutkolk worden besproken, waarbij de mogelijke constructievormen worden besproken. Daarna komt de uitvoering van het bakprofiel van het bovenhoofd aan bod.

## 6.2 De schutkolk

Hierbij worden de verschillende constructievormen aan de hand van de verschillende uitvoeringsmethoden met elkaar vergeleken.

### 6.2.1 Alternatief 1: Verankerde damwandconstructie met een onderwaterbetonvloer



*Figuur 28 Stalen damwanden met een onderwaterbetonvloer*

### Constructievorm

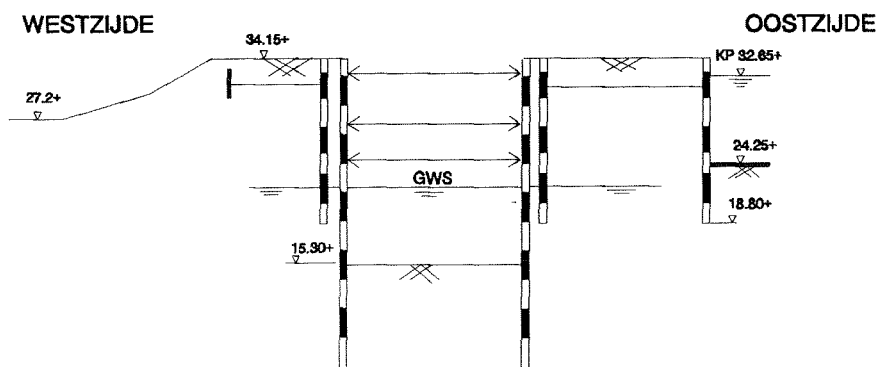
Wegens de grote kerende hoogte (in de uitvoeringsfase maximaal ongeveer 20 meter) worden de kolkwanden uitgevoerd als meervoudig verankerde stalen damwanden (zie figuur 28).

Aan de westzijde wordt de damwand voorlopig deels aan een reeds bestaande ankerwand en deels door (injectie)groutankers verankerd. Aan de andere zijde wordt de damwand deels door groutankers en deels aan de stalen damwand van de geleidewand van de middensluis verankerd om zodoende ook de stabiliteit van deze wand in de toekomstige situatie te verzekeren. Zo vormt de oostwand van de schutkolk een soort kistdamconstructie met de geleidewand van de middensluis. Uiteraard hebben de verankeringen een definitieve functie en zullen deze wellicht uitgevoerd worden in combinatie met een horizontale stalen gording om de grote geconcentreerde lasten beter te spreiden over de damwand. Om de schepen in de kolk te beschermen tegen beschadiging, zal aan beide zijden een houten stijl- en regelwerk benodigd zijn. Dit werk heeft wel regelmatig onderhoud nodig.

Omdat er van uitgegaan wordt dat de schutkolk niet behoeft te worden drooggezet, dient de vloerconstructie slechts een maximale opwaartse waterdruk van ruim 2 meter op te nemen (bij het LSP en maximale GWS) en een maximale neerwaartse druk van 10 meter waterkolom (bij het HSP en minimale GWS). Vooralsnog wordt een 1.5 meter dikke ongewapende betonvloer gekozen in combinatie met trekpalen. Deze betonvloer wordt onder water aangebracht, waardoor de grondwaterspiegel onberoerd blijft en tevens geen bemaling benodigd is. Na uitharding van het beton dient de vloer nog als definitieve stempeling van de damwanden. Tenslotte dient nog vermeld te worden, dat de definitieve kolkvloer, als gevolg van het onder water aanbrengen, maatafwijkingen kan hebben. Uitgaande van het feit dat de kolk niet meer drooggezet wordt, zal de kwaliteit van de vloer na het storten gecontroleerd moeten worden en desnoods onder water gecorrigeerd moeten worden.

### Globale uitvoering

Eerst worden de damwanden tussen de bestaande geleidewandconstructies de bodem ingebracht en wordt aan de zuidzijde de tijdelijke kering aangebracht. Vervolgens wordt het kanaalgedeelte, dat omsloten is door de diverse keringen, drooggezet. Hierbij zullen de keringen vermoedelijk ondersteund worden door tijdelijke hulpconstructies zoals stempels. Daarna wordt voor een groot gedeelte onder het grondwaterniveau ontgraven tot aan ongeveer NAP+15.0m, waarbij de damwanden verder ondersteund zullen worden door stempellagen (zie figuur 29).



Figuur 29 Tijdens de bouwfase

Vervolgens wordt de betonvloer onder water aangebracht en worden de tijdelijke ondersteuning vervangen door permanente ondersteuning of ankerlagen. Tenslotte worden de damwanden geschikt gemaakt als definitieve kolkwanden.

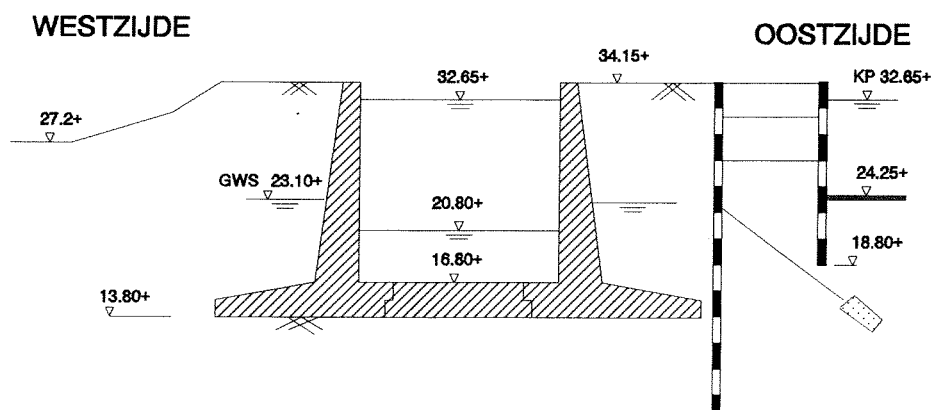
### Voordelen

- \* dwarsbegrenzings van de tijdelijke bouwkuip zijn tevens onderdeel van de definitieve constructie
- \* er kan tijdelijk gebruik worden gemaakt van de bestaande geleidewandconstructies
- \* geen beïnvloeding grondwater
- \* geen bemalingsrisico
- \* relatief snel uit te voeren
- \* relatief weinig grondverzet
- \* dus al met al op het eerste gezicht een relatief goedkope oplossing

### Nadelen

- \* lange zware damwandprofielen en meervoudige ankerlagen benodigd
- \* bestaande geleidewandconstructies zitten in de weg bij achterwaartse verankering kolkwanden
- \* relatief slappe kolkwandconstructie
- \* omdat de onderwaterbetonvloer niet droog wordt gezet, blijft er een risico aan de kwaliteit van deze definitieve vloer vastzitten
- \* wegens de aanwezigheid van sterk waterdoorlatende grindlagen achter de damwanden is er kans op lekkage ter plaatse van de sloten; het heikwerk moet zeer zorgvuldig uitgevoerd worden, om deze kans zo klein mogelijk te houden
- \* de constructie heeft meer onderhoud nodig dan een betonnen constructie; dat geldt vooral voor het houten stijl- en regelwerk en de stalen damwanden

### 6.2.2 Alternatief 2: Diepgefundeerde L-muur



*Figuur 30 Diepgefundeerde L-muur*

## Constructievorm

De wanden bestaan uit zeer grote L-vormige gewichtsmuren met een hoogte van ruim 20 meter en een totale vloerlengte van ongeveer 14 meter (zie figuur 30). De minimaal benodigde lengte van deze voetplaat is gebaseerd op de uitwendige stabiliteit van de gewichtsconstructie (zie bijlage 4 voor de berekeningen hiervan). Wegens de grote kerende hoogte moet de L-muur uitgevoerd worden in gewapend beton. Het verticale deel heeft als gevolg van de grote buigende momenten en ondanks een grote hoeveelheid wapeningsstaal toch nog een maximale dikte van 3 meter.

De rest van de kolkvloer wordt opgelegd tussen de beide L-muren in en wordt eveneens gewapend uitgevoerd. Net als bij de onderwaterbetonvloer wordt ook deze vloer gedimensioneerd op een situatie van het LSP en de maximale GWS; alleen wordt de vloer hier in den droge uitgevoerd.

Aangezien de L-muren zodanige horizontale afmetingen hebben, dat het dwarsprofiel van de toekomstige kolkconstructie buiten de contouren van de bestaande trechtervormige fuik valt, dienen de bestaande geleidewandconstructies opgeruimd te worden.

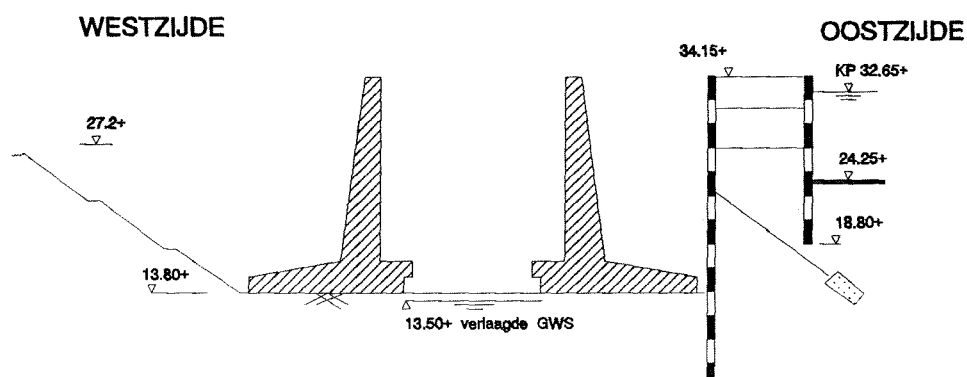
Omdat deze constructies pas opgeruimd kunnen worden als hun grond- en waterkerende functie vervalt, zal hiermee terdege rekening worden gehouden bij de bouwfasering.

Aangezien de L-muren enige steun van de ertussen liggende vloer verkrijgen, zullen de vloerplaatafmetingen waarschijnlijk gereduceerd kunnen worden.

Door de L-muren andersom te plaatsen heeft de kolkconstructie veel kleinere horizontale afmetingen. Aangezien deze oplossing veel gelijkenis vertoont met het bakprofiel, is het beter deze monoliete vorm te kiezen.

## Globale uitvoering

Vooralsnog worden de L-muren en de vloer in een open bouwput gebouwd (zie figuur 31).



Figuur 31 Bouwen in een open bouwput

De werkwijze ten aanzien van deze bouwput is als volgt:

Eerst wordt aan de zuidzijde een tijdelijke kering aangebracht, zodat vervolgens het kanaalgedeelte dat omsloten is door deze kering, de bestaande geleidewanden en de bestaande sluis drooggezet kan worden. Hierbij zal vanzelfsprekend de stabiliteit van de keringen gewaarborgd worden.

Omdat vooral aan de zijde, waar de bouwput aan de bestaande middensluis grenst, te weinig ruimte is voor het opbouwen van taluds, zal de bouwput aan deze zijde begrensd worden door een damwand. Deze damwandconstructie wordt deels verankerd aan de bestaande geleidewand van de middensluis, waardoor een soort kistdamconstructie ontstaat en deels verankerd door een of meerdere injectieankerlagen. De zogenaamde kistdam scheidt de voorhaven van de middensluis van deze bouwput. Omdat de stabiliteit van deze bestaande geleidewand te allen tijde gewaarborgd moeten worden, heeft deze kistdam ook een definitieve functie. Na het optrekken van deze kistdam, wordt de bestaande geleidewandconstructie van de westsluis opgeruimd.

Aan de zuid- en westzijde is de ruimte in principe wel aanwezig voor taluds (ongeveer onder 2:3), maar zullen aan de westzijde wegens de eerder vermelde redenen de opruiming van de bestaande geleidewand en het opwerpen van de dijktaluds goed gefaseerd moeten worden.

Door het grondwaterniveau ter plaatse van de bouwput met ongeveer 10 meter te verlagen door het toepassen van een bronbemalingssysteem wordt een droge putbodem gerealiseerd, waardoor de betonconstructies in den droge kunnen worden uitgevoerd. Dit bemalingssysteem wordt pas verwijderd, nadat de kolkconstructie voltooid is en zich in de kolk minimaal tot aan het LSP water bevindt.

Aangezien de waterdoorlatende lagen zeer waarschijnlijk in directe verbinding staan met de in het westen liggende Maas, zal het zelfs met behulp van een zwaar bemalingssysteem niet eenvoudig zijn om het grondwater tot de benodigde diepte af te malen. Zelfs al zou het lukken om het grondwaterpeil plaatselijk tot die diepte te verlagen, dan nog zou deze oplossing tot ver in de omtrek ongewenste gevolgen kunnen hebben, zoals verdroging van de akkerlanden en ongelijkmatige zettingen van de ondergrond in de directe omgeving van de naburige infrastructuur en met name de bestaande sluisconstructies. In principe zou een retourbemalingssysteem nog uitkomst kunnen bieden. Wanneer twee watervoerende lagen gescheiden zijn door een ondoorlatende laag, kan door het bemalen van de onderste laag en het terugpompen naar de bovenste laag, waarbij vanaf het maaiveld een waterremmende of -kerende wand tot in de ondoorlatende laag wordt geplaatst, de beïnvloeding van het grondwater gereduceerd worden tot de directe omgeving van de bouwput. Volgens diverse grondboringen zou zich tussen NAP+21.8m en NAP+18.3m een slecht doorlatende laag met grindlaagjes bevinden (zie figuur 13), die twee watervoerende lagen scheidt. Omdat de ondoorlatende grondlaag vermoedelijk onvoldoende ondoorlatend is, zal retourbemaling hier niet de gewenste resultaten opleveren.

## **Voordelen**

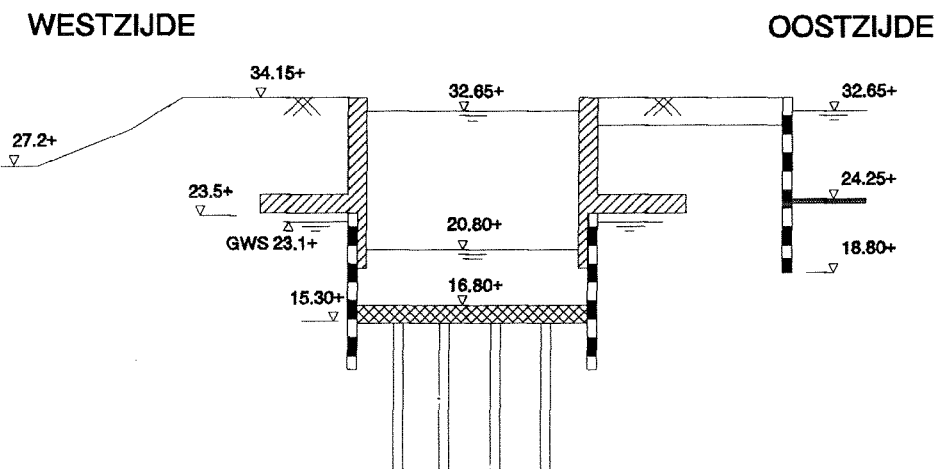
- \* relatief stijve wandconstructie
- \* relatief waterdichte constructie, mits goede uitvoering
- \* relatief duurzame constructie
- \* de geleidewand van de middensluis vormt een kistdamconstructie, die zowel als bouwputbegrenzing als definitieve constructie functioneert
- \* droge in plaats van natte ontgraving



## Nadelen

- \* het opruimen van de geleidewanden verlangt een speciale bouwfasering
- \* wegens de voetplaat is relatief veel ruimte benodigd voor een bouwput, met als gevolg veel grondverzet; de benodigde ruimte kan beperkt worden door een gedeelte van deze voetplaat in de toekomstige kolkvloer te verwerken, zoals hier ook gedaan is
- \* zeer grote hoeveelheden beton en wapeningsstaal zijn benodigd door de enorme constructiegrootte, met als gevolg hoge materiaalkosten
- \* mogelijke stabiliteitsproblemen bij kistdamconstructie door asymmetrische vorm
- \* een langdurige bemaling is benodigd, wat hoge kosten met zich meebrengt; er bestaat onzekerheid of de bemaling tot de gewenste resultaten leidt; er is een bemalingsrisico
- \* bemalen van het grondwater kan tot een lange proceduredtijd leiden voor het verkrijgen van een vergunning; hiermee zou de aanvang van bouwwerkzaamheden drastisch kunnen worden uitgesteld
- \* geen stijve verbinding tussen vloer en L-muur

### 6.2.3 Alternatief 3: Hooggefundeerde L-muur met stalen damwand en onderwaterbetonvloer



Figuur 32 Hooggefundeerde L-muur

## Constructievorm

Deze oplossing, waarbij de definitieve kolkwand bestaat uit zowel een stalen damwand als een L-muur, is een combinatie tussen de beide vorige alternatieven (zie figuur 32).

Vlak boven het grondwaterniveau worden in een relatief ondiepe bouwput de gewapend betonnen L-vormige gewichtsmuren gebouwd en worden vervolgens vanaf dit verlaagd werkterrein de stalen damwanden aangebracht, waardoor in dit geval bemaling achterwege kan blijven. Ook heeft deze oplossing het voordeel ten opzichte van de beide vorige dat relatief korte damwanden benodigd zijn en dat de L-muur veel kleinere afmetingen heeft, namelijk een wandhoogte van ruim 10.5 meter, een vloerplaatlengte van 8 meter en een maximale wanddikte van 1.25 meter (zie ook bijlage 4). Bovendien is het zeer waarschijnlijk dat de voetplaat van de L-muur als een soort ontlastvloer werkt ten voordele van de belastingen achter de damwanden.

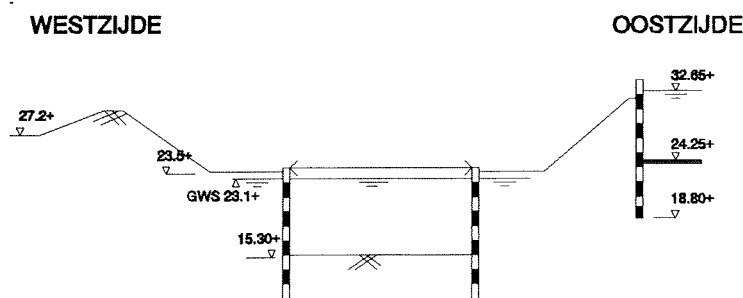
Ondanks de relatief korte voetplaten speelt hier hetzelfde probleem als bij het diepgefundeed type ten aanzien van de inpassing van de L-muren tussen de bestaande geleidewanden in. De geleidewand van de middensluis wordt in dit geval in de definitieve fase permanent verankerd aan de betonnen L-muur.

Volgens enkele boringen bevinden zich vlak onder het aanlegniveau van de L-muren relatief slappe grondlagen, waardoor het wellicht nodig is om een grondverbetering toe te passen of zelfs de L-muren te funderen om palen. De kans bestaat ook dat de L-muur op de stalen damwand gaat steunen, waardoor deze damwand ook een verticaal dragende functie zal krijgen. Zonder verdere maatregelen zal dit tot een instabiele constructie leiden. In ieder geval worden de damwanden permanent gestempeld door met name een onderwaterbetonvloer en door het uitkragend gedeelte van de wand van de L-muur, dat tevens ook dienst doet als beschermingsconstructie.

Voor de permanente onderwaterbetonvloer doet zich dezelfde situatie voor als bij het eerste alternatief; daarom is voorlopig voor exact dezelfde oplossing gekozen.

### Globale uitvoering

Na het aanbrengen van een tijdelijke kering aan de zuidzijde en het droogzetten van het fuikgedeelte, worden vanaf de bodem van het kanaal korte damwanden aangebracht. Vervolgens wordt de bouwput gegraven, waarbij taluds opgeworpen worden, en worden de bestaande geleidewandconstructies van de westsluis verwijderd. Daarna worden de L-muren gebouwd en wordt tegelijkertijd tot ongeveer NAP+15.0m de grond tussen de korte damwanden grotendeels in den natte weggebaggerd, waarbij de damwanden op elkaar afgestempeld worden (zie figuur 33).



*Figuur 33 Tijdens de bouwfase*

Vervolgens wordt de betonvloer onder water aangebracht, de tijdelijke stempellaag verwijderd en de L-muren afgebouwd. Tenslotte worden de L-muren aangeaard, waarbij de muur aan de oostzijde aan de bestaande geleidewand verankerd wordt.

### **Voordelen**

Ten opzichte van de diepgefundeerde L-muur

- \* minder ruimte benodigd voor bouwput en dus ook relatief minder grondverzet
- \* kleine constructieafmetingen, dus lagere materiaalkosten
- \* geen beïnvloeding van het grondwater
- \* permanente verankering mogelijk tussen bestaande geleidewand middensluis en L-muur

Ten opzichte van lange damwanden

- \* kortere en lichtere damwanden benodigd

### **Nadelen**

- \* het opruimen van de geleidewanden verlangt een speciale bouwfaserings
- \* kans op lekkage tussen aansluiting stalen damwand - L-muur
- \* combinatie van stijve L-muur en slappe damwandconstructie
- \* ter plaatse van het aanlegniveau van de L-muur zijn wellicht extra maatregelen nodig

Na de stalen damwanden met betonvloer, de hoog- en de diepgefundeerde L-muur wordt voor de schutkolk ook een bakprofiel nog overwogen. Aangezien voor het nieuwe bovenhoofd alleen een monoliet constructie in aanmerking komt en de zijwanden van het sluishoofd breder uitgevoerd zullen worden dan de schutkolk, zullen de bouwmethoden die bij het nieuwe bovenhoofd aan bod komen ook automatisch gelden voor de kolk, uitgevoerd als bakprofiel.

## **6.3 Nieuw bovenhoofd**

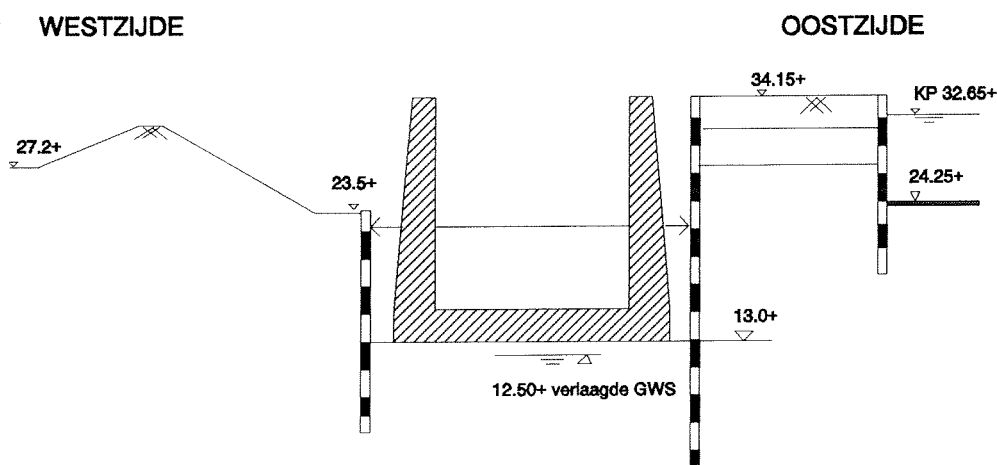
Omdat het nieuw bovenhoofd voor de opname van de krachten gebaat is bij een zo'n stijf mogelijke constructie, wordt hier van een zogenaamd bakprofiel uitgegaan.

### **6.3.1 Alternatief 1: Bakprofiel bouwen in een open bouwput omgeven door damwanden**

Deze oplossing is nagenoeg gelijk aan de diepgefundeerde L-muur van de schutkolk, afgezien van het feit dat het bakprofiel minder ruimte in de breedte nodig heeft en dat in dit geval aan beide zijden van de toekomstige kolkwanden damwanden geplaatst worden. Een droge bouwput wordt ook hier door middel van een bronbemaalingsstelsel bewerkstelligd, waarbij het grondwaterniveau verlaagd wordt tot ongeveer een halve meter onder de putbodem; uiteraard gelden hier dezelfde bemalingsproblemen als bij de diepgefundeerde L-muur.

## Globale uitvoering

Na het eenvoudig droogzetten van het fuikgedeelte wordt aan de oostzijde een zelfde soort kistdamconstructie gevormd als bij de diepgefundeerde L-muur. Vervolgens wordt aan de andere zijde het bestaand dijklichaam tot vlak boven het grondwaterniveau onder een helling afgegraven. Vanaf dit verlaagd terrein wordt daarna een korte damwandconstructie de grond ingebracht. Na het opruimen van de bestaande geleidewandconstructies wordt de bemaling aangezet en wordt tussen de korte damwand en de kistdam de bouwput in den droge verder ontgraven tot beneden het toekomstig funderingsniveau onder het tijdelijk ondersteunen van deze verticale wanden. Vervolgens wordt de betonconstructie gebouwd (zie figuur 34) en tenslotte aangeaard, zodat uiteindelijk de bemaling kan worden uitgezet.



*Figuur 34 Bakprofiel bouwen in open bouwput*

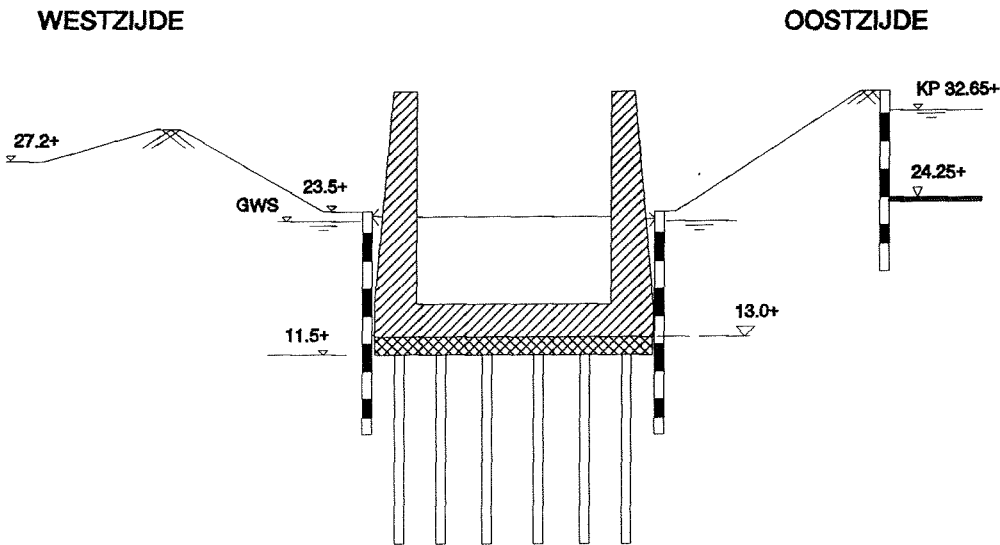
### Voordelen

- \* de geleidewand van de middensluis vormt een kistdamconstructie, die zowel als bouwputbegrenzing als definitieve constructie functioneert
- \* droge in plaats van natte ontgraving

### Nadelen

- \* het opruimen van de geleidewanden verlangt speciale aandacht bij de bouwfaseringsbeïnvloeding grondwater met bemalingsrisico
- \* relatief veel ruimte nodig voor bouwkuip en dus relatief veel grondverzet
- \* eventueel stabiliteitsproblemen met kistdamconstructie

### 6.3.2 Alternatief 2: Bakprofiel bouwen in een bouwkuip



Figuur 35 Bakprofiel bouwen in een bouwkuip

Het bovenhoofd wordt gebouwd in een bouwkuip bestaande uit damwanden en een afsluitende betonvloer, waardoor een bemaling achterwege kan blijven. Aan de westzijde wordt vanaf vlak boven het grondwaterniveau een korte damwand geplaatst na het dijklichaam voor een deel te hebben afgegraven aldaar; ook zou gedacht kunnen worden aan een lange damwand vanaf de dijk kruin, zodat de bestaande dijk nagenoeg intact blijft. Aan de oostzijde wordt vooralsnog eveneens een korte damwand aangebracht, terwijl het vormen van een kistdamconstructie met de geleidewand van de middensluis ook mogelijk is.

Omdat de bouwkuip volledig droog wordt gezet, verdient de horizontale afsluiting van deze kuip speciale aandacht. Een polderconstructie wordt hier nagenoeg uitgesloten, ondanks dat zich volgens een boring een kleilaag op ongeveer NAP+10.0m bevindt. Aangezien deze laag slechts 0.5 meter dik is en zodanig 'ondiep' ligt dat de bouwkuipbodem zal opbarsten, is deze oplossing technisch niet mogelijk. Het injecteren van een chemisch bindmiddel of een groutmengsel is weer een dure oplossing. Door de grote kerende hoogte van de damwanden is het aantrekkelijker om een als stempel fungerende betonvloer toe te passen.

Direct na droogzetting zal de vloer maximaal een opwaartse waterdruk van ongeveer "10 meter plus de vloerdikte" waterkolom moeten opnemen (zie figuur 35). Bij het toepassen van een ongewapend type zal een enorme vloerdikte benodigd zijn en dus als gevolg daarvan ook een grote ontgravingsdiepte en lange damwanden. De dikte van de onderwaterbetonvloer kan sterk gereduceerd worden door de vloer te wapenen, waardoor deze wellicht ook als deel van de definitieve vloer kan fungeren. Ook een betonvloer in combinatie met trekpalen of trekankers behoort tot de mogelijkheden. Dit leidt immers tot de minste ontgravingsdiepte en kortste damwanden. Gebaseerd op dit laatste wordt vooralsnog voor een 1.5 meter dikke onderwaterbetonvloer in combinatie met trekpalen gekozen.

## **Globale uitvoering**

Na het eenvoudig droogzetten van het fuikgedeelte wordt aan de oostzijde grond afgegraven en de bestaande geleidewand opgeruimd, waarbij de stabiliteit van de bestaande geleidewand van de westsluis gewaarborgd wordt. Daarna wordt vanaf het verlaagd terrein een korte damwand aangebracht. Aan de andere zijde wordt nagenoeg dezelfde werkwijze gevolgd. Vervolgens wordt tussen de korte damwanden in de grond, grotendeels in de 'natte', verder ontgraven tot beneden de later te storten onderwaterbetonvloer onder het tijdelijk ondersteunen van deze verticale wanden. Na het heien van de trekpalen door het water heen wordt de betonvloer gestort. Vervolgens wordt de betonconstructie gebouwd (zie figuur 35) en tenslotte aangeaard.

### **Voordelen**

- \* geen bemaling nodig; dus ook geen bemalingsrisico

### **Nadelen**

- \* dure bouwkuip door tijdelijke functie onderwaterbetonvloer, trekpalen en damwanden; deze constructies gelden dus als verloren constructies
- \* altijd kans op enige lekkage in de bouwkuip; hiervoor zullen maatregelen getroffen moeten worden, zoals het installeren van een pompinstallatie
- \* het opruimen van de geleidewanden vereist speciale aandacht bij de bouwfasering

### **6.3.3 Alternatief 3: Bakprofiel als een pneumatische caisson afzinken**

Het bovenhoofd wordt als een gewapend betonnen caissonconstructie op aanlegdiepte gebracht. De caisson kan zowel ter plaatse gebouwd worden als elders worden vervaardigd en vervolgens naar de definitieve locatie worden getransporteerd. Dit laatste geval zal in 6.3.4 pas aan bod komen. Hier wordt vooralsnog van een ter plaatse gebouwd pneumatisch caisson uitgegaan.

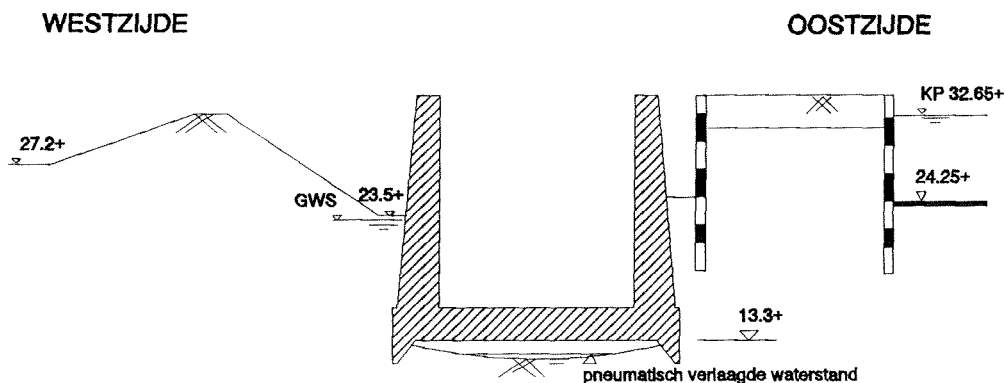
Tijdens het afzinken is de caisson gebaat bij een zeer wringstijve constructie. Omdat het U-vormig bakprofiel van de schutkolk een relatief wringslappe constructie is, zullen bij de kolk maatregelen genomen moeten worden om de stijfheid van de caisson tijdelijk te vergroten. Hulpconstructies in de vorm van schotten of stempels en de wanden pas in een later stadium opbouwen zijn hierbij denkbaar. Bij het bovenhoofd worden daarentegen minder problemen verwacht, aangezien deze monoliet constructie toch al relatief stijf is uitgevoerd.

Een open caisson wordt hier trouwens niet overwogen, aangezien dit type caisson in principe niet de juiste vorm heeft voor dit soort constructieonderdelen met dergelijke afmetingen.

## Globale uitvoering

Door het gecontroleerd ondergraven zakt de caisson als gevolg van het gewicht langzaam weg naar het funderingsniveau. De permanente caissonconstructie bestaat uit snijranden om het zakken van de constructie te vergemakkelijken en om tevens een werkkamer te creëren van waaruit het ondergraven kan geschieden. Na het bereiken van het grondwaterpeil, wordt in deze werkkamer een dusdanig hoge luchtoverdruk gecreëerd, dat het water niet kan binnendringen. Deze overdruk moet dus minimaal ongeveer 10 meter waterkolom compenseren. Tijdens het zakken zal het eigen gewicht van de constructie zorgen voor de neerwaartse belasting, terwijl de luchtoverdruk tegen de onderzijde van de vloer en de wrijving tussen de caisson en de grond voor de tegenwerkende krachten zorgt. Om de wrijving zoveel mogelijk te beperken, wordt de vloer vaak iets breder gemaakt dan de wanden, waardoor een spleet ontstaat als de caisson in de grond zakt. Deze spleet wordt volgepompt met bentoniet. Aangezien het bovenhoofd een enorm gewicht heeft, wordt met het afzinken vooralsnog geen problemen verwacht.

Na het caisson op aanlegdiepte te hebben gebracht wordt de werkruimte volgepompt met vulbeton om zodoende een goede fundering te verzekeren en wordt tenslotte de luchtdruk weggehaald.



Figuur 36 Bakprofiel als pneumatisch caisson afzinken

## Voordelen

- \* geen beïnvloeding grondwater
- \* geen bemalingsrisico
- \* snel uit te voeren
- \* relatief lage bouwputkosten
- \* klein ruimtebeslag

## **Nadelen**

- \* extra beton en aanlegdiepte door de aanwezigheid van snijranden
- \* ten gevolge van het afzinken kunnen zich extra grote spanningen in de betonconstructie voordoen, waarop de caisson en dus ook het sluisonderdeel gedimensioneerd dient te worden
- \* de uiteindelijke ligging van de afgezonken caisson dient aan zeer strenge eisen te voldoen

### **6.3.4 Alternatief 4: Grootschalige prefabricage**

Tot dusver zijn "ter plaatse gebouwde" constructies overwogen. Ook zou het principe van grootschalige prefabricage nog in overweging kunnen worden genomen. Bij dit principe worden gewoonlijk grote delen van het kunstwerk of zelfs de gehele constructie elders gebouwd, waarna deze drijvend wordt vervoerd en op de definitieve locatie geïnstalleerd. Enkele redenen om dit te doen zijn o.a.:

- \* elders in de omgeving bevindt zich reeds een dok, waardoor een (dure) bouwput/-kuip niet meer nodig is
- \* de plaatselijke omstandigheden op de definitieve locatie zijn ongeschikt, bijvoorbeeld onvoldoende ruimte aanwezig voor een bouwkuip/-put
- \* een insitu-bouwmethode leidt tot ongewenst grote hinder voor de scheepvaart

Aangezien het aanlegniveau van de toekomstige sluis ver onder de huidige bodem van het kanaal komt te liggen, zullen aanvullende maatregelen genomen moeten worden om de elders gebouwde constructie ter plekke op de vereiste diepte te brengen. Een van de mogelijkheden daarbij is de caissonmethode. Een voorname reden om deze methode te overwegen is de mogelijkheid die zich hierbij aandoet om het sluisdeel aan te leggen zonder het kanaal (plaatselijk) droog te hoeven zetten.

## **6.4 Multi-criteria analyse**

De voor- en nadelen van de verschillende alternatieven worden in een multi-criteria analyse verwerkt om zodoende een beter overzicht te hebben over de verschillende methoden, zodat uiteindelijk een verantwoorde keuze gemaakt kan worden. Aangezien grootschalige prefabricage hier zeer goed in combinatie met de caissonmethode kan worden toegepast, wordt alternatief 4 als een aparte oplossing in de analyse buiten beschouwing gelaten. Elk criterium krijgt een wegingsfactor om het belang hiervan weer te geven bij de keuze van de geschiktste bouwmethode.



De technische haalbaarheid, de totale realisatiekosten en het aantal en soort hulpconstructies die benodigd zijn om de sluisonderdelen te verwezenlijken worden geacht het zwaarst te wegen bij de keuze.

criteria / alternatieven	weging	S <sub>A</sub>	S <sub>B</sub>	S <sub>C</sub>	B <sub>A</sub>	B <sub>B</sub>	B <sub>C</sub>
technische haalbaarheid	3	+	-	0	0	-	0
ruimtebeslag/inpassing in huidige situatie	2	+	-	0	0	0	+
benodigde hulpconstructies	3	0	0	+	-	0	0
ingreep in omgeving	2	+	-	0	0	-	+
totale bouwtijd	2	+	-	0	-	-	+
totale realisatiekosten	3	+	0	0	-	0	0
duurzaamheid constructie	1	-	+	0	+	+	+
hoeveelheid grondverzet	1	+	-	0	0	0	0
controleerbaarheid van de uitvoering	2	-	+	-	+	+	0
totaalscore		+10	-7	+1	-5	-4	+7

Tabel: Scorekaart MCA

Toelichting bij de bovenstaande tabel:

- S<sub>A</sub> = damwanden als definitieve schutkolkconstructie  
 S<sub>B</sub> = diepgefundeerde L-muur  
 S<sub>C</sub> = hooggefundeerde L-muur  
 B<sub>A</sub> = bakprofiel gebouwd in een bouwkuip  
 B<sub>B</sub> = bakprofiel gebouwd in een bouwput  
 B<sub>C</sub> = bakprofiel als pneumatisch caisson

- "+" = relatief positief  
 "-" = relatief negatief  
 "0" = relatief neutraal

De diepgefundeerde L-muur en het bakprofiel gebouwd in een bouwput zijn vermoedelijk technisch moeilijk te verwezenlijken wegens de instabiele kistdamconstructie aan de oostzijde en de benodigde grondwaterstandsverlaging. Met name wegens de onderwaterbetonvloer die waarschijnlijk niet drooggezet wordt, is de uitvoering bij de damwand/L-muur slecht controleerbaar. Omdat de rest van de methoden in een droge put of kuip worden uitgevoerd, zijn deze oplossingen juist relatief goed controleerbaar.

De overige gewaardeerde criteria vindt men terug in de opsomming van de voor- en nadelen van de diverse oplossingen.

Voor de betreffende wegingsfactoren is geen gevoeligheidsanalyse uitgevoerd, aangezien de totaalscores grote verschillen aantonen.

Gebaseerd op de multi-criteria analyse en na afweging van de voor- en nadelen van de verschillende methoden, wordt vooralsnog gekozen voor:

- \* verankerde damwanden met een onderwaterbetonvloer als schutkolkconstructie
- \* een pneumatisch caisson als bovenhoofd

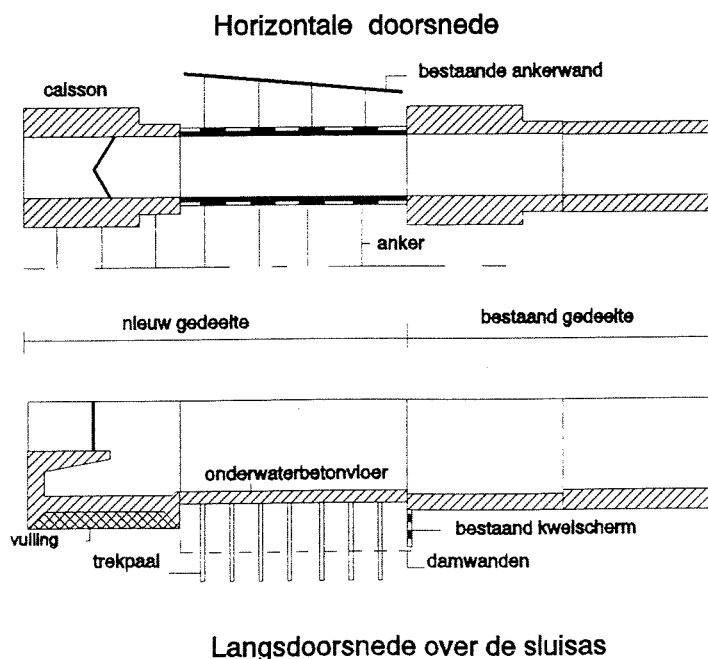
## 6.5 Aansluiting bovenhoofd-schutkolk

Aangezien de betreffende sluisonderdelen direct op elkaar aansluiten, zal voordat een definitieve keuze gemaakt kan worden ook nagegaan worden of de voorlopig gekozen uitvoeringsmethoden goed op elkaar aansluiten.

Het nieuw bovenhoofd wordt als pneumatisch caisson afgezonken, terwijl het nieuwe schutkolkgedeelte als verankerde stalen damwanden met een onderwaterbetonvloer wordt uitgevoerd (zie figuur 37).

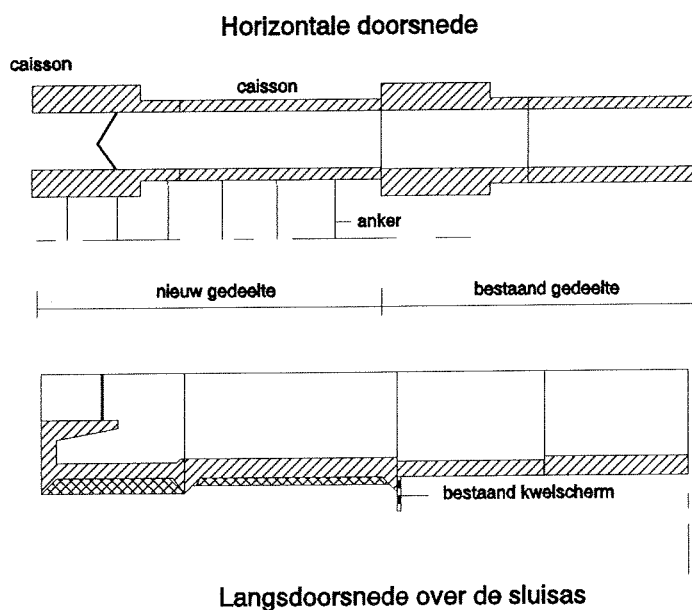
Door het bovenhoofd eerst af te zinken, zou deze waarschijnlijk als (zuid)kering van de 'bouwkuip' ten behoeve van het nieuw schutkolkgedeelte kunnen dienen, zodat dit deel daarna gebouwd kan worden tussen het bestaand en nieuw bovenhoofd in. Bovendien kunnen minder strenge eisen aan de ligging van het afgezonken bovenhoofd worden gesteld; de maatafwijkingen die zijn ontstaan tijdens de uitvoering van de caisson kunnen immers eenvoudig opgevangen worden door de nadien uit te voeren schutkolk.

Daarentegen kunnen de stalen damwanden amper de langskrachten, vanuit het bovenhoofd en als gevolg van de belastingen in het gebruiksstadium, afdragen. Via de betonvloer is dit waarschijnlijk wel mogelijk. Vooralsnog wordt voor deze oplossing gesteld dat het nieuwe bovenhoofd "op zichzelf" uitwendig stabiel moet zijn; dit is zeker vereist wanneer het sluis hoofd tijdelijk als kering fungeert.



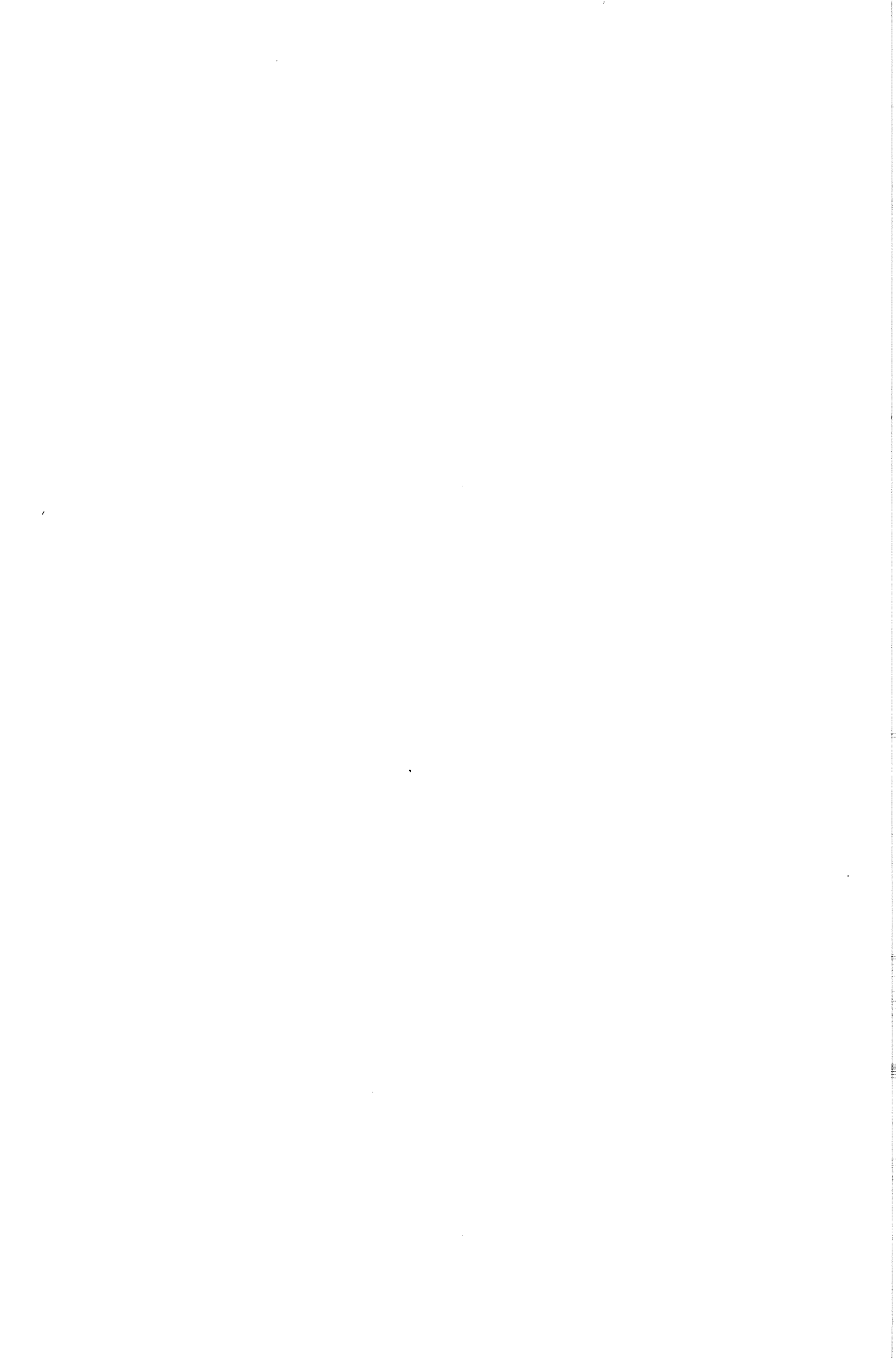
Figuur 37 Combinatie caisson en damwandconstructie

Aangezien het nieuwe bovenhoofd als pneumatisch caisson wordt afgezonken en dus de benodigde afzinkinstallaties en voorzieningen beschikbaar zijn, is het wellicht aantrekkelijk ook een schutkolkmoot als pneumatisch caisson af te zinken (zie figuur 38). De beide moten worden na en direct naast elkaar afgezonken. In dit geval vindt via de wanden en vloer een goede krachtoverdracht plaats in de langsrichting. Het bovenhoofd wordt door de rest van de sluisconstructie ondersteund.



*Figuur 38 Combinatie caisson - caisson*

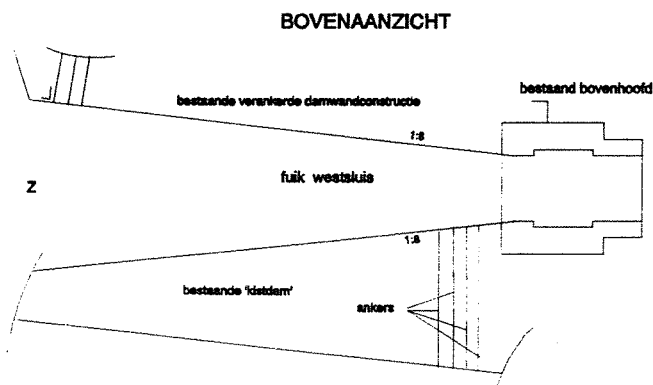
Omdat met damwanden in combinatie met een onderwaterbetonvloer de maatafwijkingen ten gevolge van het afzinken van de pneumatische caisson eenvoudig kunnen worden opgevangen, waardoor minder strenge eisen aan de uitvoering van het bovenhoofd kunnen worden gesteld en omdat deze kolkconstructie tussen de bestaande trechtersvormige geleidewanden geplaatst kan worden, wordt voorsnog verwacht dat de eerder gekozen combinatie voordeliger zal uitvallen.



## 7 Pneumatisch afzinken van het nieuwe bovenhoofd

### 7.1 Inleiding

Het nieuwe bovenhoofd zal geplaatst worden op een locatie, waar zich in de bestaande situatie de trechtervormige fuik naar de westsluis bevindt (zie figuur 39).



*Figuur 39 Huidige situatie ter plaatse van de fuik naar de westsluis*

Deze invaart is aan de westzijde begrensd door een damwandconstructie verankerd aan een ankerwand en aan de andere zijde door een soort kistdamconstructie. Tevens zal het bovenhoofd gefundeerd worden op de draagkrachtige grondlagen, ongeveer 10 meter onder de bodem van de voorhaven.

Het bovenhoofd zal aansluiten op een nieuw gedeelte van de verlengde kolk. Dit gedeelte wordt uitgevoerd met verankerde damwanden en een onderwaterbetonvloer.

Verkozen is om het bovenhoofd als pneumatisch caisson af te zinken; vooral de snelle uitvoering en het ontbreken van zowel een duur bemalingssysteem als een dure bouwput wegen zwaar bij de keuze.

De hoofdafmetingen en vorm van het nieuwe bovenhoofd worden geacht niet al te veel af te wijken van het bestaand bovenhoofd, aangezien hetzelfde vulsysteem met riolafmetingen wordt toegepast en de deuren met bewegingswerken worden hergebruikt. Vooral nog wordt uitgegaan van de bestaande dimensies, ook al is het zeer waarschijnlijk dat sommige dikteafmetingen gereduceerd kunnen worden wegens de moderne betontechnologie (hogere sterkte beton, hogere wapeningspercentages) en de gunstigere ontwerpvoorwaarden (lagere veiligheidsfactoren). Omdat ervoor gekozen is het bovenhoofd als pneumatisch caisson af te zinken, zal het constructief ontwerp ook afhangen van de belastingen tijdens het afzinken. Aangezien het bovenhoofd een relatief stijve constructie is, door de aanwezigheid van dikke zijwanden en funderingsvloer en de aanwezigheid van een kopwand aan één zijde en een drempel als horizontale stempeling, lijkt deze constructie uitermate geschikt om als pneumatisch caisson afgezonken te worden.

Eerst is nog onderzocht of de lengte van het bovenhoofd voldoende is om de uitwendige stabiliteit te garanderen in het gebruiksstadium. Omdat in plaats van een monoliet constructie, damwanden met onderwaterbetonvloer als kolkconstructie wordt toegepast, betekent dit dat het bovenhoofd nauwelijks 'steun' krijgt van de kolk, zoals in de bestaande situatie wel het geval is en moet het nieuw bovenhoofd dus 'op zichzelf' stabiel zijn. Gebleken is dat de bestaande vloerlengte van 25 meter voldoende is (zie bijlage 5).

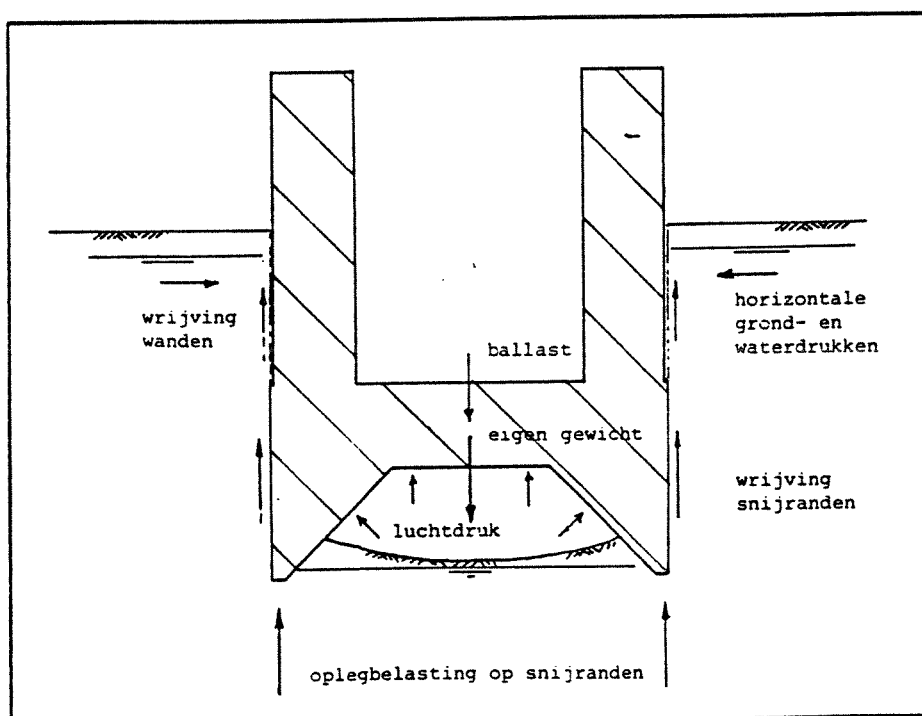
## 7.2 Principe van de pneumatische caissonmethode

### 7.2.1 Inleiding

De pneumatische caissonmethode is de naloper van het duikerklokprincipe. De caisson wordt boven de grondwaterspiegel gebouwd, zodat de bouwwerkzaamheden gecontroleerd in den droge uitgevoerd kunnen worden. Door het wegnemen van de grond onder de vloer van de caisson, zal deze als gevolg van het eigen gewicht zakken. Om de grond onder de vloer te verwijderen, zal een werkruimte moeten worden gecreëerd. Betonnen snijmessen langs de randen onder het caisson, dienen hierbij als wanden van de werkruimte. Tijdens het zakken bezwijkt de grond steeds naar de werkkamer toe, mede als gevolg van de vorm van de snijranden. Om het grondwater uit de werkruimte te houden, wordt de luchtdruk in de gecreëerde werkruimte zodanig verhoogd dat de grondwaterstand als het ware pneumatisch wordt verlaagd.

### 7.2.2 Belastingen tijdens het afzinken

Tijdens het afzinken werken verschillende belastingen op de caisson, waarbij de caisson steeds zoekt naar een evenwichtssituatie (zie figuur 41).



Figuur 41 Belastingen op een caisson

**Neerwaarts gerichte krachten:**

#### 1) gewicht van de caisson

Het gewicht van de caisson is een neerwaarts gerichte kracht als gevolg van het eigen gewicht van de constructie en eventueel door het gebruik van hulpmiddelen zoals ballast en afsluitingsschotten.

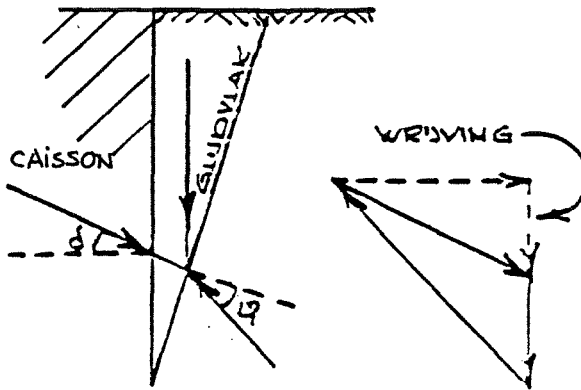
Opwaarts gerichte krachten:

## 2) mantelwrijving c.q. wandwrijving

De wandwrijving is de verticaal ontbondene van een kracht, die schuin omhoog gericht op de caissonwand werkt; deze kracht is dus op de grond schuin omlaag gericht onder een hoek  $\delta$  (zie figuur 42). Deze hoek  $\delta$  is de wrijvingshoek tussen de grond en caisson. Hierbij worden rechte glijdvlakken aangenomen.

wandwrijving per strekkende meter =  $\lambda_{\text{wrijving}} * \sigma_{\text{vk}}$

waarin  $\sigma_{\text{vk}}$  = verticale korrelspanning



Figuur 42 Wandwrijving caisson (Bron: Post Academische Cursus, B.Polen)

Bepaling  $\lambda_{\text{wrijving}}$ :

Bij de berekening van de wandwrijving wordt gerekend met de horizontale gronddruk die overeenkomt met de actieve waarde, omdat ten gevolge van de ontgraving de vervorming in het grondmassief voldoende naar binnen gericht zal zijn.

$\lambda_{\text{wrijving}}$  is sterk afhankelijk van de  $\delta/\phi$  verhouding, waarin  $\phi$  de inwendige wrijvingshoek is van de grond. Hoe groter de  $\delta/\phi$  verhouding, hoe groter de  $\lambda_{\text{wrijving}}$ -waarde. Vooral  $\delta$  blijkt een grote invloed te hebben op de  $\lambda_{\text{wrijving}}$ -waarde. De wrijvingshoek  $\delta$  is weer afhankelijk van de betonwandruwheid en van de vorm van de betonwand.

Omdat de betonnen constructie omlaag beweegt ten opzichte van het grondmassief zal de wandwrijving een deel van het caissongewicht overbrengen op het naburige korrelskelet en daar tot een verhoging van de verticale korrelspanning leiden. Hierdoor wordt ook de horizontale korrelspanning en dus de  $\lambda_{\text{wrijving}}$ -waarde hoger dan gebruikelijk is bij starre grondkerende constructies zoals damwanden.

De inwendige wrijvingshoek  $\phi$  van de grondlaag heeft relatief weinig invloed op de wrijving zoals uit de tabel in figuur 43 blijkt voor rechte glijdvlakken en een zand/grindbodem. Dit betekent dat het verantwoord is een gemiddelde waarde te nemen over de gehele afzinkdiepte voor grond bestaande uit variërende  $\phi$ -waarden.

Bij zand of grind en een gladde betonwand zal de verhouding  $\delta/\phi$  meestal tussen de 0.8 en 0.9 liggen. Bij ruwe betonwanden wordt soms 1.0 aangehouden. Voorlopig wordt voor de  $\lambda_{\text{wrijving}}$  uitgegaan van een pessimistische waarde van 0.4 en een optimistische waarde van 0.25. Bij de maximaal te verwachten wrijving zal het gebouw bij gerichte maatregelen nog net moeten kunnen zakken, terwijl bij de minimaal te verwachte wrijving het afzinken vlot dient te verlopen.

Een  $\lambda_{\text{wrijving}}$  kleiner dan de pessimistische waarde is vaak gegrond omdat bij de hoeken van de caisson de wrijving waarschijnlijk geringer zal zijn en omdat op relatief grote diepte de wrijving in de praktijk niet meer lineair of zelfs helemaal niet meer toeneemt, beiden trouwens als gevolg van de ruimtelijke werking van de grond (boog- of silowerking); in de berekeningen wordt uitgegaan van een lineair toenemende wrijving over de volledige diepte.

Tevens kunnen de wrijfwaarden aanzienlijk worden gereduceerd door bentonietsmering langs de wanden aan te brengen, zelfs tot 90% (Bron: Visser & Smit Bouw). Bij de berekeningen wordt uitgegaan van een iets pessimistischere waarde, namelijk een reductie van ruim 60% ; een  $\lambda_{\text{wrijving}}$  tussen 0.10 en 0.15 wordt aangehouden. Deze smering bestaat uit een enkele centimeters dikke laag en is te vergelijken met een soort 'pasta'- of gelachtig materiaal (vaseline). Naast de reducerende horizontale gronddrukken op de caissonwanden, verlaagd deze toepassing aanzienlijk het risico van het 'blijven steken'. Een sprong in de wand, direct boven de snijrand, is hierbij aan te raden en dient primair als een soort kleefbreker. Deze spleet maakt een gelijkmatige verdeling van deze suspensie langs de omtrek mogelijk. Daarnaast zorgt deze sprong ervoor dat een actieve grondspanning wordt geïnduceerd tegen de wand.

$\delta/\phi$	caisson			starre wand
	$\phi = 25^\circ$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 35^\circ$	$\phi = 30^\circ$
1.0	0.38	0.42	0.47	0.15
0.9	0.26	0.28	0.30	0.14
0.8	0.21	0.22	0.23	0.12

Figuur 43 Tabel met  $\lambda_{\text{wrijving}}$  (Bron: Post Academische Cursus, B.Polen)

### 3) Weerstand van de snijranden

Bij minder goed lopen van een caisson, dus bij hogere wrijfwaarden, wordt de snijrand meestal zo veel mogelijk vrijgespoeld. De vormgeving van de snijranden en de mate van vrijkomen van deze randen beïnvloeden de weerstand of oplegdruk. Vandaar dat het wegspoelen van grond bij de randen tijdens het zakken van de caisson als 'stuurmiddel' wordt gebruikt.



#### 4) Luchtdruk

De luchtdruk is nodig om in den droge personeel in de werkruimte te kunnen laten werken en wordt aangebracht, zodra men zich onder het grondwaterpeil bevindt en wordt weer weggehaald nadat de werkruimte opgevuld is.

Aangezien op de plaats van de af te zinken caisson van een freatische grondwaterspiegel wordt uitgegaan met een constante stijghoogte over de diepte, zal de druk lineair moeten worden opgevoerd naarmate de caisson in de diepte wegzakt, dus 0.1 atmosfeer per 1.0 meter zakking in het grondwater.

De aanwezigheid van deze luchtdrukvoorziening zorgt tevens voor een handig hulpmiddel, namelijk door het plotseling verminderen van de luchtdruk c.q. afblazen, kan het zakken van de caisson worden bevorderd. Dit **plotseling** afblazen zorgt er voor dat de waterdruk niet de kans krijgt om de luchtdruk te volgen. Door de weerstand in het korrelskelet zal in deze toestroming sowieso al een bepaalde vertraging zitten. Toch zal deze vertraging bij grof grind minder zijn dan bij fijn zand wegens de relatief grote doorlatendheid van de grindlagen.

Bij het afzinken wordt graag van de mogelijkheid van afblazen gebruik gemaakt omdat:

- 'gratis' een extra hulpmiddel in de vorm van een grote 'zuiger' wordt verkregen om de caisson omlaag te brengen; door plotseling af te blazen, kan er binnen een korte tijd een groot extra neerwaartse belasting worden ontwikkeld, die van pas kan komen bij het doorkruisen (passeren) van lokaal sterk weerstandbiedende grondlagen; de laatste zakkingen worden zo bewerkstelligd.
- in de korte periode van afblazen een uitstekend inzicht wordt verkregen in het zakkingsgedrag; hierop kan weer worden ingespeeld bij hervatting van de spoelwerkzaamheden
- de caisson bij werkhervatting na het afblazen nauwelijks in beweging zal komen omdat met het afblazen al zoveel extra zakking werd bereikt; ongecontroleerd zakken is hierdoor te vermijden;
- door het afblazen het snijmes altijd goed 'ingepakt' kan blijven met grond waardoor eventueel horizontaal grondtransport van buiten naar de werkkamer onder de caisson wordt voorkomen en de daarmee gepaard gaande zettingen worden vermeden
- op grotere diepte het vrijleggen van de randen weinig invloed heeft op de zakking door de op dat moment aanwezige grote opwaartse krachten; hiervoor is afblazen een uitkomst

Een nadeel van het afblazen is dat als gevolg hiervan de funderingsgrond 'verslechterd' zou kunnen worden, vooral bij aanwezigheid van kleilensjes in de ondergrond.

Tenslotte wordt opgemerkt, dat het afblazen in grindlagen kan leiden tot beschadiging van de snijranden; maatregelen zullen moeten worden genomen om de rand hiertegen te beschermen, bijvoorbeeld in de vorm van een stalen plaatomhulling of door veel wapening toe te passen.

### 7.2.3 Bezwijkbelasting ondergrond

De caisson zakt zolang de oplegdrukken van de snijranden groter zijn dan de bezwijkspanning van de ondergrond ter plaatse van die randen.

Ter bepaling van de verdeling van de grondspanningen onder de snijranden is het noodzakelijk te weten wat de waarde is van het maximaal draagvermogen, of te wel de bezwijkbelasting, van de grond ter plaatse. Het draagvermogen blijkt zowel van de plaatselijke grondeigenschappen als van de diepte af te hangen. Neemt de overdruk toe, dan nemen de oplegdrukken af en zal ook het evenwichtsdragvermogen van de grond in de werkkamer toenemen. Wanneer de overdruk tijdelijk wordt vermindert, zoals gebeurt bij het afblazen, dan neemt de belasting of oplegdruk op de snijranden toe en het draagvermogen van de grond wordt overschreden.

Voordat onder luchtdruk wordt gewerkt, is het draagvermogen van de grond slechts afhankelijk van de grondeigenschappen.

Wanneer de bezwijkbelasting onder de snijranden kan worden bereikt, hangt niet alleen af van de belastingen, maar ook van de vormgeving van de snijranden en van de mate waarin de grond bij deze randen wordt weggezogen. In ieder geval zal de bezwijkbelasting altijd bereikt worden met als uiterste bij een situatie van volledig vrijgelegde snijrand.

#### Bepaling draagvermogen met behulp van de formules van Buisman en Terzaghi

Voor een oneindig lange strook kan het evenwichtsdragvermogen van de grond worden vastgesteld. Deze wordt bepaald door de zogenaamde bovenbelasting, naast de belaste strook (bijvoorbeeld als het gevolg van het gewicht van een laag slappe grond). De maximale tegendruk op de snijrand volgt uit de maximale grondspanning.

#### Formule

$$p_{r,\max} = s_c \cdot c \cdot N_c + s_q \cdot q \cdot N_q + s_\gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

waarbij

$p_{r,\max}$  = evenwichtsdragvermogen [kN/m<sup>2</sup>]

$s_c, s_q$  en  $s_\gamma$  = vormfactoren

$N_c, N_q$  en  $N_\gamma$  = coëfficiënten bij ongedraineerde  $\phi$ -waarden

$c$  = cohesie van de grond bij ongedraineerd gedrag

$q$  = bovenbelasting

$\gamma$  = volumegewicht van de grond

$B$  = totale breedte van de belaste strook

Des te minder de rand is vrijgespoeld, hoe groter de breedte van de ondersteuning van de rand en dus des te groter de weerstand.

Vooralsnog wordt bij de krachtenbalansberekeningen tijdens het afzinken als rekenwaarde 100 kN/m' aangenomen voor de gemiddelde weerstand van de snijranden; deze weerstand is denkbaar na het voldoende vrijspuiten van de snijrand (Bron: *Postacademische Cursus, B. Polen*)

### 7.3 Beschrijving van het nieuw bovenhoofd

Aan de hand van het ontwerp van het bestaand bovenhoofd en de huidige situatie in de naaste omgeving wordt een beschrijving gegeven van het nieuw in te passen bovenhoofd.

#### 7.3.1 Bestaand bovenhoofd

Aangezien vooralsnog van de bestaande dimensies wordt uitgegaan, geven de tekeningen van het huidig ontwerp (figuur 44) ook de afmetingen en de vormgeving van het nieuw bovenhoofd weer.

Het totale betonvolume, exclusief de snijranden, is 6385 m<sup>3</sup>. Ter verduidelijking worden de belangrijkste afmetingen en onderdelen hieronder nogmaals op een rij gezet.

Afmetingen:

lengte	25.00 meter
max.breedte (t.p.v. de omloopriolen)	29.50 meter
min.breedte	22.00 meter
totale hoogte (b.k. wand tot o.k. vloer)	20.85 meter
max.wandhoogte	18.65 meter
min.wandhoogte (t.p.v. kolkaansluiting)	17.35 meter
deurkaslengte	10.00 meter
deurkasbreedte	1.10 meter
breedte omloopriolen	2.50 meter
hoogte omloopriolen	3.35 meter

Onderdelen:

- woelkelder(1) met verticale kolommen(2) en wanden(3) als straalbrekers en horizontaal hellende stroomgeleiders(4)
- omloopriolen met hydraulische wielschuiven incl. noodschuiven(5)
- springen voor de schuiven(6)
- kelders voor de bewegingswerken(7)
- kelders met ladders voor het bereiken van de riolen ten behoeve van inspectie en onderhoud(8)
- kelder bedieningsgebouw(9)
- drempelvloer met een onderaanslag voor zowel de puntdeuren als de naaldkeringen(10)

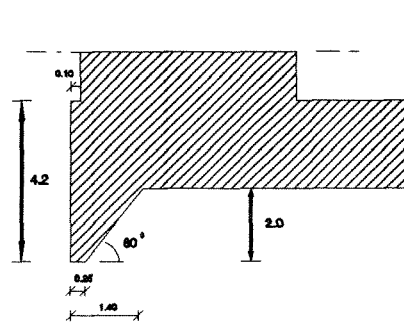
**Opmerking:** het cijfer in de opsomming van de onderdelen verwijst naar een nummer in de tekeningen!

**N.B.** Deze onderdelen en de hoeveelheden gelden bij een geheel afgebouwd bovenhoofd volgens het oude ontwerp. Aangezien het pneumatisch afzinken van een constructie enige aanpassingen ten gevolge van maatverschillen tot gevolg kan hebben, is het aan te raden om de onderdelen die plaatsgevoelig zijn, zoals de deuraanslagen, na het afzinken aan te brengen.



### 7.3.2 Permanente caissonconstructie

Voorlopig wordt van een 'licht' uitgevoerde snijrand uitgegaan d.w.z. een relatief steile randhoek en een relatief smalle puntbreedte (zie figuur 45); de messen maken een hoek van  $60^\circ$  met de horizontaal aan de werkkamerzijde en de puntbreedte is 0.25 meter; een sprongbreedte tussen wand en snijrand van 0.10 meter wordt aan iedere zijde toegepast, op 4.2 meter boven de punt, waardoor het niveau gelijk is met de bovenkant van de vloer; een lager niveau is ook denkbaar; tevens is voor de hoogte van de snijranden 2.0 meter gekozen, aangezien personeel gebruik maakt van deze 'vanzelf' ontstane werkruimte; hierdoor komt de totale hoogte van de caisson (inclusief de snijranden) op 22.85 meter, het totale betonvolume van de caisson op  $6545 \text{ m}^3$  (bij volledige uitbouw hoofd) en het funderingsoppervlak op  $703 \text{ m}^2$ .



Figuur 45 'Licht' uitgevoerde snijrand

### 7.3.3 Inpassing op locatie

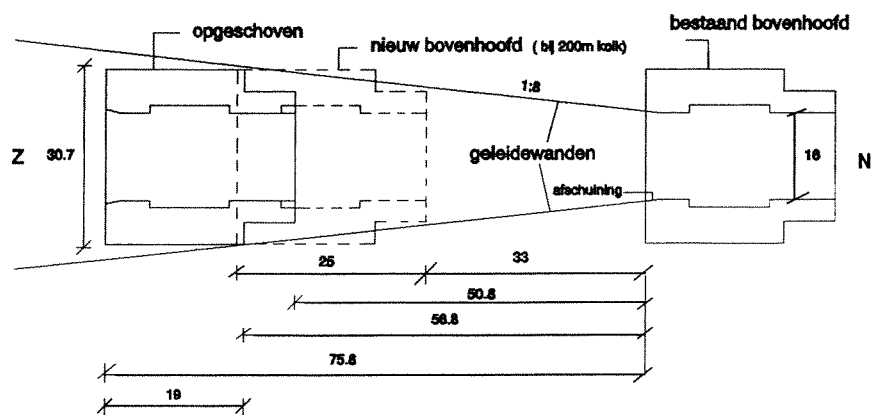
Gelet op de situatie ter plaatse van de geplande afzinklocatie en uitgaande van de bestaande dimensies blijkt dat het huidige horizontaal ruimtebeslag (ruimte tussen de geleidewanden) op de oorspronkelijk geplande locatie (voor een toekomstige kolk lengte van 200 meter) niet toereikend is voor het afzinken van een caisson met een maximale breedte van een kleine 30 meter. Aangezien het in de "natte" verwijderen of opschuiven van de geleidewanden, waarbij kwelwater uit het bovenpand zou kunnen ontsnappen, tot gecompliceerde maatregelen leidt, wordt een simpelere manier onderzocht om de caisson in te passen.

Gedacht wordt aan de volgende maatregelen, die meer met het ontwerp dan met de uitvoering van het bovenhoofd te maken hebben:

- \* het aanpassen van de ligging van het bovenhoofd aan het bestaand ruimtebeslag door het gehele bovenhoofd ten opzichte van de oorspronkelijk geplande ligging 'op te schuiven' in zuid-richting
- \* het aanpassen van de dimensies van het bovenhoofd aan het bestaand ruimtebeslag ter plaatse van de oorspronkelijk geplande locatie door
  - a) het verkleinen van de totale breedte van de wanden ter plaatse van de omloopriolen
  - b) het verkleinen van de totale lengte van de wanden ter plaatse van de omloopriolen
- \* combinaties van de bovenvermelde maatregelen

Deze maatregelen zijn onderzocht en in de bijlage 6 uitgewerkt.

Gekozen wordt om vooralsnog de afmetingen gelijk aan het bestaand bovenhoofd te houden en het nieuw schutkolkgedeelte met ruim 17 meter extra te verlengen, zodat het nieuw bovenhoofd tussen de bestaande geleidewanden in past (zie figuur 46). Dit resulteert in een totale nuttige schutkolk lengte van ongeveer 217 meter, wat acceptabel wordt geacht.



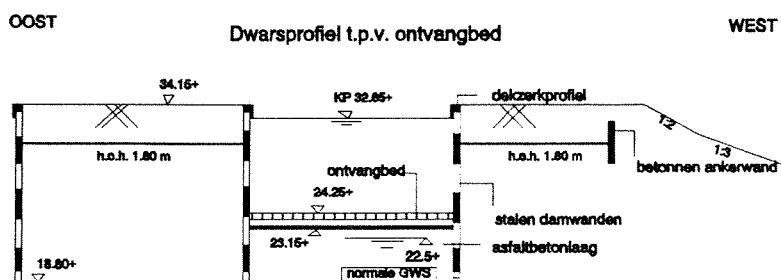
Figuur 46 Weergave 'opgeschoven' bovenhoofd

## 7.4 Bouwmogelijkheden van de pneumatische caisson

### 7.4.1 Inleiding

Er zijn verschillende mogelijkheden om het bovenhoofd te bouwen. De wijze en plaats van bouwen van de caisson bepalen in grote mate ook de wijze van afzinken. De mogelijkheden zijn ingedeeld in twee hoofdcategorieën, namelijk afzinken van de caisson na dit ter plaatse van de afzinklocatie te hebben gebouwd of na de caisson elders te hebben gebouwd, naar de afzinklocatie te verslepen en dan af te zinken.

Op de plaats van de af te zinken caisson doet zich de bijzondere situatie voor dat de grondwaterspiegel zich beneden de kanaalbodem bevindt, onder andere gescheiden door een waterdichte asfaltbetonlaag (zie figuur 47); dus het kanaalpeil is onafhankelijk van het grondwaterpeil en vice versa.



Figuur 47 Ligging grondwaterspiegel in de huidige situatie

## **7.4.2 Afzinken na ter plaatse bouwen**

### **7.4.2.1 Bouwen op een zandterp of werkeiland**

#### **Principe**

Bij het bouwen op een zandterp of werkeiland wordt vanaf de bodem van het kanaal grond c.q. zand aangebracht tot een niveau net boven het kanaalpeil, zodat de caisson in den droge gebouwd kan worden. De terp is voor de uitvoering van de bouwwerkzaamheden te bereiken vanaf de westkanaaloever en aan de andere kant vanaf de bestaande kistdam. Na het gereed komen van het betonwerk wordt de caisson vanaf de kruin van de terp, dat tijdelijk dienst doet als werkterrein, pneumatisch afgezonken tussen de beide bestaande geleidewanden van de sluis in. Hierbij wordt de terp zijdelings begrensd door deze wanden. In de langsrichting zijn twee typen begrenzingen mogelijk.

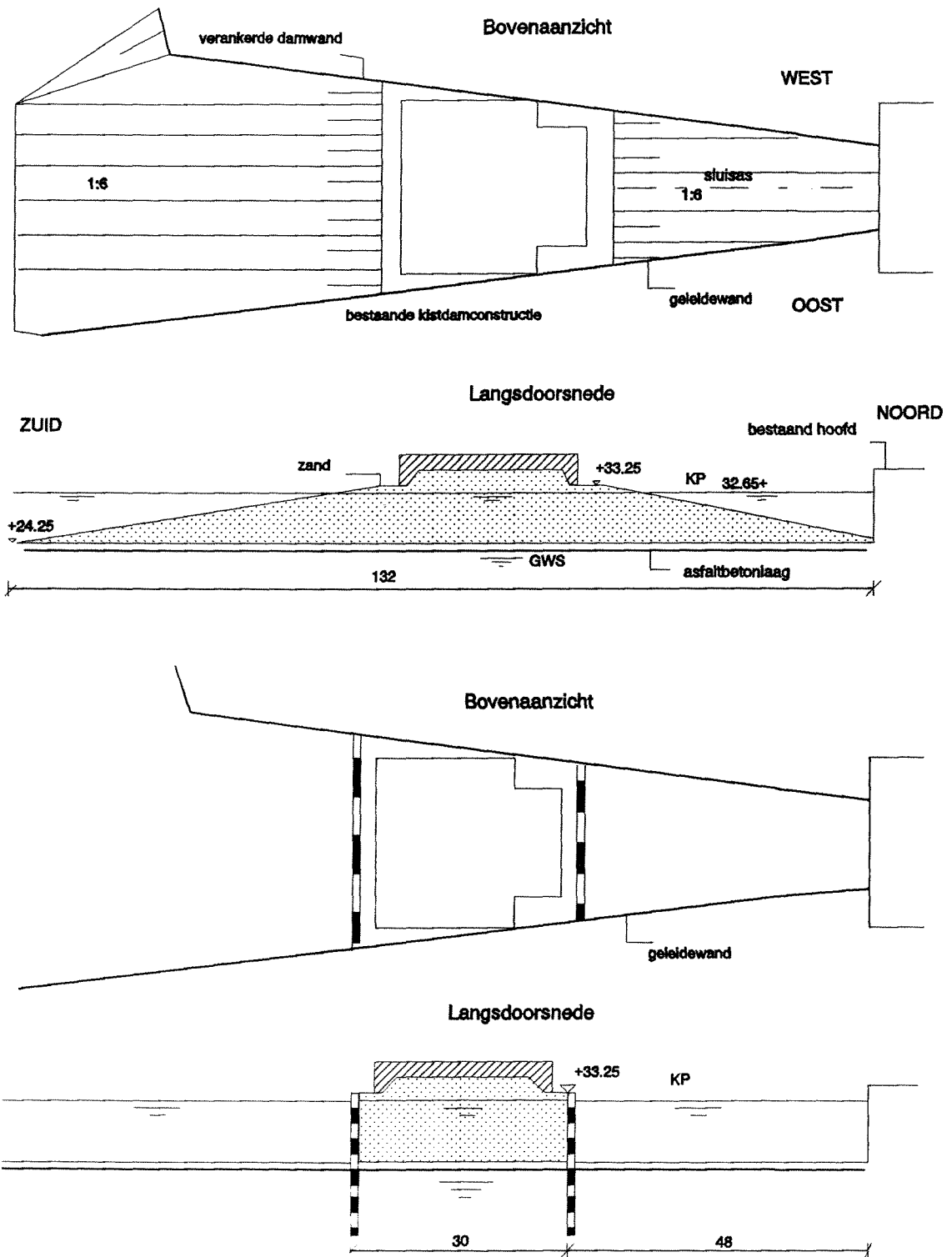
#### **1. Zandterp met taluds (zie figuur 48)**

De zandterp met taluds wordt opgespoten tot een niveau zodat de snijranden zich boven het kanaalpeil bevinden. Bij dit niveau zal wel rekening moeten worden gehouden met enige zetting van de terp als gevolg van de belasting van het eigen gewicht van de caisson. Omdat met het opspuiten van zand onder water relatief flauwe hellingen worden bereikt, zal deze terp in langsrichting veel ruimte in beslag nemen.

#### **2. Zandterp met damwanden als verticale begrenzing (zie figuur 49)**

Voordat de terp 'nat' wordt aangebracht worden damwanden door de waterdichte bekleding de grond in geheid. Maatregelen zullen getroffen moeten worden om lekkage van het kanaalwater via de beschadigde bekleding te beperken.

Bij een zandterp met stalen damwanden als verticale begrenzing kunnen de damwanden niet vrijstaand geplaatst worden door de grote kerende hoogte van ruim 8.5 meter. Doorkoppeling van de damwanden aan weerszijden door middel van ankers, waardoor een soort kistdamconstructie ontstaat, is ook al niet mogelijk omdat de aanwezigheid van staalkabels het afzinken onmogelijk zouden maken.

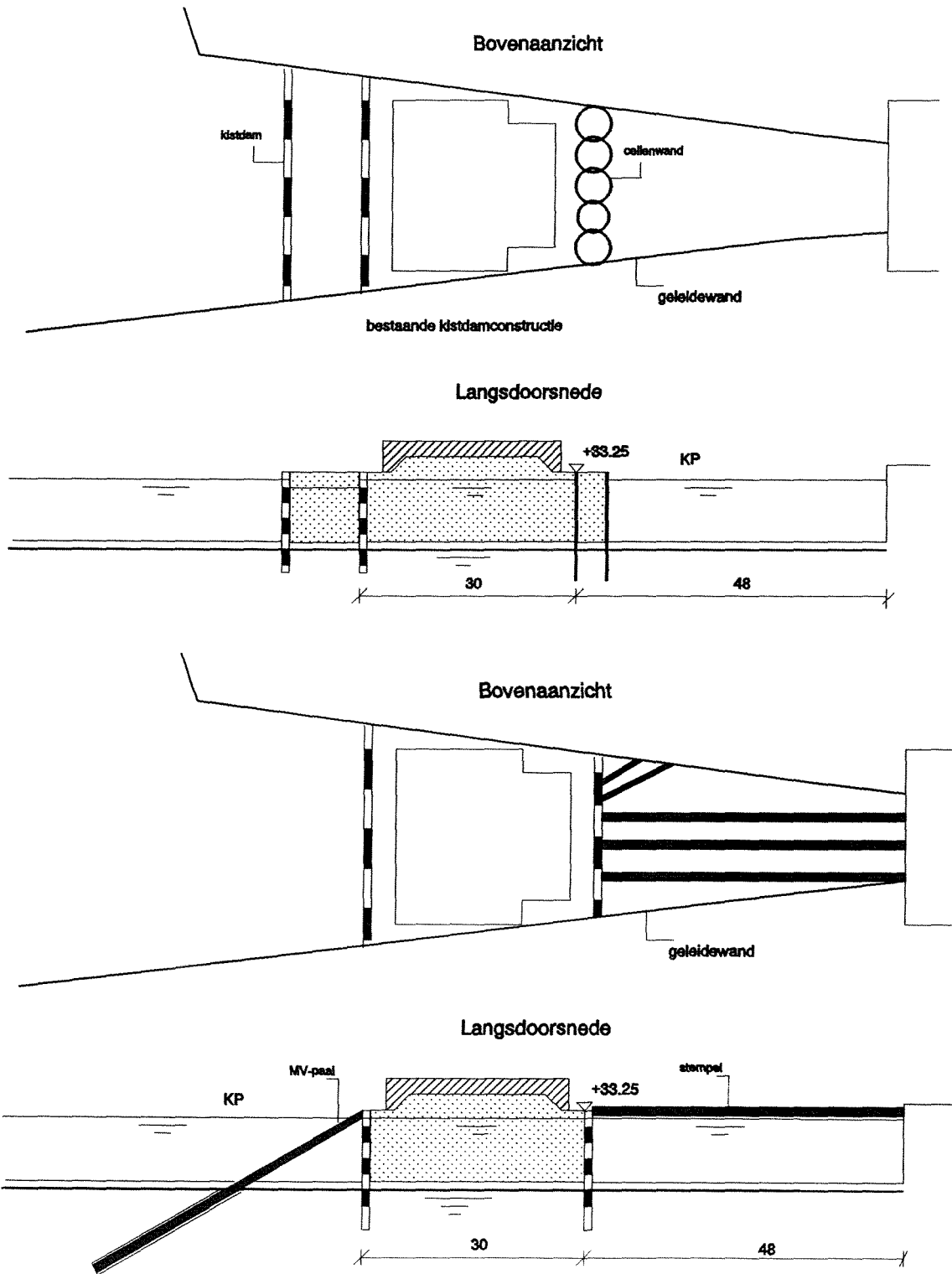


Figuur 48 en 49 Zandterp met taluds resp. damwanden

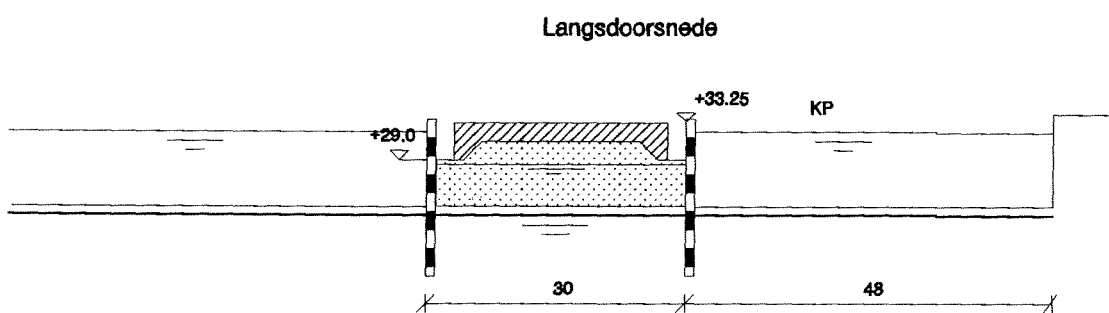
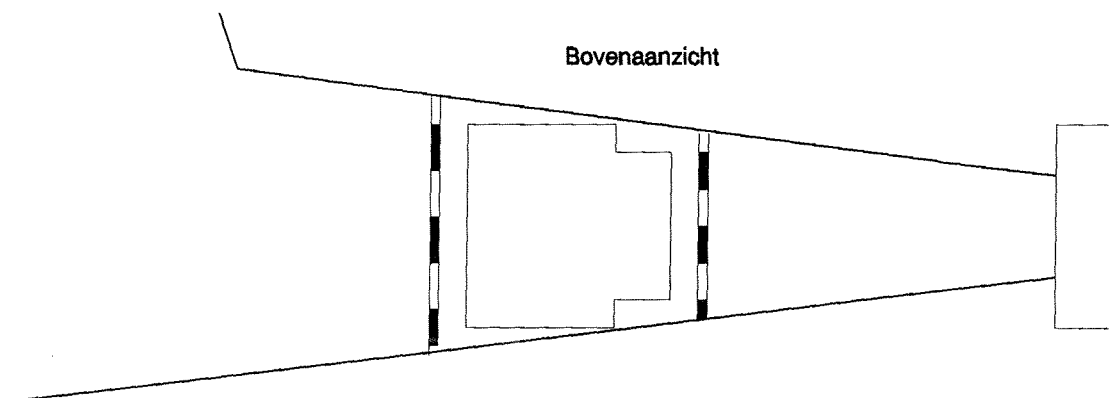
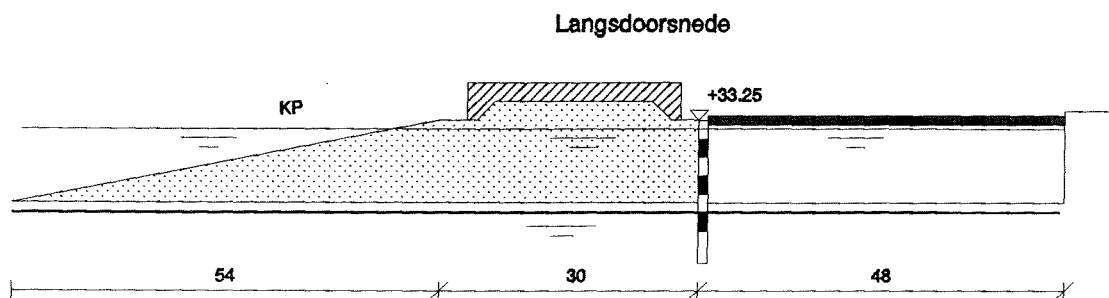
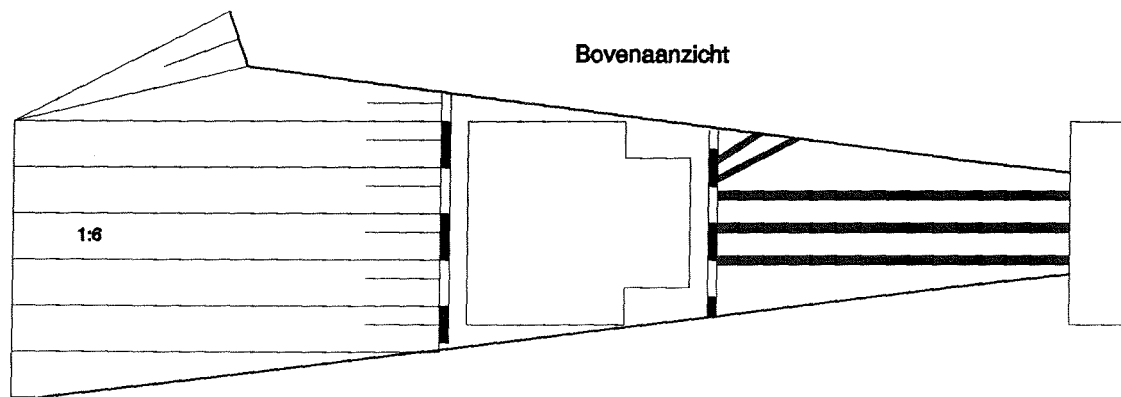


Een aantal andere oplossingen zijn denkbaar om de stabiliteit van de damwand te verzekeren, zoals:

- 1) Het plaatsen van een kistdamconstructie of cellenwand aan de buitenzijde (zie figuur 50)
- 2) Naast het hoekstempelen op de geleidewand aan de westoever, wordt aan de noordzijde (bestaande sluis-zijde) afgestempeld op de stalen puntdeuren van de bestaande sluis (zie figuur 51). Uiteraard zal in dat geval de waterstand in de kolk gelijk moeten zijn aan het kanaalpeil, zodat geen extra horizontale belasting ten gevolge van een verval over de deuren behoeft te worden opgenomen. Aangezien de bestaande puntdeuren gebruikt worden als afsluitmiddel ten plaatse van het nieuw bovenhoofd, kunnen de deuren met bewegingswerken pas uitgenomen worden als de stempelconstructie niet meer nodig is. Hier zal in de bouwfasering rekening mee moeten worden gehouden.  
Aan de andere zijde (zuidzijde) wordt geschoord afgestempeld op de bodem van het kanaal door middel van MV-palen, die enkele meters diep de grond in worden geslagen (zie figuur 51). Omdat de MV-palen dwars door de waterdichte bekleding worden geheid, zullen maatregelen getroffen moeten worden om lekkage van het kanaalwater via de beschadigde bekleding te beperken.
- 3) Aan één zijde een talud gebruiken in plaats van een verticale begrenzing, wanneer het niet mogelijk is aan de zuidzijde een goede stempeling te verwezenlijken (zie figuur 52).
- 4) Het verlagen van het terpniveau, waardoor de horizontale belastingen op de damwanden zodanig worden gereduceerd, dat ze vrijstaand kunnen worden geplaatst (zie figuur 53); omdat de bovenkant van de zandterp boven het waterpeil moet liggen zal ter plaatse van de terp het kanaalpeil verlaagd worden. Omdat de damwanden en de bestaande waterdichte bekleding een afsluitbare 'kuip' vormen, is verlaging van het kanaalpeil simpel te verwezenlijken.  
Bij het verwijderen van de waterdichte bekleding, zal het geïsoleerde kanaalwater in principe naar de ondergrond wegstromen, waardoor geen sprake meer is van een waterpeil in de terp. Omdat het in aanraking komen van kanaalwater met het grondwater zoveel mogelijk beperkt moet worden, wordt deze manier niet acceptabel geacht. Daarom moet de verlaging door pompen worden volbracht. Hier doet zich zeer waarschijnlijk de bijzondere situatie voor dat het geïsoleerde kanaalwater tijdens het zakken van de caisson met het zand-watermengsel verpompt wordt, waardoor het peil gelijkmatig met de caisson zakt. Dit betekent dat er geen luchtdruk aan te pas komt, totdat het grondwaterpeil wordt bereikt. Anders is de situatie bij talud(s) als begrenzing; door de afwezigheid van damwanden is het water niet geïsoleerd, waardoor wel onder luchtdruk dient te worden gewerkt.
- 5) Een combinatie van de bovenvermelde maatregelen; Gedacht zou nog kunnen worden aan het verlagen van het terpniveau in combinatie met een aanaarding met taluds, als dat noodzakelijk blijkt voor het evenwicht.

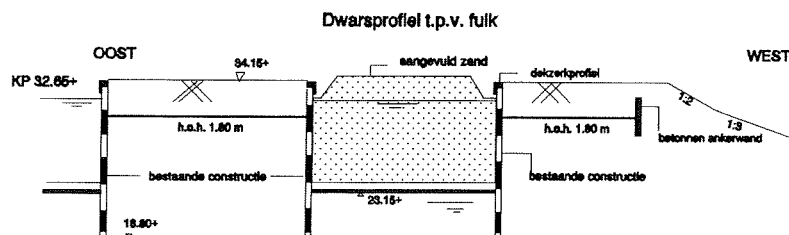


Figuur 50 en 51 Oplossing 1 en 2 om de stabiliteit van de damwand te verzekeren



Figuur 52 en 53 Oplossing 3 en 4

Een **probleem** bij het gebruik van een zandterp tussen de bestaande geleidewanden in, is de stabiliteit van de bestaande kistdamconstructie aan de oostzijde, die de scheiding vormt tussen de bovenvoorhaven van de west- en de middensluis (zie figuur 54). Aan weerskanten van de kistdam treedt nu namelijk als gevolg van het plaatsen van grond aan één zijde en als gevolg van het gewicht van de te bouwen caisson, dat als een bovenbelasting naast de kistdam werkt, een ongelijke horizontale belasting op. Vooral het laatste zou weleens kritiek kunnen zijn!



Figuur 54 Situatie zandterp

**N.B.** kistdam en verankerde damwand in de dwarsdoorsneden zijn bestaande constructies, tenzij anders vermeld!

Verskillende oplossingen zijn denkbaar om voor een meer evenwichtige situatie te zorgen, zoals:

\* het 'versterken' van de bestaande kistdamconstructie door

1) het verhogen van de korrelspanningen door het bemalen van de met water verzadigde zandgrond tussen de damwanden van de kistdam in. Immers, doordat de waterdruk tussen de korrels wegvalt, zullen de korrelspanningen en als gevolg daarvan de wrijving tussen de korrels toenemen, omdat de totale spanningssituatie in de grondlaag niet gelijkmatig afneemt; het grondmassief in de kistdam zal samendrukken. Toch is het niet zeker of deze maatregel tot de gewenste resultaten leidt. Tevens is wegens het ontbreken van een horizontale afsluitende laag bemaling relatief duur.

2) het injecteren van extra ankers, zowel in het horizontaal vlak als over de hoogte van de kistdam. Deze oplossing is moeilijk uit te voeren en is tevens een relatief dure maatregel, omdat de ankers niet kunnen worden teruggewonnen.

\* het verzorgen van een meer evenwichtige belastingsituatie aan weerszijden van de kistdam door

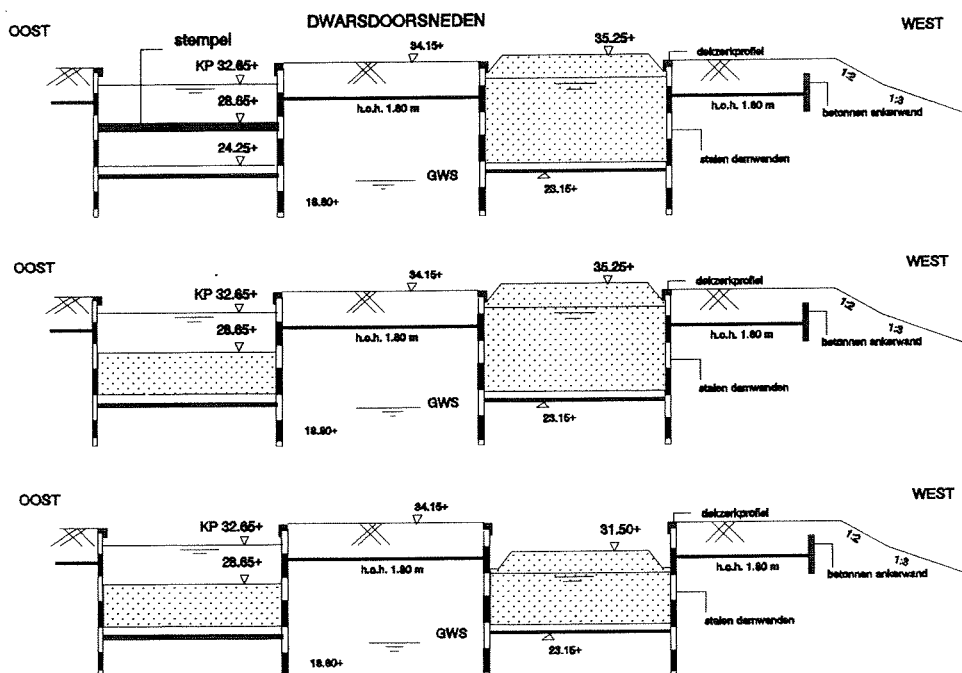
1) het verzorgen van een tegendruk door de geleidewand van de middensluis te stempelen. Omdat de waterdiepte in de bovenvoorhaven 8.4 meter is en de minimaal benodigde waterdiepte 4.0 meter is, is over de diepte enige meters ruimte aanwezig.

Aangezien het kanaalpeil NAP+32.65m is, kunnen de stempels hoogstens tot NAP+28.65m geplaatst worden. De stempels kunnen op de andere geleidewand of andere bestaande kistdam van de middensluis afgestempeld worden (zie figuur 55). Omdat de stempels relatief laag geplaatst worden, wordt verwacht dat deze maatregel alléén onvoldoende is. Tevens is het zo dat plaatsing van stempels onder de in- en uitvarende schepen niet zonder risico's is en bovendien moeilijk uit te voeren is.

2) het verzorgen van een tegendruk door de geleidewand van de middensluis aan te aarden met een ruim 4 meter dikke zandlaag tot een niveau van 4.0 meter onder het kanaalpeil, zodat de scheepvaart toch ongehinderd de middensluis kan blijven bereiken tijdens de bouwwerkzaamheden (zie figuur 55). Deze oplossing is simpel en brengt minder risico's met zich mee dan een stempeling; daarentegen kan de stempeling meer opnemen en zal de zandlaag alléén dus ook niet voldoende zijn.

3) door het terpniveau te verlagen. Het gebruik van damwanden in plaats van taluds maakt het mogelijk om het 'grondwaterniveau' binnen de aldus ontstane 'kuip' (asfaltbetonlaag met damwanden) te verlagen. Hierdoor wordt een minder grote horizontale belasting op de geleidewand uitgeoefend (zie figuur 55). Deze maatregel kan in combinatie met een zandaanvulling aan de andere zijde van de bestaande kistdam een goede oplossing zijn om de stabiliteit van de kistdam te verzekeren. Tevens is het zo dat deze verlaging van het waterniveau ook ten goede komt aan de stabiliteit van de vrijstaande damwanden in de dwarsrichting; daarom heeft deze maatregel de voorkeur.

**Opmerking:** Voor de bestaande verankerde damwandconstructie aan de westoever worden geen problemen verwacht met de stabiliteit omdat de zandterp in dit geval net voor extra steun zorgt. Deze constructie is trouwens gedimensioneerd op een situatie die zich tijdens de bouwfase voordeed, namelijk een 'leeg' kanaalpand.



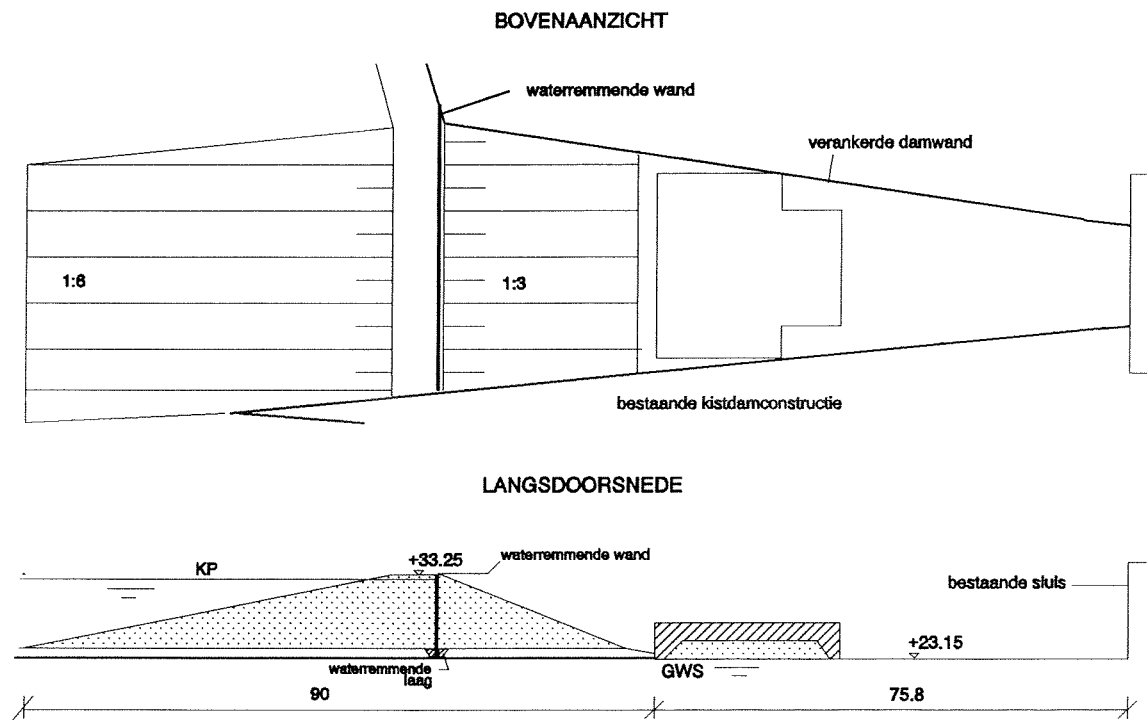
*Figuur 55 Verzorgen van een meer evenwichtige belastingsituatie aan weerszijden van de kistdam*

### 7.4.2.2 Bouwen in een 'ondiepe bouwkuip': kanaalbodemkuip

#### Inleiding

Aangezien zich ter plaatse van de bovenvoorhaven reeds een waterdichte bekleding bevindt, die het grondwater scheidt van het kanaalwater, doet zich de mogelijkheid aan hiermee een gesloten waterdichte bouwput te verwezenlijken, waarin het werk volledig drooggezet kan worden. Vooral omdat de grondwaterstand zich beneden de kanaalbodem bevindt, maakt deze oplossing zeer aantrekkelijk.

Om in een 'ondiepe bouwkuip' te kunnen bouwen wordt het fuikgedeelte c.q. de invaart van de westsluis afgedamd van de rest van de bovenvoorhaven door een gronddam met een waterdichte/-remmende wand ter plaatse van de kruin van de dam (zie figuur 15). Vervolgens wordt het fuikgedeelte drooggezet door bijvoorbeeld het water door de westsluis te spuien of lozen. Hierdoor ontstaat een bouwkuip met als tijdelijke keringen in de langsrichting (evenwijdig aan de sluisas) de bestaande verankerde damwandconstructie en aan de andere zijde de bestaande kistdamconstructie. In de dwarsrichting (loodrecht op de sluisas) fungeert een gemaakte gronddam en aan de andere zijde de bestaande westsluis als tijdelijke kering.



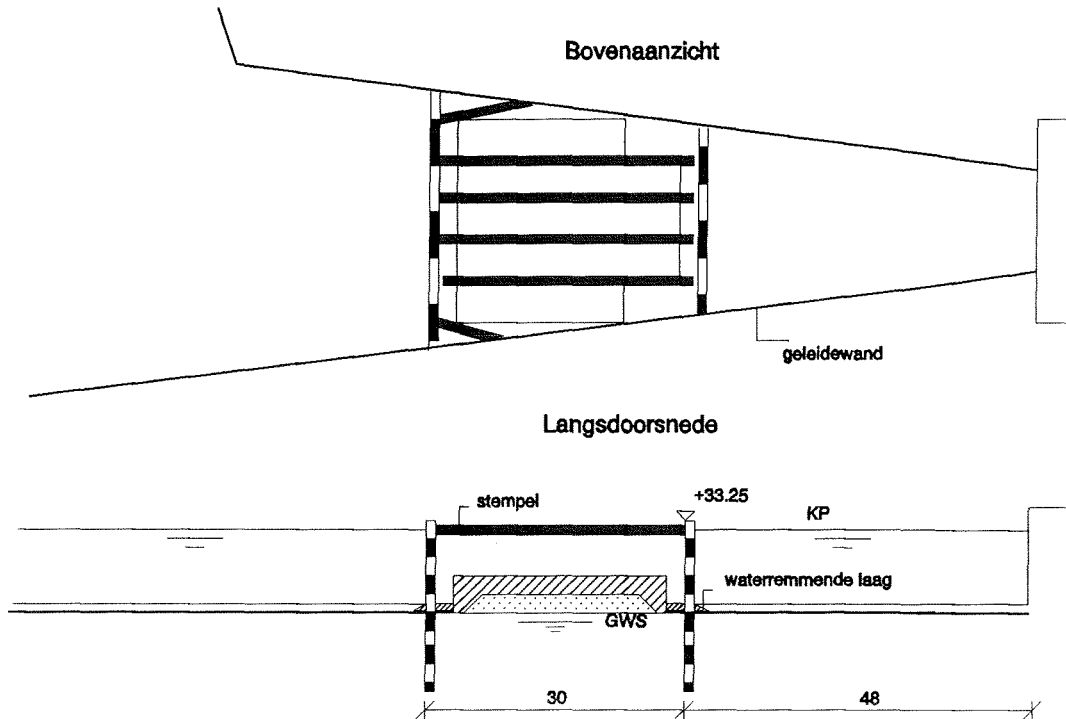
Figuur 56 Bouwen in een 'ondiepe bouwput' dat afgedamd is van het kanaal

In plaats van een gronddam zou ook een kistdam als begrenzing van de bouwkuip aan de kanaalzijde functioneren. Dit type kering neemt immers veel minder ruimte in beslag dan een gronddam met taluds.

Tot dusver zijn bouwkuipoplossingen aangedragen, die de volledige invaart tussen beide keringen in dwarsrichting droogzet; dus ook de locatie van het toekomstig schutkolgedeelte maakt bij deze gevallen deel uit van de kanaalbodemkuip.

Door slechts een bouwkuip te maken ten behoeve van de bouw van het bovenhoofd, voldoet een veel kleiner kuippoppervlak, waardoor als gevolg van de kleinere overspanningen een kanaalbodemkuip volledig omgeven door gestempelde damwanden ook aantrekkelijk is (zie figuur 57).

In dit geval hoeft niet een grote hoeveelheid zand te worden aangeslept en de droog te zetten kuip is uiteraard een stuk kleiner dan bij de andere gevallen. Wel zullen in vergelijking met de andere bouwkuipoplossing(en) nog vele extra handelingen verricht moeten worden om na plaatsing van het nieuw bovenhoofd hierop het nieuw schutkolkgedeelte te laten aansluiten.

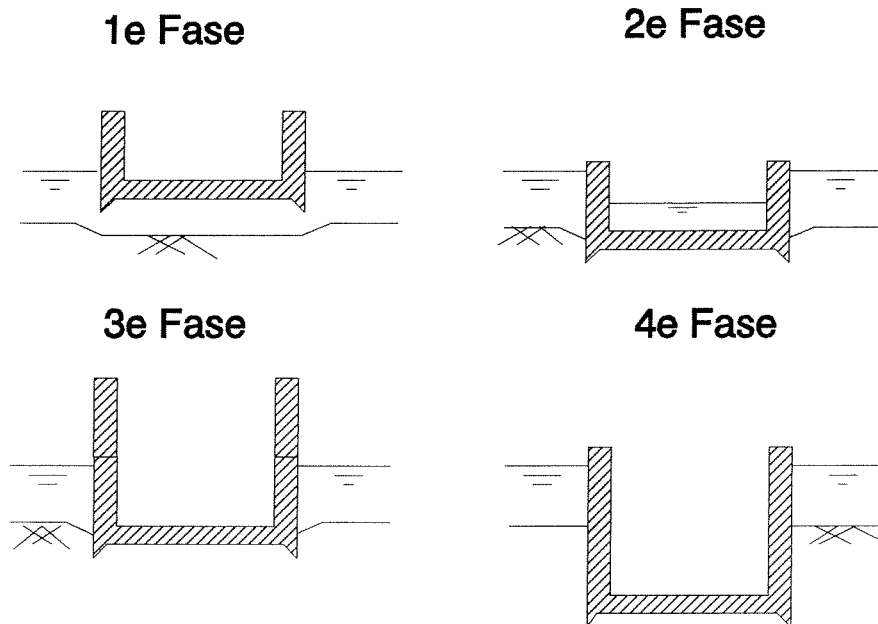


Figuur 57 Kanaalbodemkuip volledig omgeven door damwanden

### 7.4.3 Afzinken na elders bouwen: grootschalige prefabricage

#### 7.4.3.1 Inleiding

Om de caisson elders 'in den droge' te kunnen bouwen, zal het in een daarvoor geschikte bestaande of gemaakte bouwdok moeten worden gebouwd, waarvandaan vervolgens het gevaarte naar de afzinklokatie zal moeten worden getransporteerd. Hier aangekomen, moet het geprefabriceerde gedeelte van de caisson vanaf het wateroppervlak gecontroleerd tot op de bodem van het kanaal worden neergelaten onder het voortdurend toevoegen van ballastwater (zie figuur 58). Dit zinkprincipe wordt wel vaker uitgevoerd bij tunnelmoten. Vervolgens zal de caisson eventueel als dit nodig blijkt te zijn, verder opgebouwd worden en zal begonnen worden met het pneumatisch afzinken tot de aanlegdiepte van het toekomstig bovenhoofd.



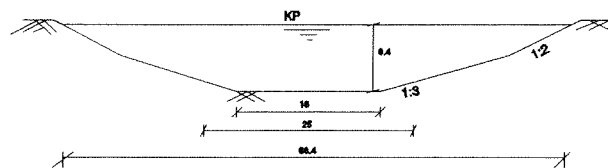
Figuur 58 Principe van grootschalige prefabricage

#### 7.4.3.2 Transport van de caisson

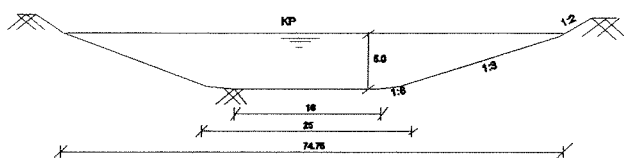
Hierbij wordt de haalbaarheid onderzocht van het transport van de caisson over water vanuit een bestaande of gemaakte bouwdok naar de afzinklocatie.

Als uitgangspunten hierbij zijn gebruikt:

- kanaalprofiel Julianakanaal (traject Roosteren - Maasbracht)
- kanaalprofiel Julianakanaal (traject Born - Roosteren)



DWARSPROFIEL KANAALPAND ROOSTEREN - MAASBRACHT



DWARSPROFIEL KANAALPAND BORN - ROOSTEREN

- |   |                                                          |              |
|---|----------------------------------------------------------|--------------|
| - | waterdiepte bovenvoorhaven (nieuw gedeelte)              | = 8.4 meter  |
| - | waterdiepte bovenvoorhaven (oud gedeelte)                | = 9.8 meter  |
| - | minimale keelclearance                                   | = 0.5 meter  |
| - | minimale breedte gevaarte                                | = 25.0 meter |
| - | minimale doorvaarthoogte bruggen langs het Julianakanaal | = 9.1 meter  |
| - | minimale afstand bovenkant caisson tot onderkant brug    | = 0.5 meter  |
| - | maximaal drempelniveau                                   | = NAP+24.75m |



hieruit volgen de eisen:

- maximale diepgang bij transport over het traject Born-Roosteren = 4.30 meter
- maximale diepgang over het traject Roosteren-Maasbracht = 7.80 meter
- maximale diepgang over het nieuw bovenvoorhavengedeelte = 7.90 meter
- maximale diepgang over het oud bovenvoorhavengedeelte = 8.70 meter
- maximale diepgang bij transport vanuit de bestaande westsluis = 7.40 meter
- maximale vrijboord van caisson boven de waterlijn = 8.60 meter

Een geheel opgetrokken caisson blijkt te zwaar te zijn om als zelfdrijvende constructie getransporteerd te kunnen worden naar de afzinklocatie. De situatie is zelfs zo dat de constructie bij het vol laten lopen van de bouwdok met water nooit zal kunnen opdrijven, aangezien het gewicht te groot is ten opzichte van de ter plaatse aanwezige (kanaal)diepte. Verschillende alternatieven zijn mogelijk om de caisson alsnog over water op de plaats van bestemming te brengen, namelijk:

- tijdens het transport over water drijvend vasthouden door 'luchtkussens' of door een catamaranhefschip
- caisson later opbouwen, waardoor minder gewicht tijdens transport
- een combinatie van minder gewicht tijdens transport en het plaatselijk vergroten van de waterdiepte door het baggeren van een geul.

#### **Vasthouden door 'luchtkussens' of door een catamaranhefschip**

Door 'kussens' gevuld met lucht wordt extra oprijfvermogen gecreëerd. Het nadeel is dat de luchtkisten voor een toename van het horizontaal ruimtebeslag zullen zorgen, wanneer ze naast de caisson geplaatst worden, waardoor weinig ruimte overblijft om op locatie te manoeuvreren ten behoeve van het afzinken. Dit probleem zou nog opgelost kunnen worden door de 'kussens' onder de caisson te plaatsen, maar verwacht wordt dat het benodigde oprijfvermogen voor een volledig opgetrokken caisson met enkel deze luchtkisten toch nooit gehaald zal worden.

Een catamaranhefschip, daarentegen, 'tilt de constructie op' en vaart naar de afzinklocatie. Aangezien het 'grootste' hefschip een hefcapaciteit heeft, dat ver onder het gewicht van de volledig opgebouwde caisson ligt, zal de constructie lichter moeten worden ontworpen of later worden afgebouwd.

#### **Later opbouwen zodat toch zelfdrijvend transport mogelijk**

Hierbij wordt onderzocht in hoeverre de caisson maximaal kan worden opgetrokken, zodat het betonwerk zelfdrijvend versleept kan worden, vervolgens op de bodem van het kanaal neergelaten kan worden en tenslotte in den droge afgebouwd kan worden.

Als aanvullende eis wordt aangenomen, dat na het afzinken de bovenkant van de caisson ongeveer één meter boven het kanaalpeil moet liggen, waardoor de minimale hoogte van het onafgebouwd bovenhoofd ongeveer 9.5 meter moet bedragen.

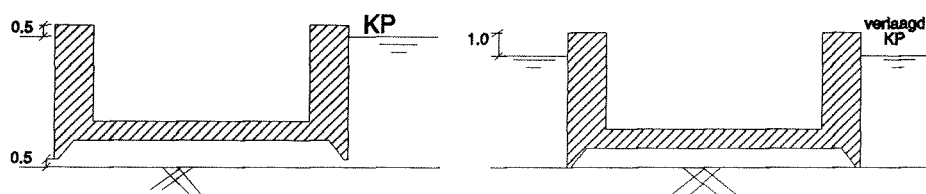
maximale toelaatbare diepgang caisson (bij het bouwen in de bovenvoorhaven)	7.9 meter
maximaal te mobiliseren opwaartse waterdruk	43292 KN
maximaal toelaatbaar gewicht zelfdrijvend caisson	43292 KN

Gecontroleerd is vervolgens of (de wanden van) de caisson bij dit resterend gewicht nog een hoogte heeft (hebben) van ongeveer 9.5 meter (opgebouwd tot vlak onder de drempelvloer).

Bij het bouwen van de caisson met een hoogte van 9.5 meter blijkt het totaalgewicht van het betonwerk nog steeds te veel te zijn, namelijk ongeveer 70000 KN. Verdere gewichtsreductie door de caisson nog lager op te bouwen, zou betekenen dat de constructie na het afzinken geheel onder water verdwijnt, waardoor afbouwen van de caisson niet meer in den droge kan plaatsvinden.

Er kunnen nog een aantal maatregelen genomen worden, zoals:

- gedeeltelijk verder afbouwen van de caisson op de afzinklocatie, terwijl de onderkant van de constructie zich nog boven de bodem van het kanaal bevindt; door het extra toegevoegd gewicht zal de caisson vanzelf zakken; zo ver wordt opgebouwd, dat de bovenkant van de wanden boven het kanaalpeil ligt na het zakken tot op de bodem van het kanaal; in principe wordt permanente ballast in de vorm van beton gebruikt in plaats van tijdelijke ballast in de vorm van water om de caisson naar de bodem te laten zakken; deze maatregel leidt tot moeilijk controleerbare bouwwerkzaamheden wegens stabiliteitsproblemen ten gevolge van excentrische belastingen tijdens het afzinken; tevens krijgt het beton niet de tijd om te verharderen, daarom is deze maatregel 'onbruikbaar'.
- bij aankomst op de afzinklocatie zou het peil in het kanaalpand tijdelijk enkele meters kunnen worden verlaagd; wanneer dit gecontroleerd gedaan wordt, zal de caisson met het dalende water meezakken tot op de bodem van het kanaal (na 0.5 meter peilverlaging) en is dus een minder hoog opgebouwd caisson voldoende om verder in den droge af te bouwen (zie figuur 59); om de duur van het verlaagd kanaalpeil zoveel mogelijk te reduceren zullen de wanden zo snel mogelijk opgebouwd worden tot boven het normaal kanaalpeil. Deze tweede maatregel is onacceptabel wegens de te lange duur van het benodigd lager kanaalpeil. Deze duur zou sterk verkort kunnen worden door het plaatsen van tijdelijke keringen langs de omtrek van de caisson, zodat meteen na het zakken van de caisson naar de bodem van het kanaal begonnen kan worden met het opbouwen van de wanden. Deze maatregel kan beter vóór het transport naar de afzinklocatie toegepast worden; dan hoeft immers het kanaalpeil helemaal niet verlaagd te worden; hier is de maatregel weinig efficiënt en bovendien overbodig.



Figuur 23 Tijdelijke verlaging kanaalpeil

- een nog lichter (en dus nog lager opgebouwd) caisson met tijdelijke waterdichte schotten/wanden; deze laatste maatregel lijkt op het eerste gezicht het meest haalbaar en geniet dus vooralsnog de voorkeur.

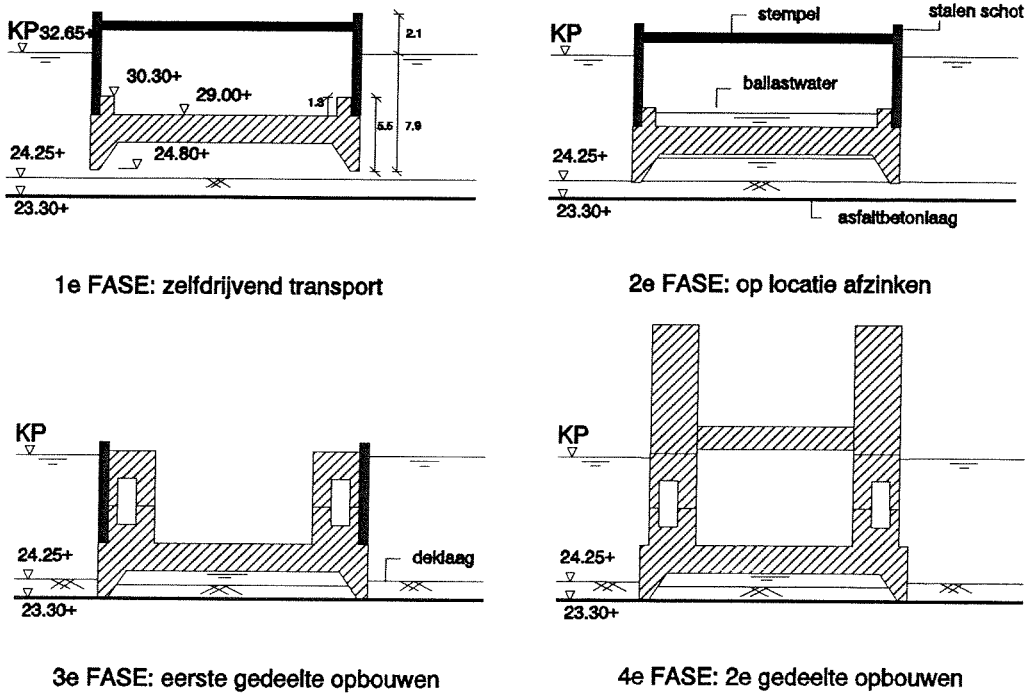
### **Zelfdrijvend caisson met tijdelijke waterdichte schotten**

De haalbaarheid van dit zelfdrijvend gevaarte wordt verder onderzocht. Hierbij wordt uitgegaan van:

- bouw van het gevaarte in de bovenvoorhaven
- een maximaal totaal gewicht van 43292 kN voor een minimale keelclearance van 0.5 meter
- ruimte benodigd voor het plaatsen van tijdelijke ballast voor het afzinken
- water dat als tijdelijke ballast wordt gebruikt
- ballastwater of een ballasttank, dat gescheiden wordt van de verder op te bouwen wanden

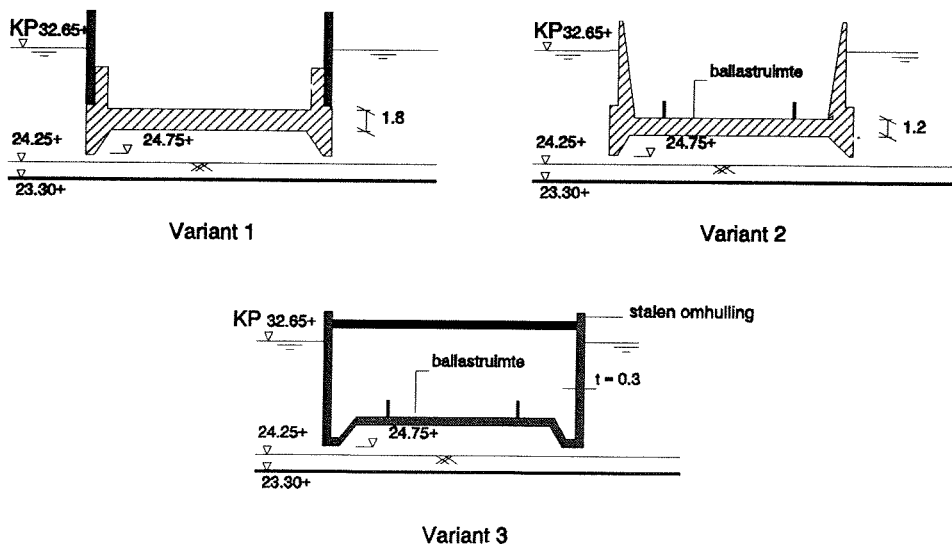
De wanden van het bovenhoofd worden tot het begin van de omloopriolen opgebouwd. Daarna worden tijdelijke waterdichte schotten in de vorm van stalen damwanden langs de gehele omtrek van de constructie geplaatst met stalen buispalen als tijdelijke horizontale stempeling van de schotten, om vervolgens het gevaarte naar de afzinklocatie te slepen (zie figuur 60). Deze schotten steken na het afzinken van de caisson op de bodem van het kanaal net boven het kanaalpeil uit. Zo kan na het afzinken op locatie de rest van het bovenhoofd in den droge worden afgebouwd.

Omdat kans bestaat dat de caisson tijdens het verder afbouwen via de deklaag van de kanaalbodem dwars door de waterdichte bekleding penetreert als gevolg van het toenemende eigen gewicht, zal een ruime marge voor het uitsteken moeten worden genomen. De stempels worden zo hoog geplaatst dat de wanden voor een groot gedeelte in een vrije werkruimte kunnen worden opgebouwd. Tevens zal in beide richtingen afgestempeld moeten worden (of anders gebruik van hoekstempels). Omdat na het opbouwen de wanden de stempeling kunnen overnemen, kunnen de stalen buispalen worden verwijderd en kunnen de rest van de wanden en de drempelvloer worden gestort. De caisson is nu gereed om vanaf de bodem van het kanaal tot aan de aanlegdiepte pneumatisch te worden afgezonken.



Figuur 60 Caisson afzinken na zelfdrijvend transport

Vermeld moet worden dat het wel of niet toepassen van tijdelijke waterdichte schotten sterk afhankelijk is van het gewicht van het betonwerk en dus van de dimensies van het bovenhoofd. Vooraf is er uitgegaan van de nieuwe dimensies, die geacht worden niet veel af te wijken van de bestaande dimensies van het bovenhoofd. In ieder geval zijn nog verschillende varianten mogelijk (zie figuur 61).



Figuur 61 Varianten voor zelfdrijvend transport

Door bijvoorbeeld de vloer van het bovenhoofd pas in een later stadium verder af te bouwen, kunnen de wanden zo hoog opgetrokken worden zodat waterdichte schotten niet meer nodig zijn (variant 2). Een variant van iets andere aard is het verslepen van een stalen bak naar de afzinklocatie, daar op de bodem van het kanaal neerlaten, vervolgens het bovenhoofd geheel opbouwen en tenslotte als pneumatisch caisson op diepte brengen (variant 3). De stalen omhulling zal dus in dit geval verwerkt worden in de definitieve constructie, ondanks de ermee gepaard gaande extra materiaalkosten.

Al met al, moet geconcludeerd worden dat het later afbouwen van de constructie een goede oplossing is voor het elders bouwen van de caisson.

### **Stabiliteit tijdens transport**

Wegens de diepe ligging van de caisson en het ontbreken van belastingen ten gevolge van golven en stromend water, worden geen problemen verwacht met de stabiliteit tijdens het transport. Zou toch later blijken dat zich problemen kunnen gaan voordoen, zou dit kunnen worden opgelost door het gebruik van hulpmiddelen (bijvoorbeeld tijdens het transport stabiliteitspontons of stalen bakken en/of op de afzinklocatie lieren vanaf het droge) of door voor een andere gewichtsverdeling te kiezen.

### **Manoeuvrerruimte op locatie**

Het ruimtebeslag, benodigd voor het manoeuvreren (van de hulpmiddelen) ten behoeve van het neerzetten van de caisson op de bodem van het kanaal, is erg krap.

Daarentegen wordt verwacht dat de plaatsnauwkeurigheden tijdens het manoeuvreren en afzinken zeer klein zullen zijn, aangezien gewerkt wordt in stilstaand water met het ontbreken van zware golfbewegingen; bovendien zullen de geleidewanden voor voldoende geleiding zorgen bij het naderen van de afzinklocatie en tijdens het neerlaten zelf.

#### **7.4.3.3 Prefabricage, waar en hoe?**

Omdat de sluisen van Born en Maasbracht, wegens een drempeldiepte van 4 meter en vooral wegens een dagwijdte van 16 meter, een obstakel vormen voor het passeren van de caisson met dergelijke horizontale afmetingen, wordt het gevaarte het liefst gebouwd op een aparte locatie tussen de beide sluisen in. Mogelijkheden hiervoor zijn wellicht:

- \* Op een platform, kade of ponton in een haven

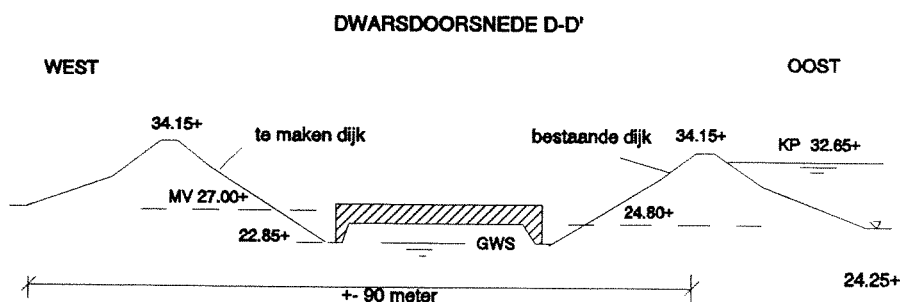
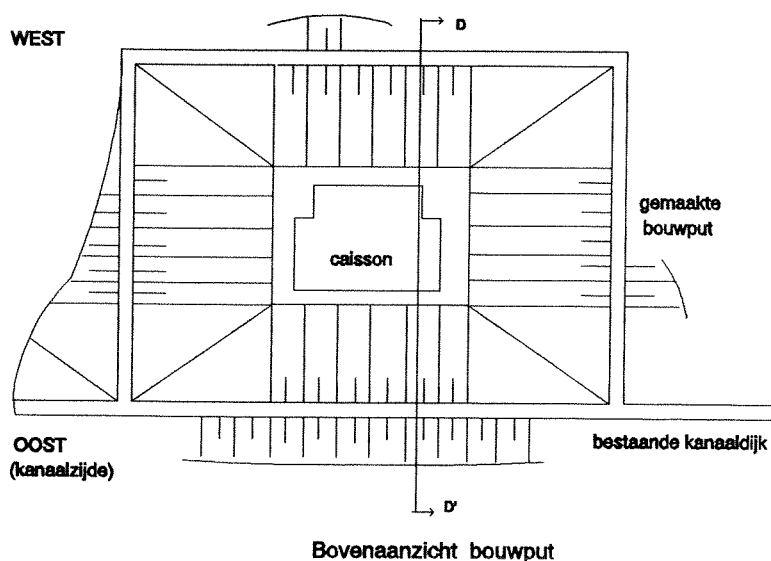
Gedacht wordt hierbij aan de Barge Terminal te Born of de overslaghaven te Echt (zie figuur 1).

Wegens afwezigheid van een bouw- of scheepsreparatiedok met voldoende horizontale afmetingen, zal het praktisch onmogelijk zijn om de caisson met dergelijke afmetingen hierin te bouwen. Bij het bouwen op een ponton doet zich weer het probleem voor dat het gevaarte met een enorm gewicht (van maximaal ruim 35000 kN) met zeer zwaar materieel van de bouwplaats naar het water moet worden overgeplaatst, om verder over het Julianakanaal naar Maasbracht te worden getransporteerd. Hierbij moet eerder gedacht worden aan drijvende bokken of een zelfvarend catamaranhefschip.

\* In een zelf te maken bouwput

Een zelf te maken bouwput wordt het liefst zo dicht mogelijk bij de bovenvoorhaven van het sluisencomplex van Maasbracht gemaakt, wegens de aanwezige ruimte voor het verslepen, wegens minder sleepafstand en wegens de betere mobilisatie mogelijkheden van materiaal/materieel tussen bouw- en afzinklocatie.

Een klassieke bouwput omgeven door taluds wordt gegraven aan de binnendijkse zijde (zie figuur 63), aangezien aanleg in het kanaal zoveel ruimte in beslag zou nemen dat de schepen die gebruik maken van de midden- en oostsluis te veel hinder zouden ondervinden; bovendien betekent dit dat de middensluis zelfs gestremd zal zijn, waardoor net zo goed 'ter plaatse' had kunnen worden gebouwd; alleen de westzijde van de bovenvoorhaven biedt ruimte voor binnendijkse aanleg; tevens zal hiervoor de bestaande weg omgeleid moeten worden.

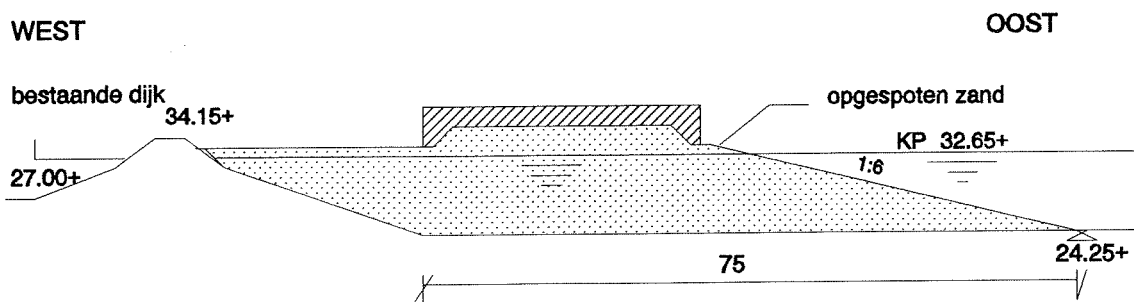


Figuur 63 Caisson elders bouwen in een bouwput

Na het bouwen van het betonwerk in de bouwdok wordt de caisson opgedreven en wordt vervolgens de dam aan de kanaalzijde (een bestaande dijk) doorgestoken waarna het gevaarte transportklaar wordt gemaakt. Doorsteken van de bestaande dijk met de waterdichte bekleding op de talud en het in aanraking komen van het kanaalwater met het grondwater in de bouwput worden niet acceptabel geacht. Het kanaalwater zou gescheiden kunnen worden gehouden van het grondwater door het plaatsen van een waterdichte- of waterremmende laag, zoals een zand-bentonietlaag of een folie of vlies op de bodem en taluds van de bouwput. Het blijkt dat de bouwput relatief veel grondverzet vergt. Tevens zal het water op een of andere manier teruggeleid moeten worden naar het kanaal, zodat de bouwput opgeruimd kan worden en de bestaande contouren van het kanaal kunnen worden hersteld. Aan de oostzijde, op de plaats van de bovenvoorhaven van de oude sluis zou eveneens tot de mogelijkheden kunnen behoren. Omdat een gedeelte van dat gebied braak ligt en tevens afgescheiden is van de rest van de bovenvoorhaven zou hier een bouwdok kunnen worden gebouwd. Wegens de beperkte ruimte zijn taluds niet mogelijk, waardoor verticale begrenzingen in de vorm van gestempelde damwanden benodigd zijn. De bestaande oude waterdichte bekleding in de vorm van een kleilaag zou gebruikt kunnen worden als horizontaal afsluitende laag, waardoor na het droogzetten een bouwkuip ontstaat. De caisson kan nu net zo goed ter plaatse worden gebouwd, aangezien zich hier een vergelijkbare situatie voordoet.

\* Op een terp in de bovenvoorhaven

Door in de bovenvoorhaven tot boven het kanaalpeil een tijdelijke terp aan te leggen, waarop de caisson gebouwd kan worden, zou een bouwput vermeden kunnen worden. Zowel de oostzijde als de westzijde is mogelijk. Omdat een terp met aan elke zijde taluds nog steeds tot te veel horizontaal ruimtebeslag leidt, kan de terp ook tegen de bestaande dijk worden aangebouwd, waardoor ruimte wordt bespaard (zie figuur 64).



Figuur 64 Bouwen op een terp in de bovenvoorhaven

Wanneer het betonwerk af is en de caisson 'drijfklaar' is, kan het gevaarte langzaam worden neergelaten door het verwijderen van grond onder de constructie, totdat de caisson drijft op het water. Het verwijderen van de grond totdat de constructie gaat drijven (over ruim de volledige waterdiepte) kan op verschillende manieren plaatsvinden, namelijk:

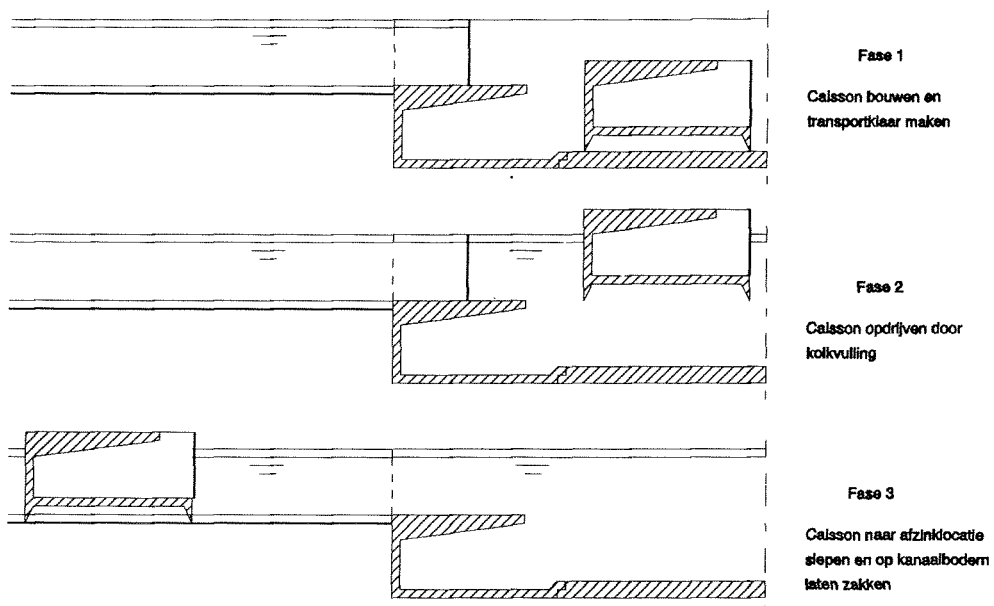
1. het gedeeltelijk 'handmatig', gedeeltelijk mechanisch verwijderen vanuit een werkkamer onder luchtdruk (pneumatisch afzinken)
2. het mechanisch verwijderen (met grijpers) vanuit de bovenkant van de vloer van de caisson via openingen in de vloer

De eerste werkwijze heeft het nadeel ten opzichte van de tweede, dat gewerkt dient te worden onder luchtdruk. Het nadeel van de tweede is daarentegen dat het moeilijk zal zijn voor de grijpers om vanuit de caisson overal bij te kunnen.

\* In de drooggelegde westsluiskolk

Aangezien de westsluis tijdens de bouwwerkzaamheden toch gestremd zal zijn voor onbepaalde tijd, zou de bestaande kolk als bouwdok voor een betonwerk kunnen fungeren. De kolkconstructie kan immers met de aanwezige middelen drooggezet worden.

Het principe werkt als volgt (zie ook figuur 65): na het bouwen van een gedeelte of van de gehele caisson in de drooggelegde sluis kolk wordt het gevaarte langzaam opgedreven door het vullen van de kolk met water; op het moment dat de waterstand in de kolk gelijk is aan het kanaalpeil, worden de sluisdeuren geopend en wordt het gevaarte naar de afzinklocatie gesleept; daar wordt de caisson door het voortdurend toevoegen van ballast op de bodem van het kanaal neergelaten.

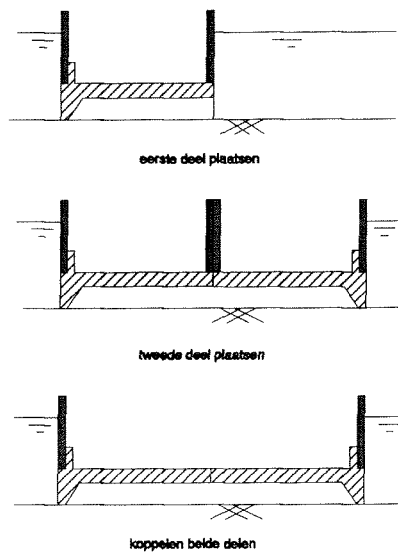


Figuur 65 Bouwen in de drooggelegde westsluiskolk



Bij dit alternatief is de maximale drempelhoogte van de bestaande sluis maatgevend voor de maximale diepgang van de caisson tijdens het transport van de bouwdok naar de afzinklocatie. De drempelvloer blijft maatgevend, aangezien de drempel zijn functie minimaal moet kunnen blijven vervullen totdat het gevaarte gepasseerd is. Tot die tijd kan dus noch de gehele of zelfs niet een gedeelte van de drempelvloer gesloopt worden.

Bovendien is de dagwijdte van de sluis (16 meter), zoals eerder vermeld, ruim onvoldoende. Dit zou opgelost kunnen worden door bijvoorbeeld de caisson in 2 delen van ongeveer 15 meter breedte afzonderlijk te bouwen en verslepen. Op locatie zullen de beide delen na plaatsing op de bodem gekoppeld moeten worden (zie figuur 66).

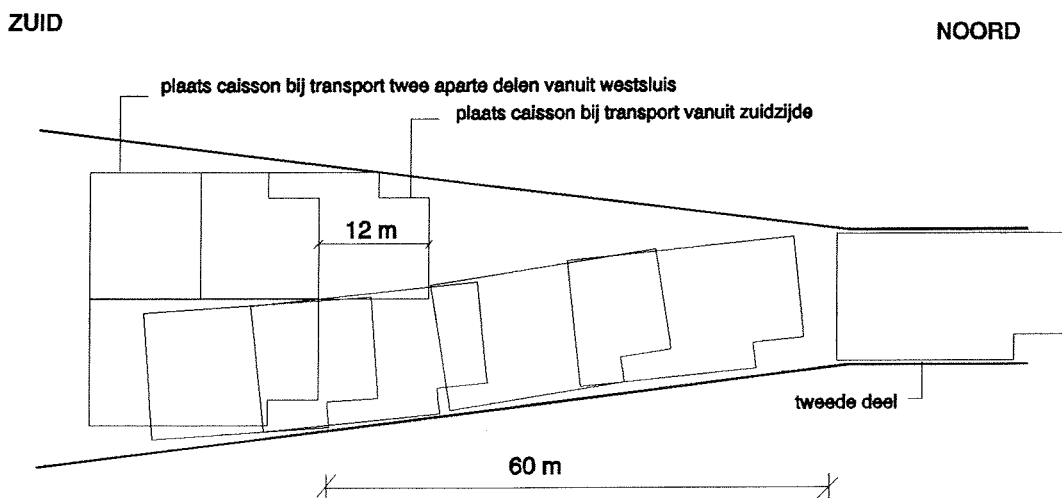


Figuur 66 Twee aparte caissondelen

Het voordeel van deze oplossing is dat toch een bestaande dok gebruikt kan worden, de delen over korte afstand versleept behoeven te worden en dat geen bouwkuip met hulpmiddelen benodigd zijn.

Bij deze oplossing worden ook een aantal negatieve zaken opgemerkt, namelijk:

- wegens de asymmetrische vorm van de delen kunnen stabiliteitsproblemen gaan optreden tijdens het transport.
- dat extra aandacht besteed zal moeten worden aan de aansluiting van de beide delen; de koppeling zal namelijk onder water moeten geschieden; tevens zullen aan de zijde waar beide delen gekoppeld worden de schotten moeten worden verwijderd; deze zouden tot de bovenkant van de vloer kunnen worden afgebrand.
- dat ter plaatse van de aansluiting van de delen een potentieel zwakke plaats in de constructie is ontstaan; vooral wanneer de aansluiting niet nauwkeurig genoeg is uitgevoerd, wat hier zeker niet uitgesloten is.
- dat om meer manoeuvreerruimte in de invaart te creëren, zodat het tweede deel naast het eerder geplaatste eerste deel kan worden gezet, de definitieve locatie van het bovenhoofd minimaal 12 meter naar het zuiden zal moeten worden opgeschoven (zie figuur 67); dit betekent dat de schutkolklengte eveneens met 12 meter zal toenemen.



*Figuur 67 Ruimtebeslag ten gevolge van het slepen*

#### 7.4.4 Het garanderen van de waterdichtheid van het kanaal tijdens het pneumatisch afzinken

##### 7.4.4.1 Inleiding

Ervan uitgaande dat niet zo maar verwacht mag worden dat als gevolg van neerwaartse belasting (eigen gewicht, ballast, plotseling afblazen) de snijranden vanzelf dwars door de relatief dunne asfaltbetonlaag penetreren, zal een andere manier bedacht moeten worden om dit 'obstakel' te passeren, waarbij tevens te allen tijde de waterdichtheid van het kanaal gegarandeerd wordt en de werkkamer zonder het gebruik van luchtdruk nagenoeg drooggehouden wordt voordat het grondwaterpeil wordt bereikt. Een vervangende tijdelijke afdichtingslaag zou hierbij als hulpmiddel kunnen dienen. Deze afdichtingslaag moet in ieder geval aan de volgende eisen voldoen:

- op zijn minst waterremmend, zo niet liefst waterdichtend
- relatief 'slap', zodat de laag makkelijk passeerbaar is door de zakkende caisson; dus bijvoorbeeld prefab gietasfaltplaten of een folie zijn onbruikbaar
- indien sprake is van een 'nat' milieu moet de afdichtingslaag 'nat' op de bodem aangebracht kunnen worden zonder dat deze zich vermengt met het kanaalwater of uitvloeit

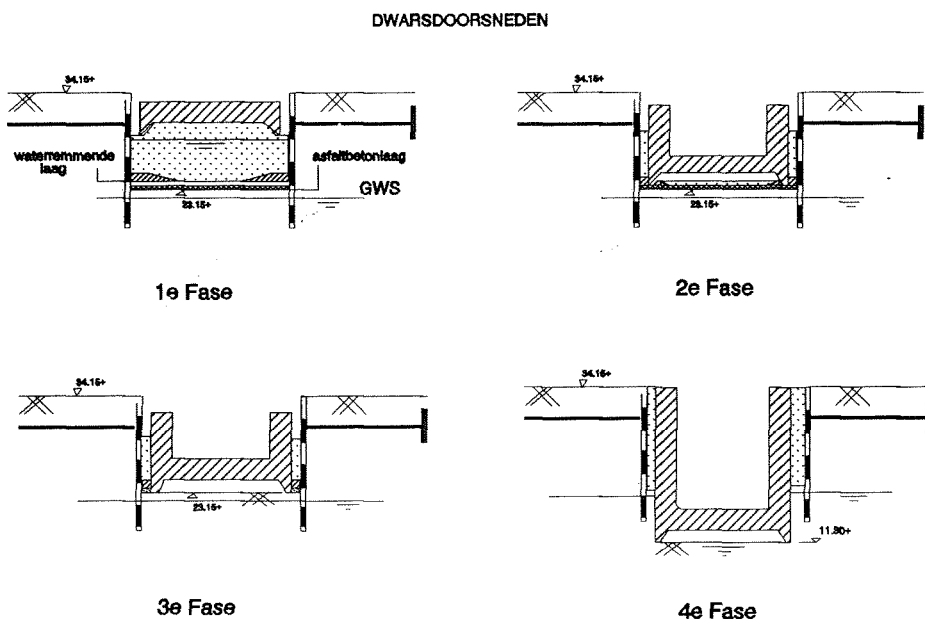
Aangezien zich bij elke hoofdcategorie van de bouw mogelijkheden een andere situatie voordoet, wordt dit probleem per categorie onderzocht.

##### 7.4.4.2 Bouwen op een terp

Een afdichtingslaag heeft hier de volgende functies, namelijk om het lekwater vanuit het kanaal naar het grondwater te beperken na beschadiging van  
Hierbij wordt gedacht aan:

1) de bekleding plaatselijk te verwijderen (vóór het heien van de damwanden en het aanbrengen van het zand) en deze opgevallen plaats direct of in ieder geval zo snel mogelijk te vervangen door een andere laag. Toch zal deze werkwijze tot onacceptabel veel lekkage leiden, aangezien verwacht wordt dat tussen de tijd van het verwijderen van de bekleding tot aan de tijd van het opnieuw bedekken relatief veel water naar de onderliggende zeer doorlatende grindlagen zal stromen.

2) plaatselijk een vervangende afdichtingslaag aan te brengen bovenop de asfaltbetonlaag; als de caisson zich net boven de waterdichte bekleding bevindt wordt de snijrand stukje voor stukje onderspoeld; de caisson draagt dan nog op de andere delen. Nu kan vanuit de werkkamer de asfaltbetonlaag onder het onderspoeld stukje rand worden verwijderd. Zo wordt dat ook gedaan voor de rest van de randen. Als de caisson zich reeds op de asfaltbetonlaag bevindt, zal het moeilijker worden om vanuit de werkkamer de bekleding onder de randen te verwijderen. Door het toepassen van stalen strippen onder de randen kan dit worden vergemakkelijkt. Het nadeel hiervan is weer dat deze stalen strippen naar buiten kunnen gaan krullen door de aanwezigheid van harde lagen, waardoor deze tijdens het verder afzinken de weerstand vergroten. Deze werkwijze is zeer arbeidsintensief, aangezien dit proces relatief langzaam vordert. Het gericht onderspoelen van de randen moet net boven de bekleding goed mogelijk zijn, aangezien de caisson op deze diepte hangt op de wrijving; de vraag is alleen of het mogelijk is deze werkwijze voor alle randen te kunnen uitvoeren voordat de caisson volledig op de asfaltbetonlaag rust; in ieder geval kan de laag bekleding, dat zich in de werkkamer bevindt, omsloten door de randen, zonder problemen verwijderd (weggehakt) worden. Om lekwater vanuit het kanaal naar het grondwater te beperken na eventuele beschadiging van de asfaltbetonbekleding aan de buitenkant van de snijranden bij het passeren van de zakkende caisson, zal deze vervangende afdichtingslaag dienst doen. Deze oplossing wordt beter geacht dan de bekleding te verwijderen vóórdat de damwanden worden geheid (oplossing 1), omdat verwacht wordt dat hiermee de lekkage van het kanaalwater tot een minimum wordt beperkt (zie figuur 68). Vooral omdat het kanaalwater is geïsoleerd door de damwanden.



*Figuur 68 Garanderen waterdichtheid kanaal tijdens het afzinken (in dit geval van een terp)*

#### **7.4.4.3 Bouwen in een 'ondiepe' bouwkuip**

Aangezien na het droogzetten van de kuip sprake is van een 'droog' milieu, kan de waterdichte bekleding 'droog' verwijderd worden. Omdat later de kuip weer gevuld wordt met water zal hiervoor eveneens in den droge een vervangende afdichtingslaag worden aangebracht.

#### **7.4.4.4 Grootschalige prefabricage**

Om dezelfde reden, namelijk het 'nat' milieu, is het hier af te raden de bekleding te verwijderen voordat de vervangende afdichtingslaag is aangebracht.

Na het neerlaten van de caisson op de bodem worden de randen ingepakt door de afdichtingslaag. Vanuit de werkkamer wordt zoveel mogelijk de asfaltbetonlaag verwijderd. Het kanaalwater is niet geïsoleerd.

#### **7.4.4.5 De vervangende afdichtingslaag**

De volgende materialen zijn overwogen:

- een kleilaag
- een zandbentonietlaag

Ondanks de hogere kosten wordt de voorkeur gegeven aan een zandbentonietlaag boven een kleilaag, omdat het zandbentoniet een constantere kwaliteit heeft in verband met de procesmatige vervaardiging. Bovendien kan een zandbentonietlaag langer doorwerken in een nat milieu (*Heidemij Advies BV, Maastricht*).

Deze laag zal ook ter plaatse van de ingeheide damwanden, die de asfaltbetonlaag doorsnijden, worden aangebracht.

**Opmerking 1:** Een extra maatregel om zich te wapenen tegen lekkage van kanaalwater naar het grondwater tijdens het verder pneumatisch afzinken onder het grondwaterniveau is het injecteren van de waterdichte bekleding en van de grond aan de buitenkant van de randen met een groutmengsel. Hierbij wordt de waterdichtheid van de bekleding ook in de toekomstige gebruiksfase van de sluis verzekerd.

**Opmerking 2:** In het gunstigste geval zou het kunnen zijn dat zich sliedlagen op de bodem van de voorhaven hebben afgezet, die een waterremmende functie kunnen vervullen; aangezien het Julianakanaal nauwelijks sediment vervoert, mag hier niet op gerekend worden.

### 7.4.5 Keuze

Zowel het bouwen ter plaatse van de afzinklocatie als het elders in een bouwdok bouwen en vervolgens verslepen naar de afzinklocatie hebben hun voordelen.

Aangezien geen van de gegeven oplossingen direct boven de rest uitspringt als de beste wijze van het pneumatisch afzinken van het bovenhoofd, zullen per categorie de betere oplossingen iets nader worden geanalyseerd en tegenover elkaar worden gezet. Tot de betere oplossingen worden de volgende drie gevallen gerekend, namelijk:

- \* bouwen op een verlaagde zandterp, omgeven door damwanden
- \* bouwen in een gestempelde damwandkuip
- \* gedeeltelijk bouwen in de bestaande westsluiskolk, nadat deze drooggelegd is; vervolgens worden de caissondelen versleept naar de afzinklocatie, aldaar op de bodem neergelaten en afgebouwd

#### 7.4.5.1 Insitu versus elders bouwen

Nadeel insitu ten opzichte van elders bouwen:

- \* om de caisson ter plaatse in den droge te kunnen bouwen, zullen vele hulpmiddelen nodig zijn in de vorm van stalen damwanden, stempels, een pompinstallatie etc.; daarentegen blijkt dat tijdens het transport van een elders gebouwde caissondeel ook verscheidene hulpmiddelen benodigd zijn

Voordeel insitu ten opzichte van elders bouwen:

- \* in het geval van een insitu-methode zal de caisson in één fase geheel opgebouwd kunnen worden, terwijl het transport van een elders gebouwde caisson dit belet, waardoor de ruwbouw in meerdere fasen, zowel in de hoogte als in de breedte, zal plaatsvinden; dit komt niet ten goede aan de uitvoeringsduur en is tevens kostenverhogend; bovendien gaat deze uitvoeringswijze ten koste van de kwaliteit van de definitieve constructie

Verwacht wordt dat dus ter plaatse bouwen van de pneumatische caisson aantrekkelijker zal uitvallen. Vooral de afwezigheid van een bestaande bouwdok in de omgeving met ruime afmetingen doet de grote voordelen van het grootschalig prefabriceren ten opzichte van ter plaatse bouwen vrijwel teniet.

#### **7.4.5.2 Insitu bouwen op een zandterp versus in een ondiepe bouwput?**

Voordelen terp ten opzichte van de ondiepe bouwput:

- \* in tegenstelling tot bij de terp dient bij de ondiepe bouwput een gedeelte van de trechtersvormige fuik naar de westsluis toe te worden drooggezet;
- \* wegens het wegvallen van de waterdruk aan één zijde van de bestaande kistdam over ruim 9 meter, zal de bouwput waarschijnlijk meervoudig gestempeld worden; deze stempels zouden een belemmering kunnen vormen bij het opbouwen van de caisson, waardoor speciale aandacht besteed moet worden aan de bouwfasering hiervan; bij een terp is het mogelijk ongestoord op te bouwen

Nadelen terp ten opzichte van de ondiepe bouwput:

- \* om de terp aan te leggen zal een grote hoeveelheid zand gemobiliseerd moeten worden
- \* de asfaltbekleding moet verwijderd worden tijdens het afzinkproces (vanaf de kruin van de zandterp); dit is voor het gedeelte dat zich onder de randen bevindt een arbeidsintensief proces waarbij het afzinken enigszins wordt vertraagd; daarnaast zullen maatregelen getroffen moeten worden om de waterdichtheid van het kanaal tijdens de uitvoering te waarborgen; bij het bouwen in een ondiepe bouwput kan de waterdichte bekleding daarentegen eenvoudig verwijderd en vervangen worden voordat begonnen wordt met de bouw en het vervolgens pneumatisch afzinken van de caisson
- \* bij de terp dient de caisson over een grotere diepte omlaag te worden gebracht, wat resulteert in meer grondverwijdering en dus een tragere uitvoering van het proces
- \* de stabiliteit van de begrenzingen van de terp is zeer gevoelig voor het terpniveau en de bovenbelasting ten gevolge van het caissongewicht, waardoor vermoedelijk alleen een kistdam of cellenwand in aanmerking komt als begrenzing aan de zuid- en noordzijde

Gezien het voorgaande wordt verwacht dat ter plaatse bouwen in een gestempelde damwandkuip voordeliger zal uitvallen. Vooral de mogelijkheid om de kuip eenvoudig droog te zetten maken deze oplossing zeer aantrekkelijk.

Bij de damwandkuip zullen de bestaande geleidewanden tevens als langsbegrenzing dienen; daarbij is vooral de kistdamconstructie interessant om eens nader te bekijken.

#### **7.4.6 Bestaande kistdamconstructie**

Een kistdam is in het algemeen een constructie waarbij een grondkerende en/of waterkerende damwand, de voorwand, door middel van een systeem van ankers en gordingen is vastgemaakt aan een wand, die als anker fungeert, de achterwand. Via het grondmassief dat opgesloten zit tussen de beide wanden, worden de horizontale en verticale belastingen overgebracht naar de ondergrond. Bij de voorwand zal ten gevolge van de belastingen een actieve zone worden ontwikkeld en bij de achterwand zou een passieve zone tot ontwikkeling kunnen komen. Het ontwerpen en vooral het berekenen of toetsen van een kistdamconstructie is zeer gecompliceerd. Vaak worden eerst een aantal vuistregels gebruikt om te bepalen of de constructie als kistdam of als twee aparte damwanden kan worden berekend; daarbij speelt de afstand tussen de beide damwanden een voorname rol; aangezien deze afstand hier verloopt, zal op de ene plaats sprake zijn van een kistdam en op de andere plaats twee aparte damwanden.

Controle B/H-verhouding ter plaatse van de damwandkuip:

Kistdam  $B \leq 1.5 \cdot H$

Damwand  $B \geq 1.5 \cdot H$

waarbij  $B =$  (minimale) afstand tussen de damwanden t.p.v. de kuip  
 $= 13$  meter

$H =$  maximaal kerende hoogte t.p.v. de kuip  $= 9.5$  meter

$$B/H = 13/9.5 = 1.4$$

Controle inheidiepte voorwand:

inheidiepte  $= 4.5$  m

kerende hoogte  $= 9.5$  m

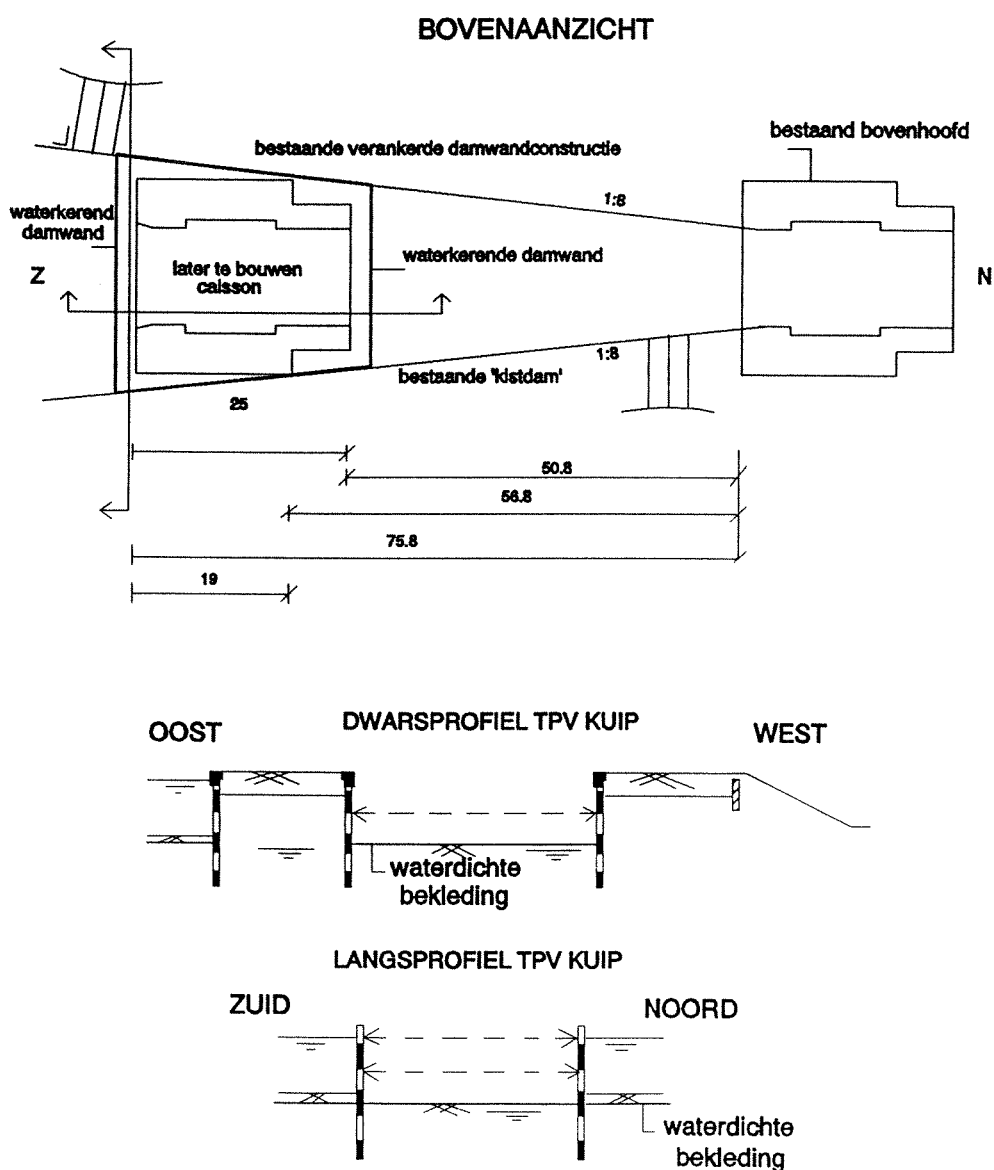
percentage  $= 47 \% < 50 \%$

De hier beide gebruikte vuistregels volgens de CUR zijn afgeleid voor een kistdam die zowel grond als grondwater keert, terwijl hier waarschijnlijk sprake is van enkel een waterkerende constructie. Enige correctie van deze vuistregels is dan ook verantwoord, waardoor het acceptabel is de 'kistdam' vooralsnog als twee aparte damwandconstructies te berekenen. Dit betekent dat de passieve en actieve bezwijkzones buiten elkaars invloedsgebied zullen vallen. Hierbij kan de passieve weerstand volledig tot ontwikkeling komen, waardoor de 'kistdam' berekend kan worden zoals een verankerde damwandconstructie, waarbij de achterwand als het ware te beschouwen is als de verankeringswand van de voorwand.

## 7.5 Uitwerking gekozen oplossing

### 7.5.1 Inleiding

Het nieuwe bovenhoofd wordt als pneumatisch caisson afgezonken. Ten behoeve hiervan zal een caisson ter plaatse in een bouwkuip gebouwd worden (zie figuur 69). Deze zogenaamde kanaalbodemkuip wordt in dwarsrichting begrensd door nieuwe damwandprofielen en in langsrichting door de bestaande grondkerende damwandconstructies. Deze bestaande constructies bestaan aan de westzijde uit een verankerde damwand en aan de oostzijde uit een soort 'kistdam'constructie. De begrenzingen worden tevens gestempeld. In langsrichting worden twee stempellagen toegepast, in dwarsrichting slechts één laag, omdat ook de bestaande verankering als steunpunt dienst zal doen. De asfaltbetonlaag, dat in de huidige situatie dienst doet als waterdichte bekleding van de bovenvoorhaven, ligt op de bodem van de kuip.



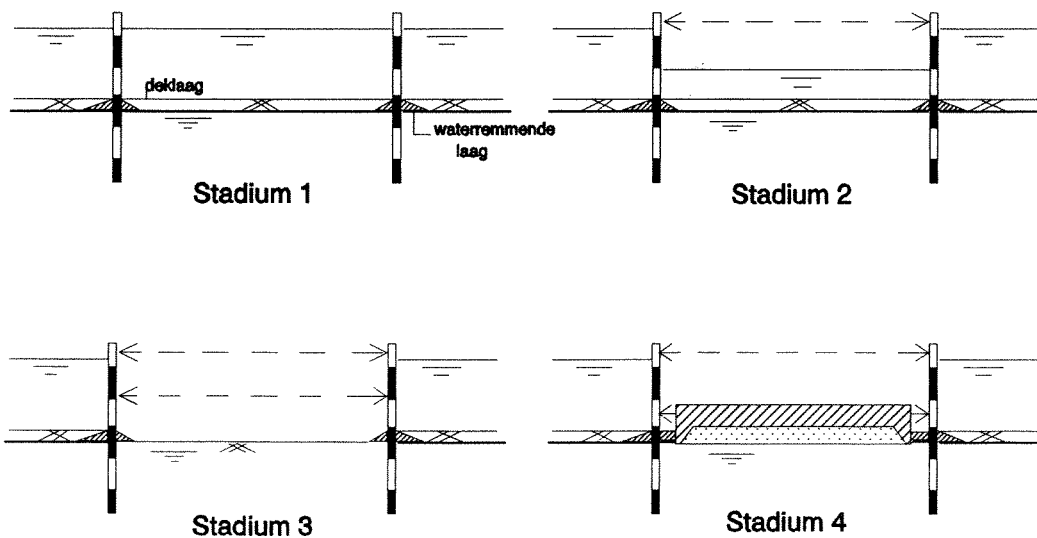
Figuur 69 Situatie kanaalbodemkuip

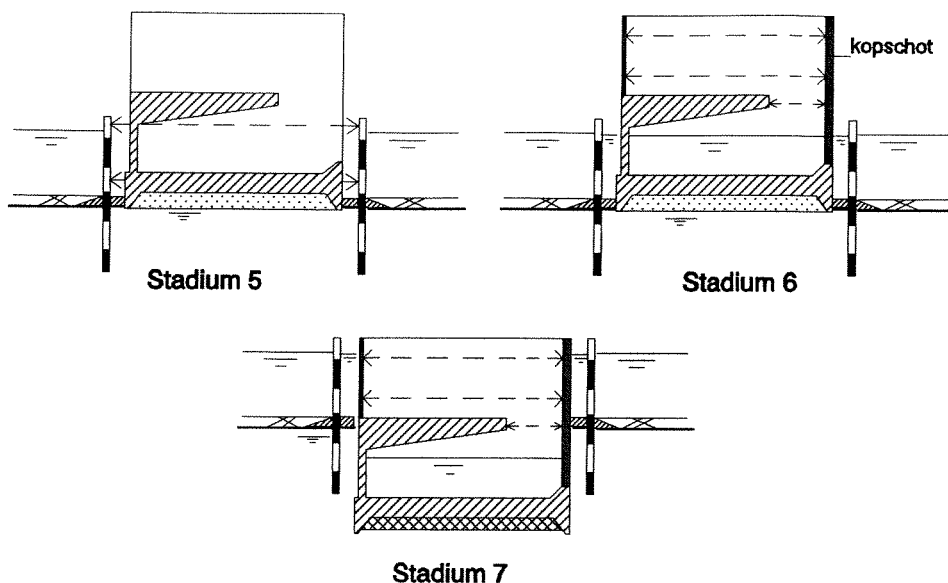


### 7.5.2 Werkwijze

In principe is de werkwijze als volgt (zie ook figuur 70):

Voordat wordt aangevangen met het heien van de waterkerende damwandprofielen vanaf een drijvende stelling, wordt een waterremmende laag op de bodem van het kanaal aangebracht, ter plaatse waar de damwanden de asfaltbetonlaag doorsnijden, voorop gesteld dat doorbreking van de asfaltbetonlaag door de damwanden aanleiding geeft tot ontoelaatbare lekkages. Vervolgens wordt een hoog- en een laaggelegen stempelraam geplaatst na het gedeeltelijk verlagen van de waterstand in de kuip. Na het wegbaggeren van de deklaag wordt de damwandkuip volledig drooggezet. De asfaltbetonlaag ter plaatse van het afzinktraject kan hierdoor in den droge, vóór de start van het afzinkproces, verwijderd worden. Vervolgens worden de snijranden en de vloer van de caisson opgebouwd, waarbij een eerder geplaatst zandbed als mal fungeert; het uitgraven van een mal in de bestaande ondergrond is onmogelijk omdat het grondwaterpeil zich vlak onder de bodem bevindt. Tussen de damwand en de betonnen snijmessen wordt vervolgens langs de gehele omtrek een ruim één meter dikke waterremmende zand-bentoniet laag aangebracht, die lekkage tot een minimum moet beperken na het opnieuw vullen van de kuip met water. Door hierna over te pakken op de vloer via houten palen kan het laaggelegen stempelraam verwijderd worden. Vervolgens wordt de caisson volledig opgebouwd, waarbij om het bovenste stempelraam heen gebouwd wordt. Achtereenvolgens worden de kopschotten geplaatst en het water in de kuip gepompt. Nadat de kuip opnieuw tot aan het kanaalpeil gevuld is met water, wordt het hooggelegen stempelraam verwijderd c.q. afgebrand en worden de gaten volgestort. Tegelijkertijd met het vullen van de kuip, is dan reeds een kleine hoeveelheid ballastwater in de caisson gepompt ten behoeve van het afzinken. Na het onder water verwijderen van de overpakconstructie door het stuk slaan van de houten palen en het stempelen van de kopschotten wordt tenslotte de pneumatische caisson op diepte gebracht.

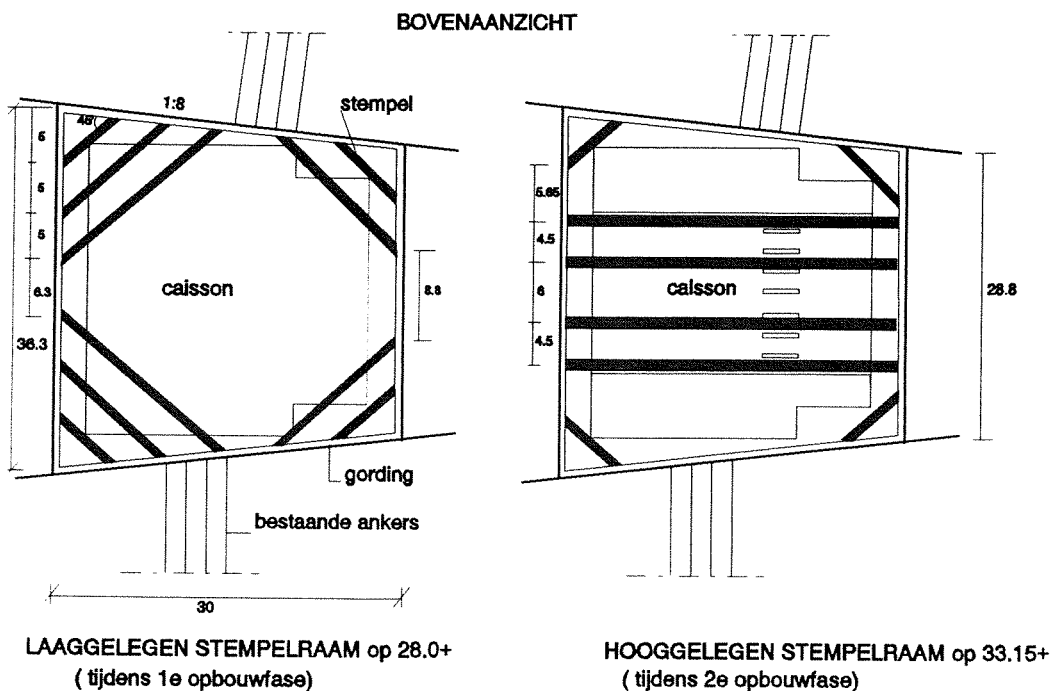




*Figuur 70 De te volgen werkwijze aan de hand van de langsdoorsneden in de verschillende stadia*

### 7.5.3 Ontwerp van de kanaalbodemkuip

Eerst komt de kuip, waarin de caisson wordt gebouwd, aan de orde. Ten behoeve van de berekeningen voor het ontwerp hiervan zijn alleen de eerste vijf stadia van figuur 70 van belang. Bij het ontwerp van de begrenzingen van de kanaalbodemkuip (zie figuur 71) wordt gebruik gemaakt van het damwandprogramma MSheet. In bijlage 7 en 8 komen de ontwerpberekeningen stapsgewijs aan bod.



*Figuur 71 De gekozen stempelconfiguratie in de kanaalbodemkuip*

### 7.5.4 Op diepte brengen

Nadat de caisson in de kanaalbodemkuip is gebouwd (stadium 1 t/m 5 in figuur 70), worden alle installaties en hulpmiddelen ten behoeve van het afzinken aangebracht (stadium 6) en wordt de caisson pneumatisch op aanlegdiepte gebracht (stadium 7). Dit laatste stadium komt in het volgende aan bod.

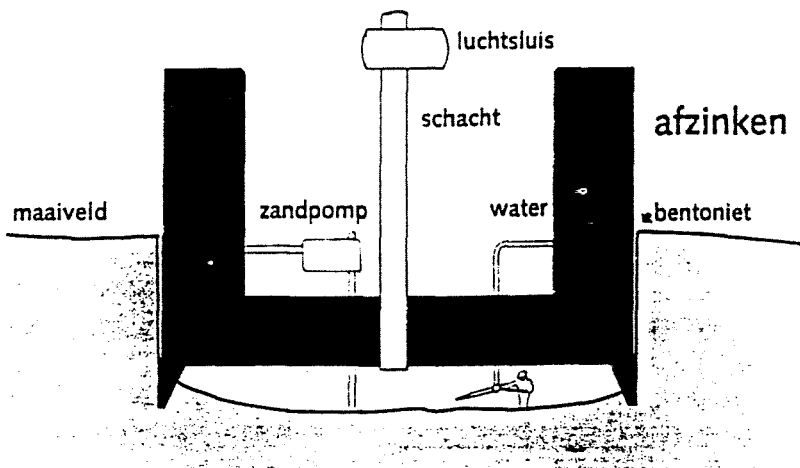
#### 7.5.4.1 Spoelen of kubelen?

Voor het verwijderen van de bodem (ongeveer 8750 m<sup>3</sup>) onder de caisson staan twee werkwijzen ter beschikking, te weten:

- \* een spoelbedrijf
- \* een kubelbedrijf

#### Spoelbedrijf

Het spoelbedrijf is in principe de snelste en goedkoopste methode. Spoelen is uitsluitend mogelijk bij een bodem, die als grondwatermengsel verpompt kan worden. Door krachtige waterstralen wordt de grond in de werkkamer met waterkanonnen losgespoten en naar de zuigmond van een zandpomp gedreven (zie figuur 72); vervolgens wordt het grondwatermengsel opgezogen en naar een spoelveld geperst, alwaar de gronddeeltjes bezinken. Aangezien zich in de diepere grondlagen vrij grote zwerfkeien, stenen en zeer grof grind bevinden (zie sonderingsgrafiek), zullen moeilijkheden kunnen worden verwacht met het verpompen van het mengsel. De deeltjes kunnen in de leiding blijven steken (maximaal toelaatbare deeltjesgrootte is dan ook 200 mm) en ook het losspuiten zelf kan een probleem opleveren.



Figuur 72 Spoelbedrijf

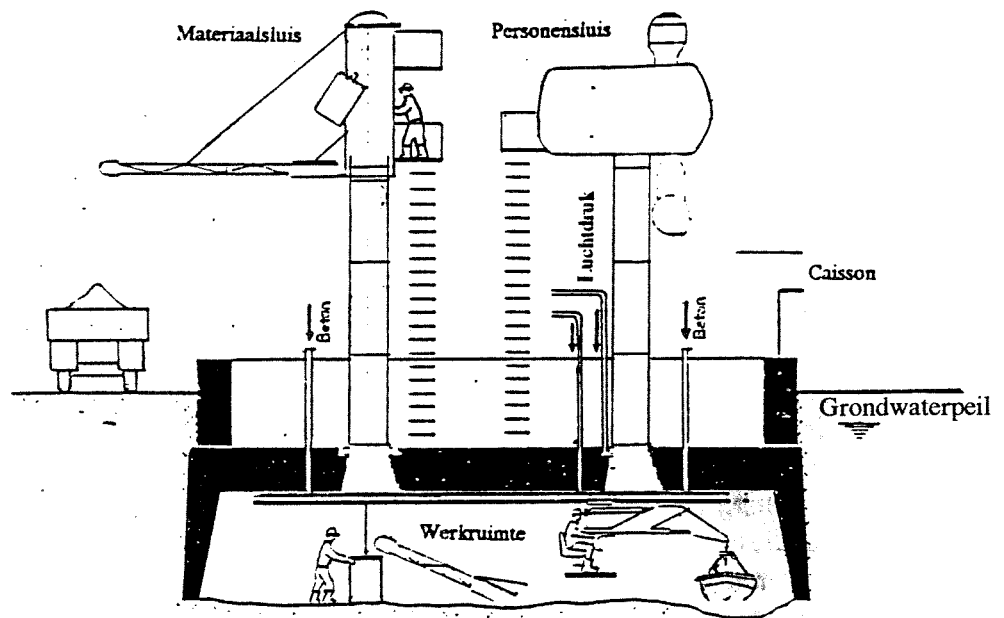
## Kubelbedrijf

Met het kubelbedrijf kan zowel zand als grof grind en stenen uit de werkkamer worden verwijderd. Bij het kubelbedrijf wordt gebruik gemaakt van hijsbakken, die in de werkkamer worden gevuld (zie figuur 73). Door middel van een materiaalluchtsluis die via een schacht in verbinding staat met de werkkamer wordt de bodem naar buiten gebracht. Voor het laden van de bakken worden meestal kleine elektrisch of hydraulisch aangedreven bulldozers of grijpertjes ingezet. Door de beperkte capaciteit is dit een zeer inspannend en arbeidsintensief gebeuren.

In deze grondslag zou een kubelbedrijf wel eens nodig kunnen blijken te zijn.

Figuur 73

Gemechaniseerd  
kubelbedrijf



### Keuze van de werkwijze

Op het eerste gezicht lijkt de ondergrond ongeschikt voor alleen een spoelbedrijf. Een aantal varianten zijn nog mogelijk, namelijk:

- 1) het gebruik van zowel een spoelbedrijf als een kubelbedrijf, het zogenaamd gemengd systeem; verpompbare gronddeeltjes worden verwijderd door te spoelen, terwijl stenen en grote grindkorrels door te kubelen weggehaald worden
- 2) kleinere gronddeeltjes verwijderen door te spoelen en vervolgens te verpompen en de grotere korrels en stenen 'handmatig' verwijderen; in principe houdt deze werkwijze in dat, wanneer bepaalde grondlagen onmogelijk blijken te kunnen worden verwijderd met het spoelbedrijf, deze eventueel worden weggehakt en via de personeelsschacht naar het maaiveld worden meegenomen; deze obstakels zullen het afzinkproces wel enigszins vertragen

Een verantwoorde keuze kan hier pas gemaakt worden nadat bekend is in hoeverre de gronddeeltjes een obstakel vormen voor een spoelbedrijf, waarbij het aantal en de grootte van belang is. Dit is zelfs met de modernste grondonderzoekstechnieken een moeilijke opgave. Het eerste alternatief, het gemengd systeem, is een relatief dure oplossing omdat twee aparte systemen worden gebruikt, maar is hier toch noodzakelijk, gezien de te verwachte grondlagen. Het grootste gedeelte van de te verwijderen grond zal geen probleem opleveren voor het spoelbedrijf. Wanneer bepaalde grondlagen toch moeilijkheden veroorzaken bij het lossputten, zullen deze gekubeld moeten worden. Tijdens de uitvoering zal moeten blijken in welke mate deze 'moeilijke' lagen aanwezig zijn.

**Opmerking:**

Overwogen is om vóór de bouw van de caisson vanaf de bodem van de damwandkuip de grond uit te graven tot aan de funderingsdiepte van het toekomstig bovenhoofd en vervolgens tot net boven de grondwaterstand door zand te vervangen; op deze manier worden alle obstakels verwijderd voordat het afzinkproces is begonnen, wat ten voordele is van het gebruik van enkel een spoelbedrijf; nog een bijkomend voordeel hierbij is dat in dit geval minder kans bestaat op het ongelijkmatig dragen van de snijranden tijdens het afzinken; omdat bij deze werkwijze de grond uitgegraven zal moeten worden tot op een dieper niveau dan de inheidiepte van de bestaande bouwkuipbegrenzing, wordt toch van deze werkmethode afgezien.

#### **7.5.4.2 Verticaal krachtenbalans van de caisson tijdens de laatste fase van afzinken**

Teneinde te kunnen beoordelen of de caisson zonder moeilijkheden naar de aanlegdiepte kan worden afgezonken wordt de verticale krachtenbalans in de eindfase van het afzinken gebruikt. Indien zich tijdens het afzinken moeilijkheden voordoen kunnen naast het vrijspoelen van de randen een aantal andere middelen te hulp schieten. Ook deze hulpmiddelen worden aan de hand van een verticale krachtenbalans onderzocht in de bijlage 9.

Gezien de resultaten van de balansen kan geconcludeerd worden dat aan het definitief ontwerp van het bovenhoofd niet getornd behoeft te worden om het afzinken zonder problemen plaats te kunnen laten vinden.

Bij hoge wrijfwaarden biedt het toevoegen van ballastwater in combinatie met het aflaten van maximaal ruim 20% van de luchtdruk een uitkomst, waardoor een bentonietsmering achterwege zou kunnen blijven. Wanneer toch deze bentonietsmering langs het grootste deel van de wanden wordt toegepast, is een kleine 6000 kN aan ballastwater al voldoende en is afblazen zelfs niet meer nodig.

#### **7.5.4.3 Fundering op 'staal'**

Na het op diepte brengen van de caisson zal de werkruimte opgevuld moeten worden, zodat de uiteindelijke funderingsdruk goed over de gehele vloer van het bovenhoofd wordt verdeeld. Bij het onderspoelen met een zand-watermengsel zal de caisson nog iets zakken, direct na het verwijderen van de luchtdruk. Dit wordt als zeer ongewenst beschouwd. Voorkeur gaat uit naar een zand-cement-watermengsel of een betonvulling. Na het voldoende verharden van het vulbeton wordt de luchtdruk afgelaten en zal het vulbeton voor een goede fundering zorgen.

Het mengsel wordt tijdens overdruk in de werkkamer gepompt. Tevens is het pompen van beton in een gesloten ruimte alleen mogelijk als het water snel kan ontsnappen. Om een gelijkmatige onderspoeling te verkrijgen worden meerdere injectiepunten gebruikt, verdeeld over het gehele werkkamerdak. Ook zijn aparte leidingen in het werkkamerdak ingestort als ontluchtingspunten.

Tevens zou deze vulbetonlaag nog een andere functie kunnen hebben, namelijk het creëren van extra gewicht om de veiligheid tegen opdrijven in het gebruiksstadium te verzekeren. Aangezien het gewicht van de afgebouwde constructie dit al verzekert, zal deze vulbetonlaag hier slechts als fundering dienst doen.

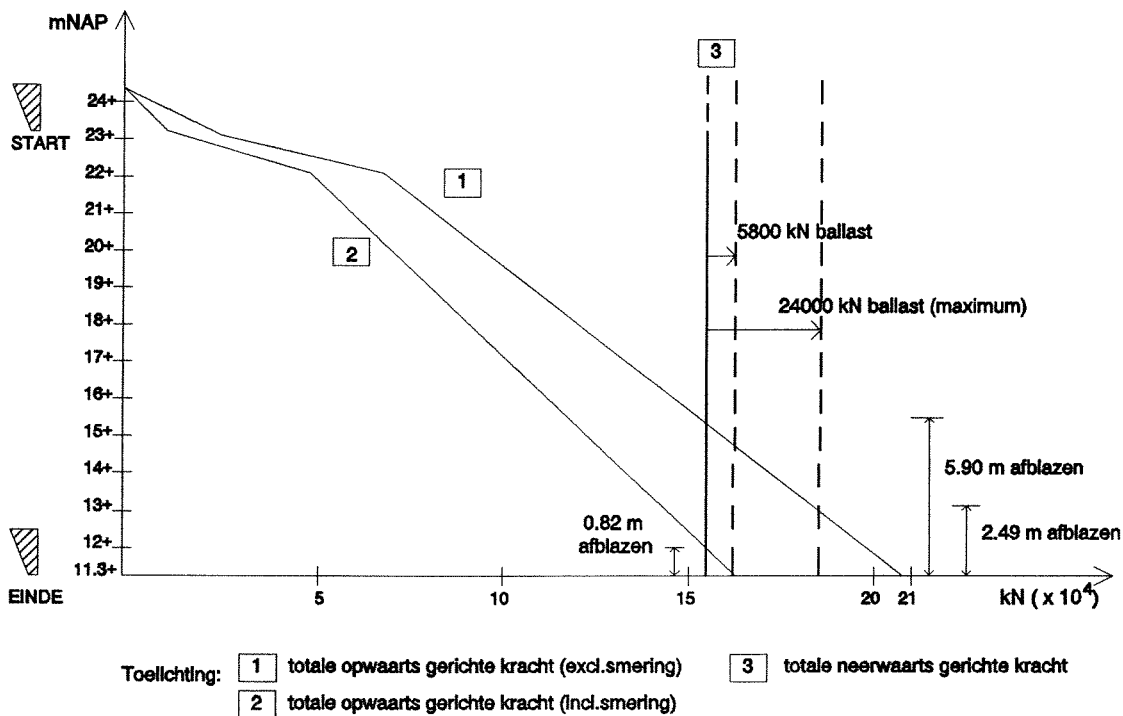
Gestreefd wordt naar het gebruik van zo min mogelijk vulbeton om kosten te besparen. Wanneer de caisson op diepte is, wordt de grond niet over de volle hoogte van de werkkamer verwijderd, zodat aanzienlijk op de hoeveelheid beton kan worden bespaard.

#### **7.5.4.4 Beschrijving van het afzinkproces**

Verwacht wordt dat het afzinkproces zich als volgt ontwikkeld (zie ook afzinkdiagram in de figuur 74):

Na het bouwen van het bovenhoofd dat als pneumatisch caisson wordt afgezonken en na het aanbrengen van de diverse hulpconstructies, worden de benodigde afzinkinstallaties geplaatst en wordt de rest van het werkterrein ingericht ten behoeve van het afzinken. Het afzinkproces start met het leegmaken van een stukje werkkamer net onder de toegangsschacht (graven van een startruimte). Dit gebeurt of 'handmatig' of met een tijdelijke spuit- en zuiginstallatie. Graven vanuit het midden naar de randen toe is hierbij de te volgen strategie. Zodra de dichtstbijzijnde aansluiting van één van de waterkanonnen of spuitlansen is bereikt, kan vrij snel de rest van de werkkamer verder worden leeggezogen. Na het leegmaken van de werkkamer en de montage van de spuitkanonnen kan de toegangsschacht met de sluizen worden gemonteerd en kan met het afzinken worden begonnen.

Zodra het grondwaterpeil wordt bereikt, wordt de luchtdruk aangebracht. Steeds na het bereiken van de bezwijkbelasting onder de opleggingen van de caisson zakt de caisson. Problemen worden niet verwacht met de stabiliteit van zowel de 'kistdam' als de begrenzing aan de andere zijde bij het passeren van de caisson. De aanwezigheid van de caisson zou zelfs het ontstaan van glijvlakken, die tot ondermijning van de constructie zouden kunnen leiden, kunnen beletten. Op grotere diepte, als de weerstand van de grond hoge waarden heeft aangenomen, wordt ballastwater ingepompt om het zinken te bevorderen. Wanneer dit nog niet voldoende resultaat oplevert, wordt meteen vanaf de start een bentonietsuspensie via leidingen in de wanden in de spleet tussen grond en betonwand gepompt. De laatste 1 à 2 meter worden overwonnen door het afblazen en het voorzichtig onderspuiten langs de snijranden. Wanneer het aanlegniveau is bereikt, wordt de werkkamer gevuld met vulbeton. Tenslotte wordt de overdruk weggehaald en worden de installaties gedemonteerd.



Figuur 74 Afzinkdiagram bij maximale wrijving, uitgaande van de in bijlage 9 berekende waarden

### 7.5.7 Benodigde voorzieningen en installaties voor het afzinken

De benodigde voorzieningen voor het afzinken worden ter verduidelijking nogmaals op een rij gezet.

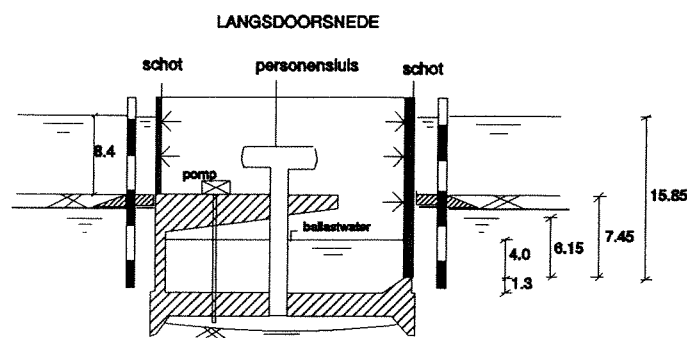
#### \* Zandterp als mal voor snijranden

Na het verwijderen van de toplaag en de waterdichte bekleding van de bovenzijde van de caisson, wordt een zandterp aangelegd van ongeveer 2 meter hoogte en met langs de randen een talud van 60°, die als mal van de werkkamer moet dienen. Op deze zandterp wordt vervolgens een werkvloer gemaakt en de zandtaluds worden afgedekt met stalen golfplaten die als binnenbekisting van de snijranden dienst zullen doen.

#### \* Water- en gronddichte kopschotten

Teneinde te voorkomen dat grond, grondwater en kanaalwater de caisson instroomt tijdens het afzinken, zullen de openingen aan de noord- en zuidzijde tijdelijk worden afgesloten.

De tijdelijke afsluiting aan de zuidzijde keert in het afzinkstadium maximaal de volledige waterdiepte in de kuip (8.4 meter), terwijl de afsluiting aan de noordzijde in datzelfde stadium op aanlegdiepte zelfs in totaal een kleine 16 meter keert, waaronder het water in de kuip, ruim 7 meter grond en ongeveer 6 meter grondwater (zie figuur 75).



Figuur 75 Caisson op diepte, net voordat vulbeton wordt ingepompt

De volgende eisen worden aan de tijdelijke keerconstructies gesteld:

- grond- en waterdicht
- grond- en waterkerend
- eenvoudig aan te brengen en weer te verwijderen na functioneren
- geen ongunstige invloed op de wrijving tijdens het afzinken

Hiervoor zijn verschillende mogelijkheden, namelijk:

- stalen damplanken
- stalen schotten bestaande uit stalen balken
- geprefabriceerde betonplaten met ondersteunende staalconstructies

Vooralsnog wordt voor stalen damplanken gekozen; wegens de grote kerende hoogte zullen beide schotten meervoudig geschoord afgestempeld worden op de zijwanden van de caisson. Naast de stempelconstructie zullen de kopschotten eveneens de belasting direct afdragen aan de zijwanden en vloer. Bij het betonwerk van de caissonconstructie zal daar rekening mee gehouden moeten worden door het maken van (tijdelijke) sparingen en inkassingen die als opleggingen dienst kunnen doen.

Het ballastwater ten behoeve van het afzinken wordt tegelijkertijd met het weder vullen van de damwandkuip in de caisson gepompt tot ongeveer hetzelfde niveau als in de kuip (zie ook stadium 6, figuur 70).

#### \* Spoelwatervoorziening

Het benodigde spoelwater om de grond weg te spoelen kan aangevoerd worden vanuit een bestaande waterloop in de directe omgeving; hierbij zou bijvoorbeeld gedacht kunnen worden aan het onttrekken van oppervlaktewater uit het Julianakanaal of uit de Maas. Een hogedrukpomp perst vanaf de bestaande waterloop via een aanvoerleiding het water naar de caisson. Daar verspreidt zich het water in de werkkamer over de waterkanonnen.



Om tijdens het afzinken van een continue druk en debiet van wateraanvoer verzekerd te zijn, is na de pomp een zelfregelend overstortventiel aangebracht. Bij geringe waterafname in de caisson wordt het overtollig water direct weer geloosd.

\* **Afvoersysteem grond-water mengsel**

Om de losgespoten grond als slurry af te kunnen zuigen, zijn op de drempelvloer zand/grindpompen gemonteerd. Deze centrifugaalpompen brengen het mengsel vanuit de werkkamer naar een spoelveld op het werkterrein. Vooralsnog worden minimaal twee zand/grindpompen noodzakelijk geacht.

\* **Spoelveld**

Vanuit de werkkamer van de caisson wordt het grond-watermengsel in principe naar een spoelveld getransporteerd. In dit tijdelijk depot moeten de gronddeeltjes kunnen bezinken en dienen later weer te worden verwijderd, zodat tenslotte 'schoon' water op het oppervlaktewater kan worden geloosd.

Het mengsel zou ook direct teruggepompt kunnen worden vanuit de caisson naar de 'oorsprong' van het spoelwater, waardoor een gesloten watercircuit wordt gecreëerd. Aangezien de verwijderde grond onder de caisson verontreinigd zou kunnen zijn, is het waarschijnlijk niet acceptabel het mengsel direct in de Maas of het Julianakanaal terug te pompen. Vooral omdat één van de plannen gesteld in MOMARO plijt voor een kwaliteitsverbetering van het Maaswater. Daarom zal toch een kunstmatig spoelbassin moeten worden aangelegd.

De grootte en diepte van dit bezinkbassin moet afgestemd zijn op de grootte van de gronddeeltjes. Aangezien de grove grinddeeltjes relatief snel bezinken, zal dit bassin hier relatief klein zijn. Het zoveel mogelijk beperken van de opvoerhoogte en de persafstand van de leidingen moet ook een streven hierbij zijn. Voorlopig zal aan de westoever een spoelbassin worden ingericht.

\* **Luchtdrukvoorziening**

Voor het in stand houden van de gewenste overdruk in de werkkamer is een luchtstation nodig. Deze luchtvoorziening wordt dubbel uitgevoerd, zodat bij calamiteit de kans op het plotseling wegvallen van de luchtdruk bijna nihil is. De lucht wordt geleverd door dieselaangedreven compressoren met buffertanks. Tevens zijn volledig automatische drukregelaars aanwezig (met een nauwkeurigheid van 0.05 meter waterkolom).

\* **Personen- en materialenschutsluis**

Door middel van een luchtsluisconstructie en een verbindingsschacht worden de mensen, materieel en materiaal doorgesluisd van het normale atmosferische luchtdrukregime naar het verhoogde luchtdrukregime en omgekeerd. Hiervoor zullen aansluitingen/sparingen gemaakt moeten worden in de vloer(en) van de caisson. Van te voren zullen hierin hulpstukken ingestort worden om de schacht met de daarop staande luchtsluis te kunnen monteren.

\* **Ballastruimte**

Voorlopig wordt de toekomstige woelkelder als ballastruimte gekozen. Voordat het water wordt ingepompt worden de riolen tijdelijk afgesloten, zodat deze voorlopig nog droog blijven. Wellicht is het hier aantrekkelijk om het spoel- en ballastwatersysteem aan elkaar te koppelen. In dit geval zal een pompenkamer ingericht worden dat gescheiden wordt van het ballastwater.

\* **Bentonietinstallatie**

De bentonietmering wordt door de langs het grootste gedeelte van de omtrek van de caisson over de volle hoogte ingestorte PVC-buisjes gepompt. Wanneer de bentoniet-suspensie in de smalle ruimte tussen grond en betonwand is geperst, zal het niet of zeer moeilijk opnieuw in beweging kunnen worden gebracht; het is derhalve noodzakelijk om de bentoniet daar te injecteren waar de holle ruimten ontstaan na het zakken, dus zo dicht mogelijk bij de sprong.

\* **Betonpompinstallatie**

Via de waterdoorvoeringen in de constructie wordt het beton-mengsel verpompt. De ontluchtingspijpen in het werkkamerdak, die zich bevinden tussen de beton-doorvoeringen in en in de omgeving van de hoeken van de werkkamer worden minimaal opgedraaid. Zodra deze dichtslaan, is duidelijk dat het beton tot tegen de vloer is opgezeten en dus voor een goede fundering zal zorgen.

\* **Toleranties en controle**

De plaatsbepaling vòòr, tijdens en na het afzinken van een caisson is van uitermate groot belang, omdat de wanden van de gehele sluisconstructie in lengterichting een doorgaande lijn moeten vormen en de draaipunten en aanslagen voor de sluisdeuren binnen kleine maatmarges moeten worden aangebracht om de bedrijfszekerheid van de sluis te garanderen. Het streven is, dat de caisson qua afmeting en qua ligging zo gering mogelijk afwijkt van de theoretische waarden. De grenswaarden van de afwijkingen zijn de van te voren vastgestelde toleranties die nagestreefd moeten worden.

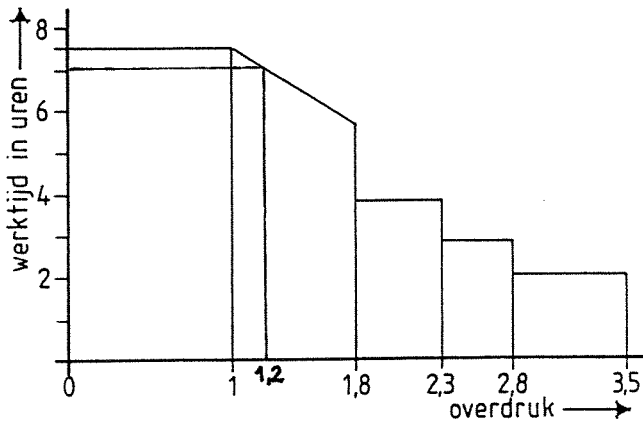
Een geautomatiseerde meetinstallatie controleert continu de positie, hoekverdraaiingen en hellingen van de caisson tijdens het afzinken, zodat direct hierop gereageerd kan worden. Enige correctie tijdens het pneumatisch afzinken wordt mogelijk geacht.

De eisen kunnen tevens verlaagd of afgezwakt worden, aangezien het noodzakelijk is de plaatsgevoelige elementen na het afzinkproces in te bouwen.

## \* Veiligheid

Wegens het gevaar voor de 'Caissonziekte' zijn regels verbonden aan het werken onder luchtdruk. Deze regels hebben weer tot maatregelen geleid die in de Caissonwet zijn voorzien.

De belangrijkste maatregel hierbij is de maximaal geoorloofde werktijd bij het werken onder luchtdruk. De werktijd die per 8-urige werkdag nuttig kan worden besteed, is een functie van de overdruk waaronder moeten worden gewerkt. Uit figuur 77 volgt dat bij een overdruk van 1.2 atmosfeer, de maximale overdruk waaronder hier gewerkt wordt, het geoorloofd is zich ongeveer 8 uur per dag in de 'luchtbel' te bevinden.



*Figuur 77 Wettelijk toegestane werktijden per etmaal voor situaties van hoge luchtdruk*

Ten behoeve van enkele van de eerder vermelde voorzieningen zal bij de betonconstructie rekening gehouden moeten worden met de volgende sparingen:

- grote centrale toegangssparingen voor materiaal en personen (2x)
- sparingen voor toevoer van water (4x)
- sparingen voor afvoer van water-grondmengsel (2x)
- sparingen voor snel aflatens van luchtdruk (2x)
- sparing voor elektriciteit- en telefoonkabels

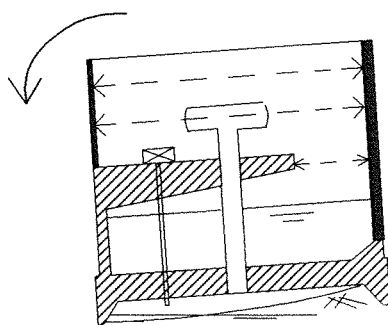
**N.B.** Bij het betonvolume in de eerder uitgevoerde berekeningen is hiermee al rekening gehouden.

### 7.5.8 Belastinggevallen tijdens het afzinken

Tijdens het afzinken kunnen zich extreme belastinggevallen voordoen, die tot extra grote spanningen in de caisson kunnen leiden. Deze extreme situaties doen zich voor als gevolg van het ongelijkmatig dragen op de snijranden, wat weer kan leiden tot scheefstand. Het ongelijkmatig dragen op de snijranden kan zich voordoen als gevolg van:

- het plaatselijk blijven hangen van de caisson
- een ongelijkmatige wijze van ontgraven in de werkkamer
- ongelijkmatige zakkingen t.g.v. de onregelmatigheden in de grondslag

Wegens de assymetrische vorm van de caisson en de ongunstige ligging van het zwaartepunt, is de caisson gevoelig voor een scheefstand bij dit ongelijkmatig dragen op de randen. De caisson heeft namelijk de neiging om te kantelen (zie figuur 79).



Figuur 79 Caisson helt naar voren

Net voordat het grondwaterpeil wordt bereikt en er dus nog geen overdruk in de werkkamer heerst, werken zeer grote oplegdrücken op de snijranden. Omdat de randen in deze fase nauwelijks vrij te krijgen zijn, zullen de randen dan vrijwel zeker gelijkmatig dragen. Vanaf het moment dat het grondwaterpeil bereikt wordt en dus een luchtoverdruk wordt aangebracht, zal de caisson tijdens het verder zakken des te meer gedragen worden door het 'luchtkussen' en des te minder door de snijranden en de wrijving. Wegens de vermoedelijke aanwezigheid van vrij grote zwerfkeien zal het tijd en wijle niet eenvoudig zijn de caisson in het goede spoor te houden; de snijranden kunnen dan ongelijkmatig gaan dragen en de caisson kan dan gaan scheefstaan en op één wand gaan leunen. De horizontale gronddrukken zouden wellicht zelfs passieve waarden kunnen gaan aannemen die tot zeer hoge spanningen in de betonwanden kunnen leiden

Door zeer gericht te ontgraven zullen de bovenvermelde extreme situaties vermoedelijk vermeden kunnen worden. Bovendien kunnen vanuit de werkkamer vrij eenvoudig en relatief snel correcties worden doorgevoerd. Kortom: vakmanschap is meesterschap

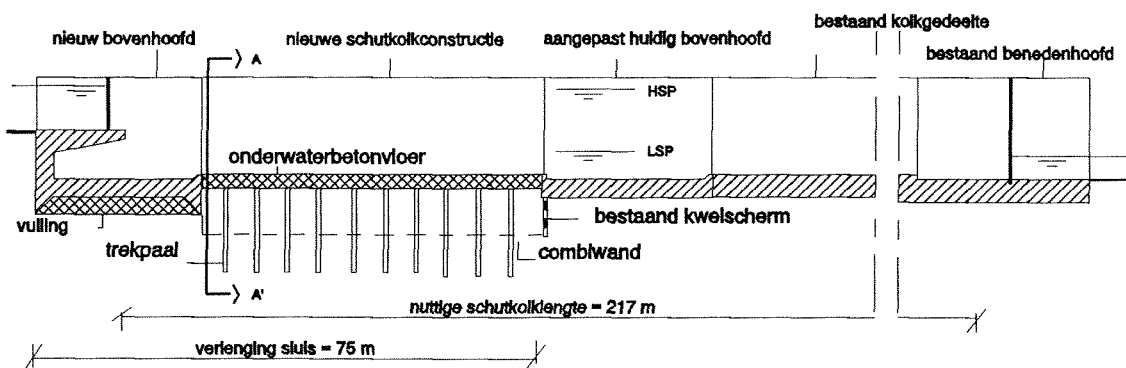
## 8 De schutkolk

### 8.1 Inleiding

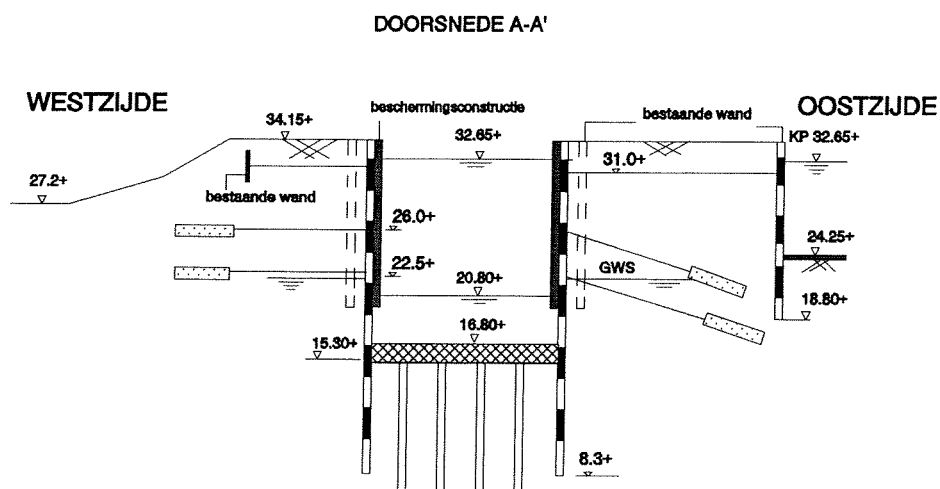
Tussen het nieuwe bovenhoofd en het bestaande benedenhoofd komt de afsluitbare bak te liggen, de zogenaamde schutkolk, waarin de schepen van een lager niveau naar een hoger niveau worden geschut en vice versa. Ten behoeve hiervan wordt tussen het nieuwe en het huidige bovenhoofd een nieuwe schutkolkconstructie aangelegd en wordt vervolgens het bestaande bovenhoofd zodanig aangepast dat dit deel ook als onderdeel van de schutkolk kan fungeren (zie figuur 80); gevoegd bij het reeds bestaande kolkgedeelte zal de toekomstige schutkolk een totale lengte van ruim 217 meter hebben. Hiermee wordt verwacht ruim in te spelen op mogelijke toekomstige ontwikkelingen. Voor de nieuwe schutkolk-moot is voornamelijk een meervoudig verankerde stalen combiwand in combinatie met een ongewapende onderwaterbetonvloer met trekpalen gekozen (zie ook figuur 81). Een zogenaamde combinatiewand van stalen buispalen met ertussen zware damwandprofielen is enerzijds gekozen ter beperking van de vervormingen van de wand en de hoeveelheid benodigde ankerlagen als gevolg van de grote kerende hoogte en anderzijds wegens de diepe vaste grindlagen. De buispalen bezitten immers een grote wringstijfheid die hier tijdens het heien op grote diepte nodig wordt geacht, zodat de kans op het uit het slot lopen gering is, waardoor de waterdichtheid van de kolkwand voldoende gewaarborgd is.

In het volgende wordt de haalbaarheid van zowel het nieuwe als het aangepaste deel onderzocht.

Langsdoorsnede over de sluisas



Figuur 80 Toekomstige situatie



Figuur 81 Nieuw schutkolkgedeelte

## 8.2 Ontwerp van het nieuwe schutkolkgedeelte

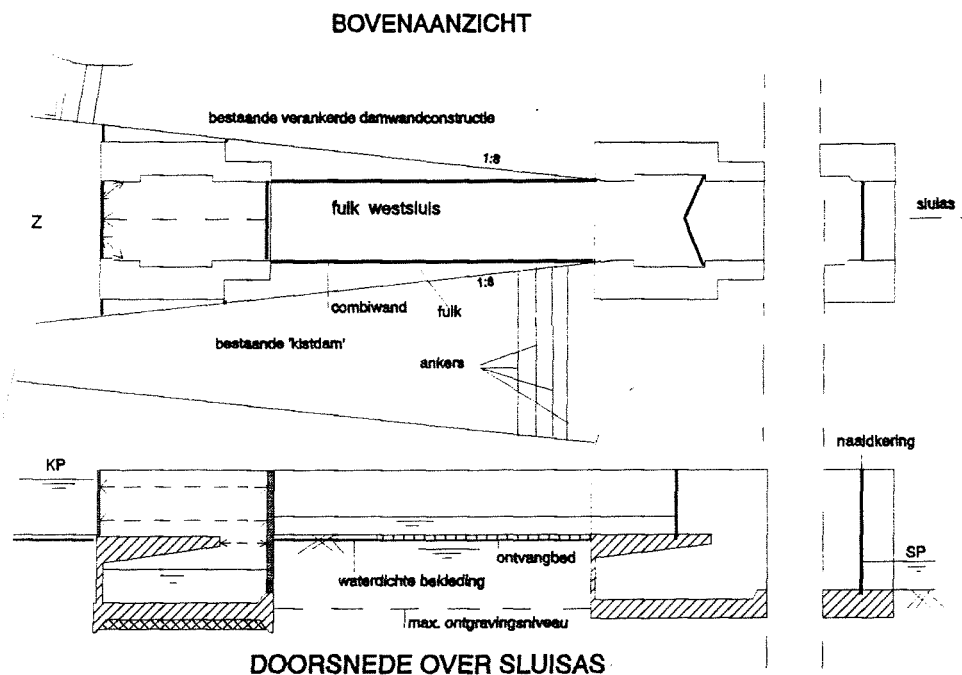
Voor de nieuwe schutkolkmoet is dus vooralsnog een meervoudig verankerde stalen combiwand in combinatie met een onder water aan te brengen betonvloer gekozen. Aangezien het niveau van de bodem van de schutkolk zodanig laag is dat de bestaande geleidewandconstructies niet geschikt zijn als definitieve wanden van de kolk, zullen tussen de bestaande constructies nieuwe damwand- en buisprofielen geplaatst worden, die tot een grotere diepte reiken. Om beschadiging van kolkwand en schip in het gebruiksstadium tegen te gaan, worden de stalen combiwanden uiteindelijk bekleedt met houten stijlen en regels en wordt aan de bovenkant van de damwand een prefab betonnen dekzerkprofiel geplaatst. Tevens dient bij het nieuwe kolkgedeelte rekening te worden gehouden met één of meerdere meerpunten, voorlopig van het type "drijvende bolder".

### 8.2.1 Werkwijze

Nadat het nieuwe bovenhoofd als pneumatisch caisson op diepte is gebracht en de werkkamer opgevuld is, zal begonnen worden met de bouw van het nieuwe deel van de kolkconstructie. Voordat de combiwanden door het kanaalwater en de bodem van de fuik heen de grond in worden geheid, wordt eerst op de plaats waar deze profielen de bodem doorkruisen het ontvangbed in de 'natte' verwijderd en vervolgens vervangen door een waterremmende laag.

Aangezien de bodem van de schutkolk onder het niveau van de bestaande waterdichte bekleding en dus ook van de grondwaterstand ter plaatse van de bovenvoorhaven komt te liggen, zal het trechtervormig fuikgedeelte tussen het nieuwe bovenhoofd en de bestaande sluis eerst op eenvoudige wijze drooggezet worden, voordat tussen de combiwanden de rest van het ontvangbed, de asfaltbetonlaag en de grond tot aan het niveau van de onderkant van de kolkvloer wordt verwijderd. Zowel het nieuwe bovenhoofd als de bestaande sluis dienen hierbij tijdelijk als grond- en waterkeringen (zie figuur 82). Ten behoeve hiervan zal van te voren het nieuwe bovenhoofd met behulp van diverse hulpconstructies als kering geschikt worden gemaakt en de bestaande sluis met de daarvoor beschikbare middelen (o.a. naaldkeringen en/of schotbalken) drooggezet worden. Aangezien de aanpassing van het bestaand bovenhoofd in den droge moet kunnen

plaatsvinden, dient de bestaande sluis toch al hiervoor drooggezet te worden. Tijdens het achtereenvolgens droogzetten van het fuikgedeelte en het verder ontgraven onder het grondwaterniveau zullen de combiwanden meervoudig op elkaar worden afgestempeld. Hierna worden door het grondwater heen de trekpalen aangebracht, vervolgens met de hop-dobber methode de onderwaterbetonvloer gestort, en tenslotte worden de tijdelijke stempels vervangen door permanente verankeringen.



*Figuur 82 Fuikgedeelte tussen huidig en toekomstig bovenhoofd wordt drooggezet*

### 8.2.2 Vloerconstructie

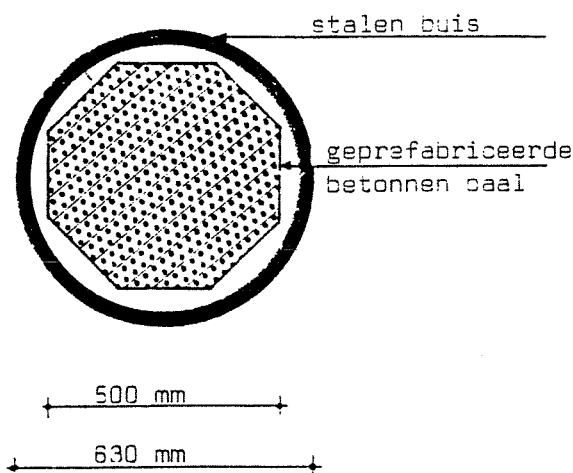
De hoofdfuncties van de kolkvloer is in dit geval het verzorgen van een water- en gronddichte bodemafluiting, het functioneren als een definitieve stempeling voor de combiwanden en het opnemen van de opwaartse water(over)drukken ten gevolge van de lokale grondwaterstand. Aangezien de toekomstige kolk niet in zijn geheel hoeft te worden drooggezet, hoeft de betonnen vloer slechts een relatief kleine overdruk op te nemen, die zich voordoet bij de situatie van een maximale grondwaterstand en het LSP (Laagste Schutpeil) in de kolk.

In figuur 83 staan de diverse overwogen oplossingen vermeld, die in de bijlage 1 tevens zijn uitgewerkt. Een ongewapende vloer in combinatie met verticale groutankers is best aantrekkelijk in het geval van een tijdelijke functie, maar als permanente ankers te risicovol wegens corrosie. Tevens is nog overwogen om een 2.5 meter dikke gewapende (onderwater)betonvloer toe te passen, aangezien dit type vloer beter in staat is de buigende momenten, onder andere als gevolg van het steeds fluctueren van de waterstand in de kolk, op te nemen. Omdat deze laatste oplossing een nog diepere bouwkuip en nog langere combiwanden tot gevolg heeft, wordt alsnog hiervan afgezien. Bovendien stelt deze oplossing diverse extra eisen aan de uitvoering; met name een momentvaste verbinding met de stalen damwanden is (uitvoerings)technisch moeilijk te verwezenlijken.

Type vloer	droogzetten	resultaten
ongewapend (gewichtsvloer)	nee	5.0 meter dikte
ongewapend met trekankers	nee	1.5 meter dikte, 30 ankers (h.o.h. max. 5.3 meter)
	ja	1.5 meter dikte, 72 ankers (h.o.h. max. 3.5 meter)
ongewapend met trekpalen	nee	1.5 meter dikte, 30 palen
	ja	1.5 meter dikte, 72 palen
gewapend	nee	2.5 meter dikte
	ja	4.0 meter dikte

Figuur 83 Diverse oplossingen voor de definitieve kolkvloer

Voorlopig wordt dan ook voor een ongeveer 1.5 meter dikke ongewapende (onderwater)betonvloer in combinatie met trekpalen gekozen. Aangezien verwacht wordt dat het heien van prefab betonpalen voor grote problemen zal zorgen, omdat zich op die diepte (groter dan voor de combiwand), uiterst vaste grindlagen met zeer hoge conusweerstand bevinden (zie sonderingsgrafiek), worden de palen als vibro-combitrekpaal (zie figuur 85) uitgevoerd. Hierbij is de werkwijze als volgt: na het heien van een stalen mantelbuis met paalschoen wordt een geprefabriceerde betonnen paal in de buis neergelaten; deze paal is aan de bovenzijde geribbeld, om later voor een goede hechting met de betonvloer te zorgen; vervolgens wordt de ruimte rondom de betonnen kern tot de gewenste hoogte gevuld met betonmortel, zodat een goede aansluiting met de omringende grond gewaarborgd is; tenslotte wordt de stalen buis getrokken, waarna de betonpaal achterblijft. Door een grotere hoeveelheid palen te kiezen kan op eenvoudige wijze de vloer ook als onderdeel van een volledig drooggezette kolk geschikt worden gemaakt.



Figuur 85 Vibro-Kombinatiepaal



### 8.2.3 Wandconstructie

De hoofdfunctie van de kolkwandconstructie is het verzorgen van een grond- en waterkerende/-dichtende constructie. Aangezien een geheel waterdichte afsluiting moeilijk te verwezenlijken is, moet rekening worden gehouden met lekwater; aan de beide (grond)zijden zal het lekwater dan ook door middel van drainagesleuven van schoon (grind)zand worden afgevoerd. De combiwand heeft hier nog een nevenfunctie als zijbekisting voor het onderwaterbeton.

Als gevolg van de grote grond- en waterkerende hoogte wordt de combiwand meervoudig gestempeld tijdens het achtereenvolgens droogzetten van het fuikgedeelte tussen het nieuwe en huidige bovenhoofd en vervolgens het ontgraven (zie bijlage 11 voor de gekozen fasering). Deze stempelingen worden in het gebruiksstadium overgenomen door meervoudige permanente ankerlagen en de betonvloer (zie ook figuur 81). Hierbij wordt voorlopig gedacht de bovenste ankerlaag aan de westzijde te verankeren aan het bestaand ankerschot en aan de andere zijde aan de bestaande damwand, terwijl de middelste en de onderste verankering aan beide zijden als injectie(grout)anker wordt uitgevoerd. Aangezien zich op geringe afstand van de combiwanden de oude damwanden bevinden, zullen ten behoeve van de achterwaartse verankering de meeste van deze groutankers door deze stalen profielen heen moeten worden geboord. De rest van de groutankers worden zoveel mogelijk onder de oude damwanden aangebracht. Bovendien worden de groutankers aan de oostzijde onder een helling geplaatst om zodoende uit de buurt van de voet van de geleidewand van de middensluis te blijven, terwijl aan de westzijde de ankers gewoon horizontaal geplaatst kunnen worden.

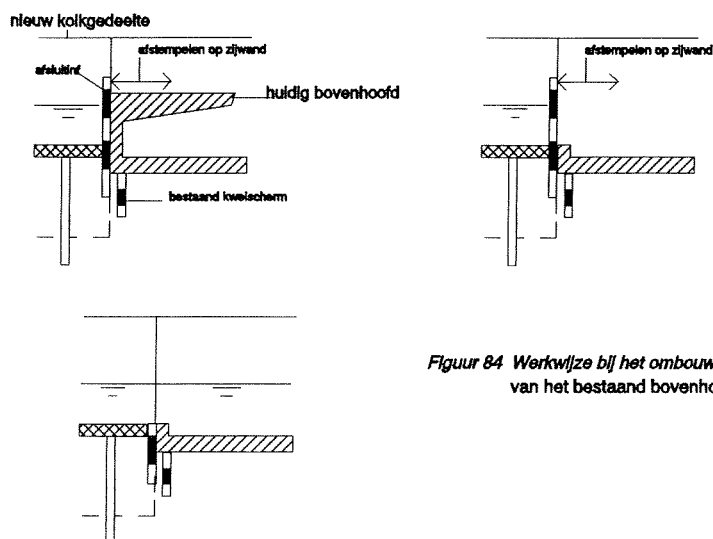
Aangezien alle ankers een permanente functie hebben, dient extra zorg aan de corrosiebescherming van het staal besteed te worden.

Wanneer de combinatie van gewone grondankers en groutankers slecht blijkt te zijn, zou dit opgelost kunnen worden door voor de bovenste ankerlaag ook groutankers aan te brengen. Zodoende kan de huidige 'kistdam'constructie als bestaand systeem zodanig intact gehouden worden, waarbij bovendien de koppeling van de veel langere en stijvere combiwand van de verlengde sluis kolk aan de veel kortere en slappere damwandprofielen van de bestaande geleidewand van de middensluis achterwege kan blijven; zo'n gekoppeld systeem is vermoedelijk niet uitvoerbaar.

De (ontwerp)berekeningen worden mede met behulp van het damwandprogramma MSHEET uitgevoerd (zie bijlage 11). De aanpak is vrijwel gelijk als bij de bouwkuip van de pneumatische caisson.

### 8.3 Ombouwen van het bestaande bovenhoofd tot een schutkolkgedeelte

Nadat het nieuwe schutkolkgedeelte gebouwd is, wordt het bestaande bovenhoofd omgebouwd tot een schutkolk moot door de woelkelder, de voorwand, de drempelvloer en een gedeelte van de zijwanden te slopen, deze wanden vervolgens tot de dagwijdte van 16 meter te herstellen en door tenslotte de riolen en de kelders definitief af te dichten. Tevens dient bij de zijwanden rekening te worden gehouden met een inkassing ten behoeve van een drijvende bolder. Een gedeelte van de deurkas van het huidig sluishoofd kan hiervoor dienen.



Figuur 84 Werkwijze bij het ombouwen van het bestaand bovenhoofd

De aanpassingswerkzaamheden vinden in het drooggezette bestaande sluishoofd plaats. De werkwijze is als volgt (zie ook figuur 84): wanneer de voorwand en de drempelvloer na het gereedkomen van de nieuwe kolkmoot water keert, zal aan de nieuwe kolkzijde een tijdelijke afsluiting in de vorm van stalen damwandprofielen geplaatst worden voordat de sloopwerkzaamheden aanvangen. Deze afsluiting is uiteraard slechts dan nodig als de nieuwe kolkmoot niet drooggezet kan worden en wordt reeds vóór het storten van de onderwaterbetonvloer van de kolk geplaatst. Na het vervolgens afdichten van de kelders en riolen, het gedeeltelijk slopen en herstellen van de zijwanden en het volgrouten van de openingen tussen de tijdelijke stalen damwandprofielen en de bestaande sluishoofdconstructie ten gevolge van de nissen van de damwandprofielen, worden de breekbalken en -kolommen van de woelkelder, de voorwand en de drempelvloer gesloopt. Tijdens en na de sloop- en herstelwerkzaamheden wordt de tijdelijke afsluiting aan de bovenzijde ondersteund door stempels, die geschoord afgestempeld zijn op de zijwanden van het sluishoofd. Tenslotte wordt een zodanige hoeveelheid water in de bestaande sluis(hoofd) gepompt, dat de afsluiting verwijderd kan worden door de damwandprofielen tot aan de onderwaterbetonvloer af te branden.

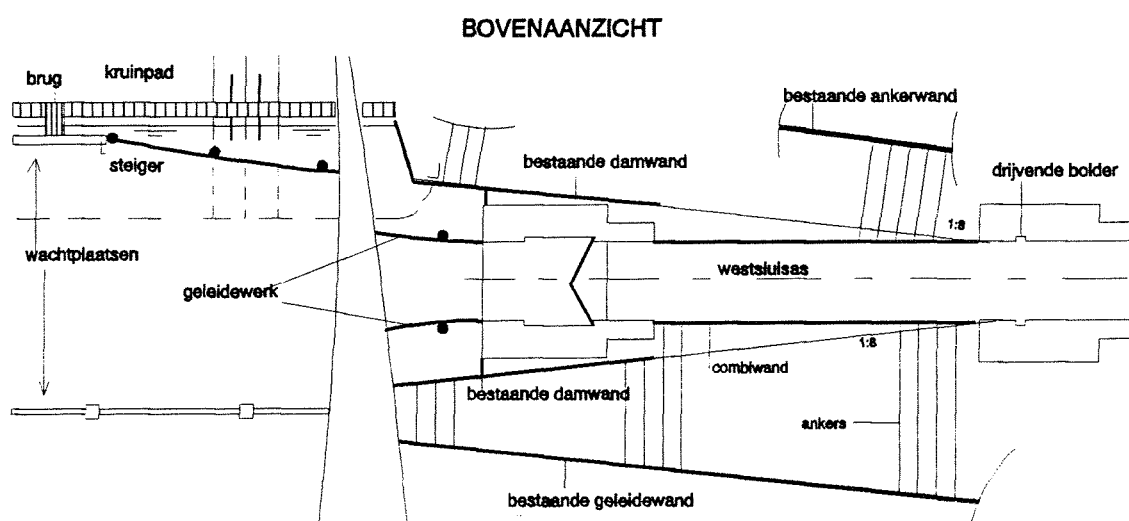
Als gevolg van de aanpassing van het huidig bovenhoofd zal nog het volgende gecontroleerd moeten worden, namelijk of na het wegvallen van de diverse betonconstructies de sterkte c.q. het draagvermogen van zowel de vloer als de zijwanden nog voldoende is om de opwaartse belastingen (bij het drooggezette sluishoofd) op te nemen. Wanneer dit niet het geval is, kunnen nog de volgende (versterkings)maatregelen genomen worden, namelijk:

- \* voor de vloer
  - het toevoegen van maximaal 1.3 meter definitief ballastbeton, tot aan het minimaal drempelniveau (NAP+16.8m)
  - het 'droog' aanbrengen van verticale groutankers door de vloer heen; tijdens het boren zijn aanvullende maatregelen benodigd om het grondwater buiten het hoofd te houden
- \* voor de zijwand
  - het volgrouten van de holle ruimtes in de wanden
  - het aanbrengen van horizontale ankers achter de wanden
  - het plaatsen van ontlastingsvloeren achter de wanden

## 9 Aansluitingen

### 9.1 Inleiding

Aangezien het nieuwe schutkolkgedeelte onderdeel is van de verlengde schutkolk en deze schutkolk en het nieuwe bovenhoofd weer onderdeel zijn van de verlengde sluis, dient voor de toekomstige situatie ook aandacht besteed te worden aan de aansluitingen tussen de verschillende onderdelen onderling en met de directe omgeving (zie figuur 86). Bij deze aansluitingen moet in ieder geval de waterdichtheid zoveel mogelijk worden verzekerd. In het volgende komen de diverse aansluitingen aan bod (zie ook bijlage 12 voor enige details).



Figuur 86 Overzicht toekomstige situatie

### 9.1 Nieuw sluisgedeelte op de middensluis

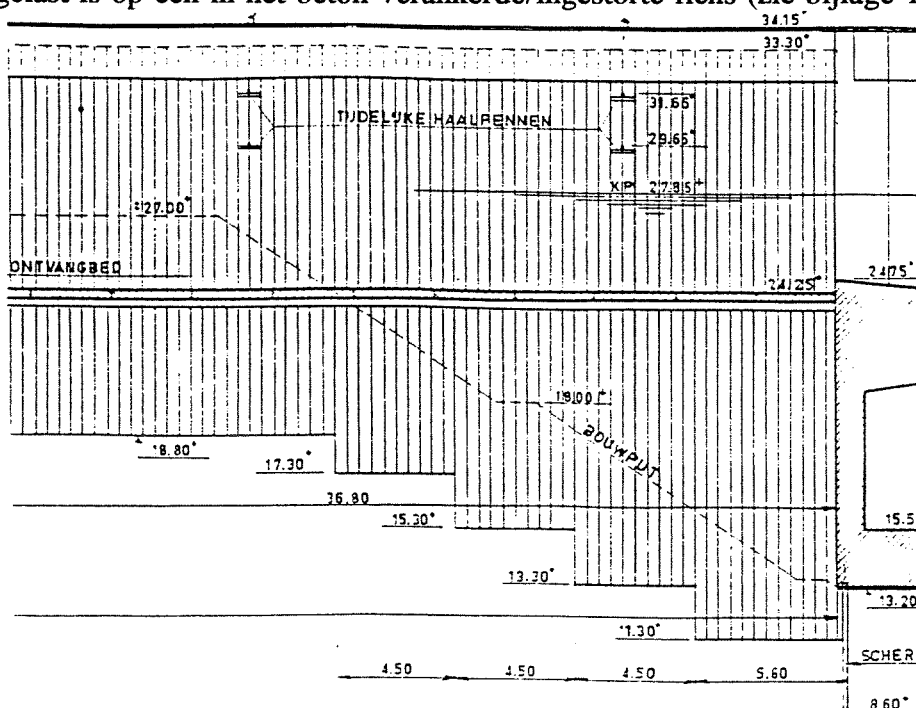
Gedurende en na de bouwwerkzaamheden ten behoeve van de te verlengen westsluis moet ongestoord scheepvaartverkeer door de bestaande oost- en middensluis mogelijk zijn. Wanneer ervoor gekozen wordt de combiwand van de nieuwe schutkolkmoet definitief te verankeren aan de bestaande geleidewand van de middensluis en aangezien deze geleidewand momenteel gekoppeld is aan de geleidewand van de bestaande westsluis door middel van een ankerscherm, moet speciale aandacht besteed worden aan de aansluiting van het nieuw sluisgedeelte op dit gedeelte van de middensluis. Hierbij moet de geleidewand van de middensluis continu haar functie kunnen blijven vervullen. Zowel tijdens de bouw en het afzinken van het nieuw bovenhoofd als tijdens de uitvoering van het nieuwe schutkolkgedeelte (zie bijlage 11) is hier dan ook rekening mee gehouden.

De oude geleidewandconstructies van de te verlengen sluis, zullen trouwens worden gehandhaafd, ondanks dat de constructies grotendeels geen functie meer hebben. Alleen ter hoogte van het nieuwe bovenhoofd zullen de damwanden aan de middensluiszijde nog dienst doen als ankerwand voor de geleidewand van de middensluis (zie figuur 86).

## 9.2 De bestaande sluis op het nieuw kolkgedeelte

Gewoonlijk worden betonnen sluisconstructies door dilatatievoegen in moten verdeeld. Deze voeg zorgt in principe ervoor dat de aansluitende moten de vrijheid bezitten tot verkorting ten gevolge van krimp en wintertemperaturen, verlenging ten gevolge van zomertemperaturen en rotatie als gevolg van ongelijke zettingen, zodat scheurvorming in het beton beperkt wordt. Omdat de nieuwe kolkconstructie bestaat uit stalen wanden en een in één keer onder water gestorte betonvloer, komt alleen de uiteinde van deze vloer in aanmerking voor zo'n voeg. Aangezien er een kleine kans is op ongelijkmatig dragen wegens de zeer draagkrachtige grondlagen onder de betonvloer en omdat de betonvloer na verharding onder water blijft, zodat krimp niet zo'n grote rol speelt, wordt een dilatatievoeg achterwege gelaten; bovendien is scheurvorming hier niet zo'n probleem, aangezien de kolk altijd gevuld is met water.

Wel moet aandacht besteed worden aan de aansluiting van de stalen kolkwanden op de betonnen zijwanden van het bestaand sluishoofd. Hierbij moet rekening worden gehouden met de bestaande geleidewand, waarlangs de nieuwe combiwand geplaatst zal worden. Eerst is nog overwogen om het laatste gedeelte van deze geleidewand te handhaven als deel van de schutkolkwand, aangezien de damwandprofielen op deze plaats tot ongeveer 5.5 meter onder de bovenkant van de toekomstige kolkvloer reiken (zie figuur 87). Uiteraard moeten deze bestaande damwanden eveneens meervoudig verankerd worden. Het voordeel van deze oplossing is dat de plaatsing van een brede combiwand, op die plaats waar de ruimte het krapst is, achterwege kan blijven. Toch wordt hier vanaf gezien omdat complicaties worden verwacht bij de aansluiting tussen nieuwe combiwand en bestaande damwand. Vooralsnog wordt ervoor gekozen om wegens de krappe ruimte het laatste gedeelte van de kolkwand uit te voeren als gewone damwand in plaats van een combiwand. Het laatste damwandprofiel wordt aangesloten op een van te voren geplaatst slot, dat gelast is op een in het beton verankerde/ingestorte flens (zie bijlage 12).



*Figuur 87 Huidige situatie ter plaatse waar geleidewanden op sluis aansluiten*

### 9.3 Het nieuw kolkgedeelte op het nieuw bovenhoofd

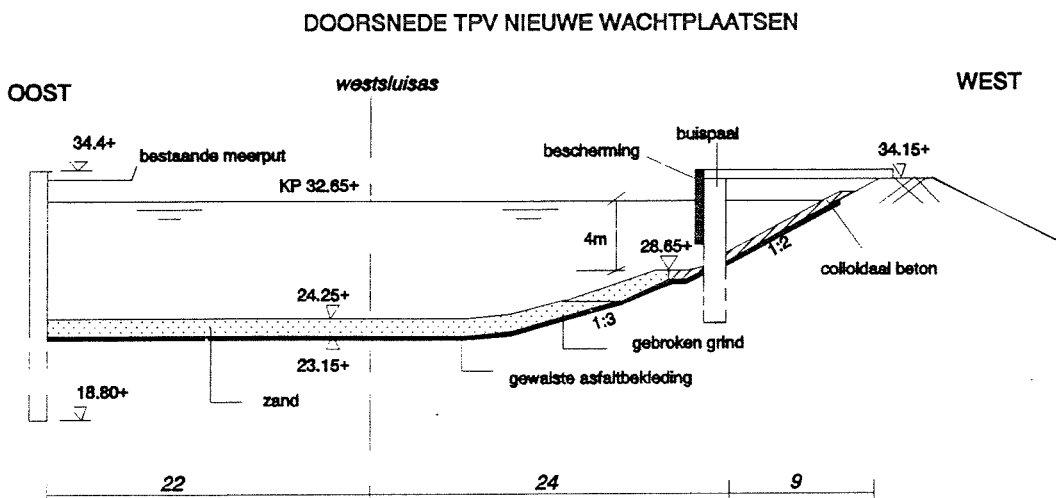
Ook bij de aansluiting van de vloer van het nieuwe kolkgedeelte op het nieuwe bovenhoofd wordt om dezelfde reden een dilatatievoeg achterwege gelaten. Daarentegen is bij de aansluiting van de stalen kolkwanden op de betonnen sluishoofdwanden eveneens rekening gehouden met een in het beton gestorte/verankerde stalen flens waarop een slot is gelast. Op dit slot wordt een stalen damwand aangesloten (zie bijlage 12).

### 9.4 Het nieuw bovenhoofd op de bovenvoorhaven

Het bovenhoofd sluit zowel direct als indirect aan op de diverse onderdelen van de bovenvoorhaven. Als gevolg van de verlenging van de westsluis is het noodzakelijk het bestaande ontvangbed aldaar te verwijderen en de bestaande geleidewerken 'van hun functie te ontheffen'. Als gevolg hiervan zullen nieuwe geleidewerken ingericht moeten worden.

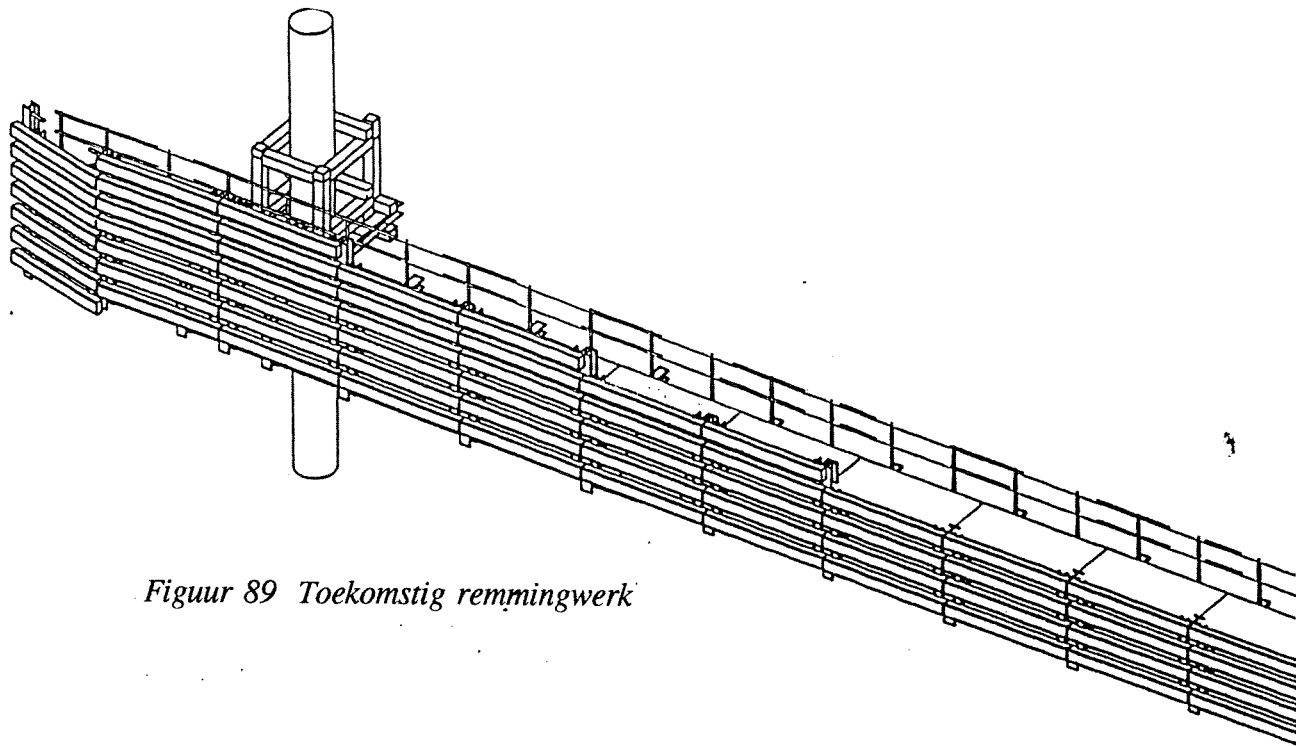
Daarnaast worden ook nieuwe wachtplaatsen gecreëerd (zie figuur 86). Onzeker is het vooralsnog of in de toekomstige situatie ook weer een ontvangbed benodigd is. De nieuwe stromingssituatie is immers veel voordeliger dan de situatie waarbij toentertijd het ontvangbed nodig werd geacht en waarop het is gedimensioneerd (o.a. groter toestromingsoppervlak). Voorlopig wordt hiervan afgezien.

De nieuwe wachtplaatsen met een totale lengte van ongeveer 200 meter worden aan de westoeverzijde ingericht. Aangezien het kanaalbodemprofiel hier in een dijktalud overloopt, zal de waterdiepte ter plaatse van deze wachtplaatsen uiteindelijk minimaal 4.0 meter zijn (zie figuur 88). Deze diepte wordt voor de schepen ter hoogte van de ligplaatsen voldoende geacht.



*Figuur 88 Situatie ter hoogte van de nieuwe wachtplaatsen*

Zowel voor de wachtplaatsen als voor de geleidewerken wordt voorlopig gerekend op open constructies met stalen buispalen en liggers en met een hardhouten bescherming. Toch is het zeer waarschijnlijk dat een momenteel in ontwikkeling zijnde geleideconstructie, speciaal voor duwconvoeien, uiteindelijk toegepast gaat worden (zie figuur 89). Ter plekke van de wachtplaatsen bevinden zich nog enkele bruggetjes, zodat de schippers, de rest van de bemanning en de lading ongehinderd de oever kunnen bereiken.



Figuur 89 Toekomstig remmingwerk

Aangezien de buispalen in de 'natte' door de waterdichte bekleding worden geheid, moet speciale aandacht besteed worden aan de waterdichtheid van het kanaal tijdens de uitvoering hiervan. Aangezien het in de planning ligt de waterdichte bekleding van de westoever te reconstrueren in navolging van de eerder gerenoveerde oostoever (zie *Cement 1993 nr. 11*), zou een gedeelte van deze reconstructie kunnen samenlopen met de werkzaamheden ten behoeve van de te verlengen westsluis. Bij de reconstructie van de oostoever is toentertijd (december 1993) ter plaatse van de waterlijn een met colloïdaal beton gepenetreerde breuksteenlaag bovenop de bestaande asfaltbetonlaag aangebracht. Door bij de uitvoering ten behoeve van de verlengde westsluis de asfaltbetonlaag rondom de ingehaide buispaal vrijwel direct na het heiwerk te repareren door bijvoorbeeld het injecteren van grout of een waterglasmengsel en door daarna de oever op dezelfde manier te reconstrueren als bij de oostoever, wordt geacht dat de waterdichtheid van het kanaal tijdens en na de bouwwerkzaamheden in voldoende mate gegarandeerd is.

## 10 Conclusies en aanbevelingen

In het volgende worden diverse conclusies getrokken en enkele aanbevelingen gedaan ten aanzien van het definitief ontwerp, waarbij het ontwerp ook kritisch wordt beoordeeld.

### 10.1 Conclusies

- \* de totale globale bouwfasering zal als volgt zijn:
  - 1) maken damwandkuip
  - 2) bouwen pneumatisch caisson in een kuip
  - 3) afzinken pneumatisch caisson
  - 4) tijdelijk droogzetten bestaande sluis
  - 5) aanleggen nieuw schutkolkgedeelte
  - 6) ombouwen bestaand bovenhoofd tot schutkolkgedeelte
  - 7) inrichten nieuw sluisgedeelte waarbij o.a. de puntdeuren worden omgehangen
  - 8) herinrichten bovenvoorhaven
- \* het ontwerp, zoals het er nu ligt, is technisch haalbaar, relatief snel uit te voeren en levert weinig hinder op voor de omgeving
- \* bij de uitvoering van dit ontwerp wordt in grote mate gebruik gemaakt van de reeds bestaande middelen zoals de mogelijkheid om de bestaande sluis en het kanaal eenvoudig droog te zetten en van de bestaande geleidewandconstructies
- \* bij het ontwerp wordt in grote mate herbruik gemaakt van de bestaande sluisonderdelen zoals de huidige sluisconstructie, wachtplaatsen, puntdeuren en een deel van de geleidewandconstructies
- \* de verlengde sluis zal niet geheel kunnen worden drooggezet; alternatieve middelen zullen hier toegepast worden
- \* de pneumatische caissonmethode blijkt een zeer geschikte methode te zijn om nieuwe constructies op bestaande constructies aan te sluiten; vooral met het oog op de voortdurende aanpassing van bestaande kunstwerken op de steeds veranderende ontwikkelingen, is voor deze toch klassieke methode nog een toekomst weggelegd
- \* de vorm en het gewicht van het bovenhoofd zijn zeer voordelig om deze constructie als pneumatisch caisson op diepte te brengen; daarentegen zijn de horizontale afmetingen zodanig dat het toekomstig sluisonderdeel zover van de bestaande sluis moet worden aangelegd als de ruimte tussen de bestaande geleidewanden toelaat; hierdoor zal de uiteindelijke kolk lengte 217 meter, wat betekent dat afgeweken zal worden van het eerder vermelde uitgangspunt van een minimale lengte van 200 meter gesteld door Rijkswaterstaat; qua lengte kunnen daarmee in de toekomst zelfs langere schepen dan de duwconvoeien in de sluis toegelaten worden; omdat vermoedelijk de dimensies van het toekomstig bovenhoofd aangepast c.q. gereduceerd kunnen worden en ook de dagwijdte tot uiterlijk 12 meter in plaats van 16 meter zou kunnen worden beperkt, is het zeer goed mogelijk de lengte van de toekomstige kolk tot 200 meter te beperken

- \* de sluis wordt voorlopig slechts verlengd, waardoor slechts duwvaart met beperkt laadgewicht gebruik zal kunnen maken van dit kunstwerk; om de beperking op te heffen, zou wellicht direct ook de diepgang van de bestaande sluis aangepast kunnen worden, zodat wederaanpassing in de verdere toekomst achterwege kan blijven
- \* het nieuw kolkgedeelte wordt uitgevoerd als stalen damwand met een onderwaterbetonvloer; aangezien het bovenhoofd pneumatisch wordt afgezonken en de installaties en voorzieningen daarvoor toch aanwezig zijn, is het wellicht toch aantrekkelijk ook de kolk als pneumatisch caisson af te zinken; in dit geval zullen de dagwijdte en de wandbreedte wel van het huidig kolkprofiel moeten afwijken, zodat dit caisson tussen de bestaande geleidewanden kan worden afgezonken; de beide caissons kunnen vermoedelijk dan in een vergrote bouwkuip worden gebouwd en afgezonken
- \* ten gevolge van de sluisverlenging zal de bovenvoorhaven worden heringericht; deze herinrichting kan samenvallen met de voorgestelde andere projecten zoals de renovatie van de waterdichte bekleding en geleideconstructies

## **10.2 Aanbevelingen**

- \* verlenging aan de kant van het benedenhoofd zal beter onderzocht moeten worden om zodoende een meer verantwoorde keuze te kunnen maken
- \* de bestaande 'kistdam'constructie als begrenzing van de damwandkuip zal beter kunnen worden beoordeeld met behulp van een eindige elementen programma zoals PLAXIS
- \* tevens is het aanbevelenswaardig nog een uitgebreid grondonderzoek te verrichten; hierbij zal onder andere gelet moeten worden op de grondwaterstanden en op de inhomogeniteit van de grondopbouw
- \* vooralsnog wordt het vulsysteem gelijk gekozen aan het bestaand systeem, terwijl het ontwerp van de woelkelder wellicht aan de nieuwe situatie aangepast zal moeten worden; hier moet dus enig hydraulisch onderzoek worden verricht
- \* ook zal onderzoek moeten plaatsvinden naar de toepassing van een ontvangbed in de nieuwe situatie; ook dit is voornamelijk een hydraulisch probleem
- \* de huidige staat van de diverse sluisonderdelen en met name de deuren met bewegingswerken in het bestaand bovenhoofd zal grondig geïnspecteerd moeten worden
- \* de belastinggevallen tijdens het afzinken zullen onderzocht moeten worden, om zodoende meer te kunnen zeggen over de maatgevende momenten in de caissonconstructie; deze momenten zouden namelijk tot andere c.q. grotere (dikte)afmetingen kunnen leiden
- \* meer onderzoek is gewenst naar het gevaar van leegloop van het kanaal tijdens de uitvoering
- \* ook zal wellicht de invloed van andere projecten in de omgeving, zoals het Grensmaasproject betrokken moeten worden bij dit project



## Literatuurlijst

Alblas, P.T.

Het ontwerpproces : constructief ontwerp : funderingen / P.T. Alblas. - In: Cement jrg.38, 1986, nr.9, p. 13-18

Aster, H.

Vom Senkkasten zur Spundwand - Hochbelastete Tiefgründungen / H. Aster, G. Maas und H. Siegemund. - In: BMT 1979, nr.2, p. 45-48

Bastiaans, J.G.

Toepassing bij specifieke eisen : Luchtdruk versus conventionele consolidatie / J.G. Bastiaans. - In: Land + Water 1995, nr.6, p. 22-25

Becker, Horst

Beim Asubau der Fernwärmeversorgung in Berlin : Großes Betonbauwerk auf 26 m Tiefe abgesenkt / Horst Becker. - In: BMT 1987, Februar, p. 80-83

Bleichrodt, G.

De Maas : Een dijk van een rivier : Van bron tot monding : Woekeren met water en een tocht op de Maas : Een rivier met een rijke geschiedenis : Een rivier met vele functies / Bleichrodt, G. [et al.]. - In: Otar, 1992, nr.7/8, p. 223-247  
Vervolg: Otar, 1992, nr.10, p. 303-306

Bongers, R.P.

Pneumatisch afzinken van sluishoofden / R.P. Bongers en G.W.J. van de Haterd. - In: Cement jrg.47, nr.5, p. 63-66

Bonnie, L.

De Oranjesluizen / L. Bonnie. - In: Otar, 1995, nr.3, p. 93-95

Bouwmeester-van den Bos, W.J.

Sluizen bij Wijnegem aangepast aan tweebaks-duwvaart / W.J. Bouwmeester-van den Bos. - In: Land + Water, 1995, nr.4, p. 66-69

BruX, G.

Schutkolkvloer met colcrete-onderwaterbeton / G. BruX. - In: Cement jrg.28, 1976, nr.6, p. 247

Danneman, E.

Neue Erkenntnisse bei der Herstellung von Absenkbauwerken im Grundwasser / E. Danneman. - In: Bauingenieur jrg.66, 1991, p. 281-285

Dannemann, Erich

Erfahrungen beim Absenken von Bauwerken im Grundwasser / Erich Dannemann. - In: Bauplanung-Bautechnik jrg.43, 1989, Heft 12, p. 547-550

Dorenbos, G.

Openstelling voor de scheepvaart van de nieuwe schutsluizen in het Julianakanaal te Born / G. Dorenbos. - In: Otar, 1960, augustus, 2 p.

DrielingSluis

De drielingSluis te Maasbracht. - 's-Gravenhage : Ministerie van Verkeer en Waterstaat. - 3p.

Engelmann, Eberhard

Umweltfreundlich bauen in Berlin : Caisson-Absenkung ist wirtschaftlich. - In: Beton 1984, nr.8, p. 315-316

Feller, Manfred

Regenrückhaltebecken als Caisson : Element der Bremer Kanalnetzmodernisierung / Manfred Feller. - In: Beton 1991, nr.8, p. 382-384

Friedrich, Jörg

Herstellung und Abteufung des Pumpwerks Leverkusen-Hitdorf im Senkkastenbauart / Friedrich, Jörg und Willi Herscheid. - In: Beton- und Stahlbetonbau 1982, nr.7, p. 191-192

Gasunie

Gasunie Groningen : kelder nieuwbouw : evenwichtsituaties tijdens afzinken. - Papendrecht : Visser & Smit Bouw, 1990. - 9p. : ill.

Gollert, P.

Caissongründung für Brücke über den Mississippi / P. Gollert. - In: Bauingenieur 1978, nr.53, p. 126

Gordijn, Wim

Zeeburger keersluis kan dieper liggend schip aan : Verlaging drempel in vijftien weken geklaard / Wim Gordijn. - In: Land + Water, 1992, oktober, p.66-69

Gräber, H.

Koelwaterpompegebouw en koelwaterleidingen voor de Clauscentrale te Maasbracht / H. Gräber. - In: Cement jrg.30, 1978, nr.11, p. 495-505

Haterd, G.W.J. van de

Bouw sluisencomplex te Nieuwe Statenzijl / G.W.J. van de Haterd, G.J.M. Hertogh, A. Nicolai. - In: Otter, 1990, nr.7, p. 245-254

Haterd, G.W.J. van de

Pneumatisch afzinken sluishoofden precisiewerk : Schutsluis in omgelegde Zuid-Willemsvaart bij Helmond gereed / G.W.J. van de Haterd. - In: Land + Water, 1993, april, p. 68-71

Heurck, J. van

Nieuwe roldeuren lopen snel en vergen minder onderhoud : Sluizen in IJmuiden aangepast aan toenemend scheepvaartverkeer / J. van Heurck. - In: Land + Water, 1990, april, p. 88-93

Heurck, J. van

Nieuwe sluisdeuren glijden straks op dun laagje water : Oranjesluizen Amsterdam krijgen grote technische opknappbeurt / J. van Heurck. - In: Land + Water, 1990, juli/augustus, p. 74-75

Hijna, L.F.

Onderwater betonvloer verankerd met groutankers / L.F. Hijna, E.J. Huiden. - In: Cement jrg.45, 1993, nr.9, p. 16-19

Hoos, H.

Erasmusbrug Rotterdam / H. Hoos en Th. A. Feijen. - In: Cement jrg.47, 1995, nr.7/8, p. 8-15

Jonker, L.A.

Bestaande en nieuwe sluisen in de vaarweg van Zuid-Limburg naar het Noorden / L.A. Jonker. - p. 152-157 : ill.

Jonker, L.A.

Enige werken van de Rijkswaterstaat in Limburg : III. De nieuwe sluisen in het Julianakanaal / L.A. Jonker. - In: De Ingenieur jrg. 78, 1966, nr.30, p. B157-B169

Kamerling, M.W.

Caissonnement voor diepe kelders in de utiliteitsbouw / M.W. Kamerling en W.J. van den Boogaard. - In: Cement jrg.38, 1986, nr.2, p. 28-31

Kastaun, Falk

Druckluftsenkkästen als Gründungselement / Falk Kastaun und Manfred Knittel. - In: Bauplanung-Bautechnik jrg.40, 1986, Heft 10, p. 464-466

Klatter, H.E.

Reconstructie oostoever Julianakanaal : Toepassing van colloïdaal beton op het traject Born-Maasbracht / H.E. Klatter en P.J. Meesen. - In: Cement jrg 45, 1993, nr.11, p. 62-65

Koelwaterpompgebouw

Koelwaterpompgebouw Centrale Maasvlakte. - Rotterdam : Gemeentewerken Rotterdam, [197?]. - 16p. : ill.

Köhne, J.H.

Storten van onderwaterbeton met de Hop-dobber / J.H. Köhne. - In: Cement jrg.35, 1983, nr.12, p. 795-800

Laak, H.M. v.d.

Kanaal door Zuid-Beveland staat bestaande sluizen en genomen maatregelen / H.M. v.d. Laak. - In: Otar, 1987, nr.2, p. 46-52

Liempt, J. van

Uitvoeringstechnische aspecten : constructief ontwerp : funderingen / J. van Liempt. - In: Cement jrg.38, 1986, nr.9, p. 19-24

Maas

De Maas tot in de volgende eeuw : Een programma gericht op verbetering van de rivier als vaarweg en herstel van ecologische en natuurwaarden. - In: Informatiebulletin Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Directie Limburg, 1993, oktober, p. 1-7

May, Alfons

Einsatz des Druckluftsenkkastens für die Errichtung einer Waggon-Doppelstirn-kippanlage / Alfons May. - In: Bauplanung-Bautechnik jrg.37, 1983, Heft 8, p. 348-350

Meckelburg, Lothar

Komplexe Technologie Druckluftgründungen im Industriebau / Lothar Meckelburg. - In: Bauplanung-Bautechnik jrg.43, 1989, Heft 10, p. 456-457

Mulder, F.H.J.

Tunnelcaissons en diepwanden : Oostlijn gedeelte Rhijnspoorplein - Schollenbrugstraat / F.H.J. Mulder. - In: Cement jrg.25, 1973, nr.8, p. 316-321

Nieuwe

De nieuwe duwvaartsluizen bij Hansweert. - In: Land + Water-nu, 1987, nr.4, p. 9-13

Nonveiller, E.

Gründungsschacht 60 m tief als Brunnen abgesenkt / E. Nonveiller [et al.]. - In: Bauingenieur 1982, nr. 57, p. 351-354

Polen, B.

Afzinken van twee betonnen schachten met een bentonietsmering / B. Polen. - 1972. - 3p. : ill. Overdr. van: Cement jrg.24 (1972) nr.11

Polen, B.

Koelwaterpompgebouw : Centrale Maasvlakte / B. Polen. - Rotterdam : Funderingstechniek Nederland, 1972. - 7 p. : ill.

Polen, B.

Pneumatisch Caisson : Kluiskeider Joh. Enschede te Haarlem / B. Polen. - 1977. - 15p. : ill.

Polen, B.

Pneumatische caissonmethode / B. Polen. - 1975. - 8p. : ill.

Reznik, Yakov M.

Large-scale loading tests of shallow footings in pneumatic caisson / Yakov M. Reznik. - [1992?]. - 2p. : ill.

Savidis, Stavros

Räumlicher Erddruck auf Senkkasten und Schächte : Experimentelle Untersuchungen und theoretische Betrachtungen / Stavros Savidis [et al.]. - In: Bautechnik 1987, nr.8, p. 268-272

Stevelink, W.

Sluizenbouw / W. Stevelink. - In: Cement jrg.24, 1972, nr.12, p. 547-549

Verruijt, A.

Grondmechanica / A. Verruijt. - 3e dr. - Delft : Vereniging voor Studie- en Studentenbelangen ; Delft : Delftse Uitgevers Maatschappij, 1990. - 282 p. : ill.

Met lit. opg., index

ISBN 90-6562-045-1

Vries, S.B. de

Koelwaterpompegebouw : Centrale Maasvlakte / S.B. de Vries. - 7 p.

Vuyk, D.

Metrolijn - ondergronds gedeelte : oostlijn gedeelte Zandstraat - Weesperplein / D. Vuyk. - In: Cement jrg.25, 1973, nr.8, p. 310-315

Wijers, A.

Enige werken van de Rijkswaterstaat in Limburg : II. De werken ter vergroting van de capaciteit van het Julianakanaal / A. Wijers. - In: De Ingenieur jrg.78, 1966, nr.24, p. B117-B121

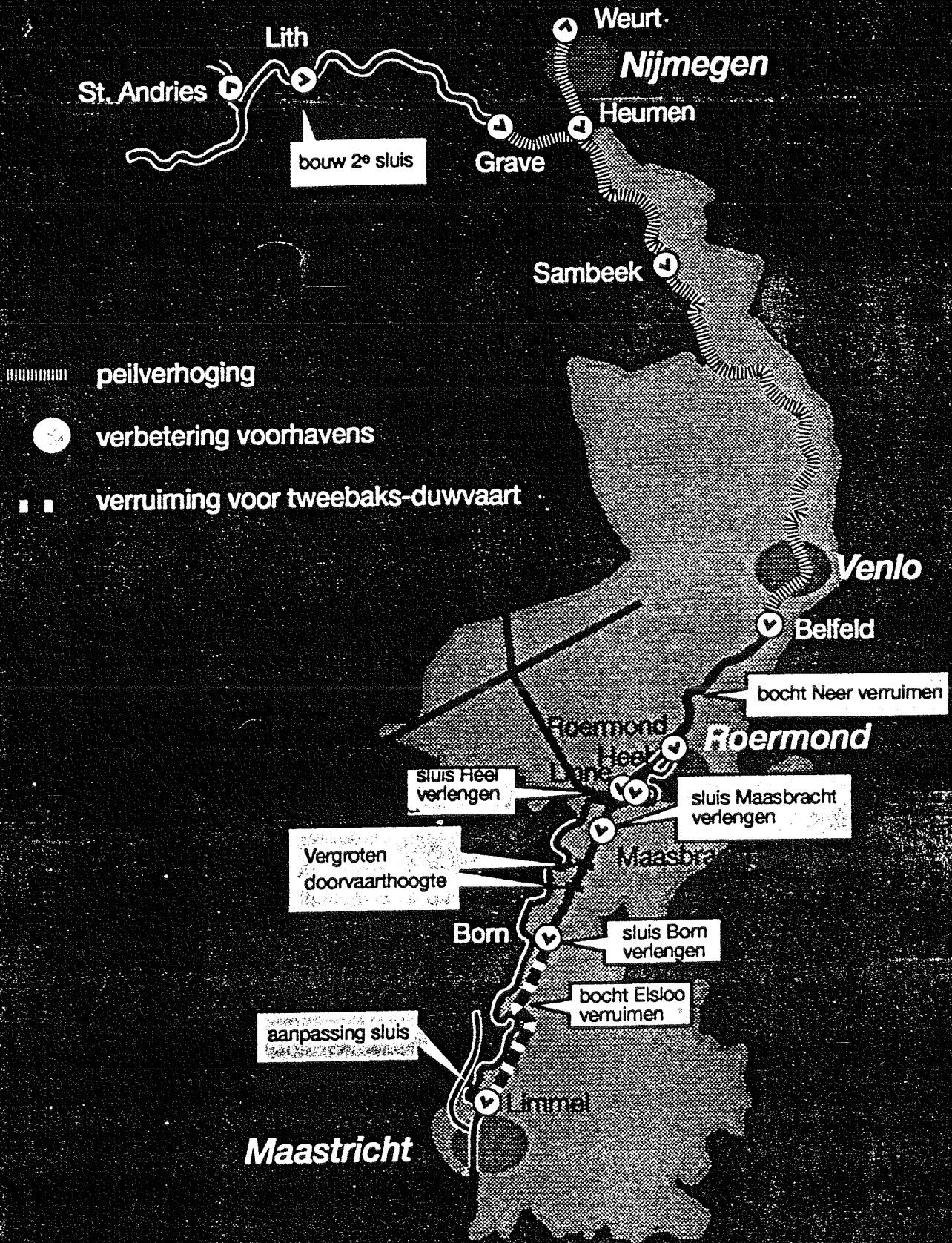
Wijers, A.

Enige werken van de Rijkswaterstaat in Limburg : II. De werken ter vergroting van de capaciteit van het Julianakanaal : vervolg en slot / A. Wijers. - In: De Ingenieur jrg.78, 1966, nr.28, p. B143-B151

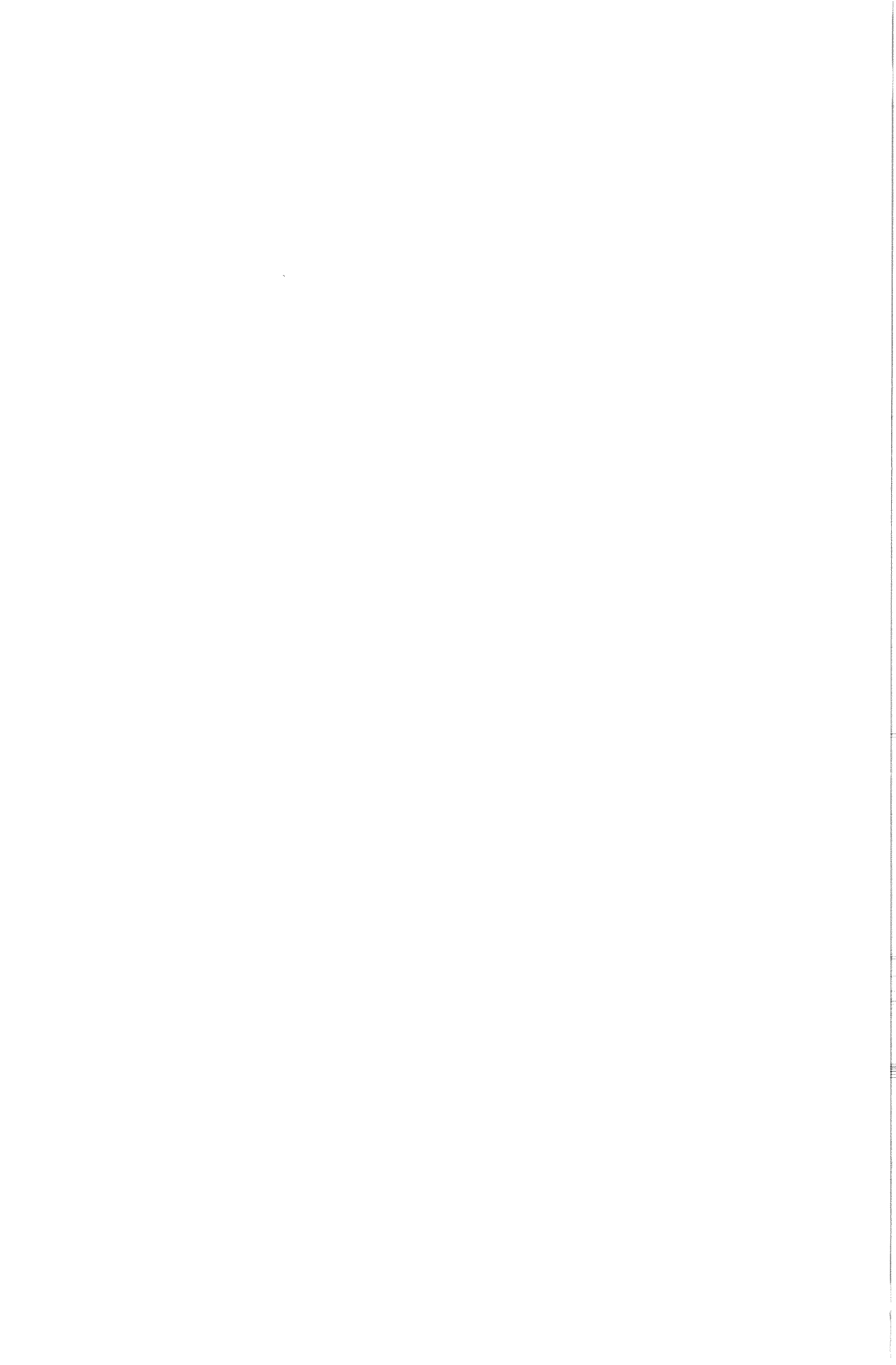
Zuurdeeg, J.

Ontwikkeling van de Zuidlimburgse waterwegen : Bij het zilveren jubileum van het Julianakanaal / J. Zuurdeeg. - In: Land + Water, 1960, juli/aug., p. 154-163

# VERBETERING VAN DE RIVIER ALS VAARWEG



oktober 1993



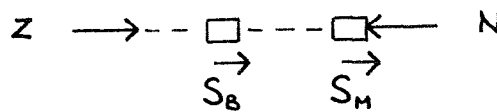
## Bijlage 2 Schatting minimaal benodigde debiet Julianakanaal in nieuwe situatie

### Uitgangspunten:

- één kolk van de tweelingsluis te Born wordt tot 200 meter verlengd; toename schutverlies geheel complex  $S_B = 18\%$
- één kolk van de drielingsluis te Maasbracht wordt tot 200 meter verlengd; toename schutverlies geheel complex  $S_M = 12\%$
- capaciteit gemaal =  $10 \text{ m}^3/\text{s}$
- bestaande situatie  $S_B = S_M$  (1)

### Bestaande situatie:

minimaal benodigd debiet =  $15 \text{ m}^3/\text{s}$



evenwicht  $15 = S_B + S_M - 10 \implies S_B + S_M = 25$  (2)

### Nieuwe situatie

evenwicht  $X = 1.18 \cdot S_B + 1.12 \cdot S_M - 10$  (3)

Uit 1, 2 en 3 volgt:  $X = 19.5 \text{ m}^3/\text{s}$





## Bijlage 3 Ontwerp vulsysteem voor nieuwe bovenhoofd

Het vulsysteem bestaat uit twee hoofdonderdelen:

- \* korte omloopriolen met hydraulische wielschuiven
- \* woelkelder

### 1 Probleemomschrijving

Als gevolg van de verlenging van de schutkolk met 58 meter neemt het totaal benodigde hoeveelheid schutwater van de sluis met ongeveer 36% toe. Wanneer hetzelfde systeem met dezelfde afmetingen, capaciteiten en vorm toegepast wordt voor het nieuw bovenhoofd, zal in ieder geval de totale vul- en ledigtijd toenemen. De ledigtijd kan helaas onmogelijk aangepast worden, aangezien het benedenhoofd 'onaangetast' blijft, maar de vultijd kan wel gereduceerd worden omdat een geheel nieuw bovenhoofd gecreëerd wordt. Omdat naast de toename van de hoeveelheid schutwater ook de grootte, en met name de lengte, en het gewicht van de maatgevende schepen, die geschut worden, toenemen, zullen ook de toelaatbare langskrachten gecontroleerd moeten worden. Nagegaan zal moeten worden welke consequenties aanpassing van één of meerdere onderdelen van het huidig systeem heeft voor de totale vultijd, de hydrodynamische krachten op de afgemeerde schepen in de kolk en voor het ontwerp van het bovenhoofd en de sluis als geheel. Wegens gebrek aan bepaalde gegevens en wegens de complexiteit van de woelkelder wordt een benaderende berekening hierbij als hulpmiddel gebruikt.

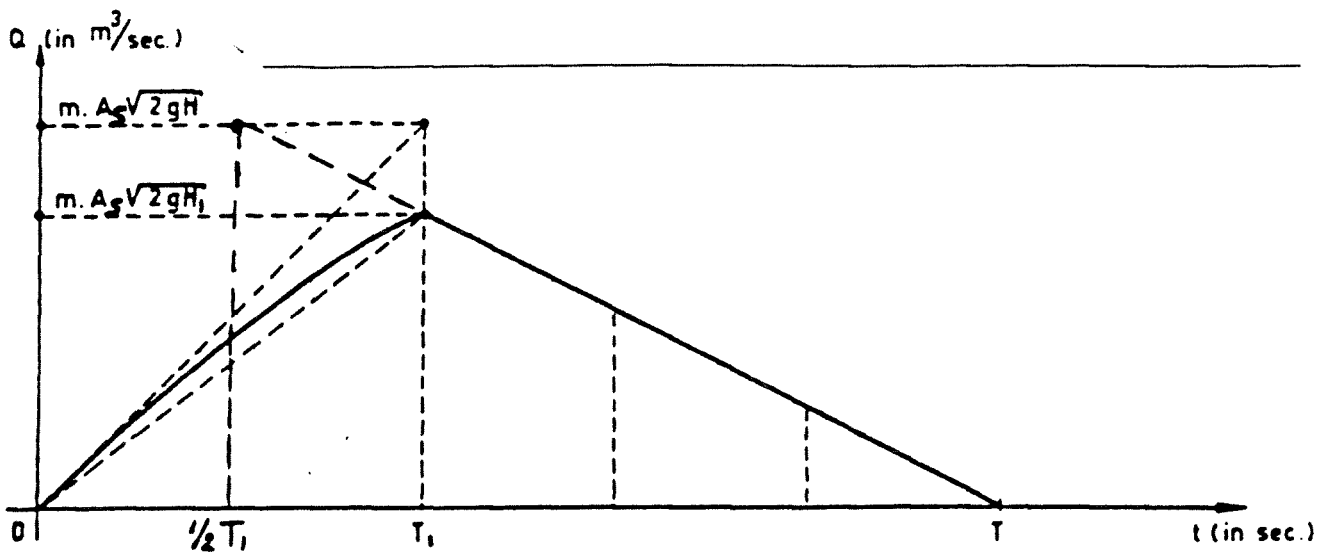
### 2 Huidig vulsysteem

**Uitgangspunten:**

- het vullen geschiedt door twee riolen
- riolafmetingen  $2.50 \times 3.35 \text{ m}^2$  (b x h)
- het water wordt ingelaten door het lineair heffen van hydraulische wielschuiven
- de totale vultijd is 540 seconden
- totaal debiet door riolenstelsel = vuldebet schutkolk

#### 2.1 Bepaling heftijd schuiven bij het geleidelijk openen

In het begin van het heffen blijft het debiet door de riool iets achter door de traagheid van het water. Het maximale debiet wordt bereikt als de schuif geheel geheven is, daarna neemt het debiet lineair af. De maximale debietversnelling/-vertraging, mede bepalend voor de langskrachten in de kolk, wordt bereikt meteen na het openen van de schuiven of na het bereiken van het maximaal vuldebet. Eén van beiden zal per situatie maatgevend zijn.



$$T = \frac{1}{2} T_h + \frac{(2 \cdot A \cdot \Delta H)}{(\mu \cdot A_{\text{riool}} \cdot \sqrt{(2 \cdot g \cdot \Delta H)})}$$

- waarin  $T$  = totale vultijd [sec]  
 $T_h$  = heftijd [sec]  
 $A$  = schutoppervlak [m<sup>2</sup>]  
 $\Delta H$  = verval [m]  
 $\mu$  = afvoercoëfficiënt  
 $A_{\text{riool}}$  = totale riooldoorsnede [m<sup>2</sup>]  
 $g$  = zwaartekrachtversnelling [m/s<sup>2</sup>]

- Met  $T = 540$  sec  
 $A \cdot \Delta H = 30400$  m<sup>3</sup>  
 $\Delta H = 11.85$  m  
 $g = 9.81$  m/s<sup>2</sup>  
 $\mu = 0.66$   
 $A_{\text{riool}} = 16.75$  m<sup>2</sup>

volgt  $T_h = 358$  sec

## 2.2 Bepaling $\Delta H_h$ , $Q_*$ en $Q_{\text{max}}$ :

$$T_h = \frac{(4 \cdot A)}{(\mu \cdot A_{\text{riool}} \cdot \sqrt{(2 \cdot g)})} \cdot (\sqrt{\Delta H} - \sqrt{\Delta H_h})$$

waarin  $\Delta H_h$  = restverval na het heffen van de schuiven

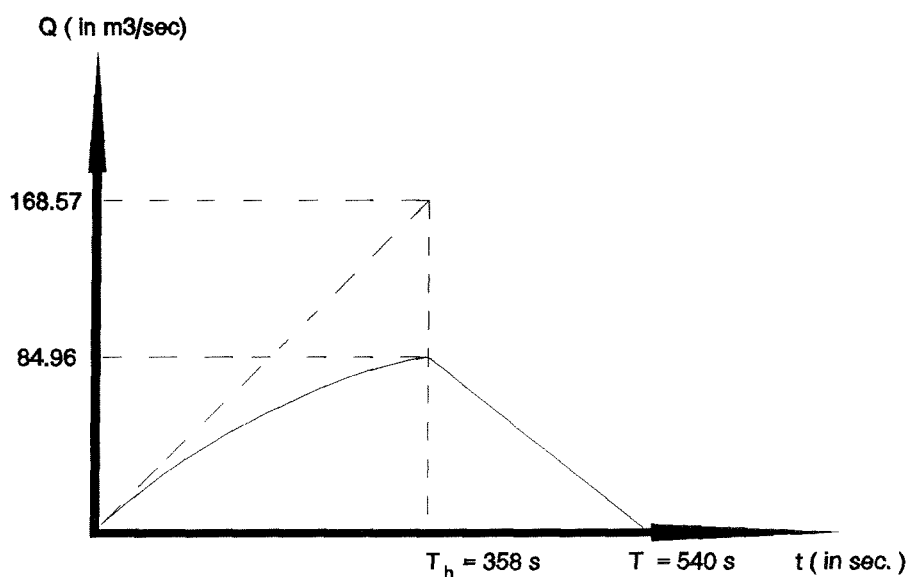
Hieruit volgt  $\Delta H_h = 3.01$  meter

$Q_* = \mu \cdot A_{\text{riool}} \cdot \sqrt{(2 \cdot g \cdot \Delta H)}$       waarbij  $Q_*$  = fictief maximaal vuldebiet  
 (bij verwaarlozing vertraging)

$$Q_* = 168.57 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_{\text{max}} = \mu \cdot A_{\text{riool}} \cdot \sqrt{(2 \cdot g \cdot \Delta H_h)}$       waarbij  $Q_{\text{max}}$  = maximaal vuldebiet

$$Q_{\text{max}} = 84.96 \text{ m}^3/\text{s}$$



Figuur 2 Vuldebietprogramma huidige situatie

N.B. de afvoercoëfficiënt  $\mu$  van de riolen is afhankelijk van de grootte, lengte en vorm van de openingen; deze factoren bepalen namelijk in belangrijke mate de energieverliezen;  $\mu = \sqrt{1/\Sigma\phi}$  waarbij  $\Sigma\phi$  de som is van alle wrijvings- en vertragsverliezen in het gehele riolenstelsel; in een hydraulisch model wordt vaak langs empirische weg deze waarde bepaald; omdat de waarde van deze coëfficiënt onbekend is, is bij deze benaderende berekeningen een waarde aangehouden die bij een andere studie is gebruikt, nl. de ontwerpstudie van de sluizen in de Zuid-Willemsvaart, uitgevoerd door WL. Hier vond kolkvulling plaats door het geleidelijk openen van schuiven in de deuren. Zeer waarschijnlijk zal hier de  $\mu$ -waarde kleiner zijn, omdat extra verliezen optreden als gevolg van de woelkelder. Deze waarden kunnen veelal variëren tussen 0.4 en 0.6 (Bron: F13-dictaat). Hierdoor is het ook zeer waarschijnlijk dat de heftijd/totale vultijd-verhouding kleiner is, zelfs kleiner dan 0.5.

Aangezien men slechts geïnteresseerd is in de relatieve invloed van bepaalde variabelen, is de precieze waarde van  $\mu$  in dit stadium niet zo belangrijk en wordt 0.66 aangehouden.

### 2.3 Langskrachten werkend op de afgemeerde schepen in de kolk

De hydrodynamische langskrachten als gevolg van het vullen van de kolk zijn bepalend voor de troskrachten. Langskrachten kunnen ontstaan ten gevolge van:

- \* translatiegolven
- \* waterspiegeldaling ter plaatse van de geconcentreerde straal
- \* directe straalwerking
- \* stromingsweerstand

Bij dit vulsysteem ontstaan slechts langskrachten ten gevolge van translatiegolven. De drie andere oorzaken doen zich meer voor bij het ontbreken van een woelkelder en zijn hier verwaarloosbaar.

Als gevolg van de straalbrekers en de stroomgeleiders in de woelkelder wordt de schutstroom gedwongen zich reeds direct over de gehele hoogte van de kolk te verdelen, waardoor een regelmatige langsstroom ontstaat. Omdat accurate gegevens hierover ontbreken, wordt gebruik gemaakt van een benaderende berekening voor de langskrachten als gevolg van rioolvulling. In gedachten zal moeten worden gehouden dat deze berekende waarden tevens hoger zullen zijn dan de eigenlijke aanwezige langskrachten op de schepen in de kolk. Omdat deze berekende waarden toch slechts gebruikt worden als referentiewaarden om later iets over de relatieve invloed van bepaalde factoren te zeggen, wordt deze benadering hier acceptabel geacht.

### Bepaling langskrachten bij benadering:

$$F_{\text{langs}} = G * dz/dx$$

waarbij  $F_{\text{langs}}$  = langskrachten op het schip  
 $G$  = scheepsgewicht (dead weight)  
 $dz/dx$  = verhang t.g.v. het vullen

$$dz/dx = dQ/dt * 1/(g * F_{\text{netto}})$$

waarbij  $dQ/dt$  = vuldebietversnelling  
 $F_{\text{netto}}$  = netto natte doorsnede kolk

$$F_{\text{langs,max}} \leq F_{\text{langs,toel}}$$

De toelaatbare langskracht is gerelateerd aan de bovengrens van 0.1% van de waterverplaatsing, de opneembare bolderkracht van 150 KN en aan de toelaatbare kracht in de staalkabels.

## 2.4 Verwerken in een spreadsheet

Ten eerste is het belangrijk te weten wat de toename van de schutwaterhoeveelheid en het groter en zwaarder maatgevend schip voor een invloed hebben op bepaalde factoren en in het bijzonder de totale vultijd en de langskrachten. Wanneer dit tot onacceptabele gevolgen leidt, zal de mogelijkheid, om dit geheel of gedeeltelijk op te lossen door het aanpassen van bepaalde onderdelen van het vulsysteem, moeten worden onderzocht. Door het onderkennen van de onderlinge samenhang tussen de onderdelen, kan beter beoordeeld worden of en hoe het huidig vulsysteem aangepast moet worden.

Omdat de woelkelder een complex hydraulisch systeem is en omdat te weinig gegevens hierover bekend zijn, zal een benaderende manier moeten worden toegepast. Door uit te gaan van de huidige situatie, kunnen beginwaarden worden toegekend aan factoren zoals het maximaal verhang en de langskrachten op de schepen. Vervolgens worden bepaalde factoren gevarieerd om te kijken wat de relatieve invloed is van deze maatregel op de andere factoren.

Dus de absolute waarden moeten vergeten worden, alleen de relatieve waarden kunnen een zinvolle indicatie geven.

Bij deze benaderende berekeningen is aangenomen dat de totale vultijd en de langskrachten slechts afhankelijk zijn van de riolen en dus niet van de woelkelder. Dit was nodig omdat de invloed van de woelkelder moeilijk te bepalen is, zeker wanneer bepaalde gegevens ontbreken.

### Opzet spreadsheet

**Vaste inputgegevens:** verval  
schuthoeveelheid  
beginwaterdiepte  
afvoercoëfficiënt  
gewicht en afmetingen maatgevend schip

**Variabele inputgegevens:** hefsnelheid  
rioolbreedte  
rioolhoogte

**Variabele outputgegevens:** vultijd  
troskrachten/langskrachten  
percentage van de waterverplaatsing

**Aanname:** de afvoercoëfficiënt  $\mu$  blijft constant voor de verschillende rioolafmetingen

**Uit de spreadsheet volgt voor de huidige gegevens:**

verval	11,85	m	
schutopp.	2565,654	m <sup>2</sup>	
begindiepte	4,0	m	
gem. vulsnelheid	2,2	cm/s	
rioldoorsnede	8,375	m <sup>2</sup>	per riool
vultijd	540,0	s	
afvoercoëfficiënt	0,66		
heftijd	358,0	s	
hefsnelheid	0,936	cm/s	

**maatgevend schip:**

waterverplaatsing	3542,0	m <sup>3</sup>
nat scheepsprofiel	32,08	m <sup>2</sup>
gewicht schip	2500,0	ton

maximaal verhang	0,001496
langskracht	37,40426 KN
relatieve waterverplaatsing	0,001056
percentage	0,1056 %

**3 Huidig vulsysteem in de nieuwe situatie**

Hier zal beoordeeld moeten worden of het acceptabel is het huidig vulsysteem te gebruiken voor het nieuw bovenhoofd of dat een nieuw systeem met enkele aanpassingen beter te gebruiken is.

**Veranderde vaste inputgegevens:**

- \*  $A \cdot \Delta H = 41400 \text{ m}^3$
- \* gewicht maatgevend schip neemt toe met ongeveer 60%
- \* hoeveelheid waterverplaatsing door maatgevend schip neemt toe met ongeveer 60%

**Uit de spreadsheet volgt de nieuwe gegevens:**

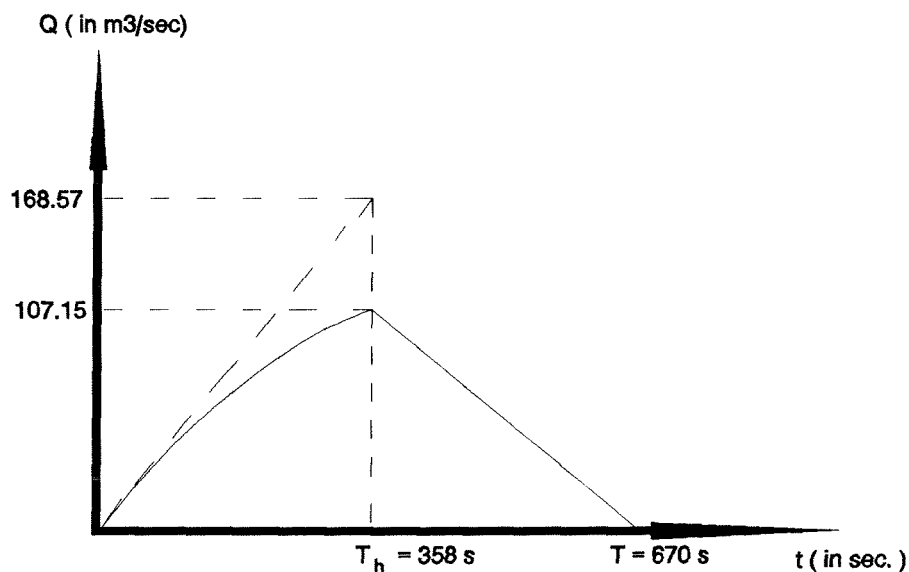
schutoppervlak	3493,7	m <sup>2</sup>
gewicht maatgevend schip	4000	ton
waterverplaatsing schip	5905,2	m <sup>3</sup>

**Vaste gegevens:**

rioolbreedte	2,5	m
rioolhoogte	3,35	m
rioldoorsnede (per riool)	8,375	m <sup>2</sup>
heftijd	357,906	s
hefsnelheid	0,936	cm/s

Variabele gegevens:

vultijd	670,162 s
gem.vulsnelheid	1,768 cm/s
resterval na heftijd	4,788 m
maximaal vuldebiet	107,154 m <sup>3</sup> /s
maximale rioolsnelheid	6,397 m/s
maximale debietvertraging	0,343 m <sup>3</sup> /s <sup>2</sup>
maximale debietversnelling	0,299 m <sup>3</sup> /s <sup>2</sup>
begindebietversnelling	0,470 m <sup>3</sup> /s <sup>2</sup>
maximaal verhang	0,001497
langskracht	59,862 KN
relatieve waterverplaatsing	0,001014
percentage	0,1014 %



*Figuur 3 Vuldebietprogramma nieuwe situatie met huidig vulsysteem*

## Conclusie

Als gevolg van de verlengde kolk neemt de totale vultijd met 24% toe tot ongeveer 670 seconden. De langskracht op het schip neemt toe, maar blijft wel binnen de eis van 'het toelaatbaar percentage van de waterverplaatsing'.

## **Invloed grotere en zwaardere maatgevende schepen**

Dus de toename van het gewicht van het maatgevend schip is ongeveer even groot als de toename van de hoeveelheid waterverplaatsing van het maatgevend schip. Als gevolg van het grotere gewicht van het schip zal de langskracht met ongeveer 60% toenemen, maar door de even grote toename van de hoeveelheid verplaatste water zullen de toelaatbare langskrachten als percentage van de waterverplaatsing gelijk blijven.

Omdat de blokcoëfficiënt van het nieuwe maatgevend schip nauwelijks verandert ten opzichte van de oude, zal  $F_{\text{netto}}$  ook ongeveer constant blijven.

## **4 Invloed van het aanpassen van het vulsysteem**

Hier wordt geprobeerd erachter te komen of de vultijd verkort kan worden door een relatief kleine 'ingreep'.

### **4.1 Bij behouden dezelfde schuifsnelheid (hetzelfde vermogen) en vergroten rioolafmetingen**

Het vergroten van de breedte heeft geen invloed op de heftijd van de schuiven, maar reduceert wel de totale vultijd. Als gevolg daarvan zal het maximale verhang en dus de langskrachten toenemen.

Als gevolg van het vergroten van de hoogte van de riolen zal de heftijd toenemen en als gevolg daarvan de vultijd minder snel reduceren als bij het vergroten van de breedte. Als de begindebietversnelling maatgevend blijft voor een bepaalde breedte/hoogte combinatie, zal het constant blijven en als gevolg daarvan zal het verhang niet veranderen.

Bij zowel het vergroten van de breedte als de hoogte van de riolen zal de totale vultijd en het maximaal verhang en als gevolg daarvan de troskrachten het snelst toenemen.

### **4.2 Bij het vergroten van de hefsnelheid en behoud van rioolafmetingen**

Hierdoor zal de heftijd en dus ook de totale vultijd afnemen, maar zal tevens ook het maximaal verhang en de langskrachten toenemen.

### **4.3 Bij het vergroten van de hefsnelheid en rioolafmetingen**

Bij het vergroten van de rioolafmetingen zal het verhang sneller toenemen en de totale vultijd sneller afnemen dan bij het behoud van de afmetingen. Hierbij heeft het vergroten van de breedte de meeste invloed.

### **4.4 Bij het verkleinen van de hefsnelheid**

Het verkleinen van de hefsnelheid leidt tot een toename van de heftijd. Dit resulteert in alle gevallen in een grotere vultijd en een groter maximaal verhang ten opzichte van het vergroten van de hefsnelheid met de afmetingencombinaties.



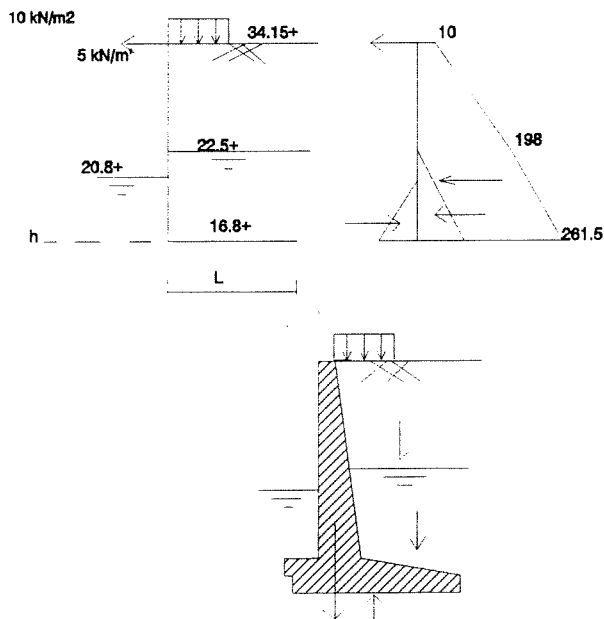
## Bijlage 4 Bepaling globale afmetingen L-muur

### Diepgefundeerde L-muur

Uitgangspunt:

- gerekend wordt in het gebruiksstadium
- stabiliteit tegen kantelen is maatgevend
- voor grondparameters wordt een gemiddelde waarde genomen:  $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ ;  
 $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$
- gerekend wordt met de neutrale K-waarde van 0.5
- betonkwaliteit B35
- $L$  = vloerplaatlengte
- $d$  = dikte beton

Bepaling  $\Sigma H$ ,  $V$  en  $M$  per  $m'$ :



$$\Sigma H = 1489 \text{ kN}; M_h = 10943 \text{ kNm} ==> \text{m.b.v. GTB 1990 (tabel voor B35)} ==> d_{\max} = 3.0 \text{ meter}$$

$$\Sigma V = (976 + 299.25 \cdot L); \Sigma M_v = 976 (L + 1.125) + (299.25 L^2)/2$$

Uit "de resultante moet door de kern van de voetplaat" volgt:  $L \approx 13$  meter

### Hooggefundeerde L-muur

Dit gebeurt uiteraard op dezelfde wijze. Uiteindelijk volgt:  $L \approx 9$  meter

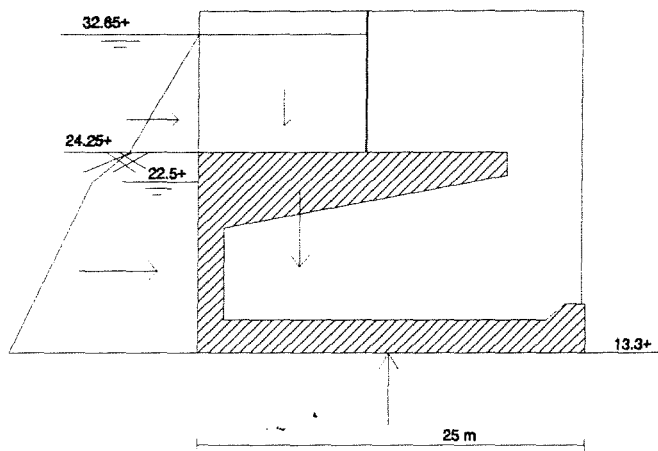


## Bijlage 5 Controle stabiliteit bestaand bovenhoofd 'op zichzelf'

Uitgangspunt:

- berekenen in het gebruiksstadium
- stabiliteit tegen kantelen is maatgevend
- voor grondparameters wordt een gemiddelde waarde genomen:  $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ ;  
 $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$
- gerekend wordt met de neutrale K-waarde van 0.5
- betonvolume  $6500 \text{ m}^3$
- $L = \text{vloerplaatlengte}$

Bepaling  $\Sigma H$ ,  $V$  en  $M$  per  $\text{m}'$ :



$$\Sigma H = 38465 \text{ kN}; M_h = 189341 \text{ kNm}; e_h = 4.92 \text{ m}$$

$$\Sigma V = 275321 \text{ kN}; \Sigma M_v = 3154804 \text{ kNm}; e_v = 11.46 \text{ m}$$

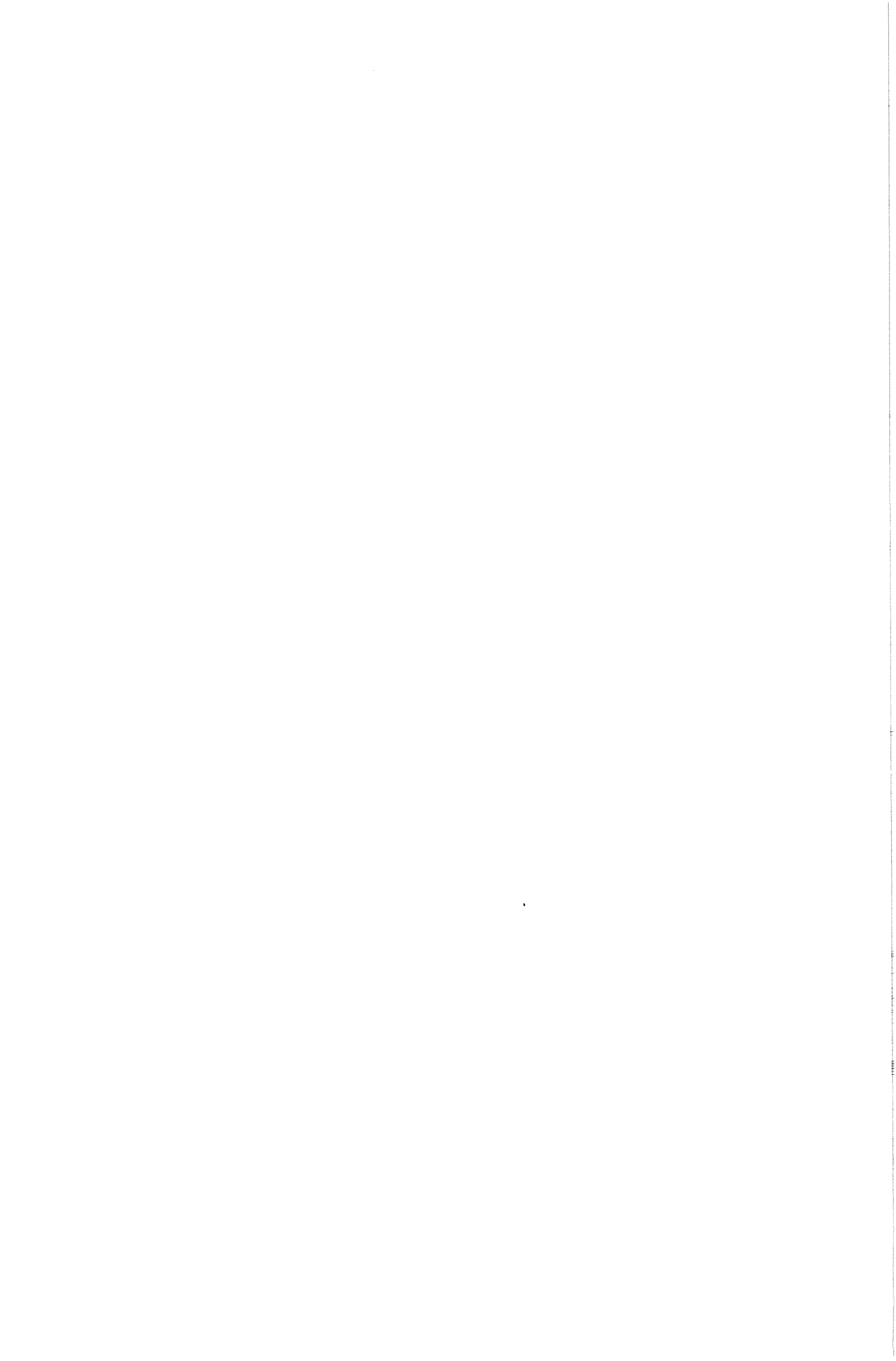
$$\tan \alpha = \Sigma V / \Sigma H \implies \alpha = 82^\circ$$

$$x = e_h * \tan (90 - \alpha) = 0.69 \text{ meter}$$

$$e = e_v + x = 12.15 \text{ m}$$

totale lengte vloer is 25 meter, dus resultante zit ruim binnen de kern

Uit "de resultante moet door de kern van de voetplaat" volgt:  $L \approx 13 \text{ meter}$



## Bijlage 6 Inpassing op locatie

### 1 Het gehele bovenhoofd 'opschuiven' in zuid-richting

Bij het bepalen van de maximale afstand waarover het nieuw bovenhoofd ten opzichte van de oorspronkelijk geplande afzinkplaats moet worden 'opgeschoven', wordt voornamelijk met een minimale speling van 0.5 meter met (tot aan) de geleidewanden rekening gehouden. Deze marge is noodzakelijk voor het plaatsen van de bekisting tijdens de bouwfase of voor het opvangen van plaatsnauwkeurigheden tijdens het afzinken.

**Dus:** minimaal benodigde afstand tussen geleidewanden  $B_{\min} = \text{maximale breedte caisson} + \text{speling} = 29.7 + (2 * 0.5) = 30.7$  meter.

Aangezien de bestaande geleidewanden onder een hoek van 1:8 staan, de dagwijdte in het bestaand bovenhoofd 16.0 meter bedraagt en de laatste 2.0 meter van de wand van het bovenhoofd een afschuining heeft van 1:8, die overloopt in de geleidewanden, zal "de afstand vanaf het bestaand bovenhoofd waarbij  $B_{\min} = 30.7$  meter" ( $X_{\min}$ ) 56.8 meter bedragen (zie figuur 1).

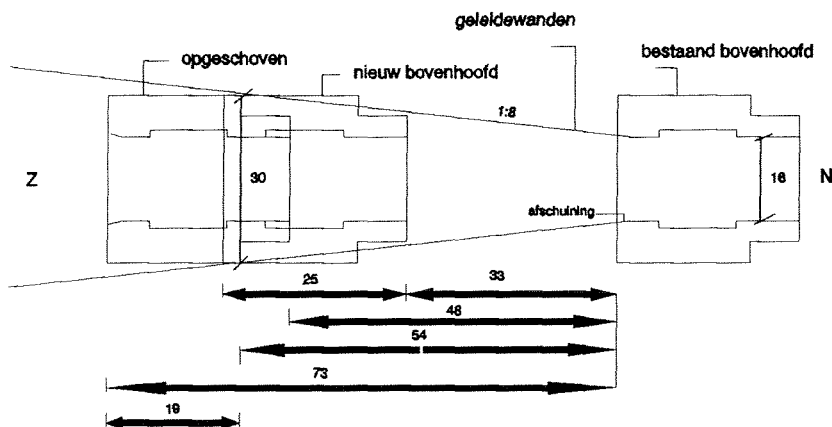
Bepaling van de nieuwe minimaal benodigde schutkolkengte  $L_{\min}$ :

$$L_{\min} = L_{\text{oud}} + X_{\min} + 19$$

$$L_{\min} = 142 + 56.8 + 19 = 217.8 \text{ m}$$

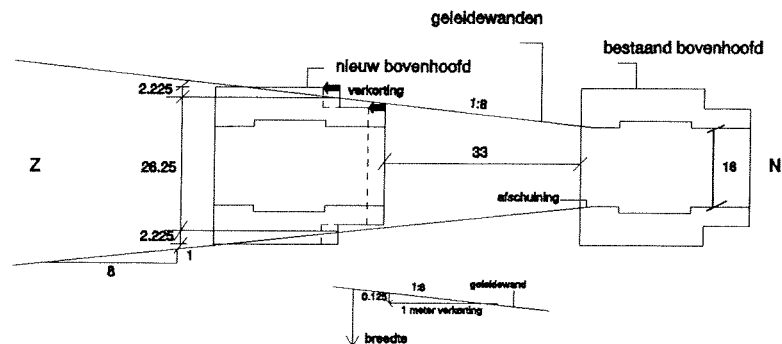
$$L_{\text{gewenst}} = 200 \text{ m}$$

Dit betekent dat het nieuw bovenhoofd ruim 17 meter moet worden 'opgeschoven' (zie figuur 1). Hierdoor moet ruim 17 meter extra schutkolk worden aangelegd. Vervolgens wordt opgemerkt dat hierbij de schutwaterhoeveelheid eveneens toeneemt, met als gevolg dat de schutverliezen met 45% en de vultijd met 30% meer zullen toenemen ten opzichte van de bestaande situatie (schutkolkengte van 142 meter). Omdat de schutverliezen hier niet zo'n rol spelen en de vultijd slechts met een minuut meer zal toenemen, is deze toename geen probleem.



Figuur 1 Gehele bovenhoofd opschuiven in zuid-richting

## 2 Verkleinen van de totale lengte van de wanden ter plaatse van de omloopriolen



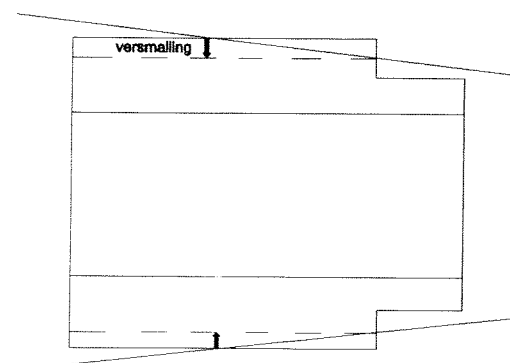
Logischerwijs volgt dat de wanden ter plaatse van de omloopriolen eveneens ruim 17 meter 'ingekort' moeten worden, om het nieuwe bovenhoofd op de oorspronkelijk geplande locatie in te passen. Dit is tevens onmogelijk, aangezien ruimte voor riolen en deuren benodigd zijn.

Dus het verkleinen van de lengte van de wanden ter plaatse van de omloopriolen heeft weinig zin.

## 3 Verkleinen breedte

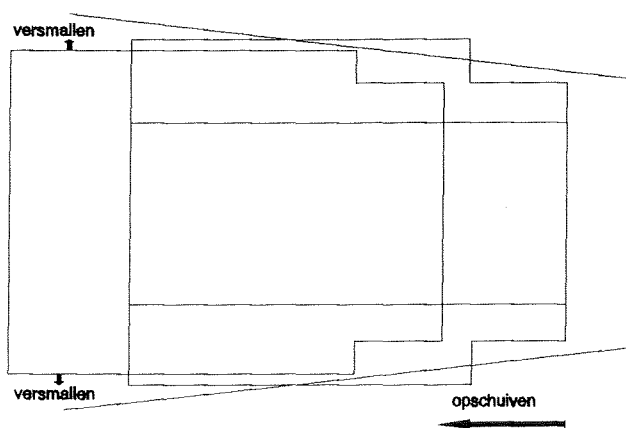
**Per meter versmalling per wand: 1.0 meter extra ruimte in de breedte tussen de geleidewanden**

Een versmalling van totaal 4.45 meter is benodigd (zie schets bij 'verkleinen lengte'). Deze versmalling kan o.a. verwezenlijkt worden door het toepassen van minder dikke wanden (2.225 meter minder elk). Het reduceren van de wanddikte kan mogelijk zijn door het verkleinen van de rioolbreedte en/of toepassen van hogere kwaliteit beton en meer wapening. Aangezien het verkleinen van de rioolbreedte nadelig is voor de vultijd en wegens de grootte van de versmalling, 2.225 meter per wand, wordt versmalling van de wanden op deze wijzen afgeraden.



#### 4 Combinatie van ,opschuiven, en het verkleinen van de breedte

Op deze manier hoeft de breedte van de dikke wand een stuk minder te worden gereduceerd en wordt 'opschuiflengte' bespaard, wat weer resulteert in minder schutkolklengte, schutverliezen en vultijdtoename.



Volstaan had kunnen worden met een kleinere versmalling of 'opschuiving' door het verkleinen van de dagwijdte ter plaatse van het bovenhoofd van 16 meter naar minimaal 12 meter, ware het niet dat hergebruik van de puntdeuren dit onmogelijk maakt.

Een andere optie, het laten verlopen van de bovenhoofdwand onder een hoek van 1:8, gelijk aan de bestaande geleidewanden, over een lengte van  $1.875 * 8 = 15$  meter van de wand, is moeilijk uit te voeren, door de noodzakelijke aanwezigheid van de kelders en riolen.

#### Conclusie ten aanzien van het horizontaal ruimtebeslag

Dus verschillende mogelijkheden zijn voor handen om de verlenging van de schutkolklengte te beperken tot ongeveer 10 meter; dus het horizontaal ruimtebeslag behoeft zelfs bij kleine aanpassingen van de bestaande dikteafmetingen van de wanden geen belemmering te zijn.

Vooralsnog wordt met een verlenging van ruim 17 meter rekening gehouden. Deze verlenging van de schutkolk wordt acceptabel geacht.





## Bijlage 7 Ontwerpberekeningen voor de damwandkuip

### 1 Inleiding

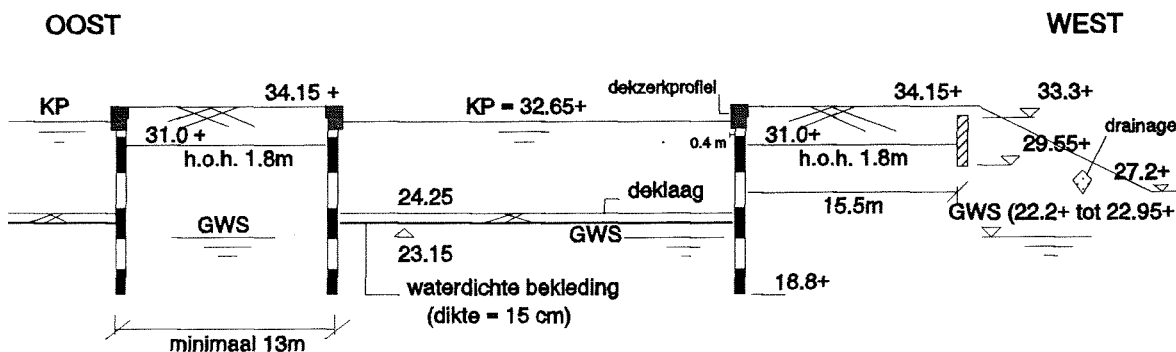
Aangezien het ontwerp van de bestaande en de nieuwe damwandconstructie, beiden als onderdeel van de kanaalbodemkuip, elkaar zullen beïnvloeden, zullen enkele stappen van beiden gelijktijdig lopen. Omdat de langsbegrenzing minder ontwerpvrijheid heeft dan de nieuwe constructie in de dwarsrichting, wordt verwacht dat het ontwerp van de dwarsbegrenzing, indien nodig, meer aangepast zal kunnen worden aan het ontwerp van de bestaande begrenzing dan andersom. De berekeningen volgens het stappenplan moeten uiteindelijk tot een optimale stempelconfiguratie leiden. Dit stappenplan bestaat uit twee hoofdstappen, namelijk:

- I toetsing van de bestaande damwandconstructies aan de west- en oostzijde
- II ontwerp van een damwandconstructie aan de noord- en zuidzijde

Aangezien de zogenaamde 'kistdam' constructie aan de oostzijde voorlopig als twee aparte verankerde damwandconstructies wordt beschouwd, kan voor de damwand aan de kuipzijde hetzelfde stappenplan gevolgd worden als voor de bestaande damwandconstructie aan de westzijde. Omdat de situaties in dit geval nagenoeg identiek zijn, wordt deze berekening uiteraard niet tweemaal uitgevoerd.

### 2 Ontwerpberekeningen voor I en II volgens het stappenplan

#### Stap 1: Vaststellen van de uitgangssituatie voor I



Figuur 3 Uitgangssituatie voor I

## Hoge of lage waterstand

Met een hoge of lage grondwaterstand wordt bedoeld de situatie van een grondwaterpeil aan de grondkerende zijde, direct naast de damwand. Ondanks dat de maximale grondwaterstand in het gebied zich onder de kanaalbodem bevindt, zou bij de 'kistdam' een situatie kunnen ontstaan waarbij lekwater, dat vanuit het kanaal via de damwanden de grondvulling in de 'kistdam' binnendringt, hierin opgesloten zit wegens de aanwezigheid van enkele dunne slecht doorlatende grondlagen, waardoor sprake is van een zowel grond- als waterkerende damwandconstructie. Aan de zijde van de verankerde damwand wordt deze situatie geacht zich niet voor te doen, aangezien hier het lekwater door middel van bestaande drainagesleuven kan worden afgevoerd.

In hoeverre zich daadwerkelijk een hoge grondwaterstand bij de 'kistdam' voordoet is vooralsnog onbekend. Volgens een grondboring in het gebied bevinden zich tussen NAP+27.2m en NAP+23.7m relatief slecht doorlatende grondlagen. Het plaatsen van peilbuizen zou hierover uitsluitsel kunnen geven.

Wanneer deze hoge grondwaterstand zich wel degelijk voordoet en tot onacceptabel grote horizontale belastingen op de damwand leidt, zou nog de waterstand verlaagd kunnen worden of zou het water zelfs geheel verwijderd kunnen worden door het opgesloten grondwater plaatselijk te bemalen, waardoor de damwand slechts nog grond keert. Daarom is het vooralsnog verantwoord om bij de berekening een hoge grondwaterstand aan te houden.

## Bestaand ankerscherm als steunpunt van de bouwkuipbegrenzing

Vooralsnog wordt aangenomen dat het bestaand ankerscherm meewerkt als steunpunt van de bouwkuipbegrenzing. Omdat niet precies duidelijk is onder welke situatie(s) het ankerscherm toentertijd is gedimensioneerd en er dus onvoldoende bekend is over de spanningstoestand waarin het anker zich toentertijd bevond en dus ook nu bevindt, zal er geen anker(voorspan)kracht in het damwandprogramma worden ingevoerd. Wel zal de ankerkracht, die volgt uit de damwandberekening, getoetst worden aan het draagvermogen van het bestaand ankerscherm, dat vooralsnog bepaald wordt met behulp van de huidige grondgegevens. Door beproevingen aan de hand van geschiktheidsproeven kan met meer betrouwbaarheid het huidig draagvermogen van de trekelementen worden bepaald.

## Stap 2: Bepaling van de berekeningsparameters voor I en II

### Veiligheid

De constructies zijn zowel voor de geotechnische toetsingscategorie als voor het veiligheidsniveau ingedeeld in klasse 2, omdat sprake is van een tijdelijke bouwput met weinig economisch risico en een geringe kans op levensgevaar. Hierbij wordt gerekend met partiële materiaal- en belastingfactoren volgens de CUR-publicatie. Voor de materiaalfactoren wordt de tabel 2.5 gebruikt, die overigens in overeenstemming is met de tabel 3 in de NEN 6740.

De tabel 4.5 in het G80-diktaat, eveneens gebaseerd op de NEN 6740 wordt voorlopig aangehouden voor de belastingfactoren. Hierbij wordt opgemerkt dat voor damwandconstructies op de rekenwaarde van de permanente belasting door grond en (grond)water, die met behulp van de rekenwaarde van de grondparameters wordt bepaald, een belastingfactor 1.0 moet worden genomen.

Voor de geometrische grootheden zoals de kerende hoogte, de grondwaterpeilen en het kanaalpeil, is eveneens sprake van een bepaalde onzekerheid. De aan te houden veiligheidsmarge wordt uitgedrukt in een additionele veiligheidsmarge ten opzichte van de representatieve waarde. Deze marge hangt weer af van de standaardafwijking  $\sigma$  van de betreffende parameter en wordt gevonden door vermenigvuldiging met een partiële factor; dus marge =  $\gamma\sigma$ . Wanneer van de geometrische grootheden geen standaardafwijking bekend is, wordt voor de marge in principe een waarde  $\Delta$  volgens de tabel 2.5 van de CUR aangehouden. Hoewel zich hier deze situatie voordoet, wordt toch bij een tweetal grootheden van deze tabel afgeweken, namelijk de maximale kerende hoogte en de minimale grondwaterstand. Voor de maximale kerende hoogte, die volgens de tabel 2.5 in rekening moet worden gebracht door de minimale bodemligging aan de passieve zijde met  $\Delta=0.3$  meter te verlagen en het maaiveld aan de actieve zijde gelijk te houden, wordt een lagere marge van  $\Delta=0.15$  meter aangehouden, zodat de rekenwaarde van de minimale bodemligging gelijk gekozen wordt aan de rekenwaarde van de maximale grondwaterstand.

Aangezien een lagere grondwaterstand een gunstige werking heeft, zal het minimale grondwaterpeil niet (met een marge) worden gereduceerd, zoals de tabel wel aanbeveelt.

De dimensionerings- en controleberekeningen voor I en II hebben betrekking op de uiterste grenstoestand 1A, uitgezonderd de vervormingen, die betrekking hebben op de bruikbaarheidstoestand 2.

De verschillende marges op de ontwerpwaarden, die gebruikt worden bij deze berekeningen zijn gebaseerd op de CUR en luiden als volgt:

damwand, gording, ankershot	$\gamma_f = 1.10$
ankerstaaf, stempelprofiel	$\gamma_f = 1.25$

## Grondparameters

De rekenwaarden van de grondparameters worden bepaald door de representatieve waarden te delen door partiële materiaalfactoren volgens:  $\gamma_d = \gamma_{rep}$ ;  $c_d = c_{rep}$ ;  $\phi_d = \phi_{rep}/1.15$ ;  $k_d = k_{rep}$ . De representatieve waarden zijn vastgesteld op basis van een grondboring (zie grondprofiel 1) en op basis van een diepsondering (zie sonderingsgrafiek). Vervolgens wordt het volgende opgemerkt:  $\delta_d = 0.67 * \phi_d$ ;  $K_a$ ,  $K_p$  en  $K_n$  zijn berekend met  $\delta_d$  en  $\phi_d$  en zijn gebaseerd op gekromde glijvlakken; voor de beddingsconstanten  $k$  zijn gemiddelde waarden aangehouden.

**Opmerking:** de bestaande (beschermings)deklaag bovenop de waterdichte kleding en de nieuwe waterremmende laag worden voorsnog beschouwd als een laag met dezelfde grondeigenschappen als de losgepakte zandlaag in de bovenstaande tabel.

diepte [mNAP]	grondsoort	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	$\delta$ [°]	k [kN/m <sup>3</sup> ]
34.15 / 27.2	los tot mang gepakt zand	18	20	30	0	20	5000/10000
27.2 / 26.1	klei	-	15	20	5	13.3	2500
26.1 / 24.7	losgepakt zand/kleiig	16	18	27.5	2	18.4	3750
24.7 / 23.7	zandig klei	16	17	25	3	16.7	3750
23.7 / 22.15	losgepakt zand	17	19	30	0	20	5000/7500
22.15 / 18.3	grind/kleiig	18	20	32.5	2	21.8	3750
18.3 / 10.4	grind/vastgepakt zand/zwerfkeien	19	21	35	0	23.3	10000/30000
10.4 / 9.9	stijve klei	16	19	25	10	16.7	4500
9.9 / ....	grind/vastgepakt zand	19	21	40	0	26.7	30000/60000

Tabel: Representatieve waarden van de grondparameters

### Maximaal kerende hoogte

De rekenwaarde voor de maximaal kerende hoogte wordt in de berekening meegenomen door de asfaltbetonlaag direct naast de damwand geheel weg te laten; het minimaal bodemniveau van de kuip is hierdoor gelijk aan NAP+23.15.

### Grondwaterstand

Gerekend is met een minimaal grondwaterniveau gelijk aan NAP+22.15 en een maximaal grondwaterniveau van  $\text{NAP}+22.95 + 0.20 = \text{NAP}+23.15\text{m}$ , gelijk aan het rekenniveau van de minimale bodemligging in de kuip.

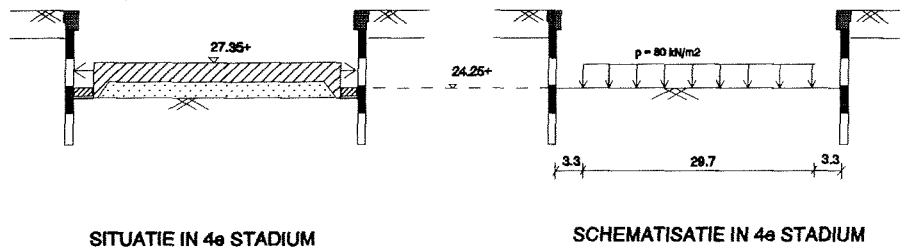
### Kanaalpeil

Gerekend is met een kanaalpeil gelijk aan  $\text{NAP}+32.65 - 0.20 = \text{NAP}+32.45\text{m}$

### Bovenbelasting

Voor I is gerekend met een gelijkmatig verdeelde bovenbelasting  $p_0$  van  $10 \text{ kN/m}^2$  direct naast de damwand aan de grondkerende zijde. Deze belasting is denkbaar tijdens de bouwfases ten gevolge van equipment (bouwkraan, graafmachine, heistelling) en bouwmaterialen. Uiteraard hoeft voor II niet gerekend te worden met een gelijkmatig verdeelde bovenbelasting van  $10 \text{ kN/m}^2$ , aangezien de damwanden aan deze zijden water keren. In het vierde stadium, wanneer de stempeling wordt overgepakt op de vloer, is direct naast de damwand aan de kuipzijde een bovenbelasting aanwezig ten gevolge van het gewicht van het grootste deel van de caissonvloer en een gedeelte van het gewicht van de zandmal.

De caisson bevindt zich maximaal 3.3 meter van de bestaande damwand en heeft daarbij een breedte van 29.7 meter, terwijl de caisson zich 2.5 meter van de waterkerende damwand bevindt met een lengte van 25.2 meter. De bovenbelasting wordt als een gelijkmatig verdeelde belasting van  $80 \text{ kN/m}^2$  in rekening gebracht (zie figuur 4). Tevens zal deze waarde vermenigvuldigd worden met 0.9 tot een rekenwaarde van  $72 \text{ kN/m}^2$ , omdat de belasting hier gunstig werkt.



Figuur 4 Bovenbelasting aan de kuipzijde in het dwarsprofiel

## Damwandconstructie

Ten aanzien van de bestaande damwandconstructie geldt:

- Profiel:** Columeta-Belval type BZ IV R, staalkwaliteit Fe 360;  $W = 2860 * 10^3 \text{ mm}^3/\text{m}$ ;  $I = 43472 * 10^4 \text{ mm}^4/\text{m}$ ;  $EI = 9.129 * 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m}$ ;  $M_{\text{vloei}} = M_y = f_{y;d} * W = 686 \text{ kNm}/\text{m}$ ; lengte = 15.35 meter
- Verankeringsstype:** aan de westzijde bevindt zich  $\perp$  damwand een ankerstang met een betonnen ankerwand; aan de oostzijde bevindt zich hetzelfde type ankerstaaf onder 1:8 (= hoek van  $83^\circ$ ) met de damwand
- Ankerstang:** kwaliteit Fe 510; diameter =  $2\frac{1}{4}$ " ( $A = 1590 \text{ mm}^2$ ); h.o.h. afstand = 1.8 meter;  $A = 0.833 \text{ m}^2/\text{m}$ ; lengte = 15.50 meter;  $EA/L = 1.129 * 10^4 \text{ kN}/\text{m}/\text{m}$ ; ankerniveau = NAP+31.00m
- Ankerwand:** bovenkant op NAP+33.30m, onderkant op NAP+29.55m

## Draagvermogen van het bestaand ankerscherm

Uitgaande van de huidige grondgegevens wordt de ontwerpwaarde van de ankerkracht bepaald, die als absolute bovengrens geldt voor de ankerkrachten die volgen uit de damwandberekeningen.

Als de sterkte van de ankerstaaf maatgevend is:

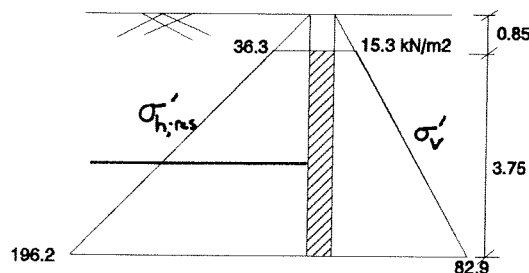
$$\begin{aligned} f_{y;d} &= 355 \text{ N/mm}^2 & \gamma_f &= 1.25 \\ \text{h.o.h} &= 1800 \text{ mm} & \gamma_m &= 1.0 \\ A_{\text{staaf}} &= 1590 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Aan de westzijde} \quad F_{\text{anker;d}} = (355 \cdot 1590) / (1800 \cdot 1.25 \cdot 1.0) = 250 \text{ N/mm}' = 250 \text{ kN/m}'$$

$$\text{Aan de oostzijde} \quad F_{\text{anker;d}} \perp \text{ damwand} = 248 \text{ kN/m}' \approx 250 \text{ kN/m}'$$

**Opmerking:** aangezien nog onbekend is in wat voor een staat de bestaande ankers zich op dit moment bevinden in vergelijking met de begintoestand van de ankers, is het wellicht niet verantwoord om  $\gamma_m = 1.0$  te nemen. Sinds het aanbrengen van deze trekelementen heeft het staal namelijk te maken gehad met tijdsafhankelijke processen zoals spanningsrelaxatie en corrosie.

Als het draagvermogen van het ankerschot maatgevend is:



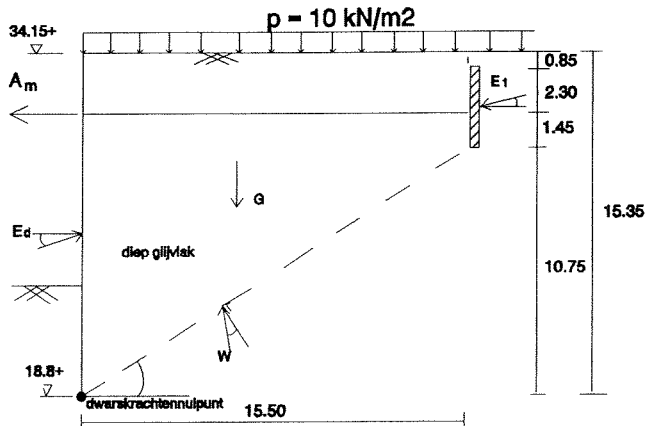
Ankerschot geplaatst in zandlaag met:  $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi_d = 27.7^\circ$ ;  $K_a = 0.37$ ;  $K_p = 2.74$

**Opm.:** K-waarden zijn gebaseerd op  $\delta = 0$  (geen wandwrijving)

$$F_{\text{anker;toel}} = (36.3 + 196.2) / 2 \cdot 3.75 = 414 \text{ kN/m}' ; \gamma_f = 1.10$$

$$F_{\text{anker;d}} = 414 / 1.10 = 376 \text{ kN/m}'$$

Als de 'kranz' stabiliteit van het ankerscherm maatgevend is:

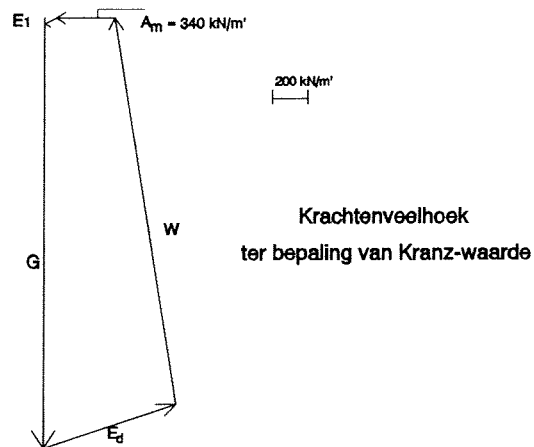


Aanname: inheidiepte = niveau dwarskrachtnulpunt

$$\tan \alpha = 10.75 / 15.5 \implies \alpha = 34.75^\circ$$

$$\phi_d = 27.7^\circ; K_a = 0.37$$

$$\implies G = 2959 \text{ kN}; E_1 = 68 \text{ kN}; E_d = 800 \text{ kN}$$



Grafisch is bepaald:  $A_m = 340 \text{ kN/m}'$ ;  $F_{\text{anker;d}} = 340 / 1.5 = 227 \text{ kN/m}'$

**Conclusie:** De 'kranz' stabiliteit van het ankerscherm is dus maatgevend voor het draagvermogen van de ankerkracht!

### Stap 3: Damwandberekeningen voor I en II met behulp van MSHEET

#### Model

Het damwandprogramma MSHEET is gebaseerd op het Veren-model. Hierbij wordt de grond geschematiseerd door een groot aantal, onafhankelijk van elkaar werkende veren en de grondkerende constructie, in dit geval een damwand, als een op buiging belaste ligger.

Mede met behulp van de eerste oriënterende berekeningen is de fasering voor I als volgt bepaald (zie ook figuur 5):

Fase 1: bestaande situatie/bemaalde situatie

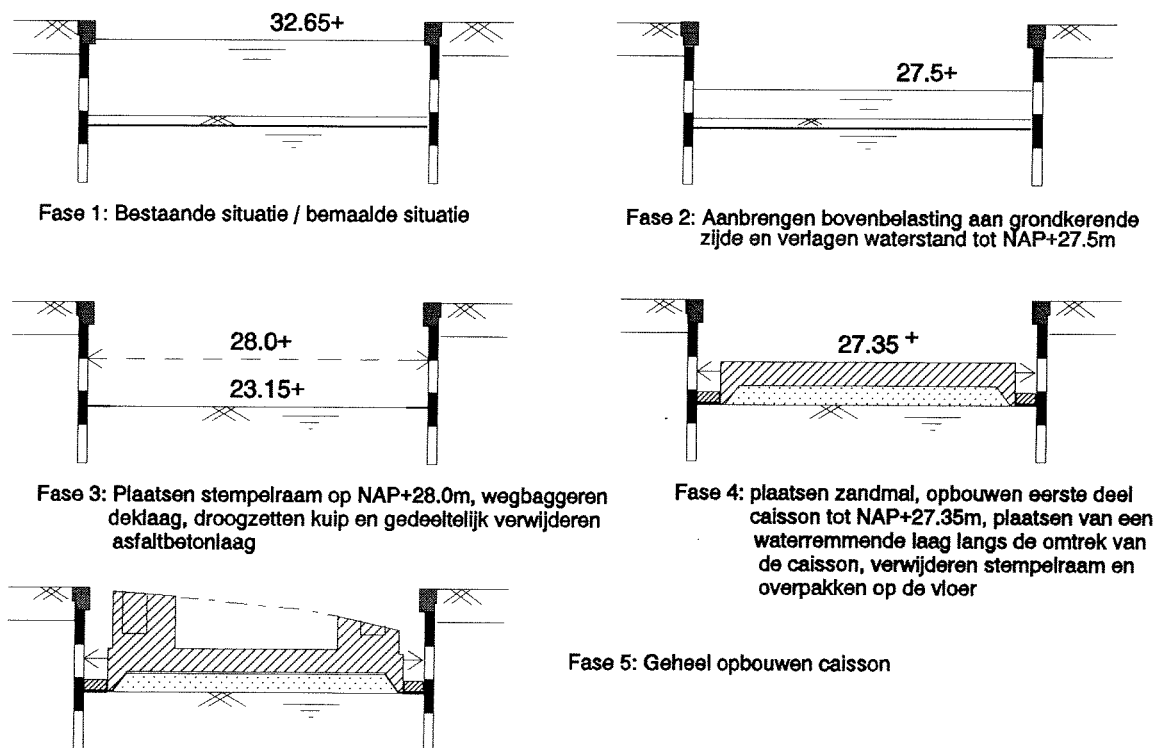
Fase 2: aanbrengen bovenbelasting aan grondkerende zijde en verlagen waterstand tot NAP+27.50m (ongeveer gelijk aan het oude kanaalpeil\*)

Fase 3: plaatsen stempelraam op niveau NAP+28.0m, in den natte ontgraven deklaag, volledig droogzetten kuip en gedeeltelijk verwijderen asfaltbetonlaag

Fase 4: plaatsen zandmal, opbouwen eerste deel caisson tot NAP+27.35m, plaatsen van een waterremmende laag langs de omtrek van de caisson, verwijderen stempelraam en overpakken op het eerste deel van de caisson

Fase 5: geheel opbouwen caisson

**N.B.** De laatste fase wordt niet met MSHEET doorgerkend, aangezien deze fase nagenoeg identiek is aan de vierde fase.



Figuur 5 Fasering voor I

\* Nadat de sluis te Roosteren, gelegen tussen Born en Maasbracht, werd opgeheven, werd het toenmalig kanaalpeil in het bovenpand verhoogd van NAP+27.85m naar het huidig peil van NAP+32.65m.



Gelet op de vooralsnog gekozen fasering voor I en mede met behulp van de oriënterende berekeningen is de fasering voor II als volgt bepaald (zie ook figuur 6):

Fase 1: bestaande situatie

Fase 2: plaatsen hooggelegen stempelraam op niveau NAP+33.15m en verlagen water stand tot NAP+27.50m

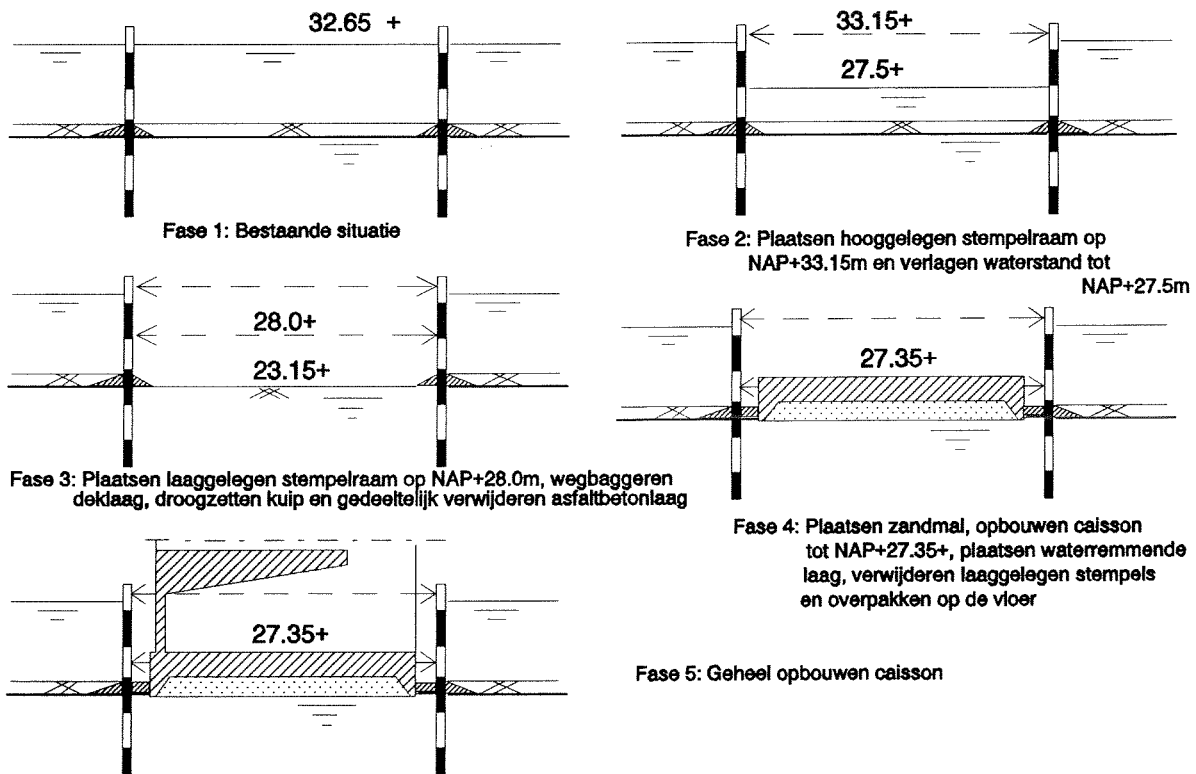
Fase 3: plaatsen laaggelegen stempelraam op niveau NAP+28.0m, in den natte ontgraven zandtoplaag, volledig droogzetten kuip en gedeeltelijk verwijderen asfaltbetonlaag

Fase 4: plaatsen mal, opbouwen caisson tot NAP+27.35m, plaatsen waterremmende laag, verwijderen laaggelegen stempels en overpakken op de vloer

Fase 5: geheel opbouwen caisson

**Opmerking:** het niveau van het laaggelegen stempelraam bij II is gelijk gekozen aan het stempelraam bij I, waardoor hoekstempels gekozen kunnen worden.

**N.B.** Ook hier wordt de laatste fase niet met MSHEET doorgerekend.



*Figuur 6 Fasering voor II*

Aangezien zich bij de damwandkuip een bijzondere situatie aandoet, die niet standaard in het programma ingevoerd kon worden, moest bij de damwandberekening van zowel I als II een 'truc' uitgehaald worden. Sprake is hier namelijk van een laag gelegen grondwaterpeil dat gescheiden is van een hoger liggend waterpeil c.q. kanaalpeil door een waterdichte bekleding op de bodem van de kuip.

De genomen maatregelen zijn als volgt:

- de twee verschillende waterpeilen worden gesimuleerd door het opgeven van wateronderspanningen
- aangezien alle grondlagen die zich onder het opgegeven waterpeil bevinden, als 'nat' worden beschouwd, zijn de in werkelijkheid droge grondlagen, liggend op een niveau onder het kanaalpeil, gesimuleerd door daar een grondlaag op te geven met een  $\gamma_{\text{nat}}$  gelijk aan het  $\gamma_{\text{droog}}$  voor die grond plus  $10 \text{ kN/m}^3$

Verder wordt in de berekeningen het volgende aangehouden:

- voor I is aan de grondkerende zijde sprake van "laag water"
- voor I is de vloekracht van het ankersteunpunt bepaald op  $227 \text{ kN/m}^2$
- voor I en II wordt de waterdichte bekleding, een asfaltbetonlaag, in de eerste twee bouwfases opgegeven als een grondlaag met een hoge k-waarde ( $3 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^3$ ) en een  $\phi = 40^\circ$ ,  $c = 0$  en  $\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$  om aan de kuipzijde een stempelfunctie te simuleren; in de derde en vierde bouwfase vervalt deze stempelfunctie doordat deze laag in de kuip grotendeels verwijderd wordt; bij de berekening wordt in deze bouwfases de asfaltbetonlaag daar in zijn geheel weggelaten
- de bovenbelasting aan de kuipzijde (zie figuur 4) wordt in de laatst berekende fase voor I resp. II in rekening gebracht door het opgeven van een willekeurige bovenbelasting van  $72 \text{ kN/m}^2$  op 3.3 resp. 2.5 meter van de damwand en werkend over een afstand van 14.85 resp. 12.6 meter (de helft van de breedte van de caisson)

Bij de berekeningen zijn voorsnog de volgende (ontwerp)eisen aangehouden:

- voor de steunpunten wordt gerekend met zowel een lage veerstijfheid  $(EA/L)_{\text{laag}}$  als een  $\infty$  hoge veerstijfheid  $(EA/L)_{\infty}$  oftewel met starre steunpunten
- beperking van de verplaatsingen van de wand

## Resultaten

Uiteraard zijn meerdere berekeningsgangen noodzakelijk geweest om een optimaal bevonden situatie te krijgen. In het navolgende worden slechts de van belang zijnde resultaten van de laatste (maatgevende) berekening gepresenteerd. Zie de bijlage 8 voor de uitgebreide invoer en uitvoer van de geoptimaliseerde berekening.

De gang van zaken bij het iteratief optimalisatieproces is als volgt geweest: eerst worden I en II onafhankelijk van elkaar berekend met starre steunpunten (kunnen geen translatie ondergaan); omdat voor het laaggelegen stempelraam hoekstempels gekozen wordt, bestaat er een interactie tussen beide begrenzingen aan elke zijde van de hoekstempel en kunnen I en II niet meer afzonderlijk van elkaar berekend worden; de stempelkracht van de hoekstempel voor I moet gelijk zijn aan die voor II; daarom worden de damwandberekeningen voor I en II herberekend met de aangepaste stempelkracht van de hoekstempellaag, die ingevuld wordt als een voorspankracht; deze herberekening wordt uitgevoerd met reële ankerstijfheden, zodat in het model de voorspankrachten kunnen worden meegenomen; vervolgens wordt met de configuratie en de 'zwaarte' van de stempelprofielen 'gespeeld', zodanig dat het maatgevend stempel, het bestaand ankerscherm en het damwandprofiel uiteindelijk aan de controleberekeningen voldoen, waarbij daarvoor telkens opnieuw de damwandberekening herberekend is met de aangepaste veerstijfheden als gevolg van het gekozen configuratieschema en stempelprofiel.

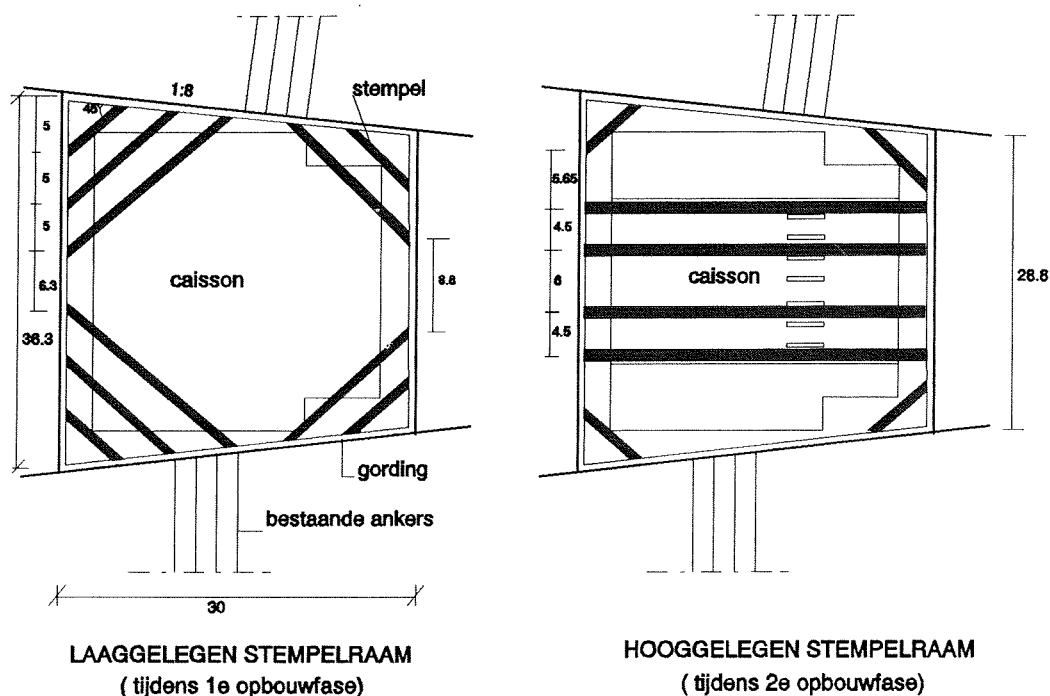
Uit de berekeningen voor I blijkt dat bij het kiezen van een  $\infty$  hoge veerstijfheid de ankerkracht in enkele fasen de vloeikracht overschrijdt. Bij een lage en een meer werkelijke veerstijfheid blijkt dit niet meer het geval te zijn. Geconcludeerd wordt dat bij "laag water" aan de grondkerende zijde het bestaand ankerscherm plus een laaggelegen stempelraam als steunpunten kunnen fungeren. Uit de berekeningen voor II blijkt dat de resultaten, volgend uit een berekening voor een  $\infty$  hoge veerstijfheid, nauwelijks verschillen van de waarden, volgend uit een berekening met lage veerstijfheid.

#### Resultaten damwandberekening: maatgevende waarden

parameter	waarde	fase	profielkeuze
$F_{\text{anker}}$	206 kN/m'	4	n.v.t.
$F_{\text{stempel};1}$ op NAP+33.15	106 kN/m'	2	$\varnothing$ 813, t=10
$F_{\text{stempel};2}$ op NAP+28.00	242 kN/m'	3	$\varnothing$ 1016, t=10
$F_{\text{stempel};3}$ op NAP+26.85 (I)	177 kN/m'	4	
$F_{\text{stempel};4}$ op NAP+26.85 (II)	266 kN/m'	4	
$u_{\text{max}}$ voor I	59 mm	3	n.v.t.
$u_{\text{max}}$ voor II	76 mm	3	Larssen 23, L = 17.5 m
$M_{\text{max}}$ voor I	370 kNm/m'	3	n.v.t.
$M_{\text{max}}$ voor II	421 kNm/m'	3	Larssen 23, L = 17.5 m

#### Stap 4: De gekozen configuratie van de stempelconstructies in de damwandkuip

Vooralsnog wordt ervoor gekozen om hoekstempels onder een hoek van  $45^\circ$  toe te passen voor het laaggelegen stempelniveau en 'rechte' stempels voor het hooggelegen stempelniveau (zie figuur 7). Eerst is overwogen om voor het hooggelegen stempelraam ook hoekstempels toe te passen, waardoor voor de ondersteuning van de bestaande damwanden een extra steunpunt wordt verkregen. Omdat dit zou betekenen dat deze hoekstempels in de weg zitten bij het opbouwen van de toch al complexe zijwanden van het toekomstig bovenhoofd, is hier van afgezien. 'Rechte' stempels 'doorsnijden' slechts de dunne voorwand en het schot. Tevens zijn deze 'rechte' stempels zodanig geplaatst dat de breekbalken van de woelkelder er tussendoor kunnen worden opgebouwd. Bij de configuratie dient ook rekening te worden gehouden met een minimaal benodigde horizontale manoeuvreerruimte.



Figuur 7 De gekozen stempelconfiguratie

Ten aanzien van hoekstempeling wordt het volgende opgemerkt:

- het stempelprofiel op zich levert zowel een reactiekracht aan de bestaande constructie als aan de waterkerende damwand; deze reactiekracht is aan beide zijden dezelfde
- aangezien de stempelkrachten, die volgen uit de damwandberekeningen, krachten  $\perp$  damwand en per m' zijn moeten deze waarden nog gedeeld worden door de  $\cos \alpha$  ( $\alpha$  is de hoek waaronder de hoekstempels staan) en vermenigvuldigd worden met de h.o.h. afstand om de stempelkracht door het stempelprofiel op zich te bepalen; omdat bij de damwandkuip sprake is van een asymmetrische bouwkuip, zal eerst aandacht besteed moeten worden aan de interactie tussen de waterkerende damwand en de bestaande constructies aan de west- en oostzijde, die op elkaar afgestempeld zijn; uit de damwandberekeningen volgen namelijk voor beide damwandconstructies verschillende waarden voor de "stempelkracht per strekkende meter"; aangezien de h.o.h. afstand aan beide zijden hetzelfde gekozen wordt (= stempel onder een hoek van  $45^\circ$ ), zal één of andere herverdeling plaatsvinden, met de kans dat een ongunstigere situatie zou kunnen ontstaan; vooral de waterkerende zijde is kritiek; om dit te controleren zal de damwandzijde met de hogere stempelkrachtwaarde, volgend uit de berekening, herberekend worden met de lagere waarde van de andere damwandzijde
- als gevolg van hoekstempelen ontstaat een krachtencomponent in de horizontale richting van de damwand; aangezien de damwanden zelf niet langskrachten kunnen opnemen, zullen de gording en de gelaste stijve nokken dit moeten doen; door de configuratie van de stempels c.q. stempelkrachten zo te kiezen dat de resultante van de horizontale krachtencomponenten van alle stempels aan de betreffende zijde ongeveer gelijk is aan nul, zou dit probleem ook opgelost kunnen worden

## Stap 5: Controleberekeningen voor I

### a) buigend moment damwand

$$M_{\text{vloei}} = 686 \text{ kNm/m'}$$

$$M_{\text{max}} = 370 \text{ kNm/m'}$$

$$M_{\text{d}} = 370 * 1.1 = 407 \text{ kNm/m' } (\gamma_m = 1.0, \gamma_f = 1.1)$$

Het bestaande damwandprofiel voldoet.

### b) ankerkracht

De ankerkracht hoeft niet gecontroleerd te worden, aangezien deze waarde, die volgt uit de berekening, niet hoger kan zijn dan de van te voren bepaalde ontwerpwaarde. Voor alle duidelijkheid worden de waarden wel nog even vermeld:

$$F_{\text{anker;max}} = 206 \text{ kN/m'}$$

$$F_{\text{anker;toel}} = 227 \text{ kN/m'}$$

### c) (hoek)stempelraam

Allereerst wordt opgemerkt dat:

- het gebruik van één profieltype zo veel mogelijk wordt nagestreefd; dit betekent dat slechts de 'maatgevende stempel' gecontroleerd zal worden; in dit geval is dat de langste stempel
- bij de controleberekening tevens rekening dient te worden gehouden met de mogelijkheid dat aangrenzende stempels kunnen uitvallen tijdens een bepaalde bouwphase; als gevolg hiervan is het aannemelijk om geen marge op de ontwerpwaarde te nemen zoals eerder wel op blz. 148 is opgemerkt;

$$F_{\text{stempel;2;max}} = 242 / \cos 45^\circ = 342 \text{ kNm/m'}$$

$$F_{\text{stempel;2;d}} = 342 * 1.0 = 342 \text{ kNm/m'}$$

$$\text{maatgevende h.o.h. afstand} = ((6.3 + 5) + 5) / 2 = 8.15 \text{ meter}$$

$$\text{(maximale) stempellengte} = 19.0 \text{ meter}$$

type: buisprofiel  $\varnothing 1016\text{mm}$ ,  $t=10\text{mm}$

$$\text{eigenschappen: } i_{\text{min}} = i_x = 355.7 \text{ mm}$$

$$A = 31804 \text{ mm}^2$$

$$I = 399849 * 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W = 7871 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$g = 342 \text{ kg/m'}$$

rekenwaarde voor de drukkracht t.g.v.  $F_{\text{stempel;2;d}}$ :

$$F_{\text{d}} = 8.15 * 342 = 2787 \text{ kN}$$

Rekenwaarde voor de drukkracht t.g.v. thermische belasting:  
Wegens de relatief diepe ligging van dit stempelraam wordt rekening gehouden met een relatief laag temperatuurverschil van  $20^\circ$ .

$$F_d = \Delta L * EA/L = \alpha_T * L * \Delta T * EA/L \quad \text{waarbij } \alpha_T = \text{lineaire uitzettingscoëfficiënt staal} \\ = 1.2 * 10^{-5} * 19 * 20 * 3.515 * 10^5 = 1603 \text{ kN}$$

Totale rekenwaarde voor de drukkracht:  $2787 + 1603 = 4390 \text{ kN}$

Moment t.g.v. het eigen gewicht:

$$M = 1/8 gl^2 = 1/8 * 2.48 * 19^2 = 111.9 \text{ kNm}$$

Moment t.g.v. een toevallige puntlast van 10 kN als gevolg van de bouwwerkzaamheden (ontgraven, storten), aangrijpend in het midden van het stempel:

$$M = 1/4 pl = 1/4 * 10 * 19 = 47.5 \text{ kNm}$$

Rekenwaarde voor het totale moment:

$$M_d = 1.2 * 111.9 + 1.5 * 47.5 = 206 \text{ kNm} \quad (\gamma_{f,perm} = 1.2 \text{ en } \gamma_{f,var} = 1.5 \\ \text{volgens NEN 6702})$$

$$\lambda = L_k / i_x = 19000 / 355.7 = 53 \quad \text{Fe 360} \quad \omega = 1.11 \quad (\text{volgens tabel 2 van de NEN 3851})$$

$$n = (A * \sigma_E) / F = (31804 * 435) / 4390000 = 3.15 \\ \text{waarbij } \sigma_E = \text{Eulerse knikspanning} = (\pi^2 * E) / \lambda^2$$

$$\sigma = \omega * (F_d / A) + n / (n-1) * (M_d / W) \\ = 1.11 * (4390000 / 31804) + 1.46 * (206 * 10^6 / 7871 * 10^3) \\ = 153 + 38 = 191 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad (f_{y,d})$$

Het gekozen stempel voldoet.

#### d) overpakken

In de 4<sup>e</sup> fase wordt overgepakt op de caissonvloer via hardhouten palen.

$$F_{\text{stempel};3;\text{max}} = 177 \text{ kN/m'}$$

Aangezien de betonnen vloer zodanige afmetingen heeft en aangezien het aantal houten palen onbeperkt gekozen kunnen worden, worden hiervoor geen controleberekeningen nodig geacht.

#### e) vervormingen

$$u_{\text{max}} = 66 \text{ mm}$$

Omdat direct naast de damwanden zich geen gebouwen bevinden en er sprake is van een tijdelijke situatie, is er geen harde grens gesteld voor de vervormingen.

Een verplaatsing van 66 mm wordt dan ook acceptabel geacht.

Verwacht wordt trouwens dat de werkelijke verplaatsingen kleiner zullen zijn dan de hier berekende waarde, ten eerste omdat in de damwandberekening per strekkende meter wand is gerekend, terwijl in werkelijkheid de krachtenverdeling zich verspreid over de gehele breedte van de wand en ten tweede omdat bij MSHEET niet rekening wordt gehouden met boogwerking.

Uit de berekeningen volgt dat ter plaatse van de teen van de damwand zich nog relatief hoge vervormingen voordoen (15 mm), wat zou kunnen betekenen dat de damwand zich in een bezwijktoestand bevindt. Aangezien de vervormingen volgend uit de berekeningen gebaseerd op de bruikbaarheidstoestand een stuk kleiner zijn, wordt dit niet als een probleem gezien.????

## Stap 6: Controle overige mechanismen voor I

Vooralsnog blijkt uit de berekeningen dat zowel de inwendige als de totale stabiliteit verzekerd wordt.

### Gordingontwerp

Deze bevindt zich op NAP+28.0m en er wordt eveneens rekening gehouden met stempeluitval.

Rekenwaarde van de stempelbelasting voor gordingsontwerp:

$$q_d = 1.0 * F_{\text{stempel};2;\text{max}} \quad \text{waarbij } \gamma_f = 1.0 \\ = 342 \text{ kN/m'}$$

$$M_d = 1/10 q_d L^2 \quad \text{waarbij } L = \text{maximale h.o.h. afstand (bij stempeluitval)} = 8.15 \text{ meter} \\ = 2272 \text{ kNm}$$

De gording wordt afgestempeld op de gording loodrecht erop (zie figuur 7). In de gording zit dus een extra drukkracht. De grootte van deze drukkracht wordt bepaald op dezelfde wijze als volgens de CUR, namelijk:

$$F = F_{\text{stempel}} * 1.25 * 0.5 * \text{maximale breedte van de bouwkuip} \\ \text{waarbij in dit geval } F_{\text{stempel}} = F_{\text{stempel};2;\text{max}}$$

$$F = 342 * 1.25 * 0.5 * 36.3 = 7759 \text{ kN}$$

Gekozen gording: dubbel HE900B profiel

$$\text{eigenschappen:} \quad i_x = 365 \text{ mm} \\ A_{\text{tot}} = 2 * 37130 = 74260 \text{ mm}^2 \\ W_{x;\text{tot}} = 2 * 10980 = 21960 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\lambda = L_k / i_x = 8150 / 365 = 22 \quad \text{Fe 360} \quad \omega = 1.01 \quad (\text{volgens tabel 4 van de NEN 3851})$$

$$n = (A * \sigma_E) / F = (74260 * 4282) / 7759000 = 41$$

$$\sigma = \omega * (F_d / A) + n / (n-1) * (M_d / W) \\ = 1.01 * (7759000 / 74260) + 1.0 * (2272 * 10^6 / 21960 * 10^3) \\ = 105 + 104 = 209 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$$

Het gekozen gordingprofiel voldoet.

**Stap 7: Controleberekeningen voor II****a) buigend moment damwand**

$$M_{v\text{loei}} = f_{y;d} * W = 235 * 2000 * 10^3 = 0.48 * 10^9 \text{ Nmm/m}' \\ = 470 \text{ kNm/m}'$$

$$M_d = 421 * 1.1 = 463 \text{ kNm/m}' \quad (\gamma_m = 1.0, \gamma_f = 1.1)$$

Het gekozen damwandprofiel voldoet.

**b) hooggelegen stempelraam**

Allereerst wordt opgemerkt dat:

- het gebruik van één profieltype zo veel mogelijk wordt nagestreefd; dit betekent dat slechts de 'maatgevende stempel' gecontroleerd zal worden; in dit geval zijn dat de twee middelste stempels, die de grootste h.o.h. afstand hebben
- bij de controleberekening tevens rekening dient te worden gehouden met de mogelijkheid dat aangrenzende stempels kunnen uitvallen tijdens een bepaalde bouwfase; als gevolg hiervan is het aannemelijk om geen marge op de ontwerpwaarde te nemen zoals eerder wel op blz. 148 is opgemerkt;
- aangezien de stempels geplaatst worden tussen waterkerende damwanden, wordt in dit geval geen rekening gehouden met een drukkracht ten gevolge van thermische belasting; bij temperatuurverschillen zullen de damwanden meegeven

$$F_{\text{stempel};1;\text{max}} = 106 \text{ kN/m}' \\ F_{\text{stempel};1;d} = 106 * 1.0 = 106 \text{ kN/m}'$$

$$\text{maatgevende h.o.h. afstand} = ((4.5 + 5.65) + 6)/2 = 8.075 \text{ meter}$$

$$\text{(maximale) stempellengte} = 29.0 \text{ meter}$$

$$\text{type: buisprofiel } \varnothing 813 \text{ mm, } t = 10 \text{ mm}$$

$$\text{eigenschappen: } i_{\text{min}} = i_x = 283.9 \text{ mm}$$

$$A = 25220 \text{ mm}^2$$

$$I = 203212 * 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W = 5000 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$g = 198 \text{ kg/m}'$$

Rekenwaarde voor de drukkracht t.g.v.  $F_{\text{stempel};1;d}$ :

$$F_d = 8.075 * 106 = 856 \text{ kN}$$

Moment t.g.v. het eigen gewicht:

$$M = 1/8 gl^2 = 1/8 * 1.98 * 29^2 = 208 \text{ kNm}$$

Moment t.g.v. een toevallige puntlast van 10 kN, aangrijpend in het midden van het stempel:

$$M = 1/4 pl = 1/4 * 10 * 29 = 72.5 \text{ kNm}$$



Rekenwaarde voor het totale moment:

$$M_d = 1.2 * 208 + 1.5 * 72.5 = 359 \text{ kNm} \quad (\gamma_{f,perm} = 1.2 \text{ en } \gamma_{f,var} = 1.5 \text{ volgens NEN 6702})$$

$$\lambda = L_k / i = 29000 / 283.9 = 102 \quad \text{Fe 360} \quad \omega = 2.01$$

$$n = (A * \sigma_E) / F = (25220 * 199.2) / 856000 = 5.87$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \omega * (F_d / A) + n / (n-1) * (M_d / W) \\ &= 2.01 * (856000 / 25220) + 1.20 * (359 * 10^6 / 5000 * 10^3) \\ &= 68 + 87 = 155 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Het gekozen stempel voldoet.

### c) laaggelegen (hoek)stempelraam

Aangezien deze stempel reeds bij I gecontroleerd is, zal dit hier uiteraard niet nogmaals gebeuren.

### d) overpakken

In de 4<sup>e</sup> fase wordt overgepakt op de caissonvloer via hardhouten palen.

$$F_{\text{stempel;4,max}} = 266 \text{ kN/m'}$$

Aangezien de betonnen vloer zodanige afmetingen heeft en aangezien het aantal houten palen onbepaald gekozen kunnen worden, worden hiervoor geen controleberekeningen nodig geacht.

### e) vervormingen

$$u_{\text{max}} = 76 \text{ mm}$$

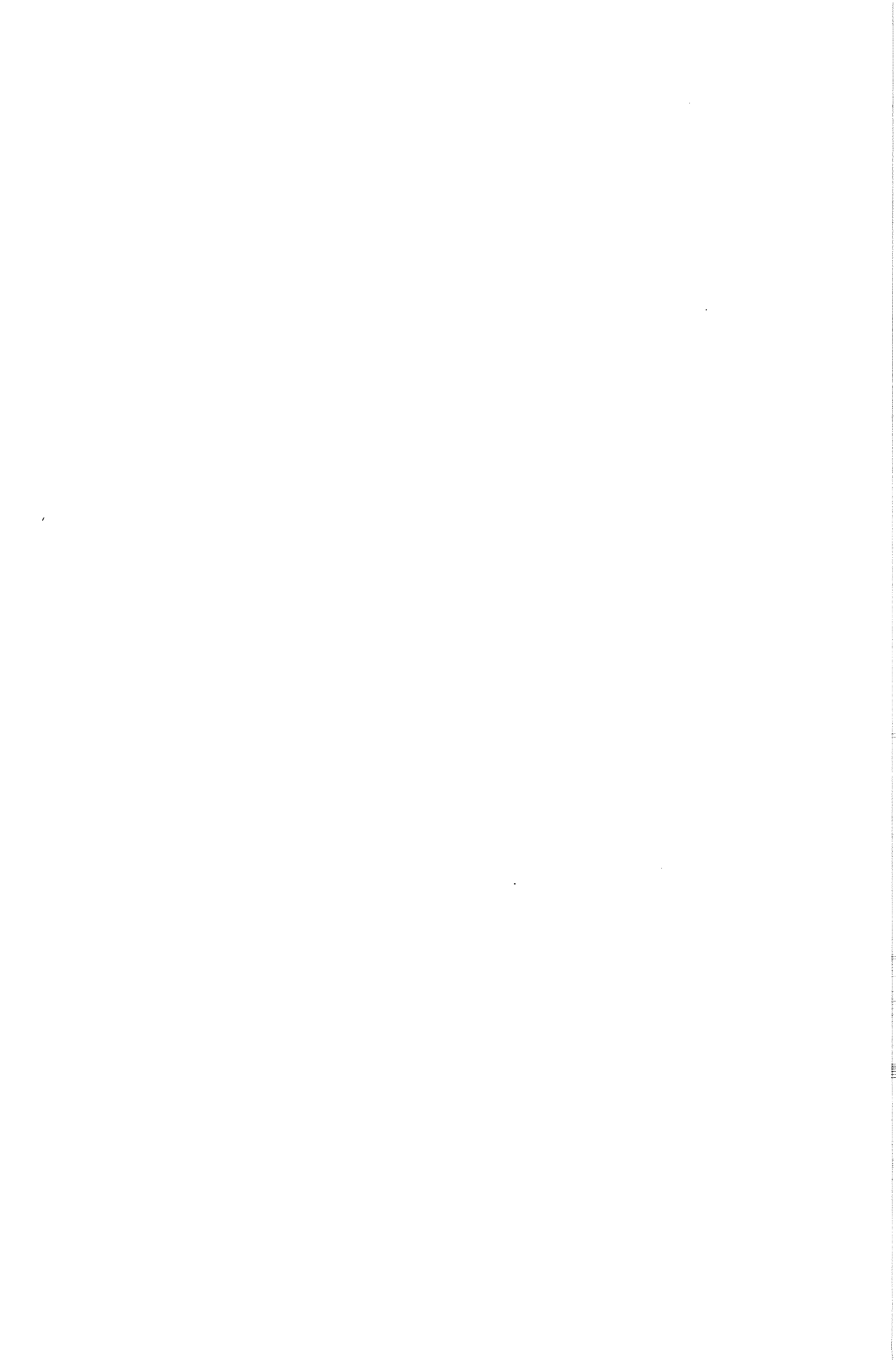
Omdat zich direct naast de damwanden water bevindt en er sprake is van een tijdelijke situatie, is er geen harde grens gesteld voor de vervormingen. Een verplaatsing van 76 mm wordt dan ook acceptabel geacht.

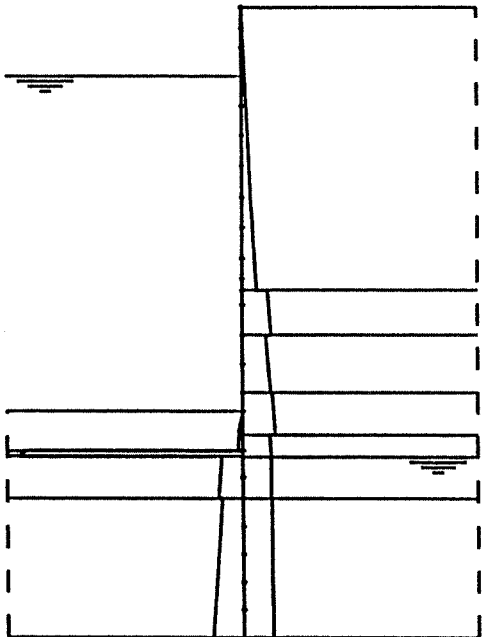
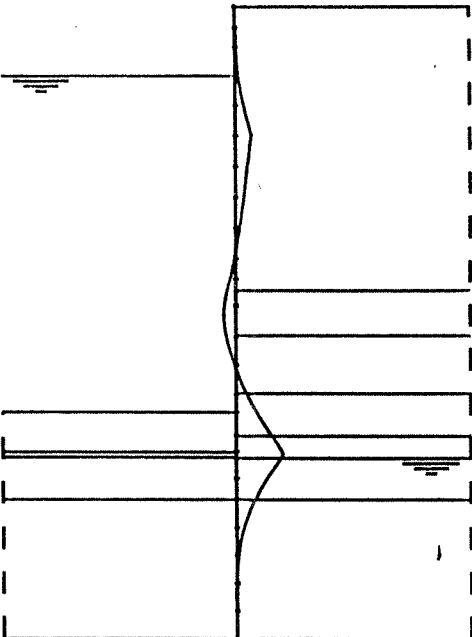
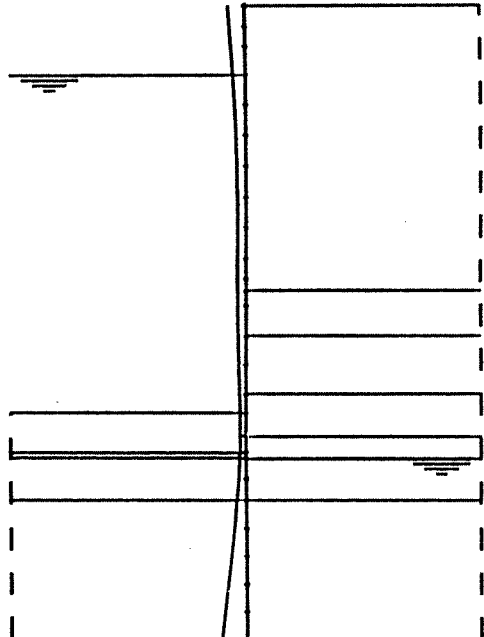

## Stap 8: Controle overige mechanismen voor II

Vooralsnog blijkt uit de berekeningen dat de totale stabiliteit verzekerd wordt.

### Gordingontwerp

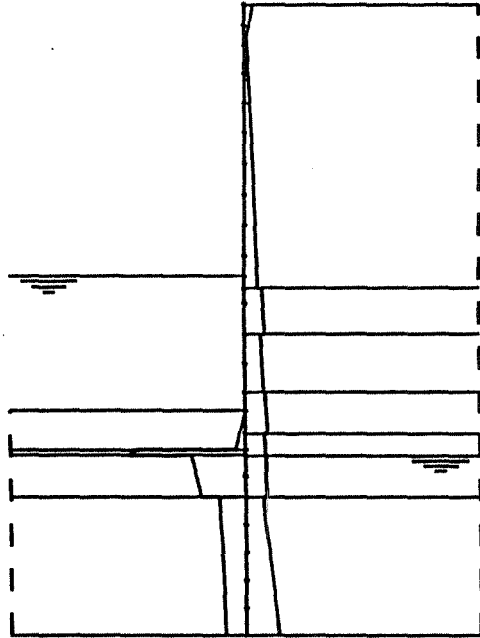
Deze bevindt zich op NAP+33.15m. Aangezien de stempelbelasting in dit geval een stuk lager is in vergelijking met de gording op NAP+28.0m, zal zeer waarschijnlijk een minder zwaar profiel voldoende zijn. Vooralsnog wordt hetzelfde profiel als op NAP+28.0m gekozen. Hiervoor zullen uiteraard geen controleberekeningen worden uitgevoerd.



OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 1		
 <p>Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]            Links Max : 731.7            Rechts Max : 106.1</p>	 <p>Momenten [kNm/m']            Maximum : 75.5            Minimum : -19.4</p>	 <p>Verplaatsingen [mm]            Maximum : -6.6</p>
TUD Lic: 0216 Educational	Maaiveld L/R : 1 / 2    Lengte : 15.35 Water L/R : 32.45 / 23.15	
 MSHEET [3.2] File : KANKUI2N	Bouwkuipbegrenzing in langsrichting Bij maximale GWS en lage EA/L	



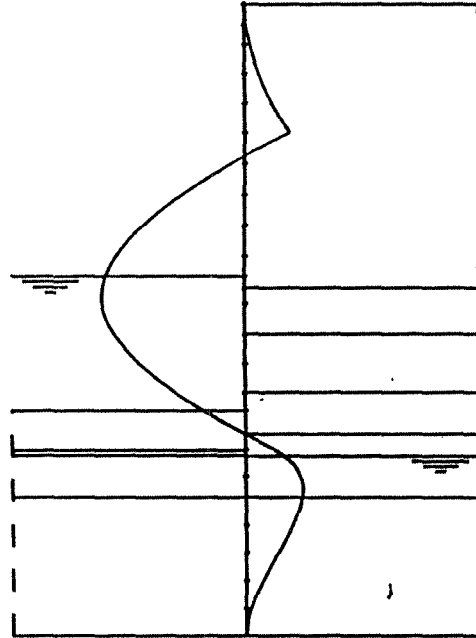
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 2



Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 381.8

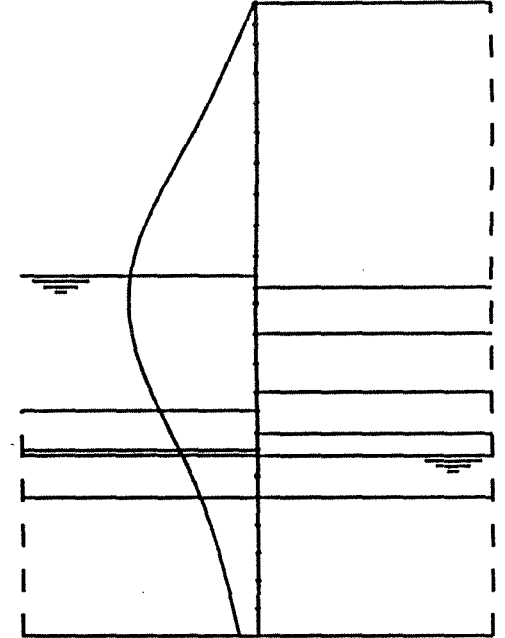
Rechts Max : 107.8



Momenten [kNm/m']


Maximum : 93.7

Minimum : -237.5



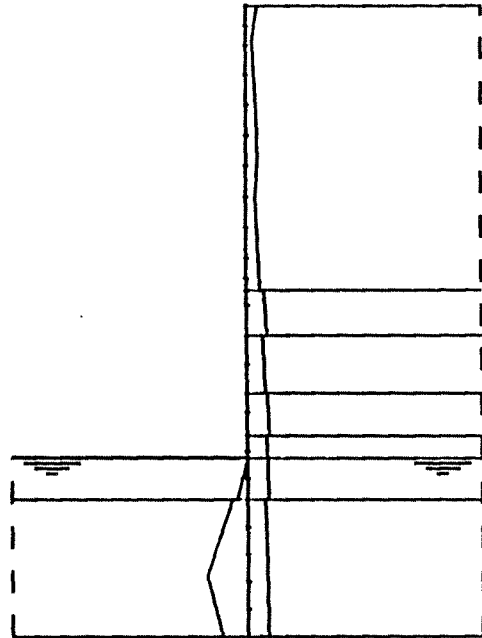
Verplaatsingen [mm]

Maximum : -33.5

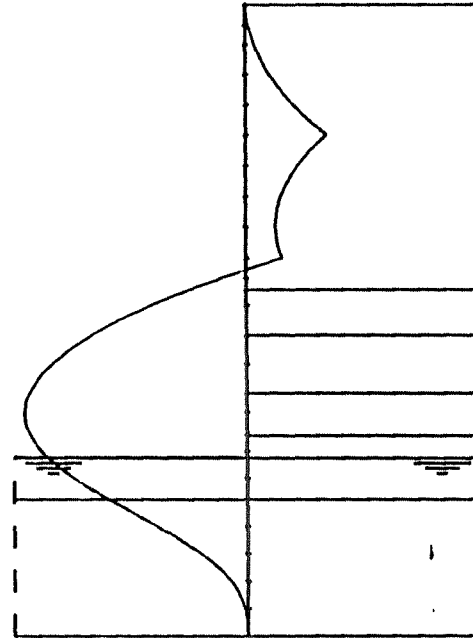
<p>TUD Lic: 0216 Educational</p>	<p>Maaiveld L/R : 1 / 2    Lengte : 15.35 Water L/R : 27.50 / 23.15</p>
 <p>MSHEET [3.2] File : KANKUI2N</p>	<p>Bouwkuipbegrenzing in langsrichting Bij maximale GWS en lage EA/L</p>



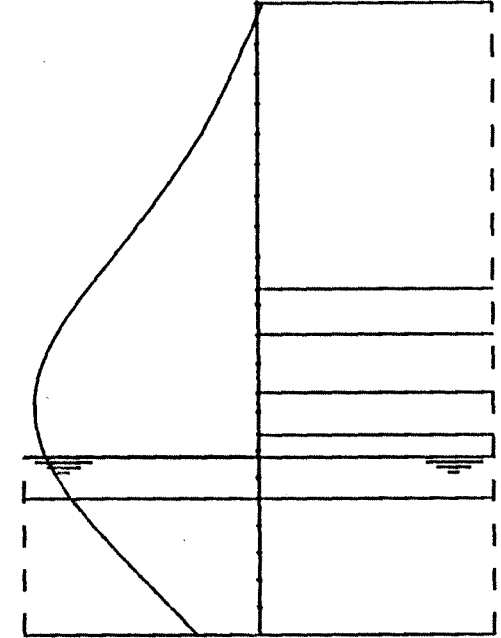
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 3




Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]  
 Links Max : 128.8  
 Rechts Max : 72.2



Momenten [kNm/m']  
 Maximum : 133.5  
 Minimum : -369.5



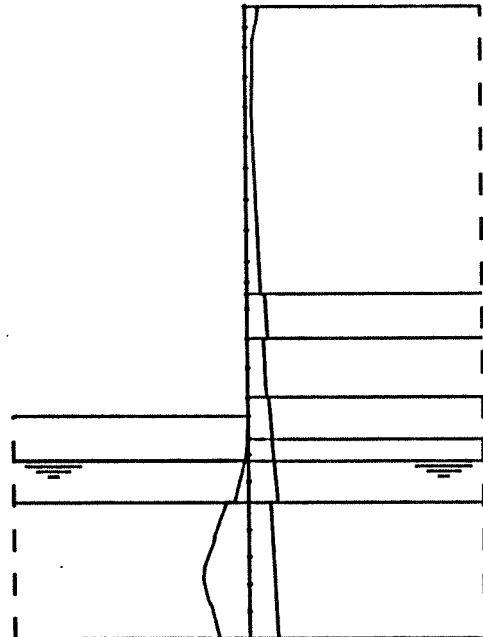
Verplaatsingen [mm]  
 Maximum : -58.8

<p>TUD                  Lic: 0216 Educational</p>	<p>Maaiveld L/R : 3 / 2    Lengte : 15.35                  Water L/R : 23.15 / 23.15</p>
<p> MSHEET [3.2]                  File : KANKUI2N</p>	<p>Bouwkuipbegrenzing in langsrichting                  Bij maximale GWS en lage EA/L</p>

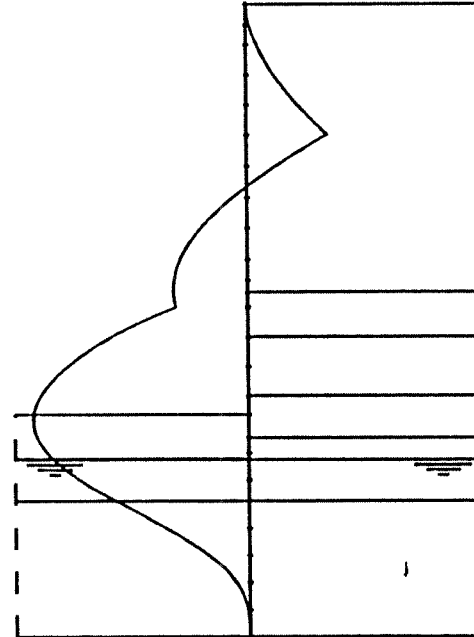




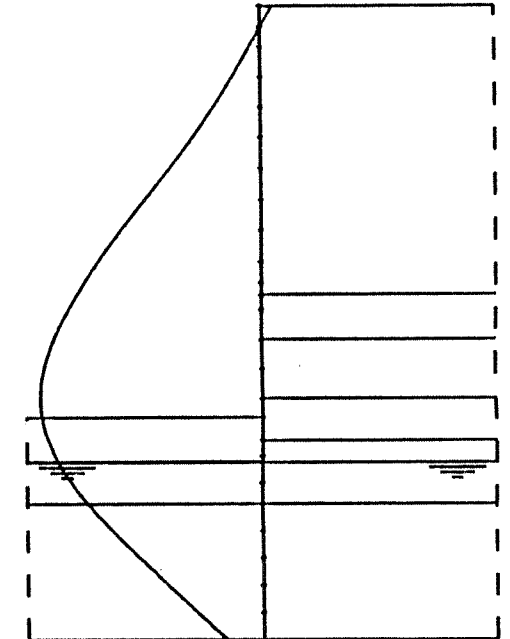
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 4




Hor. Korreersp. [kN/m<sup>2</sup>]  
 Links Max : 148.8  
 Rechts Max : 94.5



Momenten [kNm/m']  
 Maximum : 134.5  
 Minimum : -356.9

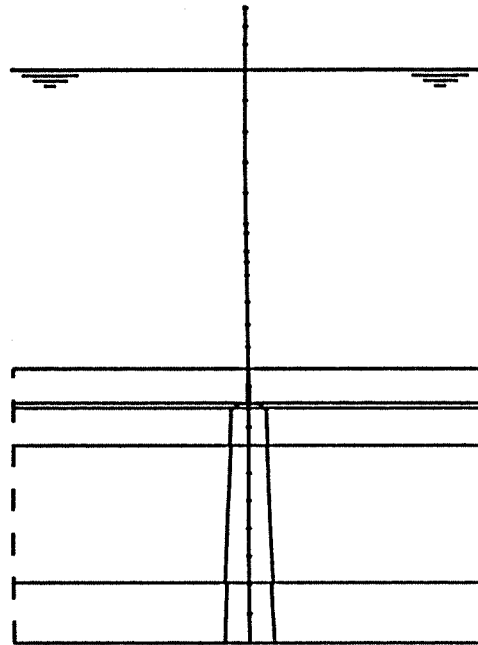


Verplaatsingen [mm]  
 Maximum : -58.2

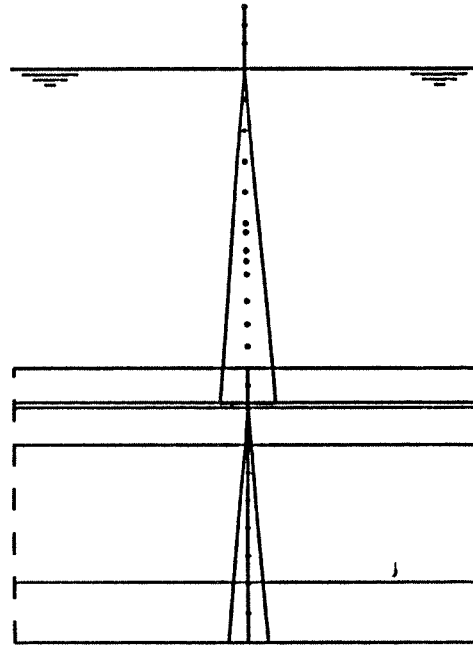
<p>TUD                  Lic: 0216 Educational</p>	<p>Maaiveld L/R : 1 / 2 . Lengte : 15.35                  Water L/R : 23.15 / 23.15</p>
 <p>MSHEET [3.2]                  File : KANKUI2N</p>	<p>Bouwkuipbegrenzing in langsrichting                  Bij maximale GWS en lage EA/L</p>



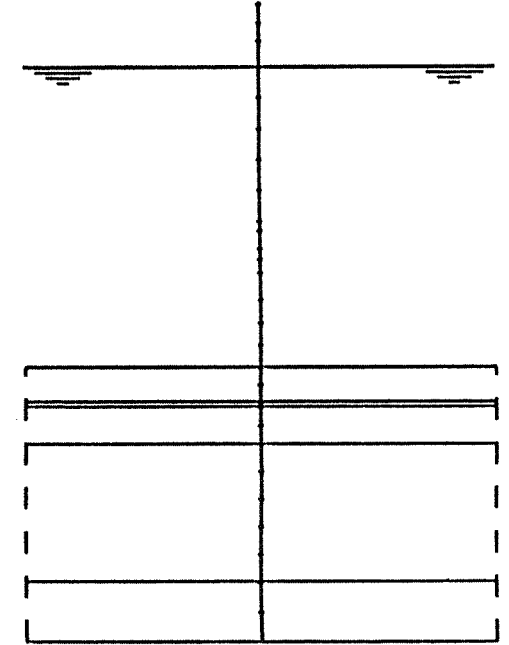
SPANNINGEN BOUWFASE : 1



Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]  
 Links Max : 81.2  
 Rechts Max : 81.2



Waterspanning [kN/m<sup>2</sup>]  
 Links Max : 91.5  
 Rechts Max : 91.5



Result. Span. [kN/m<sup>2</sup>]  
 Max KorrelSp : 0.0  
 Max GrondSp : 0.0

TUD

Maaiveld L/R : 1 / 3      Lengte : 17.50

Lic: 0216 Educational

Water      L/R : 32.45 / 32.45



MSHEET [3.2]

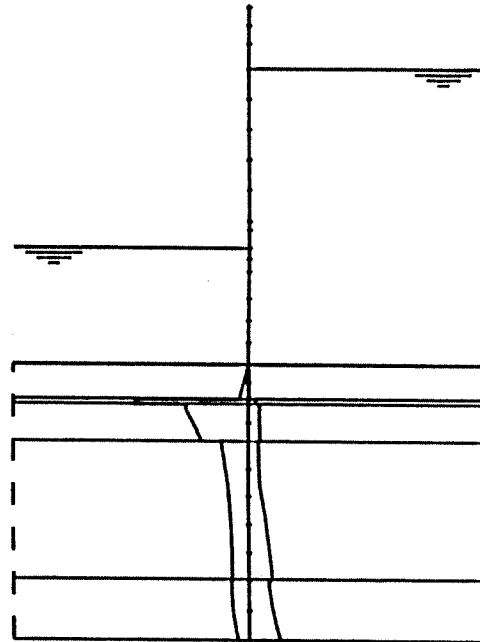
Bouwkuipbegrenzing in dwarsrichting

File : KANKUI6N

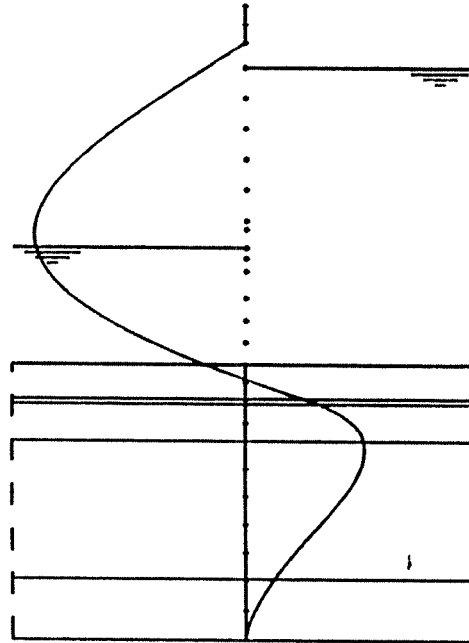
Bij maximale GWS



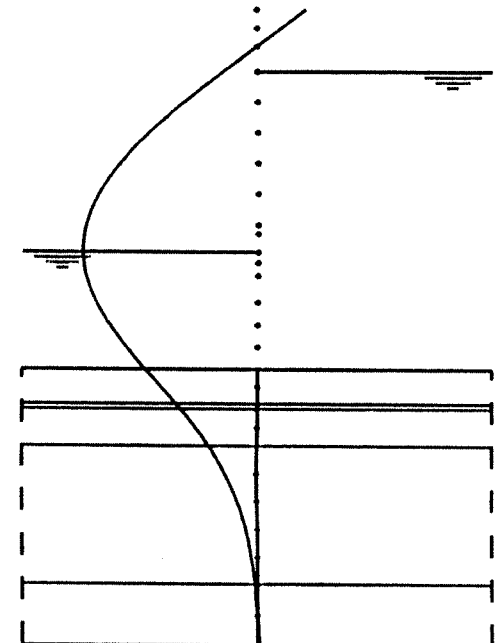
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 2




Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]  
 Links Max : 381.8  
 Rechts Max : 102.4



Momenten [kNm/m']  
 Maximum : 220.5  
 Minimum : -395.3

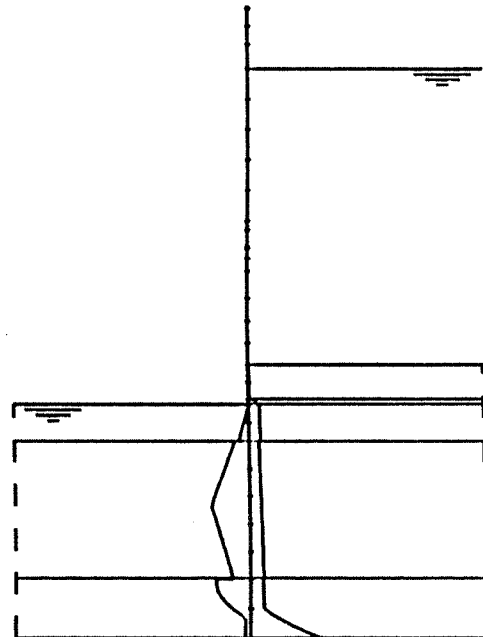


Verplaatsingen [mm]  
 Maximum : -56.9

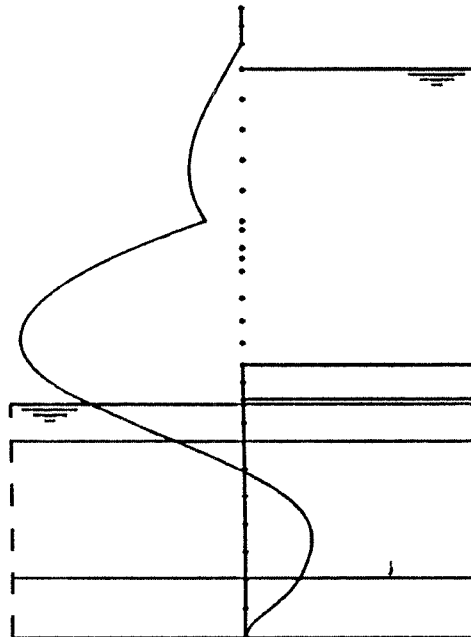
<p>TUD                  Lic: 0216 Educational</p>	<p>Maaiveld L/R : 1 / 3    Lengte : 17.50                  Water    L/R : 27.50 / 32.45</p>
<p> MSHEET [3.2]                  File : KANKUI6N</p>	<p>Bouwkuipbegrenzing in dwarsrichting                  Bij maximale GWS</p>



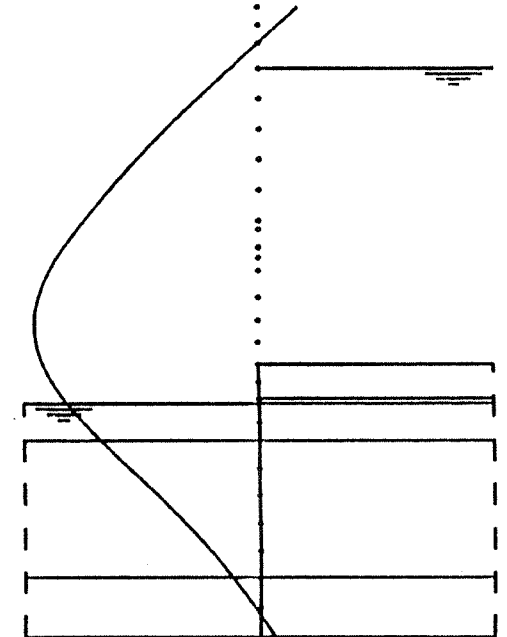
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 3




Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]  
 Links Max : 114.5  
 Rechts Max : 231.5



Momenten [kNm/m']  
 Maximum : 121.2  
 Minimum : -414.4



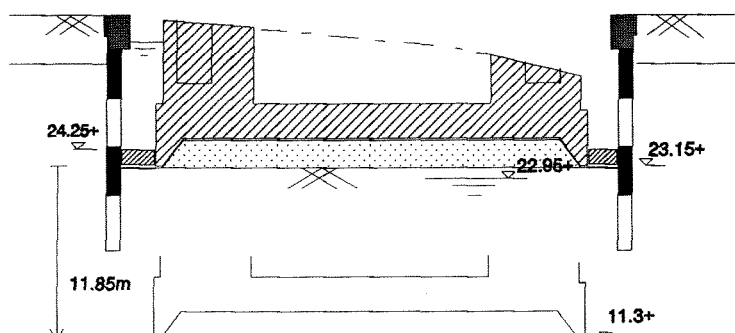
Verplaatsingen [mm]  
 Maximum : -73.0

<p>TUD                  Lic: 0216 Educational</p>	<p>Maaiveld L/R : 2 / 3    Lengte : 17.50                  Water    L/R : 23.15 / 32.45</p>
 <p>MSHEET [3.2]                  File : KANKUI6N</p>	<p>Bouwkuipbegrenzing in dwarsrichting                  Bij maximale GWS</p>





## Bijlage 9 Verticaal krachtenbalans van de caisson tijdens de laatste afzinkfase



Figuur 8 Afzinken pneumatisch caisson

Bij de afzinkbalansen wordt van het volgende uitgegaan:

startniveau	NAP+23.15m
funderingsniveau	NAP+11.30m
maximaal grondwaterniveau	NAP+22.95m
eigen gewicht caisson (exclusief hulpstukken)	163625 kN
funderingsoppervlak	703.4 m <sup>2</sup>
omtrek caisson	109.8 meter
af te zinken weg	11.85 meter
maximaal benodigde luchtdruk	11.65 meter waterkolom
maximaal toepasbaar ballastwater	24000 kN
gemiddelde weerstand van de snijrand	100 kN/m'

### Mantelwrijving

Vervolgens wordt de mantelwrijving in de eindfase van het afzinkproces bepaald. De totale wrijvingswaarden worden vastgesteld door de wrijving over het gehele afzinktraject en over de gehele omtrek van de caisson te sommeren. Aangezien zich naast (kanaal)water, dat langs de gehele omtrek direct aan de caisson grenst, ook aan twee zijden op variërende afstand van de caisson grondkeringen bevinden, zal ook de waarde van de bovenbelasting langs de omtrek variëren, waardoor de spanningstoestand direct naast de caisson moeilijk eenduidig is vast te stellen. Door voorlopig een aantal aannames te doen worden toch de wrijfwaarden bepaald.

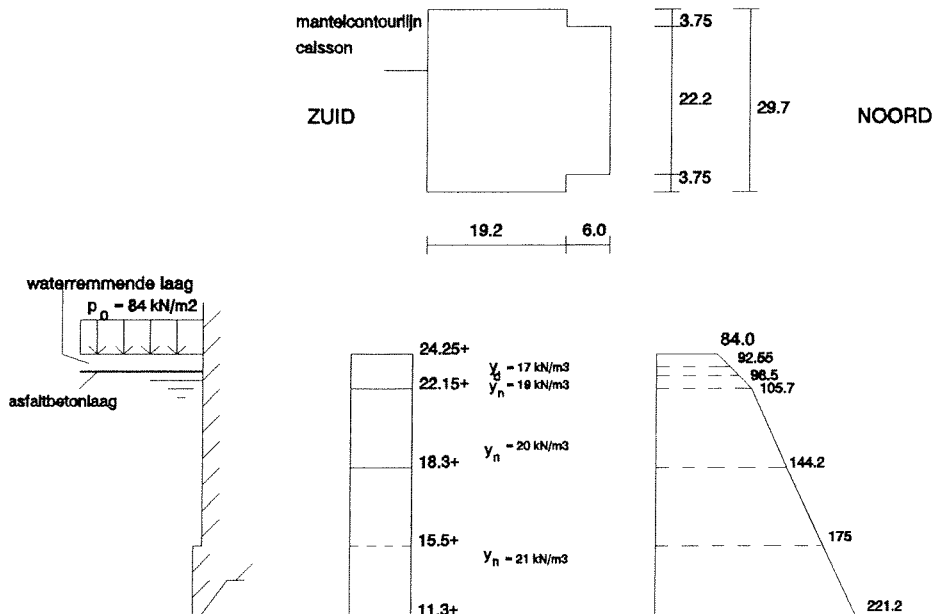
## Bepaling minimale en maximale mantelwrijving, met of zonder bentonietsmering

Bij de berekening wordt uitgegaan van:

- een gemiddeld terreinhoogte langs de omtrek van de caisson van NAP+24.25m
- een maximale grondwaterstand van NAP+22.95m
- een bovenbelasting ten gevolge van het kanaalwater en/of de grondkeringen
- de bentonietsmering wordt vanaf de wandsprong op 4.2 meter boven de snijpunt verpompt
- aan de noordzijde van de caisson wordt geen bentonietsmering toegepast wegens de aanwezigheid van een tijdelijk schot

### Minimaal te verwachten wrijving

Hierbij wordt aan elke zijde van de caisson het kanaalwater als bovenbelasting meegenomen. Aangezien zich 8.4 meter water boven de waterremmende laag bevindt, wordt rekening gehouden met een uniforme  $p_0 = 84 \text{ kN/m}^2$  direct naast de caisson op NAP+24.25m.



$$\text{Bepaling } F_{v,\text{res}}: (84+92.55)/2 * 0.95 + (92.55+98.5)/2 * 0.35 + (98.5+105.7)/2 * 0.8 + (105.7+144.2)/2 * 3.85 + (144.2+221.2)/2 * 7 = 1959 \text{ kN/m'}$$

$$\text{totale omtrek} = 109.8 \text{ m}; K = \lambda_w = 0.25; \lambda_w \text{ (met bentoniet)} = 0.10$$

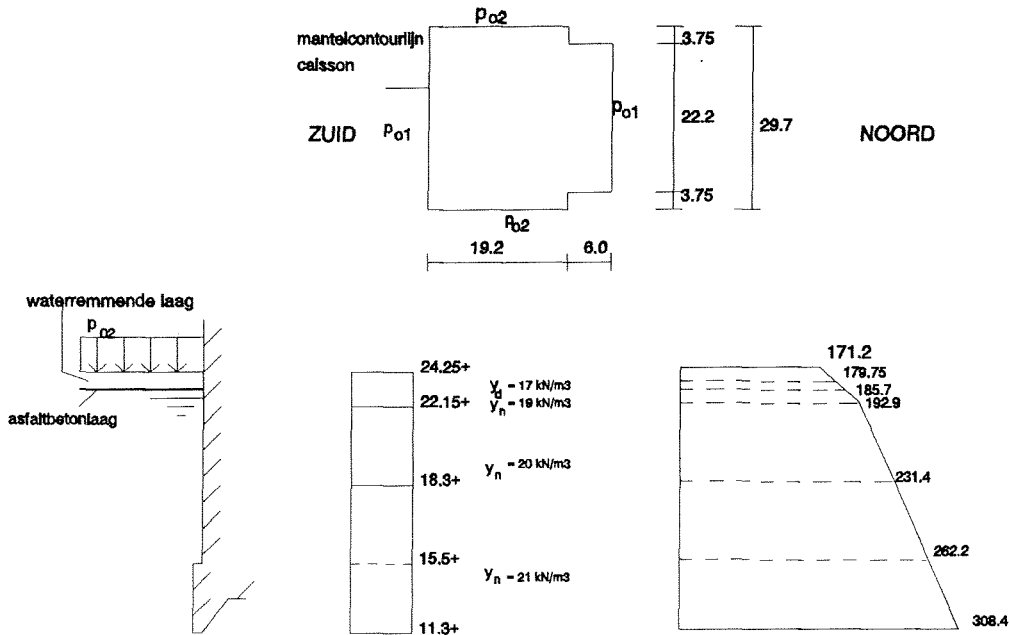
$$\text{minimale wrijving zonder smering: } 0.25 * 109.8 * 1959 = 53775 \text{ kN}$$

$$F_{v,\text{res}} \text{ over de laatste 4.2 meter: } (175+221.2)/2 * 4.2 = 832 \text{ kN/m'}$$

$$\text{minimale wrijving met smering: } 0.1*87.6*(1959-832) + 0.25*22.2*(1959-832) + 0.25*109.8*832 = 38966 \text{ kN}$$

## Maximaal te verwachten wrijving

Hierbij wordt aan de kanaalwaterzijden rekening gehouden met een uniforme bovenbelasting  $p_o = 84 \text{ kN/m}^2$  en aan de grondkerende zijden wordt rekening gehouden met een bovenbelasting  $p_{o2}$  ten gevolge van het gewicht van de grondkering. Hoewel de grondkering zich minimaal 0.9 en maximaal 3.3 meter van de caisson bevindt, wordt gerekend met een waarde alsof de kering zich direct naast de caisson bevindt.



$$p_{o2} \text{ aan de grondkerende zijden} = \text{gewicht van de grondkering} = 6.95 \cdot 15 + 1.1 \cdot 15 + 1.4 \cdot 16 + 0.45 \cdot 16 = 171.2 \text{ kN/m}^2$$

Bepaling  $F_{v;res}$ : idem als bij minimale wrijving  $\Rightarrow > 3088 \text{ kN/m}$

totale omtrek = 109.8 m;  $K = \lambda_w = 0.40$ ;  $\lambda_w$  (met bentoniet) = 0.15

$F_{v;res}$  bij  $p_{o1} = 84 \text{ kN/m}^2$ : 1959 kN/m

maximale wrijving zonder smering:  $0.40 (51.9 \cdot 1959 + 57.9 \cdot 3088) = 112187 \text{ kN}$

$F_{v;res}$  over de laatste 4.2 meter:  $(262.2 + 308.4) / 2 \cdot 4.2 = 1198 \text{ kN/m}$

maximale wrijving met smering:  $0.15 \cdot 29.7 \cdot (1959 - 832) + 0.4 \cdot 29.7 \cdot 832 + 0.4 \cdot 22.2 \cdot 1959 + 0.15 \cdot 57.9 \cdot (3088 - 1198) + 0.4 \cdot 57.9 \cdot 1198 = 76461 \text{ kN}$

Uit voorgaande wordt samengevat:

bentoniet	wrijving	sommatie
nee	minimale	53775 kN
nee	maximale	112187 kN
ja	minimale	38966 kN
ja	maximale	76461 kN

*Figuur 9 Wrijvingswaarden*

### Verticale krachtenbalansberekeningen

#### Bij de minimaal te verwachten wrijving:

neerwaarts	gewicht caisson		163625 kN
opwaarts	mantelwrijving		53775 kN
	weerstand snijranden	(109.8*100)	10980 kN
	maximale luchtdruk	(10*11.65*703.4)	81951 kN
resultante			16919 kN neerwaarts

#### Bij de maximaal te verwachten wrijving:

neerwaarts	gewicht caisson		163625 kN
opwaarts	mantelwrijving		112187 kN
	weerstand snijranden		10980 kN
	maximale luchtdruk		81951 kN
resultante			41493 kN opwaarts

Uit de bovenstaande afzinkbalansen kan geconcludeerd worden dat bij de minimaal te verwachten wrijving de caisson vlot op diepte kan worden gebracht en dat bij de maximaal te verwachten wrijving het eigen gewicht van de caisson onvoldoende is om de weerstand over de volledige diepte te overwinnen. In dit laatste geval zullen dan ook maatregelen genomen worden.

De volgende maatregelen zijn mogelijk:

- \* afblazen
- \* toevoegen van ballastwater
- \* toevoegen van bentonietsmering
- \* vergroten van het eigen gewicht van de caisson
- \* combinaties

Naast het afblazen alleen worden vooralsnog de volgende combinaties onderzocht:

- 1) ballastwater + (eventueel) afblazen
- 2) ballastwater + bentonietsmering + (eventueel) afblazen
- 3) bentonietsmering + (eventueel) afblazen

### 1) Ballastwater + afblazen

Het ballastwater wordt hoogstens tot aan de drempelvloer ingepompt, aangezien vooralsnog de drempelvloer geheel droog moet blijven voor de plaatsing van afzinkinstallaties (met name de zandpompen). Indien meer ballastwater nodig is, zou nog overwogen kunnen worden de pompenkamers af te scheiden van het water door de zandpompen in cilindrische tanks te plaatsen.

### Verticale krachtenbalans bij maximale wrijving

neerwaarts	gewicht caisson	163625 kN
	ballastwater	24000 kN
opwaarts	mantelwrijving	112187 kN
	weerstand snijranden	10980 kN
ter beschikking		64458 kN neerwaarts

maximaal te handhaven luchtdruk:  $64458 / (703.4 \cdot 10) = 9.16$  meter waterkolom

maximale hoeveelheid af te blazen:  $11.65 - 9.16 = 2.49$  meter waterkolom = 22%

Bij het gebruik van de maximaal beschikbare hoeveelheid ballastwater behoeft maximaal 22% te worden afgelaten.

### 2) Ballastwater + bentonietsmering + afblazen

De bentonietsmering wordt vanaf de sprong van de wand tot aan het startniveau aangebracht. Tevens wordt de smering langs de gehele omtrek van de caisson aangebracht, behalve aan de noordzijde waar het lange kopschot wordt geplaatst.

### Verticale krachtenbalans bij maximale wrijving (met bentonietsmering)

neerwaarts	gewicht caisson	163625 kN
	ballastwater	24000 kN
opwaarts	mantelwrijving	76461 kN
	weerstand snijranden	10980 kN
ter beschikking		100184 kN neerwaarts

maximaal te handhaven luchtdruk:  $100184 / (703.4 \cdot 10) = 14.24$  meter waterkolom

> 11.65 meter waterkolom

Afblazen is dus nu niet meer nodig! Ballastwater met een gewicht van 5767 kN (81951-76184) is al voldoende om op funderingsniveau de weerstand van de caisson te evenaren.

### 3) Bentonietsmering + afblazen

#### Verticale krachtenbalans bij maximale wrijving (met bentonietsmering)

neerwaarts	gewicht caisson	163625 kN
opwaarts	mantelwrijving	76461 kN
	weerstand snijranden	10980 kN
ter beschikking		76184 kN neerwaarts

maximaal te handhaven luchtdruk:  $76184 / (703.4 \cdot 10) = 10.83$  meter waterkolom  
maximale hoeveelheid af te blazen:  $11.65 - 10.83 = 0.82$  meter waterkolom = 7%

Bij geen gebruik van ballastwater en wel van bentonietsmering behoeft dus nauwelijks afgeblazen te worden!

### 4) Alleen afblazen

#### Verticale krachtenbalans bij maximale wrijving

neerwaarts	gewicht caisson	163625 kN
opwaarts	mantelwrijving	112187 kN
	weerstand snijranden	10980 kN
ter beschikking		40458 kN neerwaarts

maximaal te handhaven luchtdruk:  $40458 / (703.4 \cdot 10) = 5.75$  meter waterkolom  
maximale hoeveelheid af te blazen:  $11.65 - 5.75 = 5.90$  meter waterkolom = 51%

Het afblaaspercentage is aan de hoge kant!

## Bijlage 10 Ontwerpberekeningen van diverse oplossingen voor de definitieve kolkvloer

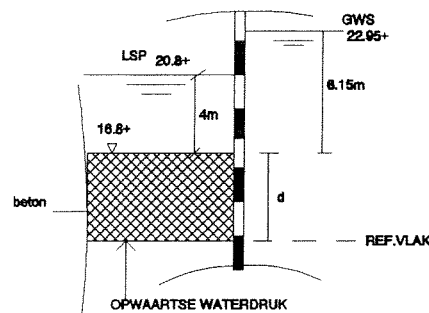
Algemene uitgangspunten:

- ontwerpen op opdrijving in de uiterste grenstoestand volgens NEN 6702
- $\gamma_f$  (ongunstig werkend) = 1.2
- $\gamma_f$  (gunstig werkend) = 0.9

### A Gewichtsvloer (ongewapend o.w.betonvloer)

Uitgangspunten:- niet droogzetten

- $\gamma_{\text{beton}} = 22 \text{ kN/m}^3$
- maatgevende situatie:



Evenwichtssituatie t.o.v. ref.vlak: Opwaarts = Neerwaarts

$$1.2 * (6.15+d) * 10 = 0.9 * (d*22 + 4*10) \implies d = 4.85 \text{ meter} = d_{\min}$$

Vervolgens wordt er nog rekening gehouden met toleranties t.g.v. onnauwkeurige stort- of afwerkmethoden

Volgens de CUR:

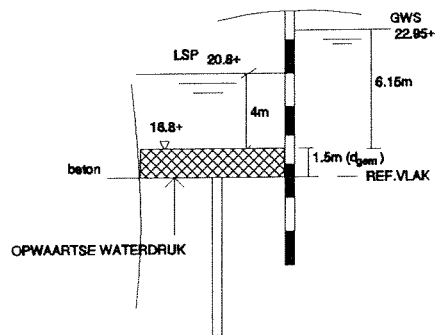
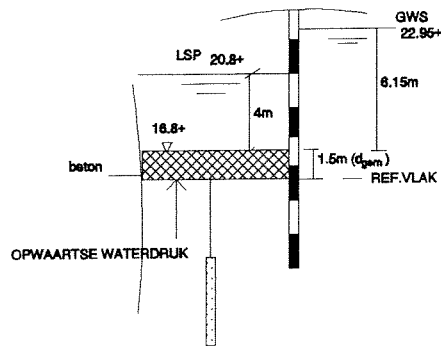
$$\text{gemiddelde theoretische vloerdikte } d_{\text{gem}} = d_{\min} + 0.25 = 5.1 \text{ meter}$$

### B Ongewapende o.w.betonvloer met trekankers/trekpalen

Uitgangspunten:

- $d_{\text{gem}} = 1.5 \text{ meter}$
- trekvermogen paal = trekvermogen anker
- maximaal trekvermogen anker/paal = 750 kN

Bij niet droogzetten:



Op te nemen door trekankers:  $q_d = 1.2 \cdot (6.15 + 1.5) \cdot 10 - 0.9 \cdot (22 \cdot 1.5 + 4 \cdot 10) = 26.1$  kN/m<sup>2</sup>

H.o.h. afstand ankers:  $\sqrt{(750/26.1)} \approx 5.3$  meter

Totale vloeroppervlak =  $17 \cdot 50.8 \approx 864$  m<sup>2</sup>

Minimaal benodigde hoeveelheid ankers =  $864/5.3^2 \approx 30$

Bij wel droogzetten:

Op te nemen door trekankers:  $q_d = 1.2 \cdot (6.15 + 1.5) \cdot 10 - 0.9 \cdot 22 \cdot 1.5 = 62.1$  kN/m<sup>2</sup>

H.o.h. afstand ankers:  $\sqrt{(750/62.1)} \approx 3.5$  meter

Totale vloeroppervlak =  $17 \cdot 50.8 \approx 864$  m<sup>2</sup>

Minimaal benodigde hoeveelheid ankers =  $864/3.5^2 \approx 72$



Vloer wordt geschematiseerd tot plaattype III-2 in de GTB 1990:

$$l_y/l_x = 50.8/17 \approx 3.0 \implies M_{\max;d} = 0.902q_d l_x^2 = 4184 \text{ kNm}$$

$$M_d/(f_{cd}bd_s) = 82 \implies \omega_0 = 0.28\% \quad \text{ø40 - 250}$$

Bij wel drooglegging

Uitgangspunten:

- $d_{\text{gem}} = 4.0$  meter
- volgens de CUR toleranties = 0.4 meter;  $d_{\text{min}} = 4.0 - 0.4 = 3.6$  meter

$$q_d = 1.2*(6.15+1.5)*10 - 0.9*23*4.0 = 39.0 \text{ kN/m}^2$$

Vloer wordt geschematiseerd tot plaattype III-2 in de GTB 1990:

$$l_y/l_x = 50.8/17 \approx 3.0 \implies M_{\max;d} = 0.902q_d l_x^2 = 10166 \text{ kNm}$$

$$M_d/(f_{cd}bd_s) = 64 \implies \omega_0 = 0.22\% \quad \text{ø40 - 300}$$



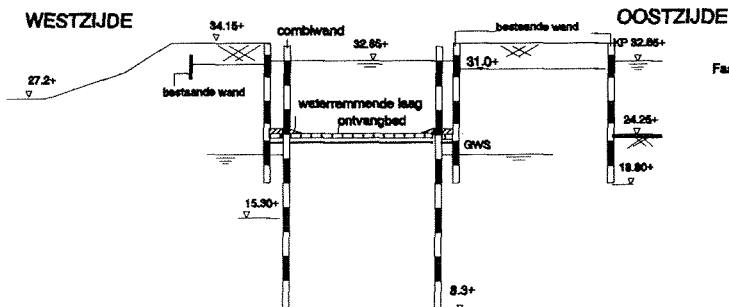
# Bijlage 11 Ontwerp nieuw schutkolkgedeelte met behulp van MSheet

## 1 Inleiding

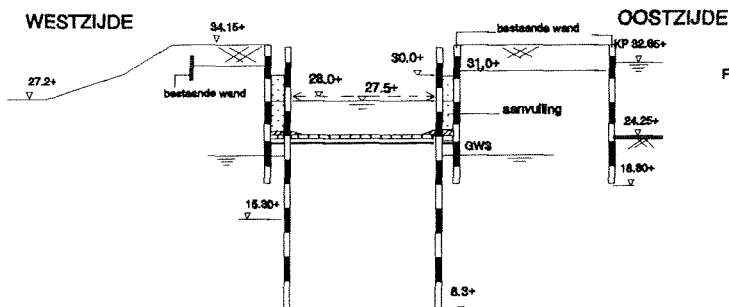
De (meervoudig verankerde) kolkwandconstructie oftewel combiwand wordt berekend met het damwandprogramma MSHEET.

Bij deze damwandberekening is van dezelfde situatie uitgegaan als bij de ontwerpberekening van de damwandkuip in bijlage 8.

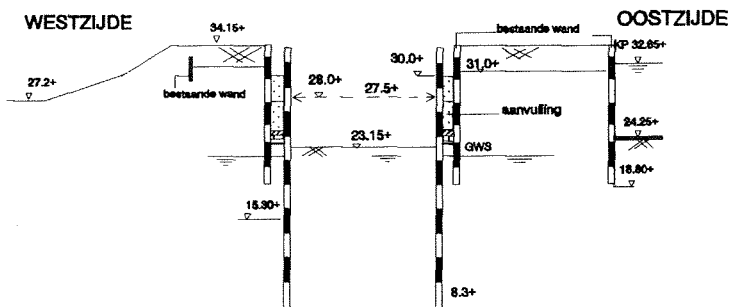
De bij MSHEET gevolgde (bouw)fasering is als volgt:



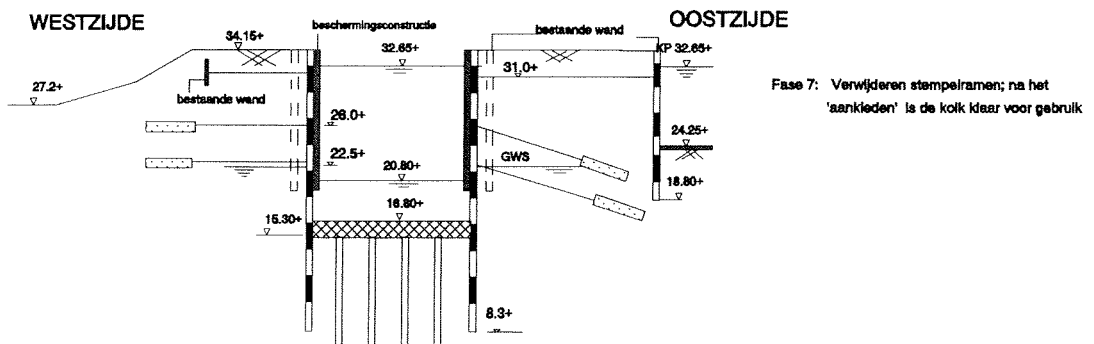
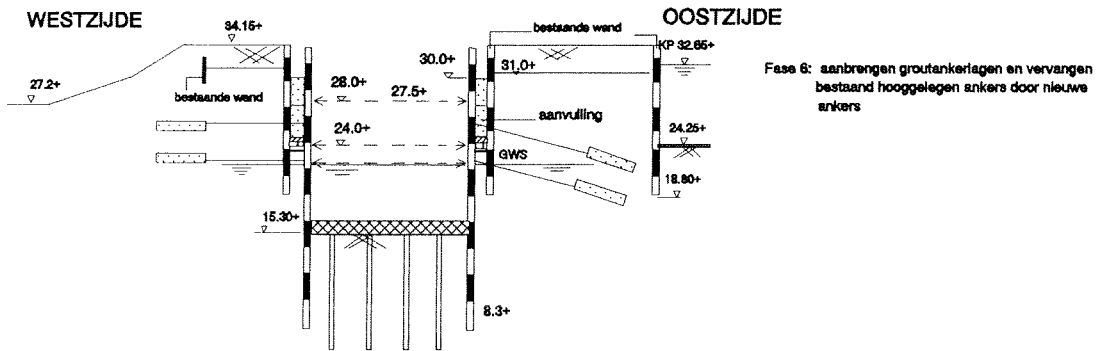
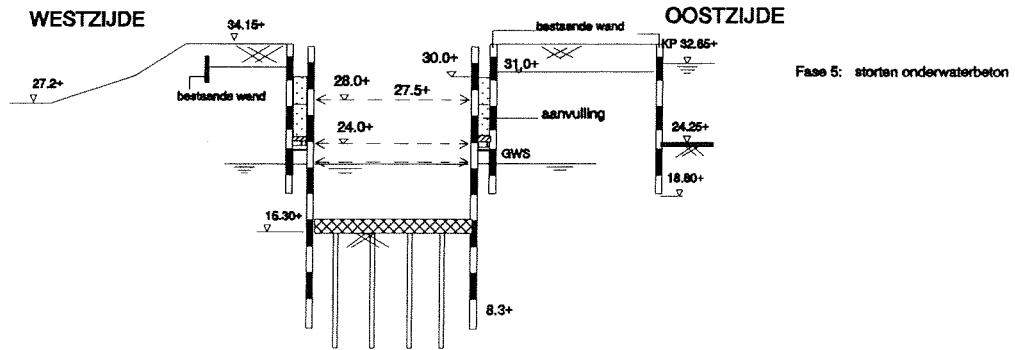
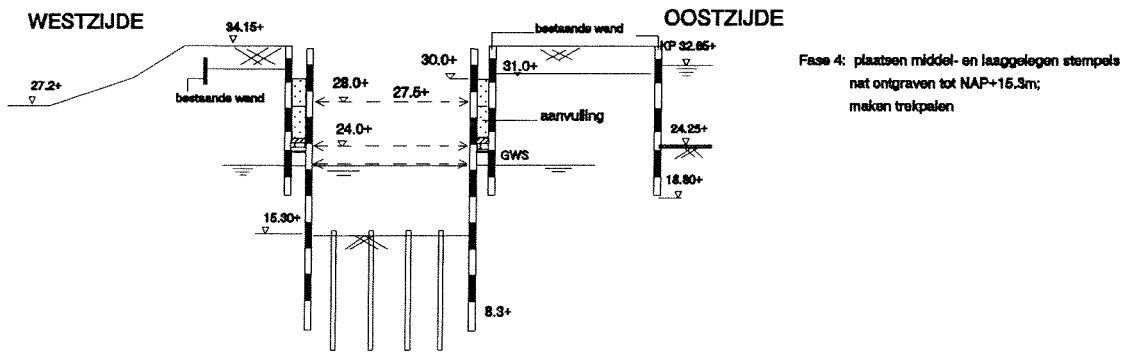
Fase 1: In de natte verwijderde prefabplaten van het ontvangbed ter plekke waar combiwand moet worden geheel; deze plek dient tevens opgevuld te worden met een waterremmende laag om na doorbreking van de asfaltbetonlaag lekkage te beperken



Fase 2: verlagen waterstand in het fuikgedeelte; plaatsen hooggelegen stempelaar; aanvullen ruimte tussen bestaande damwand en combiwand



Fase 3: droogzetten fuikgedeelte tussen combiwanden; droog verwijderen rest ontvangbed en de asfaltbetonlaag; ontgraven tot aan grondwaterpeil



## 2 MSHEET-berekening

De volgende uitgangspunten zijn o.a. gebruikt:

- maximale grondwaterstand van NAP+22.95m
- voor combiwand:  $EI = 5 \cdot 10^5 \text{ kNm}^2/\text{m}'$ ; inheidiepte = NAP+8.3m
- zowel voor de stempelramen als ankerlagen zijn starre steunpunten verondersteld
- in het gebruiksstadium (fase 7) wordt de horizontale belasting t.g.v. troskrachten vooralsnog verwaarloosd

De voornaamste resultaten worden op een rij gezet:

Ankerkracht hooggelegen bestaand ankerscherm op NAP+31.0m = 150 kN/m'

Ankerkracht middelgelegen groutankerscherm op NAP+26.0m = 450 kN/m'

Ankerkracht laaggelegen groutankerscherm op NAP+22.5m = 460 kN/m'

$M_{\max} = 605 \text{ kNm}$

$u_{\max} = 21 \text{ mm}$

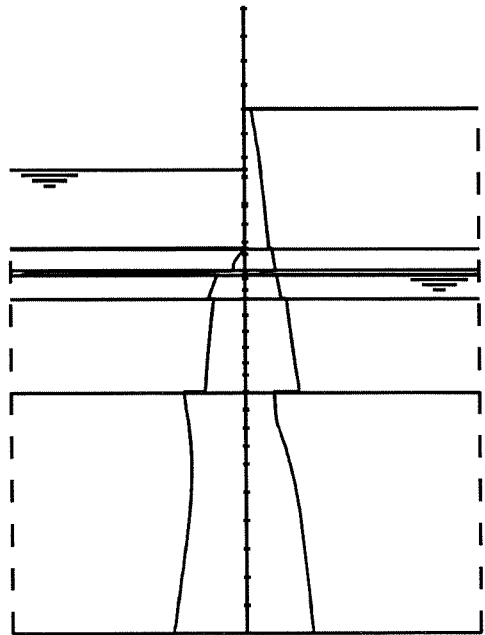
Als gevolg hiervan wordt ten aanzien van beide laatste ankerlagen gekozen voor:

- \* staaf type Dywidag
- \* h.o.h. = 1.2 meter
- \* lengte groutlichaam = 6 meter, uitgaande van een draagvermogen van 100 kN per m'; type duplex

Tenslotte zullen de resultaten van de damwandberekening voor iedere bouwphase grafisch worden weergegeven.



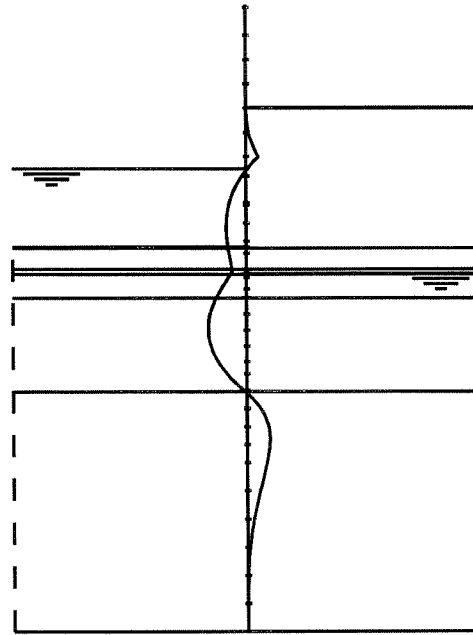
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 1



Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 392.4

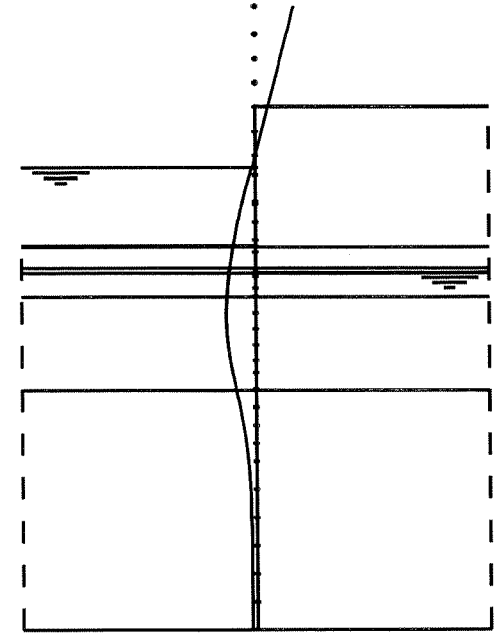
Rechts Max : 117.2



Momenten [kNm/m']

Maximum : 60.5

Minimum : -103.4



Verplaatsingen [mm]

Maximum : -3.5

TUD

Lic: 0216 Educational



MSHEET [3.2]

File : KOLK3

Maaiveld L/R : 3 / 1      Lengte : 25.85

Water      L/R : 27.50 / 23.15

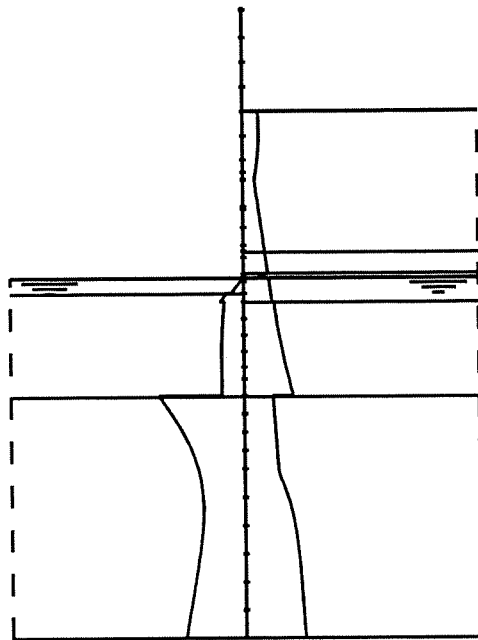
Kolkconstructie

Starre steunpunten

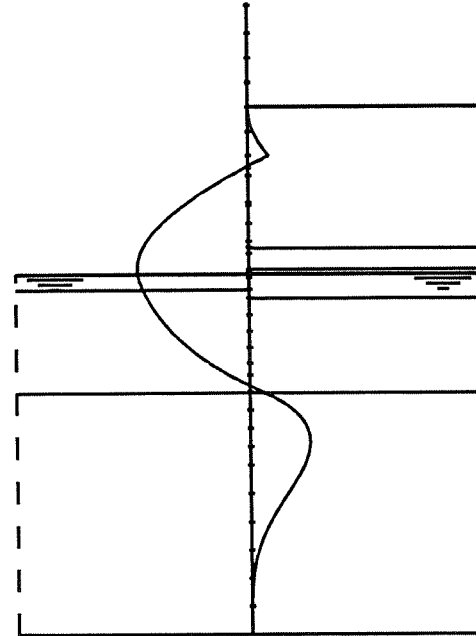




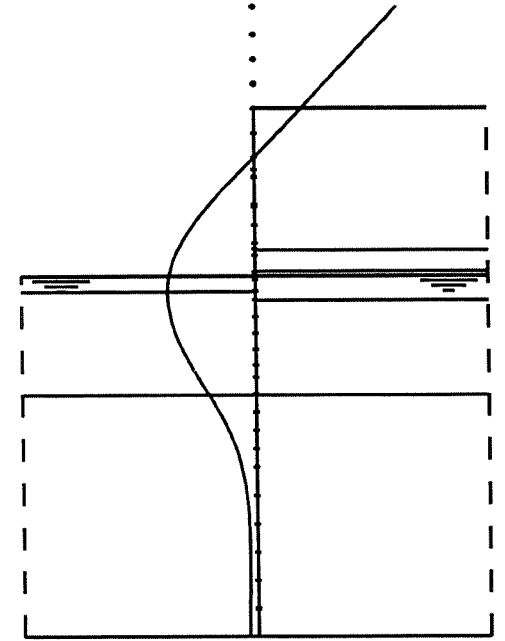
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 2




Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]  
 Links Max : 151.1  
 Rechts Max : 104.3

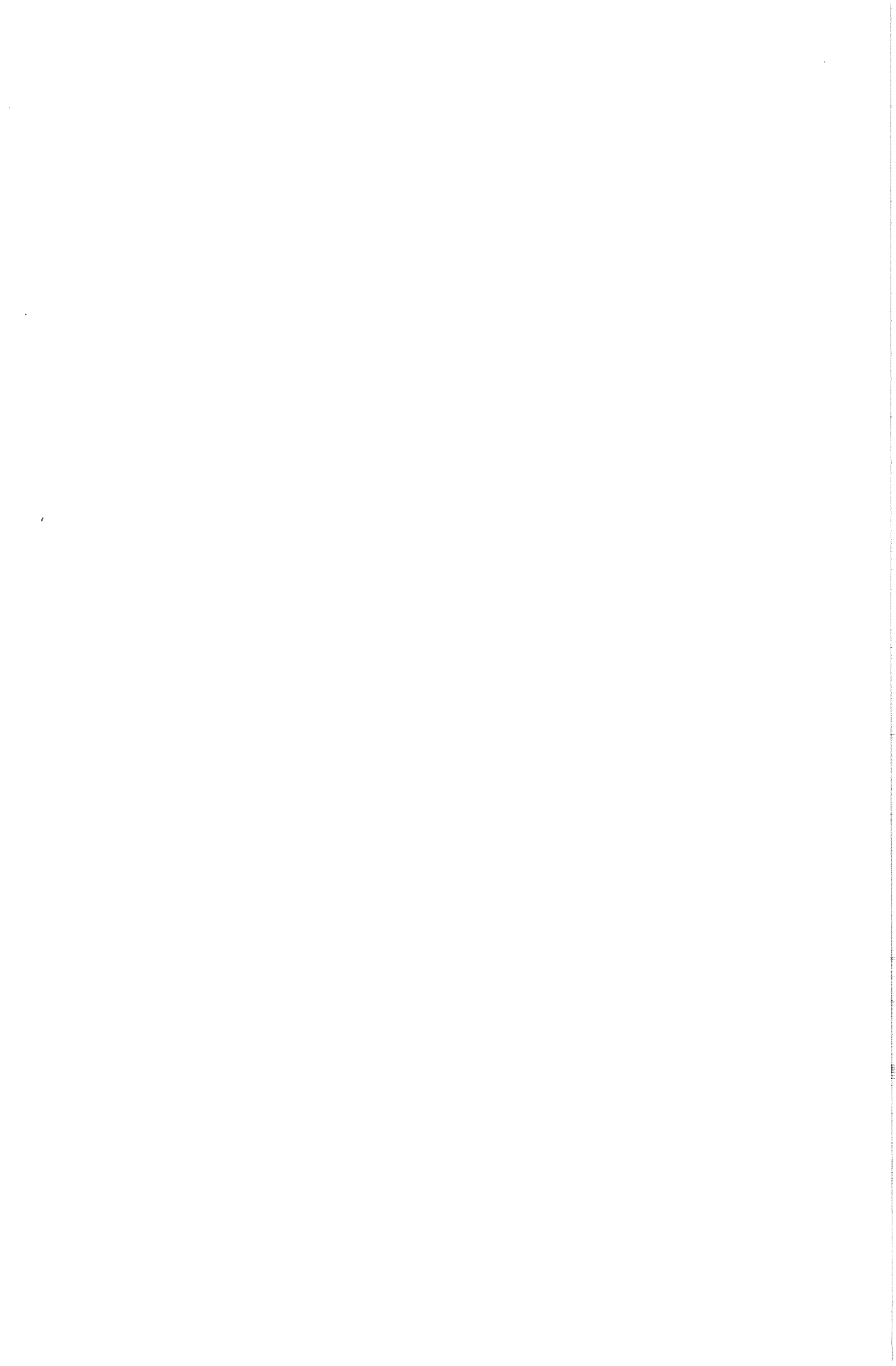


Momenten [kNm/m']  
 Maximum : 160.6  
 Minimum : -301.9

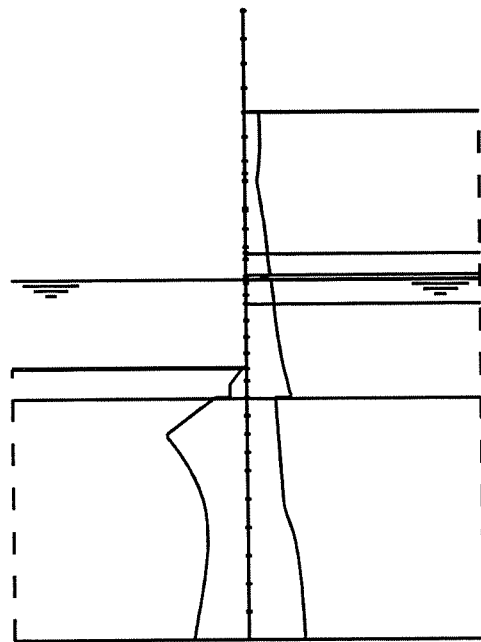


Verplaatsingen [mm]  
 Maximum : -13.1

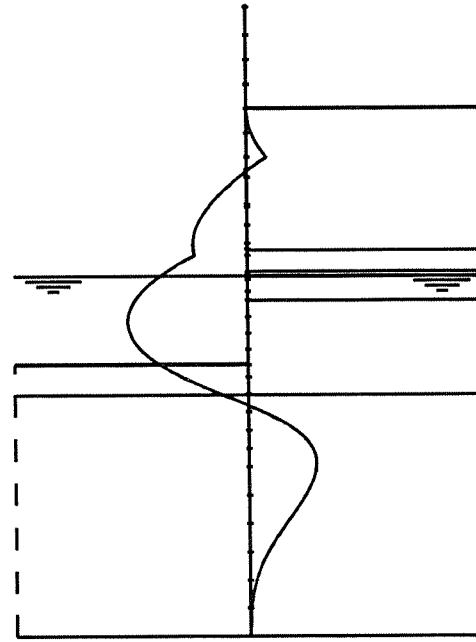
<p>TUD                  Lic: 0216 Educational</p>	<p>Maaiveld L/R : 4 / 1    Lengte : 25.85                  Water    L/R : 23.15 / 23.15</p>
 <p>MSHEET [3.2]                  File : KOLK3</p>	<p>Kolkconstructie                  Starre steunpunten</p>



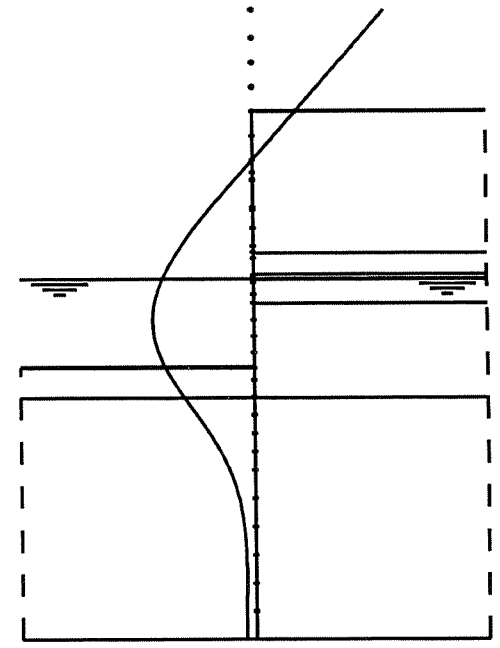
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 3




Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]  
 Links Max : 140.9  
 Rechts Max : 98.9

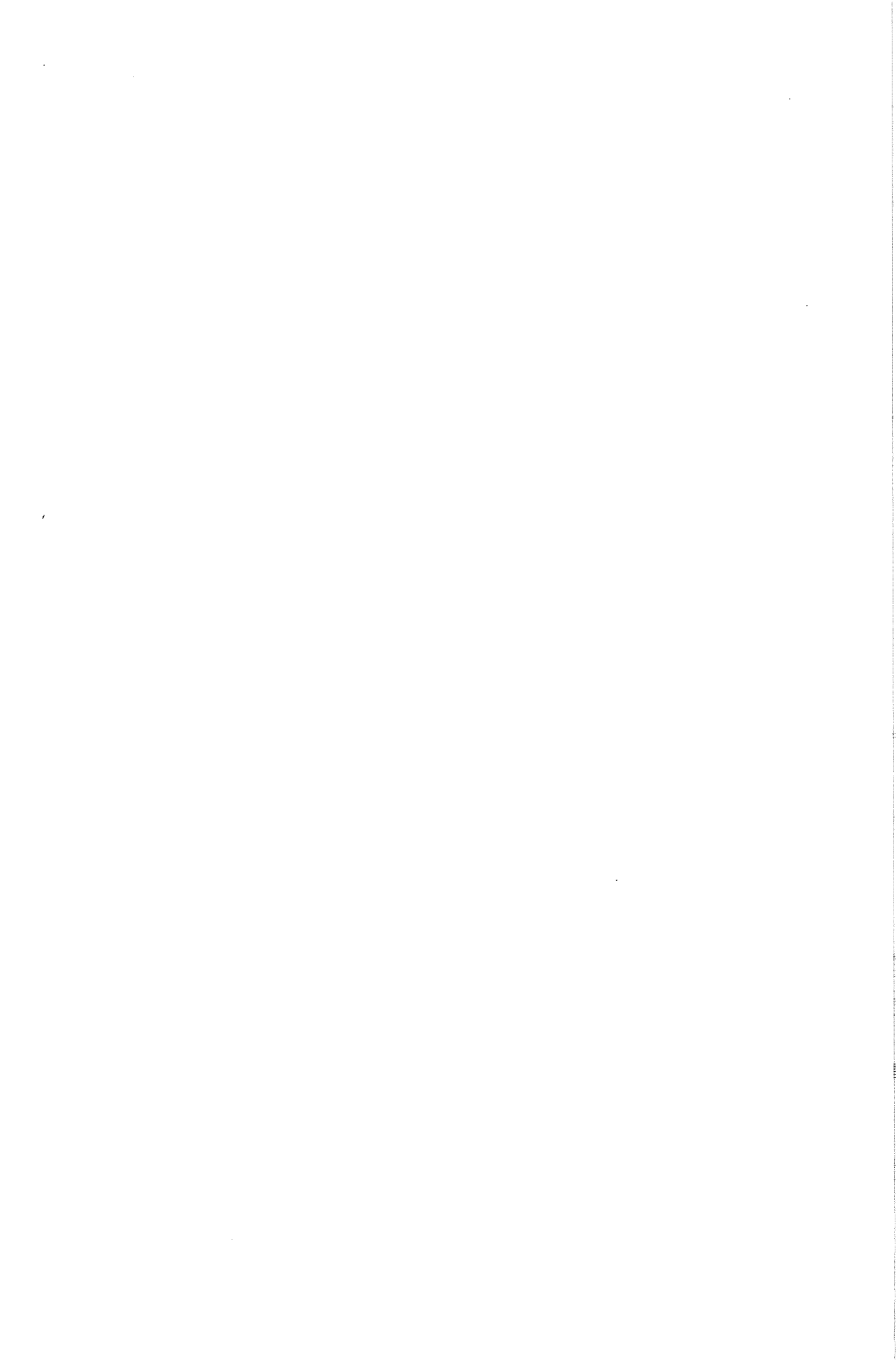


Momenten [kNm/m']  
 Maximum : 180.9  
 Minimum : -322.4

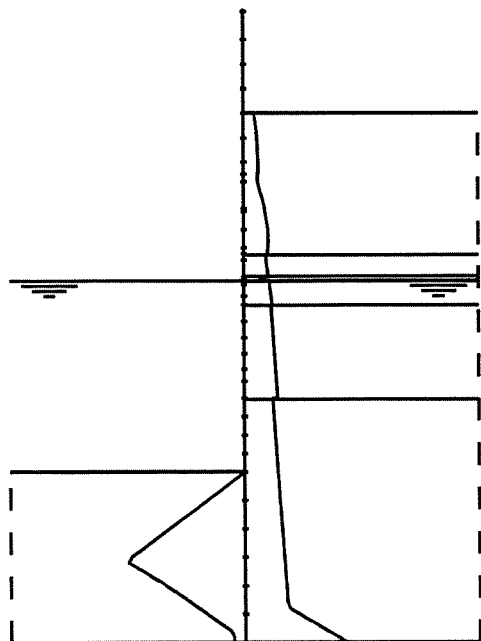


Verplaatsingen [mm]  
 Maximum : -12.0

TUD	Maaiveld L/R : 5 / 1	Lengte : 25.85
Lic: 0216 Educational	Water L/R : 23.15 / 23.15	
 MSHEET [3.2] File : KOLK3	Kolkconstructie	
	Starre steunpunten	



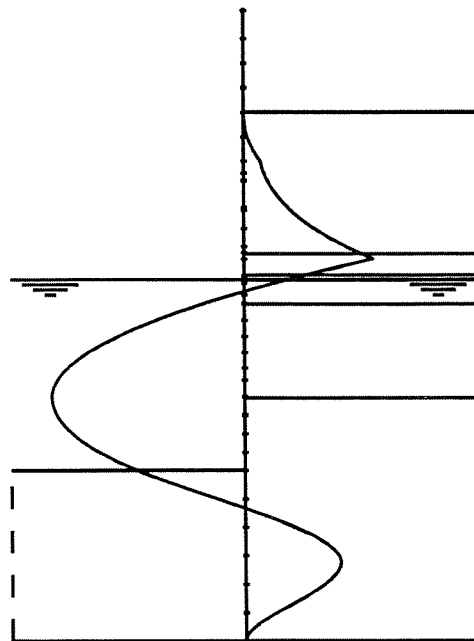
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 4



Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 198.7

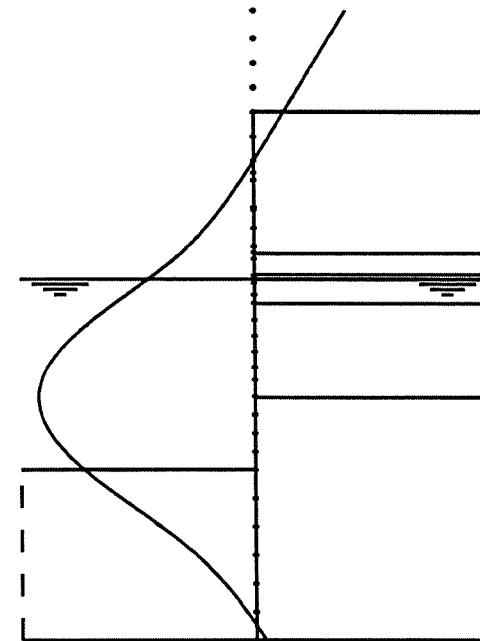
Rechts Max : 178.8



Momenten [kNm/m']

Maximum : 348.7

Minimum : -521.4



Verplaatsingen [mm]

Maximum : -19.6

TUD

Lic: 0216 Educational



MSHEET [3.2]

File : KOLK3

Maaiveld L/R : 6 / 1      Lengte : 25.85

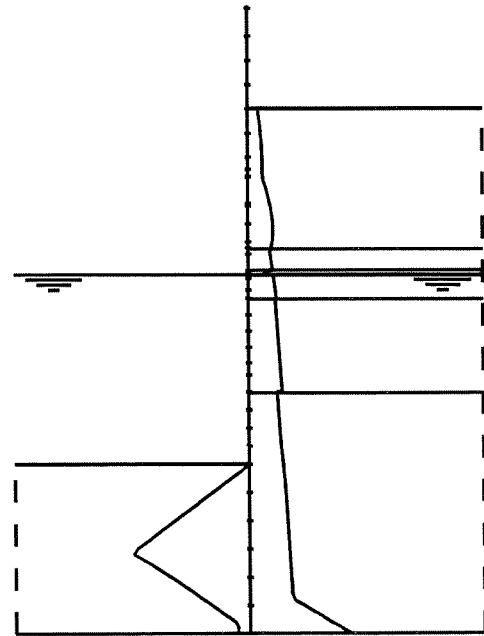
Water      L/R : 23.15 / 23.15

Kolkconstructie

Starre steunpunten



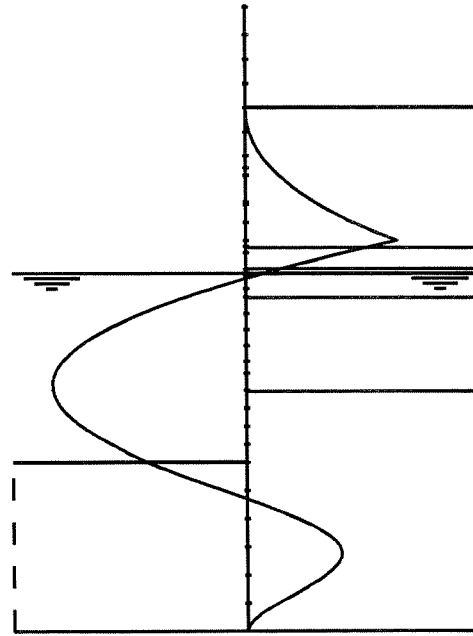
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 5



Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]

Links Max : 197.7

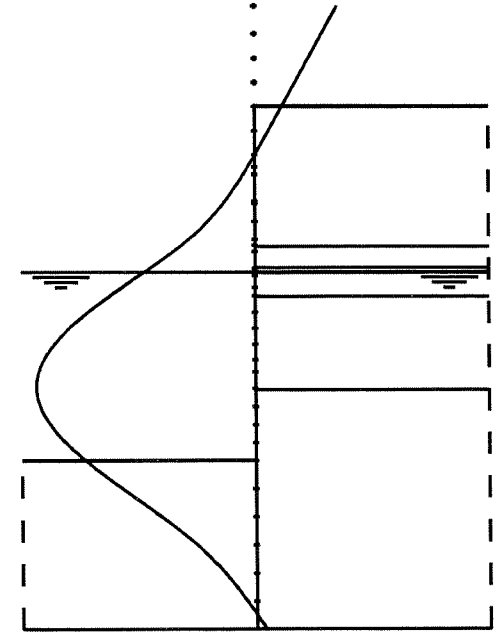
Rechts Max : 178.2



Momenten [kNm/m']

Maximum : 408.5

Minimum : -522.3



Verplaatsingen [mm]

Maximum : -19.9

TUD

Lic: 0216 Educational

Maaiveld L/R : 6 / 1      Lengte : 25.85

Water      L/R : 23.15 / 23.15

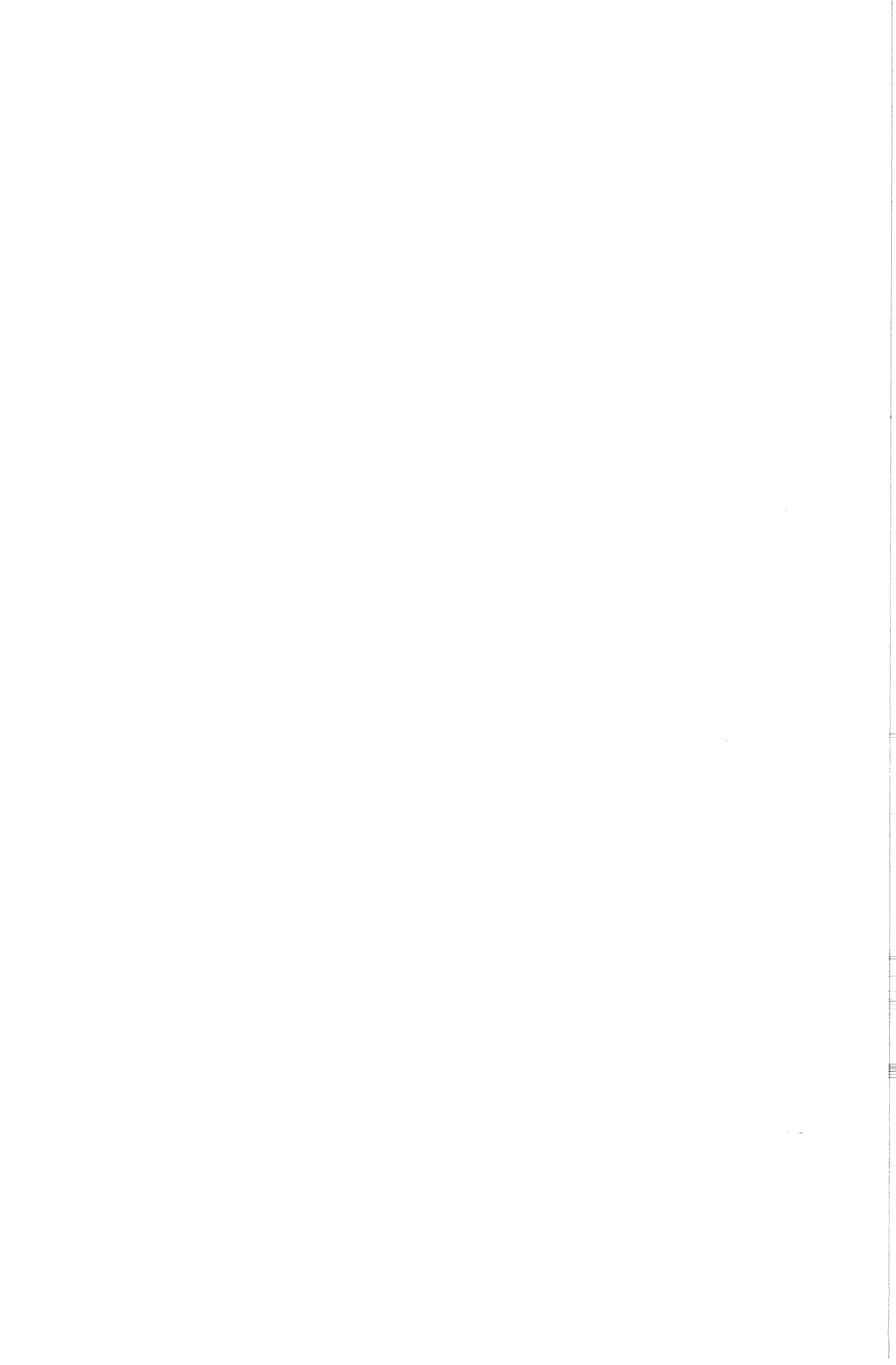


MSHEET [3.2]

File : KOLK3

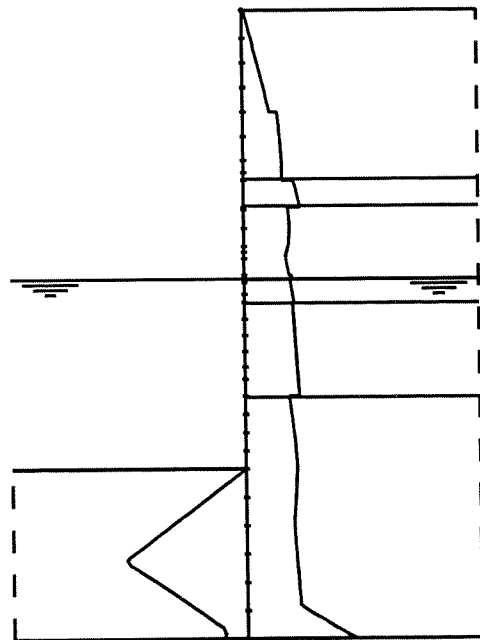
Kolkconstructie

Starre steunpunten

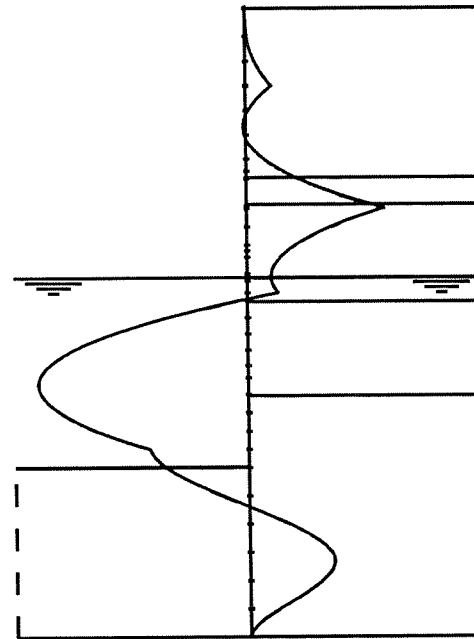




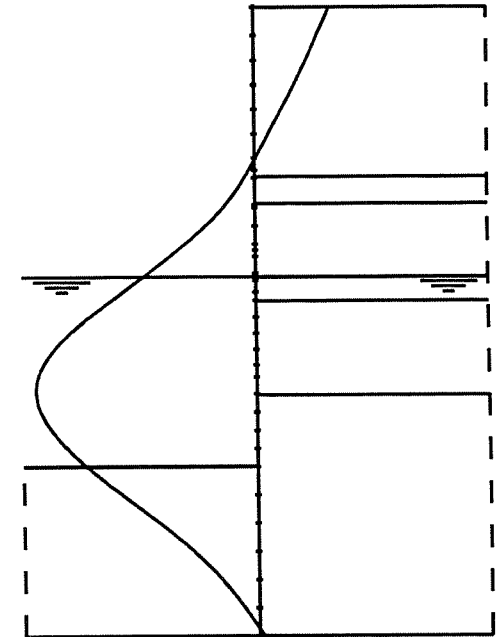
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 6




Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]  
 Links Max : 198.7  
 Rechts Max : 191.4



Momenten [kNm/m']  
 Maximum : 372.1  
 Minimum : -563.4

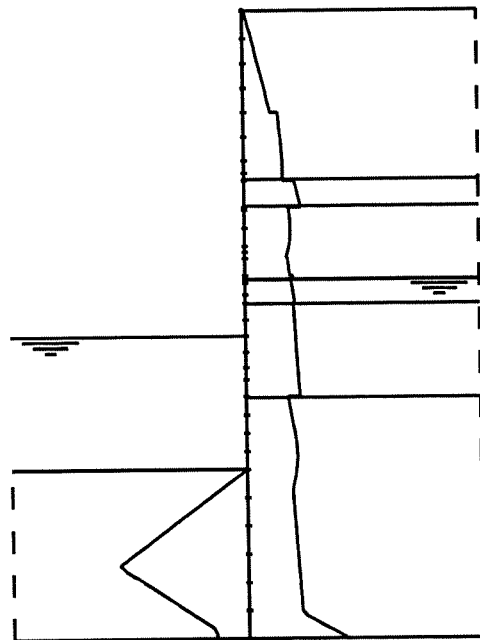


Verplaatsingen [mm]  
 Maximum : -20.0

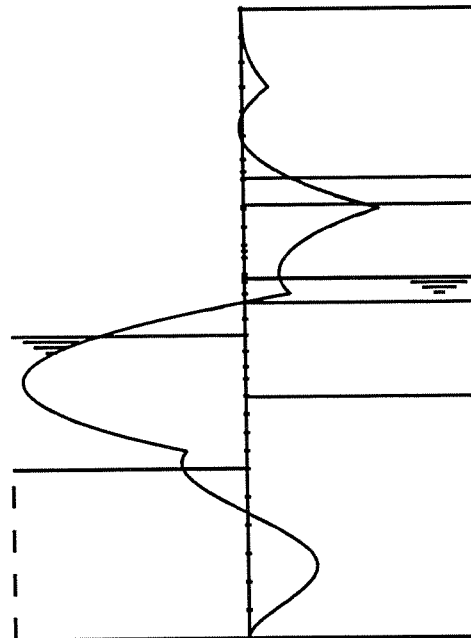
<p>TUD                  Lic: 0216 Educational</p>	<p>Maaiveld L/R : 6 / 2    Lengte : 25.85                  Water    L/R : 23.15 / 23.15</p>
 <p>MSHEET [3.2]                  File : KOLK3</p>	<p>Kolkconstructie.                  Starre steunpunten</p>



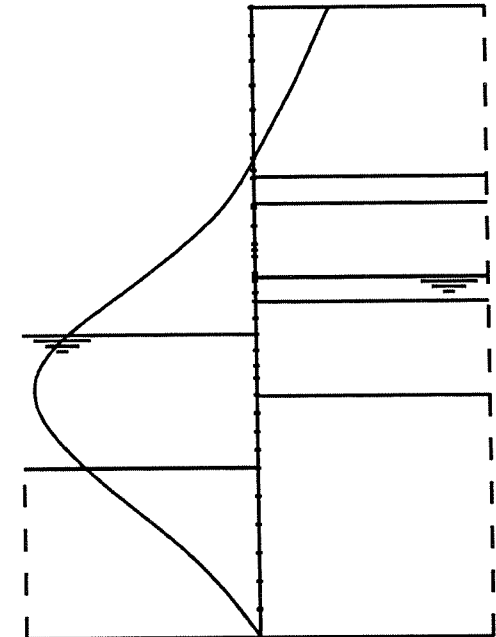
OVERZICHT RESULTATEN BOUWFASE : 7




Hor. Korrelsp. [kN/m<sup>2</sup>]  
 Links Max : 198.7  
 Rechts Max : 174.6



Momenten [kNm/m']  
 Maximum : 363.8  
 Minimum : -600.4



Verplaatsingen [mm]  
 Maximum : -20.2

<p>TUD                  Lic: 0216 Educational</p>	<p>Maaiveld L/R : 6 / 2    Lengte : 25.85                  Water    L/R : 20.80 / 23.15</p>
 <p>MSHEET [3.2]                  File : KOLK3</p>	<p>Kolkconstructie                  Starre steunpunten</p>

